

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
ENGENHARIA CIVIL

BRUNO DE AGUIAR MAIA

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NO MUNICÍPIO DE
GUARAMIRANGA (CE) E SOLUÇÕES DE ENGENHARIA

FORTALEZA, CE

2013

BRUNO DE AGUIAR MAIA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NO MUNICÍPIO DE
GUARAMIRANGA (CE) E SOLUÇÕES DE ENGENHARIA**

Monografia apresentada ao curso de engenharia civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará para obtenção do título de engenheiro civil.

Professor orientador: ANDERSON BORGHETTI SOARES

Fortaleza - Ceará

Dezembro/2013

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- M184a Maia, Bruno de Aguiar.
Análise de estabilidade de encostas no município de Guaramiranga (Ce) e soluções de engenharia /
Bruno de Aguiar Maia. – 2013.
54 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
Curso de Arquitetura e Urbanismo, Fortaleza, 2013.
Orientação: Prof. Dr. Anderson Borghetti Soares.
1. Escorregamento de terra. 2. Parâmetros geotécnico. 3. Estabilidade de talude. I. Título.

CDD 720

BRUNO DE AGUIAR MAIA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS NO MUNICÍPIO DE
GUARAMIRANGA (CE) E SOLUÇÕES DE ENGENHARIA**

Monografia apresentada ao curso de engenharia civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará para obtenção do título de engenheiro civil.

Orientador: Professor Anderson Borghetti Soares, D.Sc.

Aprovada em: __/__/____.

BANCA EXAMINADORA

Professor Anderson Borghetti Soares, D.Sc. (Orientador)
Universidade Federal do Ceará – UFC

Professor Alfran Sampaio Moura, D.Sc.
Universidade Federal do Ceará – UFC

Professor Marcos Fábio Porto de Aguiar, D.Sc.
Universidade de Fortaleza - Unifor

À Vida, que me concedeu
oportunidades e se mostrou
bastante aprazível.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, José Nilo Costa Maia e Iúna de Aguiar Maia, agradeço a atitude de colocar meus estudos em primeiro lugar, de forma que eu pudesse concluir minha graduação. Essa é a maior herança que recebi, a educação. Verdadeiro patrimônio que ninguém pode tirar, e por isso coloco o “ser” acima do “ter”.

Ao meu irmão mais velho, Caio de Aguiar Maia, que me ajudou nas dificuldades, deu exemplos de muita virtude e contribuiu na minha formação. Além de único irmão, um grande amigo.

À minha família. Os de Aguiar, sempre muito unidos, me deram a noção de importância da base familiar. Os Maias, que me ensinaram através da atitude que é com trabalho que se atinge resultados. São minha referência, com seus defeitos e qualidades, tento extrair o que possuem de melhor.

À minha namorada, Gervânia Sampaio, pessoa que me abriu os olhos, que me fez ter mais amor pelas artes, que me fez perceber a imensidão que o mundo tem a oferecer. Agradeço pela dedicação e companheirismo.

Aos meus amigos antigos, os quais coloco em ordem alfabética: Alysson Fontenele, Daniel Farias, Leonardo Montenegro, Rafael Mendonça, Talita Nicolau, Ubiratan Soares e Victor Wirtzbiki. Agradeço pela alegria da companhia e pela boemia de tantos anos, que fizeram com que eu não me arrependesse pelos anos vividos.

Ao Centro Acadêmico de Engenharia Civil e os amigos que lá conheci: André Galiza, André Melo, Bergson Matias, Cindy Braga, Clívia Almeida, Karinne Góis, Phelipe Rabay, Samuel Torquato e Victor França. Agradeço por terem me dado uma formação crítica, por terem me feito viver a universidade e não apenas passar por ela, pela amizade que fizemos.

Aos professores que me inspiraram a estudar geotecnia e fazer este trabalho, Prof. Anderson Borghetti como orientador da monografia, Prof. Silvrano Dantas na cadeira de mecânica dos solos e como orientador de iniciação científica, Prof. Francisco Chagas na cadeira de barragens, Prof. Alfran Sampaio na cadeira de fundações e Prof. Marcos Porto por ter aceitado o convite para a banca examinadora.

“Uma vida sem desafios não vale a
pena ser vivida.”

(Sócrates)

RESUMO

O trabalho que segue é um estudo da região serrana no município de Guaramiranga com enfoque geotécnico. Regiões serranas possuem desafios de engenharia diferentes das obras em locais planos. As altas declividades, características do solo e umidade apresentam um obstáculo no projeto e construção de infraestrutura e superestrutura civil.

Com o desenvolvimento da região serrana de Baturité nas últimas décadas, especialmente Guaramiranga pelo atrativo turístico, aumentaram o número de loteamentos e acessos rodoviários em zona urbana e rural. Como consequência disso, têm-se vários relatos de escorregamentos de terra em diversos pontos da região.

O trabalho utiliza, em sua metodologia, parametrizações a partir de informações acessíveis na revisão bibliográfica a fim de realizar um estudo preliminar. Vale destacar que, para obter uma necessária acurácia em um projeto de engenharia, é necessário a realização de ensaios para obtenção dos parâmetros geotécnicos.

Após a escolha das encostas de estudo e definição dos parâmetros de resistência do solo, peso específico natural, perfil geotécnico e relevo, procedeu-se com o estudo de estabilidade de taludes para ruptura translacional de superfície plana infinita e ruptura rotacional de superfície circular. Os resultados foram organizados e discutidos quanto à possibilidade de ocorrência de escorregamento e a magnitude do problema.

Por fim, foram colocadas algumas propostas de soluções de engenharia no sentido de contribuir para a viabilidade técnica e econômica na prevenção de acidentes envolvendo danos materiais e danos a vidas humanas. O resultado indica a necessidade de estudos aprofundados através do investimento público na causa.

Palavras chave: Escorregamento de terra, Parâmetros geotécnico, Estabilidade de talude.

ABSTRACT

The work that follows is a study of the mountain region in the municipality of Guaramiranga with geotechnical approach. Mountainous regions have different challenges of engineering compared to flat lands. The steep slopes, soil characteristics and moisture present an obstacle in the design and construction of civil infrastructure and superstructure.

With the development of the mountain region of Baturité in recent decades, especially by Guaramiranga tourist attraction, increased the number of habitations and road access in urban and rural areas. As a result, they are several reports of landslides in various parts of the region.

This work uses, in its methodology, parameterizations with accessible information in the literature in its methodology in order to perform a preliminary study. It is important say that, to obtain the accuracy required for an engineering project, several tests have to be done.

After choosing the slopes of study and definition of parameters of soil strength, natural specific weight, geotechnical profile and relief, we proceeded with the study of slope stability for translational rupture of infinite plane surface and rotational rupture of circular surface. The results were organized and discussed about the possibility of slip and magnitude of the problem.

Finally, some proposals of engineering solutions were made as an effort to contribute with the technical and economic viability for the preventing of accidents involving damage to property and human lives. The result indicates the need for in-depth studies through public investment in question.

Keywords: Landside, Geotechnical parameter, Slope stability.

SUMÁRIO

1. PROBLEMÁTICA DE PESQUISA	1
2. QUESTÕES	3
2.1. Questão da Pesquisa.....	3
2.2. Questões Específicas.....	3
3. OBJETIVOS.....	4
3.1. Objetivo Geral.....	4
3.2. Objetivos Específicos	4
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
4.1. Teoria dos escorregamentos de solos.....	5
4.1.1. Escoamento	5
4.1.2. Escorregamento	6
4.1.3. Subsidência.....	10
4.1.4. Forma de transição	10
4.1.5. Movimentos complexos de massa.....	10
4.2. Soluções de engenharia.....	10
4.2.1. Proteção superficial e drenagem	10
4.2.2. Muros	12
4.2.3. Cortina atirantada	13
4.2. Características dos movimentos de massas em Guaramiranga – CE.....	14
5. METODOLOGIA	16
5.1. Escolha dos taludes	16
5.2. Levantamentos	21
5.2.1. Determinação de parâmetros de resistência	21
5.2.2. Determinação do peso específico natural.....	22
5.2.3. Definição da profundidade do solo	25
5.3. Análise da estabilidade da encosta.....	26
5.3.1. Ruptura global	27
5.3.2. Ruptura local	29
5.4. Soluções de engenharia.....	31
5.4.1. Solução global	31

5.4.2. Solução local	32
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES	34
6.1. Avaliações iniciais sobre o uso do software	34
6.2. Ruptura global.....	37
6.3. Ruptura local.....	38
6.4. Projeto da solução local	41
7. CONCLUSÕES.....	44

1. PROBLEMÁTICA DE PESQUISA

O município de Guaramiranga tem economia baseada na agricultura e na pecuária devido ao clima úmido da região que se destaca positivamente em relação a outras localidades do sertão cearense. Estas atividades econômicas interferem significativamente na cobertura do solo devido ao grande espaço ocupado e o desmatamento. Com a crescente preocupação do poder público em relação à degradação ambiental, em 1990 foi criada a Área de Proteção Ambiental do Maciço de Baturité através do decreto N° 20.956.

Desde então, com os investimentos voltados para o turismo e eventos culturais, a cidade passou a ter um caráter muito mais turístico, o que leva a uma nova preocupação: a especulação imobiliária. Esta atividade leva investidores a construírem pousadas, condomínios e casas de veraneio em encostas íngremes e topos de morros devido à vista privilegiada, que é onde se encontra o maior risco de escorregamentos. Cada vez mais se constrói acessos aos lugares mais remotos e o corte e movimentação de terra alteram as encostas naturais como mostra a Figura 1.

Figura 1: Arruamento para construção de condomínios.



Fonte: Bastos (2012).

As declividades do município são elevadas, propiciando a ocorrência de instabilidades tanto nos taludes de corte das estradas de acesso como na área urbana.

Nos bairros de baixa renda Santa Edwiges e Frei Domingos, em Guaramiranga, os moradores foram mencionados em matéria jornalística da TV Diário devido à preocupação por morarem em uma encosta íngreme.

Segundo uma matéria do jornal Diário do Nordeste, desde a catástrofe ocorrida em Angra dos reis – RJ, em 2010, vem aumentando a preocupação em regiões serranas. Pacoti e Guaramiranga já presenciaram eventos de deslizamentos. Em 1994, o conjunto Frei Domingos já teve várias casas destruídas e está em estado de alerta.

2. QUESTÕES

2.1. Questão da Pesquisa

Dada a problemática, a questão maior da pesquisa é: Existe ameaça real de ocorrência de acidentes relacionados a movimentos de massas para a região em estudo? Se sim, como pode ser prevenido ou contido? Quais são as possíveis soluções de engenharia que podem ser utilizadas para conter tais movimentos?

A questão pode ser solucionada a partir de tópicos pertinentes que estão dispostos a seguir.

2.2. Questões Específicas

- Existem registros de ocorrências de movimentos de massa na região que possuam relevância?
- Como obter indicadores geotécnicos do solo sem a utilização de técnicas dispendiosas para o levantamento?
- Com base nos dados disponíveis, existe algum indício de risco de acidente e qual a magnitude?
- Se existe iminência de movimentos de massa, qual a solução de engenharia mais adequada para a situação?

3. OBJETIVOS

3.1. Objetivo Geral

O objetivo geral é avaliar a ocorrência e possíveis mecanismos de escorregamentos no município de Guaramiranga e propor soluções eficazes técnica e economicamente para prevenção e contenção do movimento.

3.2. Objetivos Específicos

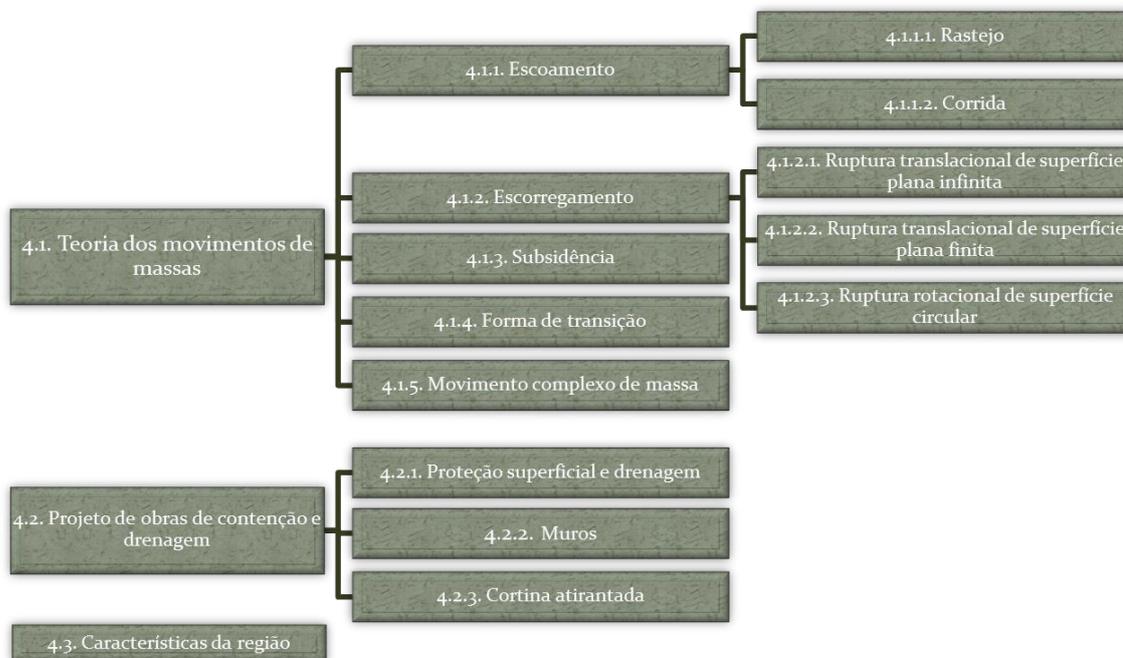
Para atingir o objetivo geral, devemos dividir o problema em objetivos específicos a fim de facilitar a condução deste trabalho.

- Caracterizar as ocorrências na região a partir de registros anteriores e revisão bibliográfica;
- Adotar parâmetros de resistência do solo, características gerais e perfil geotécnico, seja através da bibliografia, seja a partir da parametrização com dados disponíveis;
- Modelar a encosta a partir dos dados obtidos e utilizar métodos consagrados para verificação da estabilidade;
- Definir a solução de engenharia mais adequada conforme os resultados obtidos e apresentar o projeto.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica está dividida em três estudos, como mostra o fluxograma da figura 2.

Figura 2: Fluxograma da revisão bibliográfica.



Fonte: Autor.

Serão abordados nessa sequência para efeito de didática.

4.1. Teoria dos escorregamentos de solos

O movimento de massas em encostas é um processo contínuo e uma tendência de peneplanização da natureza deslocando esta massa de um ponto mais elevado a um menos elevado por contribuição de diversos fatores (Massad, 2010).

Segundo Guidicini & Nieble (1983), os movimentos de massas podem ser classificados em escoamento, escorregamento, subsidência, forma de transição e movimento complexo de massa.

4.1.1. Escoamento

É um movimento de massa caracterizado pelo comportamento contínuo, independente da velocidade. Podendo ser rastejo ou corrida.

O rastejo é um movimento lento e contínuo, se comportando mecanicamente como um líquido muito viscoso. O movimento é impulsionado pela variação de temperatura da superfície que, ao contrair e dilatar, se desloca. As camadas inferiores que não sofrem o efeito dessa variação podem movimentar-se por influência da gravidade. Devido a seu comportamento de líquido viscoso, diferente do escorregamento, não possui uma ruptura a partir do qual o movimento se manifesta (Guidicini & Nieble, 1983).

A corrida se caracteriza pelo movimento contínuo e rápido, de comportamento hidrodinâmico, causado geralmente por chuvas torrenciais que tornam a camada superficial de solo um fluido com detritos.

4.1.2. Escorregamento

Os escorregamentos são movimentos de solo bruscos e de movimentação rápida. Com uma geometria da massa deslocada bem definida e podendo assumir caráter rotacional ou translacional.

Mecanicamente, a estabilidade da encosta é avaliada pela razão entre a força resistente e a força solicitante chamada de fator de segurança. Efeitos externos e internos podem fazer com que a força solicitante supere a resistente, causando a ruptura quando o fator de segurança atinge valor unitário (Guidicini & Nieble, 1983).

O somatório de forças solicitantes e resistentes é feito a partir da consideração de uma superfície potencial de ruptura, da qual ainda não se sabe seu fator de segurança (FS). Aquela superfície cujo FS seja o menor, é a que está mais suscetível a romper e o fenômeno ocorre no local onde o FS se reduz a 1.

Para a consideração do tipo de movimento e geometria da superfície de ruptura, temos três a considerar (Braja, 2011):

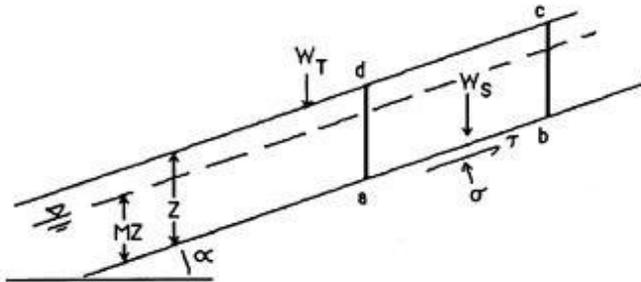
- Ruptura translacional de superfície plana infinita;
- Ruptura translacional de superfície plana finita;
- Ruptura rotacional de superfície circular.

4.1.2.1. Ruptura translacional de superfície plana infinita

A verificação deste tipo de escorregamento é feito pelo método do talude Infinito, que parte da consideração de que a dimensão da camada deslizante é muito

menor do que o comprimento de rampa, de forma a considerarmos como um plano infinito para efeito de cálculo, assim como mostra a Figura 3.

Figura 3: Perfil do talude infinito.



Fonte: site Food and Agriculture Organization of the United Nations.

onde:

τ é a resistência ao cisalhamento na superfície;

c' é a coesão do solo;

σ' é a tensão perpendicular ao plano da superfície de ruptura.

Para o cálculo, temos a fórmula:

$$FS = \frac{c'}{\gamma H \cos^2 \beta (tg\beta - tg\varphi)} + \frac{tg\varphi'}{tg\beta} \quad (1)$$

onde:

β é a declividade do talude;

γ é o peso específico do solo natural;

H é a altura da fatia de solo;

φ é o ângulo de atrito;

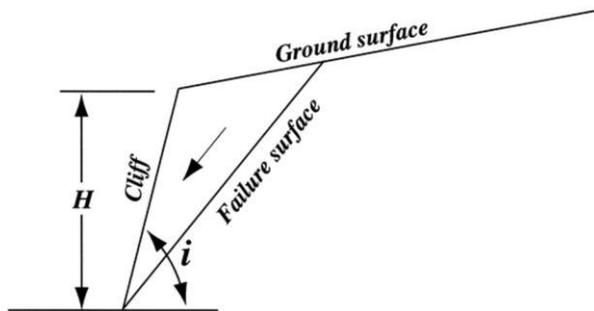
4.1.2.2. Ruptura translacional de superfície plana finita

Este tipo de escorregamento é avaliado pelo método de Culmann, onde a massa deslocada tem forma de cunha, possuindo uma superfície de ruptura que fica entre o pé

do talude e a região da crista (Figura 4). Este método avalia a estabilidade de forma simples, verificando o equilíbrio estático de forças do sistema.

O método de Culmann é mais adequado para modelar solos sem coesão ou rocha.

Figura 4: Perfil da ruptura em cunha.



Fonte: site www.eg.geoscienceworld.org

4.1.2.3. Ruptura rotacional de superfície circular

Neste caso a ruptura é modelada através de um equilíbrio de momentos, uma vez sua superfície é circular. Para melhor representar o talude real, este é dividido em fatias verticais e elas são verificadas separadamente quanto à relação entre as forças solicitante e resistente. A Figura 5 discrimina os fatores que interferem num talude típico, onde:

b_i é a largura da i -ésima fatia;

W_i é o peso da fatia;

N_i é a normal ao plano da base;

T_i é a força de tração na base;

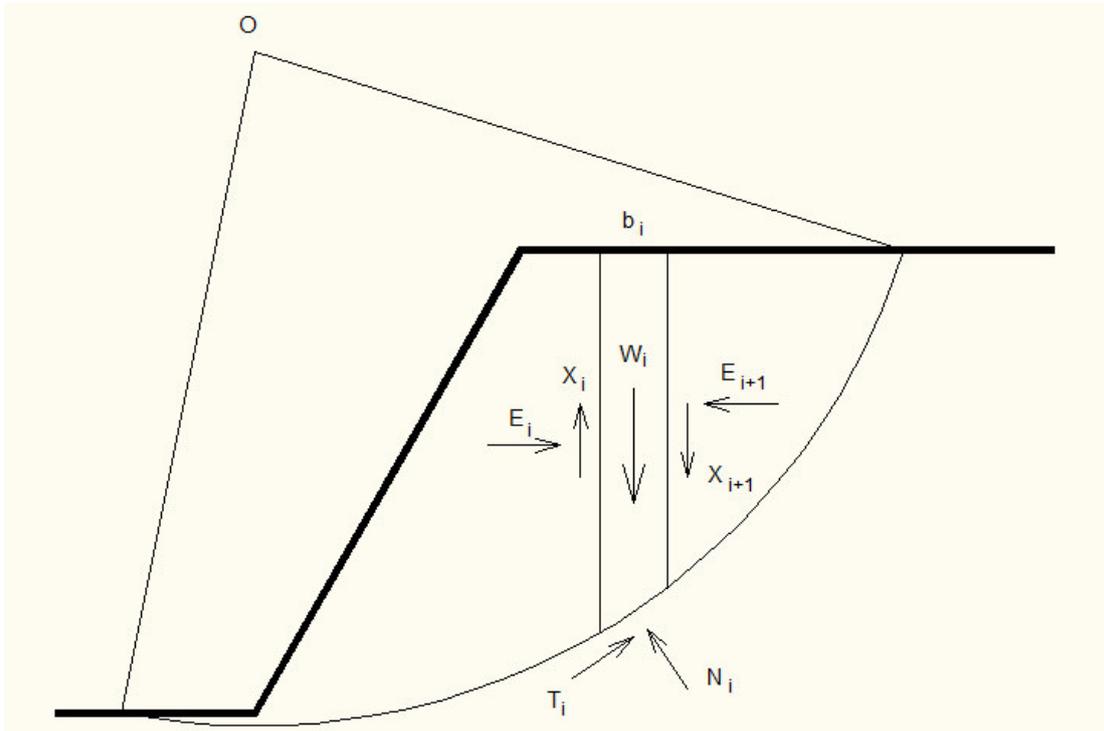
E_i são as forças interfatias horizontais;

X_i são as forças interfatias verticais;

O é o centro do círculo que desenha a superfície potencial de ruptura;

R é o raio do círculo;

Figura 5: Equilíbrio de forças na fatia.



Fonte: Autor.

Como exemplo de métodos mais conhecidos para o cálculo do fator de segurança pelo método das fatias pode-se citar os métodos de Bishop simplificado e Fellenius. A diferença entre os dois métodos é que no de Fellenius o equilíbrio de forças é feito na direção normal à base da fatia (empuxos entre as fatias têm direção paralela à base da fatia), desprezando as poropressões atuantes nas laterais das fatias (que têm uma componente na direção normal à base da fatia), enquanto o método de Bishop Simplificado considera o equilíbrio de forças na direção vertical e a direção das forças interfatias é horizontal, sendo mais realista e aceitável para projetos. Após em consideração dos fatores acima é feita a verificação do equilíbrio de momentos pela relação de fator de segurança, de forma que a ruptura é representada por $FS = 1$.

$$FS = \frac{\sum [c' \Delta L + (W \cos \alpha - u \Delta L)] \tan \phi}{\sum W \sin \alpha} \quad (2)$$

Existem outros métodos mais sofisticados, como Janbu e Morgenstern-Price, mas, para estudos preliminares, o método de Bishop Simplificado atende bem (Georio, 2000). A evidência de ruptura circular é mais perceptível em solos coesivos.

4.1.3. Subsidência

Subsidência é um fenômeno vinculado à exploração do subsolo pelo homem, causando um afundamento em uma massa de solo. Como exemplo, podemos citar a extração de petróleo, escavação de poços e minas de grande porte que podem afetar toda uma região.

São considerados prejudiciais em termos ambientais, alterando significativamente os cursos drenantes e qualquer assentamento superficial. Não é este tipo de ocorrência que estamos avaliando no trabalho.

4.1.4. Forma de transição

Forma de transição é um conceito que se dá para organizar o processo gradual de uma movimentação de massa, já que este é contínuo, geralmente vindo após uma influência do meio, como a presença de gelo, efeitos bioquímicos, rastejos lentos e fissuras no solo.

4.1.5. Movimentos complexos de massa

O termo é usado para descrever aqueles movimentos de massa que são uma associação de outros tipos, sendo um movimento misto. Como exemplo, podemos citar um escoamento que provoca uma condição instabilidade levando a um escorregamento e a partir daí podendo vir a se tornar uma avalanche de detritos com o incremento de velocidade.

Neste trabalho serão avaliados somente os movimentos de massa do tipo escorregamento.

4.2. Soluções de engenharia

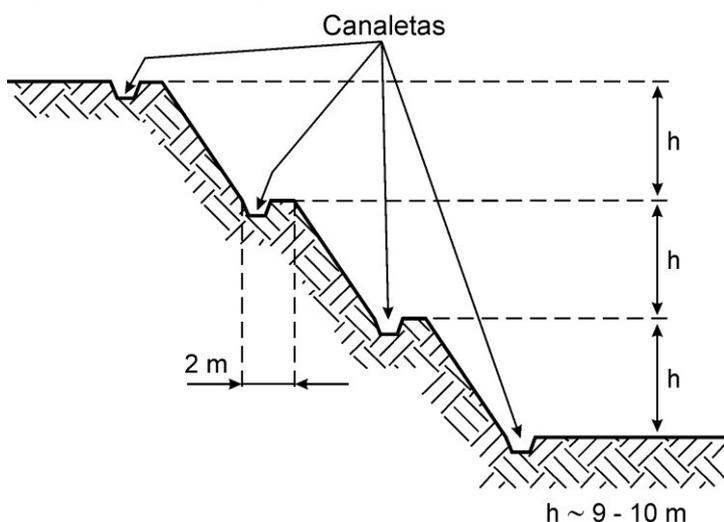
4.2.1. Proteção superficial e drenagem

Devido à influência da presença de água como fator decisivo para a condição de instabilidade de uma encosta, a drenagem e a proteção superficial podem ser soluções eficientes e de baixo custo.

A drenagem é um sistema de canaletas longitudinais e transversais de descida que captam a água das bacias conformadas pela topografia da encosta. No projeto da

drenagem, é necessário um estudo hidrológico para fins de determinação da vazão e, conseqüentemente, a dimensão das canaletas. Recomenda-se a determinação de sub-bacias na encosta com uma área de drenagem determinada onde as canaletas longitudinais (Figura 6) devem conduzir a água de escoamento superficial para um talvegue, local mais apropriado para execução da canaleta transversal de descida.

Figura 6: Canaletas longitudinais.

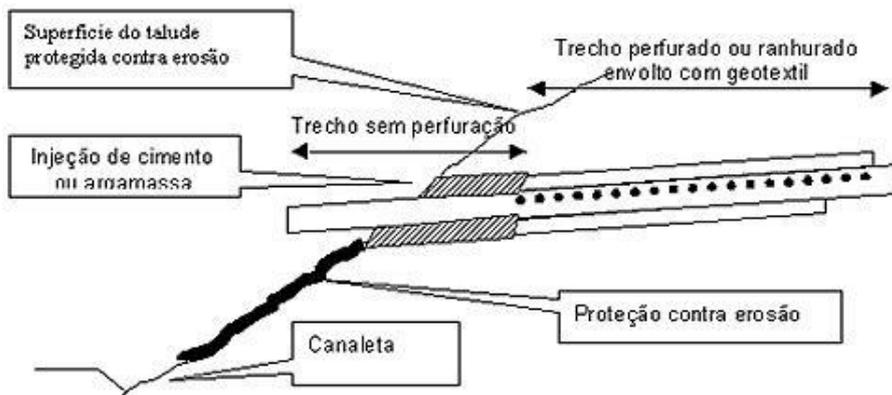


Fonte: site www.ofitexto.com.br

Alguns cuidados devem ser tomados no que se refere à velocidade de escoamento da água, que possui um limite máximo para garantir durabilidade do equipamento e um limite mínimo para garantir uma tensão de arraste suficiente para lavagem de detritos. Através de dissipadores de energia e da declividade é possível controlar a velocidade.

Particularmente, para fluxos de água subterrânea, pode-se usar drenagem granular subsuperficial ou o dreno horizontal profundo (figura 7) para conduzir e captar o fluxo da percolação e evitar aumento das poropressões.

Figura 7: Dreno horizontal profundo.



Fonte: site www.drenoblog.techduto.com.br

A proteção superficial tem o mesmo fim da drenagem, diminuir a infiltração de água e proteger contra a erosão causada pelo escoamento superficial. Pode ser usada combinada com sistemas de drenagem.

A própria vegetação natural atua como uma proteção superficial. Podemos constatar isso quando, nos casos de ocupação irregular, é feito o desmatamento da vegetação natural, aumentando o risco de movimentos de massa.

Tanto pode ser feito o plantio de grama como instalação de tela vegetal para garantir essa proteção além de ser mais agradável esteticamente, como também pode ser feito com concreto projetado, solo-cimento ou blocos (Georio, 2000).

4.2.2. Muros

O Muro é uma solução de contenção através de uma estrutura que tem como finalidade resistir a um empuxo de terra. Os muros podem ser:

- De gravidade, feitos com materiais menos nobres, mas com geometria possante e peso elevado para garantir a contenção;
- De flexão em concreto armado, mais delgado, geralmente com seção em L.

Para o projeto do muro, é necessária a determinação do empuxo de solo que incide na superfície de contato com o muro através do método de Rankine ou Coulomb e assim é realizada a verificação do equilíbrio estático.

Os riscos potenciais de instabilidade de um talude contido por um muro podem ser:

- Instabilidade global, onde a superfície de ruptura se encontra além do limite de atuação do muro, movimentando toda a massa de solo onde o muro se encontra assentado;
- Deslizamento de base, quando ocorre desequilíbrio no somatório de forças horizontais e o muro é arrastado num movimento de translação;
- Tombamento, quando ocorre desequilíbrio no somatório de momentos e o muro sofre um movimento rotacional em relação à sua base;
- Ruptura de solo de fundação; mais relevante no caso do muro de gravidade devido o excesso de carga sobre o solo pode sofrer uma ruptura, movimentando toda a base a uma nova conformação.

Existe uma grande variedade de tipos de muros. Os de gravidade podem ser de alvenaria de pedras, concreto ciclópico, gabião, solo-pneus, sacos de solo-cimento ou terra armada. Os de concreto armado podem ser em L, ancorado na base ou chumbado na rocha (Georio, 2000).

4.2.3. Cortina atirantada

A cortina atirantada é uma solução que trabalha de forma semelhante ao muro, com o diferencial que não depende do peso próprio para conter o movimento, já que o elemento que trabalha são os tirantes protendidos ancorados no próprio solo. A vantagem deste tipo de obra se encontra no reduzido espaço que ele ocupa, uma vez que não depende de uma base larga para sustentação.

A cortina atirantada é projetada primeiramente a partir da verificação da estabilidade do talude com a sua aplicação, para isso, a força aplicada pelo tirante pode ser modelada como uma força externa na mesma direção do tirante com a mesma intensidade da tração. Após a definição da geometria e verificação do fator de segurança, segue o cálculo estrutural de elementos tais como: a cortina de concreto, o tirante de aço e o bulbo da ancoragem de calda de cimento (Georio, 2000).

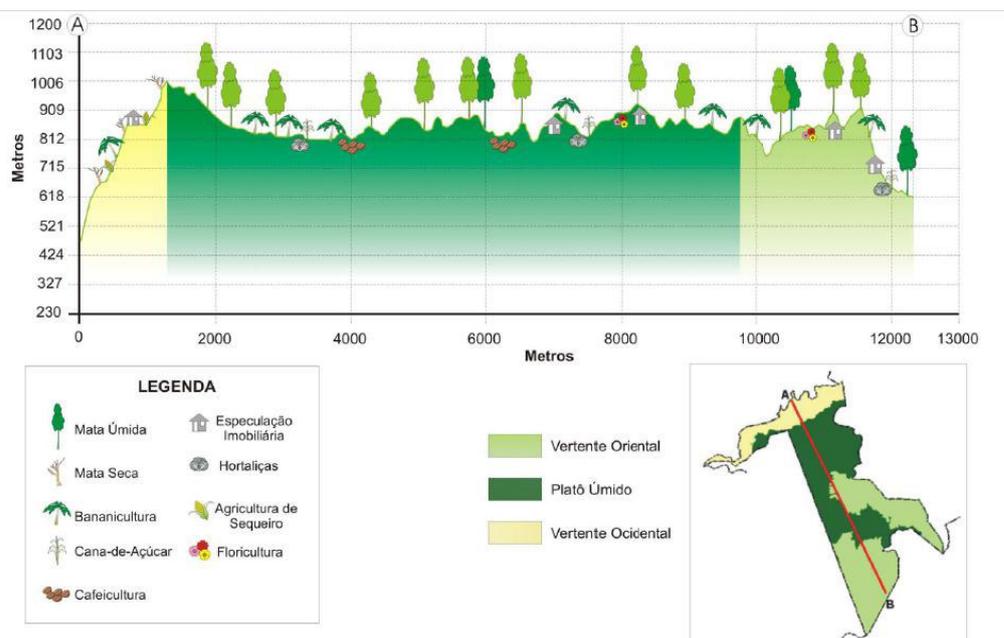
Os passos para projeto estão detalhados na metodologia deste trabalho.

4.2. Características dos movimentos de massas em Guaramiranga – CE

Bastos (2012), através de observação de cicatrizes em campo, identificou ocorrência de queda de rochas, escorregamentos rotacionais e translacionais e fluxo (escoamento).

O maciço de Baturité possui uma vertente úmida a barlavento e uma vertente seca a sotavento como mostra o corte transversal do município na Figura 8, onde a vertente seca é a oriental e a vertente úmida está representada pela ocidental e platô úmido. Pela Figura 8 fica fácil perceber que o município se enquadra quase completamente no platô úmido. A face de sotavento possui uma vegetação de transição entre a caatinga e a mata plúvio-nebular da vertente úmida. Devido a essas características o solo na região oriental é mais raso e as declividades muito elevadas não permitem acúmulo de camadas profundas. A ocorrência mais comum no local é de queda de blocos e escorregamentos rasos.

Figura 8: Relevo de Guaramiranga em corte transversal.



Fonte: Bastos (2012).

O corte de taludes para construção de rodovias é um fator relevante para as quedas de blocos na vertente seca, a exemplo disso temos a CE 253 que apresenta sérios riscos para quem trafega (Figura 9).

Figura 9: Escorregamento translacional raso na vertente seca.



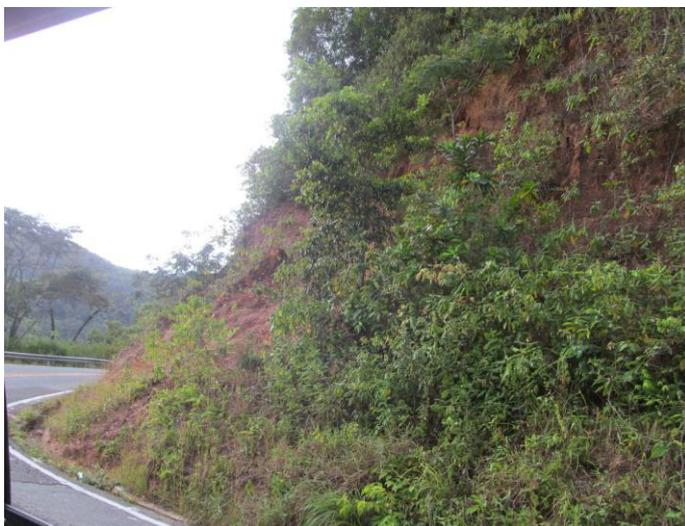
Autor: Bastos (2012).

A vertente dissecada úmida é a região que sofre o fenômeno da chuva orográfica, causada pela elevação da massa de ar úmida vinda do leste do estado que se condensa retendo maior parte da umidade a leste do Pico Alto, cume do município e divisor da vertente oriental seca e do platô úmido.

O perfil geotécnico dessa região possui aspecto diferente da vertente seca de Guaramiranga, pois o clima influencia na vegetação e pluviosidade que por sua vez contribuem com a formação de um solo residual mais profundo.

Segundo Bastos (2012), os escorregamentos são fenômenos recorrentes na região, como pode ser visto no corte para construção de rodovia da Figura 10.

Figura 10: Talude de corte de rodovia em Guaramiranga.

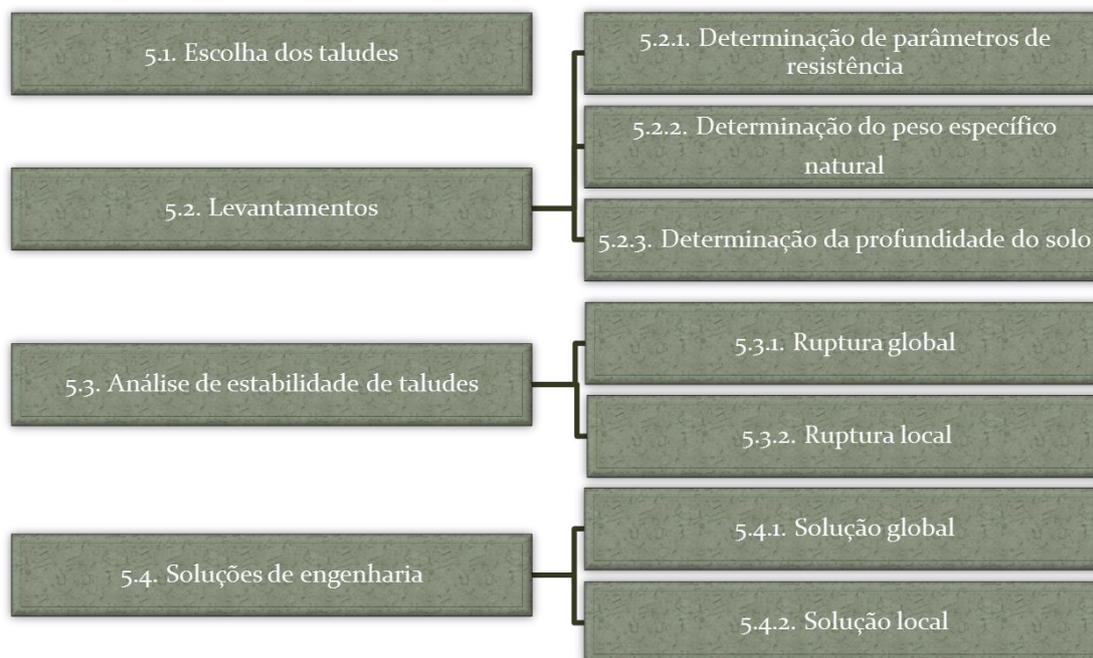


Fonte: Autor.

5. METODOLOGIA

A metodologia segue a organização apresentada no fluxograma da figura 11.

Figura 11: Fluxograma da metodologia.



Fonte: Autor.

5.1. Escolha dos taludes

Segundo Guidicini & Nieble (1983), existem vários estudos que associam os movimentos de massas com precipitações elevadas. A escolha da região está associada ao fato de o município se encontrar na vertente úmida da serra, onde a pluviosidade é elevada.

Bastos (2012) usou métodos empíricos qualitativos para sobrepor os dados cartográficos de diversos mapas das características geográficas que estão associadas a eventos de movimento de massa. Dentre eles, temos marcações pontuais de movimentos, geologia, pluviosidade, classe de solos e classe de declividades, cada fator com um peso apropriado para a sua relevância.

Bastos (2012) elaborou um mapa de susceptibilidade de movimentos de massa de todo o maciço de Baturité (Figura 12), sendo um trabalho de grande importância para a região. Além disso, o referido autor menciona que o maior fator antropogênico a influenciar nos escorregamentos é a construção de rodovias, fator que foi percebido através das suas observações de campo.

É possível verificar no mapa a curva de nível que fica no topo de morro dessa região de alta susceptibilidade, a 975 m de altitude. A Figura 14 mostra a foto tirada em campo do topo do morro citado.

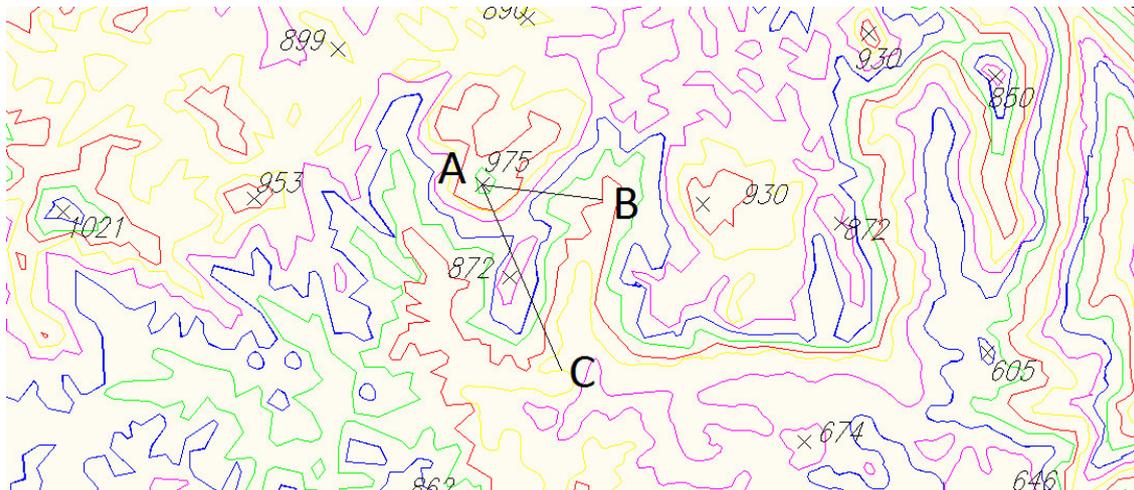
Figura 14: Topo do morro da região 1.



Fonte: Autor.

As cartas planialtimétricas da FUNCEME digitalizadas em arquivos que podem ser visualizados pelo software AutoCAD 2010 e foram usadas para o traçado do corte e dessa forma obtermos a seção transversal do talude. A Figura 15 mostra a escolha dos taludes 1 e 2 na região 1.

Figura 15: Taludes 1 e 2 em planta.

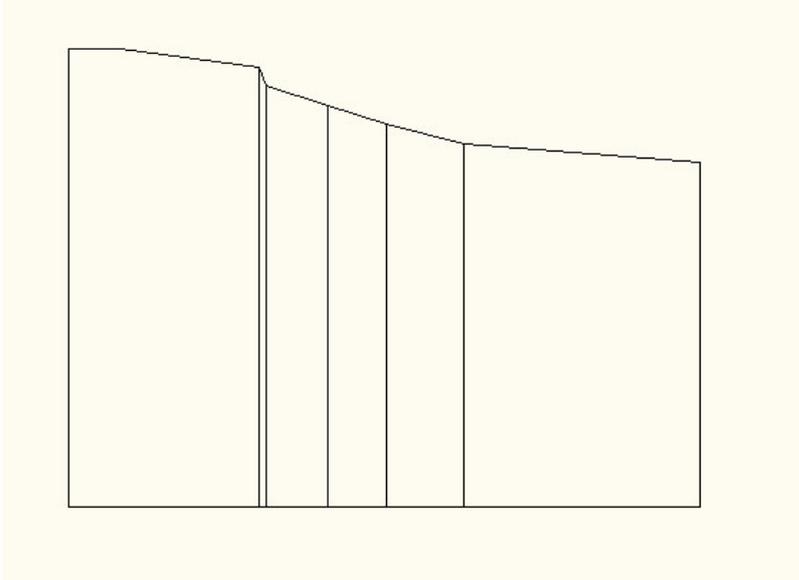


Fonte: FUNCEME.

O ponto A é o topo do morro ilustrado anteriormente, o ponto B é o pé do talude onde fica a estrada que dá acesso ao centro de Guaramiranga e o ponto C é o local da bifurcação dos acessos a Mulungu e Guaramiranga. O segmento A – B é o corte que dá forma ao talude 1, na Figura 16, e o segmento A – C ao talude 2, na Figura 17. Foi

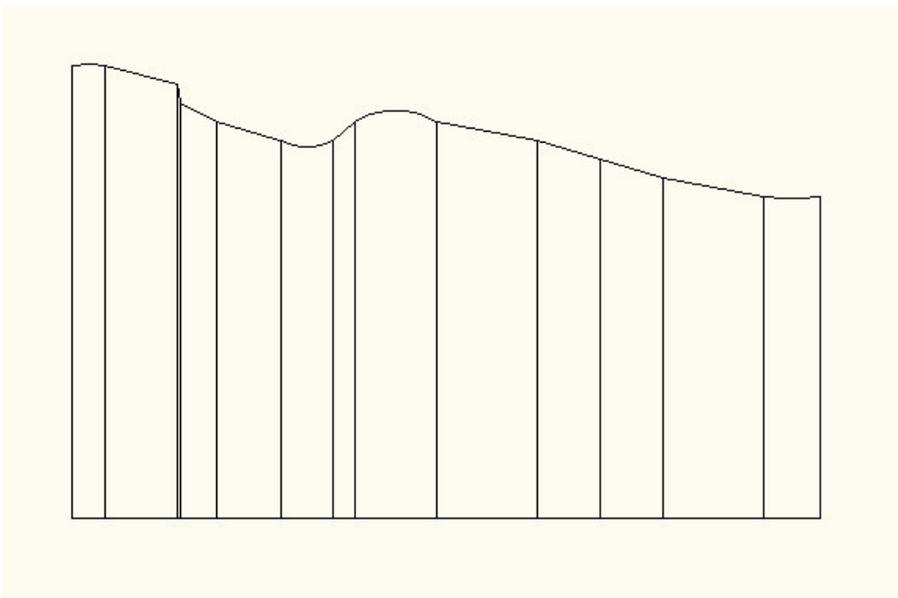
possível encontrar a seção através da demarcação em plano cartesiano da altitude e do comprimento de referência horizontal no software AutoCAD 2010.

Figura 16: Seção do talude 1.



Fonte: Autor.

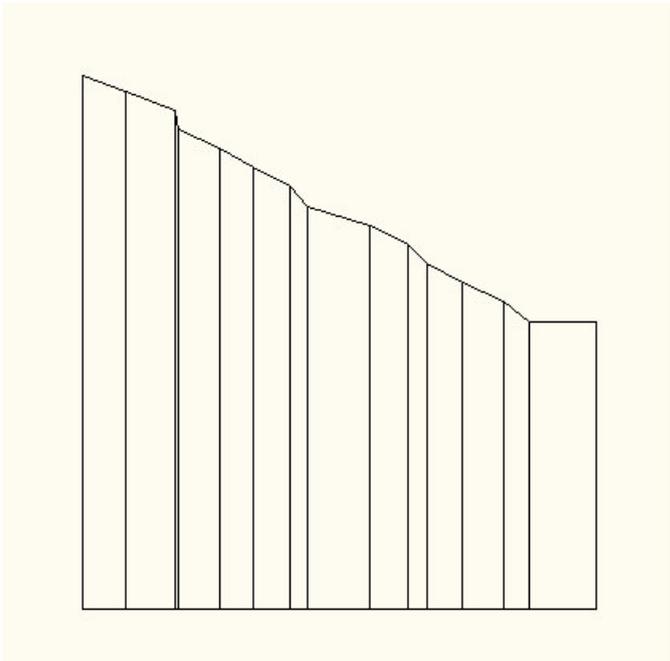
Figura 17: Seção do talude 2.



Fonte: Autor.

O mesmo procedimento foi feito na região 2, mais detalhada na Figura 18 onde mostra a estrada que dá acesso de Guaramiranga ao município de Caridade, local citado por Bastos (2012) como foco de ocorrências e onde podem ser vistos grande número de eventos no mapa de susceptibilidade.

Figura 20: Seção do talude 3.



Fonte: Autor.

5.2. Levantamentos

Também foram definidos os parâmetros de resistência, peso específico e profundidade do solo a partir de correlações com outros levantamentos disponíveis na região.

5.2.1. Determinação de parâmetros de resistência

Devido às dificuldades de se determinar os parâmetros de resistência do solo por exigência de coleta de amostras indeformadas e ensaios triaxiais, opta-se por utilizar a correlação com tipo de solo, que é um dado mais acessível.

Gercovich (2012) elaborou uma tabela com faixas de valores típicos conforme o tipo de solo. Os valores estão apresentados na tabela 1.

Tabela 1: Valores típicos de parâmetros geotécnicos.

Tipo de solo	γ (kN/m ³)	ϕ (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte arenoargiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio <i>in situ</i>	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0

Fonte: Gercovich (2012).

Sabendo que o solo residual maduro é aquele originado pelo intemperismo da rocha e que é típico das serras úmidas no Brasil, é o que consideraremos como mais adequado destes tipos apresentados. Apesar de a tabela propor um peso específico, determinaremos esse valor de outra forma que será mostrada adiante.

Usando valores pessimistas para ficar a favor da segurança, optamos por adotar $\phi = 30^\circ$ e $c' = 5$ kPa.

5.2.2. Determinação do peso específico natural

Sales (1997) realizou levantamentos em duas localidades de Guaramiranga para estudos de erosão, em Sítio Pilões e em Campo de Batalha. O levantamento foi feito no terço superior e terço inferior de cada área. A tabela 2 mostra os resultados do Sítio Pilões e a tabela 3 mostra os resultados do Campo de Batalha.

A diversidade de dados é utilizada como referência para a parametrização do solo do talude a ser estudado.

Tabela 2: Características do solo em Sítio Pilões.

Sítio Pilões								
3S								
Prof. (cm)	areia grossa	areia fina	silte	argila	classificação textural	densidade aparente	matéria orgânica (%)	umidade natural (%)
0 – 10	28	14	18	40	f. argiloso	1,22	1,91	28,38
10 - 40	22	16	19	43	argila	1,21	0,99	27,77
40 - 85	16	13	17	54	argila	1,28	1,05	78,83
85 - 130	-	-	-	-	-	-	-	23,67
130 +	-	-	-	-	-	-	-	16,61
3I								
Prof. (cm)	areia grossa	areia fina	silte	argila	classificação textural	densidade aparente	matéria orgânica (%)	umidade natural (%)
0 – 12	31	19	22	28	f. argilo arenoso	1,36	2,39	26,40
12 - 36	28	19	21	32	f. argilo arenoso	1,23	1,27	21,78
36 - 72	26	15	19	40	franco argiloso	1,26	0,51	21,98
72 - 95	22	14	22	42	argila	1,23	0,25	22,36
95 - 190	-	-	-	-	-	-	-	23,47
190 +	-	-	-	-	-	-	-	11,72

Fonte: Sales (1997).

Tabela 3: Características do solo em Campo de Batalha.

Campo de Batalha								
3S								
Prof. (cm)	areia grossa	areia fina	silte	argila	classificação textural	densidade aparente	matéria orgânica (%)	umidade natural (%)
0 – 30	40	13	15	32	f. argilo arenoso	1,18	1,34	28,15
30 - 45	42	13	14	31	f. argilo arenoso	1,24	1,68	22,63
45 - 75	29	12	15	44	argila	1,15	0,93	22,25
75 - 105	25	12	15	48	argila	1,09	1,05	14,03
105 - 160	-	-	-	-	-	-	-	24,86
160 +	-	-	-	-	-	-	-	21,7
3I								
Prof. (cm)	areia grossa	areia fina	silte	argila	classificação textural	densidade aparente	matéria orgânica (%)	umidade natural (%)
0 – 15	34	15	17	34	f. argilo arenoso	1,25	3,12	34,84
15 - 30	38	13	16	33	f. argilo arenoso	1,20	1,96	27,04
30 - 55	25	11	17	47	argila	1,13	1,34	28,10
55 - 95	18	9	15	58	argila	1,07	1,06	33,61
95 - 170	-	-	-	-	-	-	-	23,99
170 - 200	-	-	-	-	-	-	-	24,88

Fonte: Sales (1997).

Como o estudo realizado será apenas uma análise paramétrica, consideraremos o solo homogêneo, mesmo que saibamos que o solo residual se divide em horizontes a partir do amadurecimento da rocha matriz.

As tabelas anteriores mostram horizontes superficiais, já que foram levantados para estudo de erosão, mas percebe-se que eles tendem a aumentar com a profundidade. Para a análise de estabilidade utiliza-se uma ordem de grandeza maior das profundidades já que o escorregamento é um fenômeno que ocorre abaixo da erosão. Assim sendo, consideramos que o último horizonte representaria melhor essa camada homogênea hipotética.

Como os taludes escolhidos estão todos à margem de corte das rodovias, consideramos que o terço inferior interessa mais para representar a região por estar mais próximo da estrada. Através de alguns testes em uma planilha de cálculo de Excel, foi possível verificar que, para as encostas deste trabalho, quanto maior a densidade do solo, menor o fator de segurança do talude. Já que queremos encontrar um quadro mais pessimista, nos interessa saber qual região apresenta um peso específico natural maior.

Sabendo que o valor de densidade aparente de Sales (1997) é numericamente igual ao peso específico seco, pode-se usar a relação entre o peso específico seco e a umidade para encontrar o peso específico natural:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \quad (3)$$

Onde:

γ_d é o peso específico seco;

γ é o peso específico natural;

w é a umidade.

Encontra-se, por fim, os valores de peso específico dos solos de horizontes mais profundos do terço inferior de cada uma das áreas:

$$\gamma_{\text{Sítio Pilões}} = 15,1 \text{ KN/m}^3$$

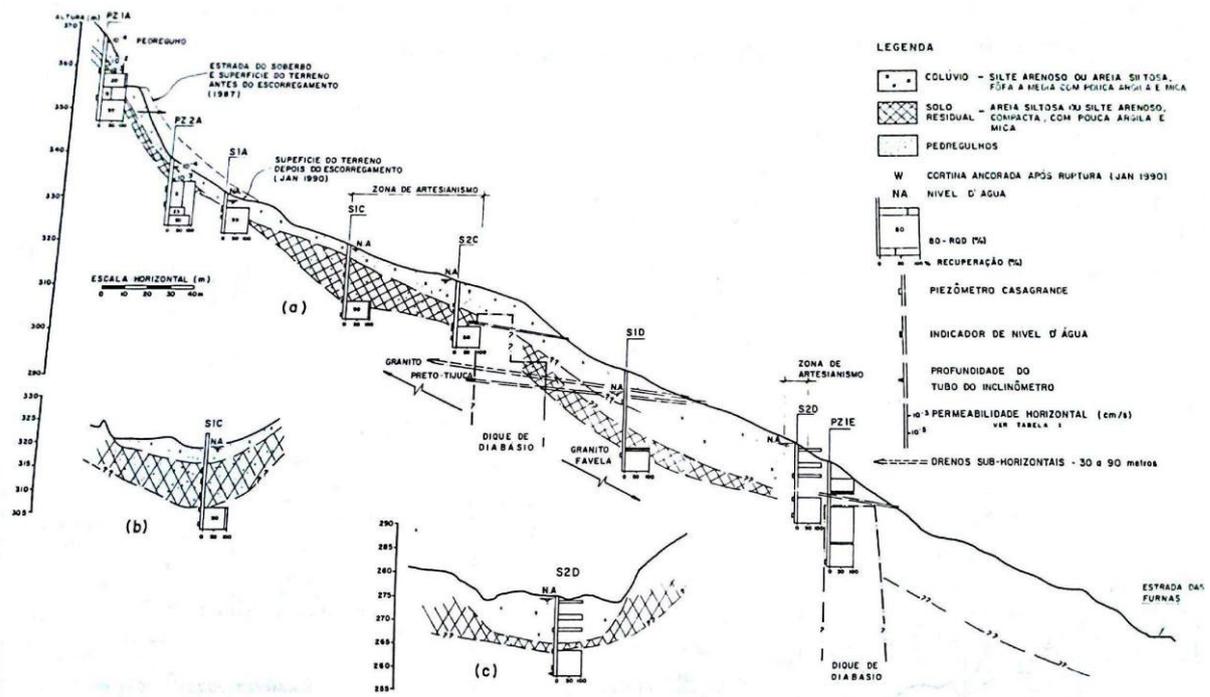
$$\gamma_{\text{Campo de Batalha}} = 14,3 \text{ KN/m}^3$$

Foi adotado o valor de $\gamma = 15,1 \text{ KN/m}^3$ para projeto.

5.2.3. Definição da profundidade do solo

Para a consideração da profundidade do solo, foram usados como referência casos reais registrados na publicação da 1ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE). Os perfis escolhidos são da encosta do Soberbo do artigo de Schilling, *et al* (1992). Uma das zonas dessa encosta caracteriza um solo residual mais raso, com aproximadamente 7 metros de profundidade. Há uma outra zona onde a profundidade possui valores próximos a 30 metros. As Figuras 21 e 22 mostram os resultados dos ensaios de sondagem da encosta.

Figura 21: Perfil de solo residual raso na estrada do Soberbo.



Fonte: Schilling, G. H., *et al* (1992).

Figura 22: Perfil de solo residual profundo na estrada do Soberbo.

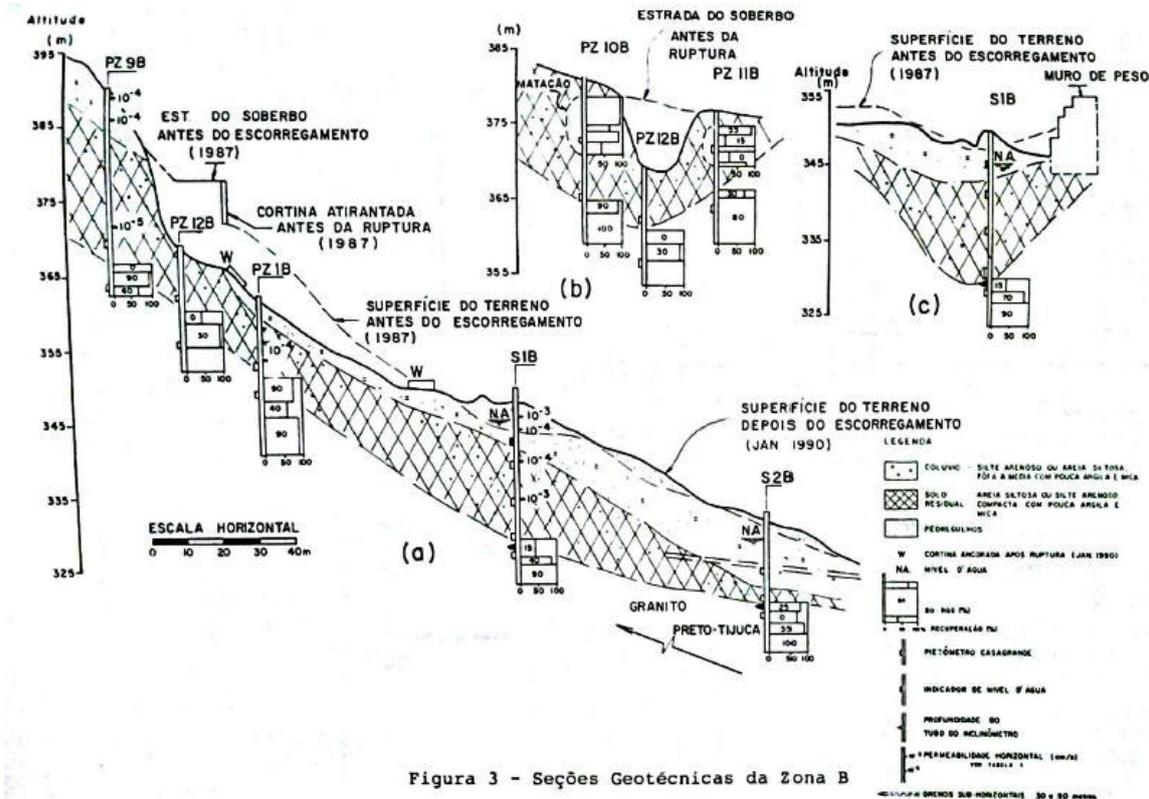


Figura 3 - Seções Geotécnicas da Zona B

Fonte: Schilling, G. H., et al (1992).

Dessa forma optou-se por adotar duas hipóteses, para solo residual de 7 m e 30 m de profundidade.

5.3. Análise da estabilidade da encosta

Braja (2011) divide os sistemas de estabilidade de taludes conforme a geometria da ruptura, sendo eles a ruptura translacional de superfície infinita plana, ruptura translacional de superfície finita plana e ruptura rotacional de superfície circular. Para o estudo de caso, é preferível descartar o de superfície finita plana, já que é típico de solos granulares.

Em todos os métodos, é necessário definir qual será o fator de segurança. Este fator depende de questões como risco e severidade de perdas. A norma brasileira ABNT (2008) recomenda valores conforme esses critérios, como mostrado na tabela 4.

Tabela 4: Fatores de segurança mínimos para escorregamentos.

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

Fonte: ABNT (2008)

Consideramos que os danos materiais e ambientais são baixos, já que são taludes próximos das estradas, em zonas rurais. No caso do risco de danos a vidas humanas, consideramos um risco médio que, como cita a norma, é o caso das rodovias de tráfego moderado. Temos então um valor de fator de segurança de 1,3.

O nível freático no solo é essencial para o estudo da mecânica do sistema encosta. Interfere no peso aparente do solo e nas pressões positivas e negativas, geralmente tornando a encosta mais instável. Particularmente, o fenômeno da sucção (ou pressão negativa), aumenta a segurança da encosta, mas a saturação do solo tende a aumentar a poropressão (pressão positiva) e diminuir a sucção, podendo chegar à zero. Então não consideraremos esse efeito no projeto.

Os métodos de análise da estabilidade foram divididos em global e local para se adequarem melhor à realidade. Os resultados preliminares explicam melhor essa distinção no capítulo 5, resultados e discussões.

5.3.1. Ruptura global

Os três taludes levantados neste trabalho possuem comprimentos de rampa elevados serão estudados para as duas hipóteses de profundidade de solo onde, observando a tabela 5, podemos ver que para representar a ruptura global o método do talude infinito representa bem. Sendo assim teremos seis casos de ruptura global, para duas hipóteses de profundidade e para os três taludes.

Tabela 5: relação entre comprimento de rampa (L) e profundidade de solo dos taludes (h).

	L (m)	L/h (%)	
		h = 7 m	h = 30 m
Talude 1	919,51	0,76%	3,26%
Talude 2	914,98	0,77%	3,28%
Talude 3	1079,44	0,65%	2,78%

Fonte: Autor.

Observa-se que mesmo para a profundidade de 30 metros temos uma situação que se caracteriza por talude infinito, onde uma dimensão é muito maior que a outra.

A poropressão será tratada como o efeito causador da condição limite de equilíbrio, sendo assim, será feita uma análise do talude na condição seca, outra análise para determinar qual nível de água crítico (FS = 1) e outra análise fator de segurança admissível (FS = 1,3).

O método do talude infinito usa a fórmula:

$$FS = \frac{c' + (\gamma h \cos^2 \beta - u) \operatorname{tg} \varphi}{\gamma h \operatorname{sen} \beta \cos \beta} \quad (4)$$

Onde:

c' é a coesão do solo;

γ é o peso específico natural;

h é a altura da camada de solo;

β é a inclinação do talude;

u é a poropressão;

φ é o ângulo de atrito.

Desenvolvendo a fórmula, podemos isolar o valor de u para um FS igual a 1 e para 1,3, ou seja, a força de poropressão crítica que leva à ruptura do talude assim como a poropressão necessária para FS igual a 1,3, valor mínimo aceitável. Encontramos que:

$$u_{\text{crítico}} = \frac{c' + \gamma h (\cos^2 \beta \operatorname{tg} \varphi - \operatorname{sen} \beta \cos \beta)}{\operatorname{tg} \varphi} \quad (5)$$

$$u_{admissível} = \frac{c' + \gamma h (\cos^2 \beta \tan \phi - 1,3 \sin \beta \cos \beta)}{\tan \phi} \quad (6)$$

Sabendo que u é a altura de coluna d'água multiplicado pelo peso específico da água e que $\gamma_w = 9,807 \text{ kN/m}^3$ poderemos lançar os dados no programa Excel para testar os diversos casos.

5.3.2. Ruptura local

A necessidade de uma análise de ruptura local se deve ao fato de que as curvas de nível da fonte usada são espaçadas de 40 metros em altitude, o que nos impede de visualizar as grandes declividades dos taludes de corte da estrada. Para esta análise, não se dispõe de dados suficientemente precisos, mas a análise é relevante uma vez que em visita de campo foi possível constatar cortes bastante acentuados e cujo escorregamento seria suficiente para fechar a rodovia ou até provocar um acidente grave se o evento coincidissem com a passagem de um veículo.

Já que não se tem dados precisos para a modelagem, foi considerado um talude de corte tipo que se assemelhe aos vistos em campo. As fotos tiradas em campo foram todas nas proximidades dos taludes 1 e 2 e são mostradas nas Figuras 23, 24 e 25. A Figura 23 mostra um típico talude de corte a direita e um talude de aterro à esquerda, a Figura 24 mostra um corte pequeno, mas quase vertical e a Figura 25 mostra uma encosta com sinais de degradação, possivelmente uma erosão superficial.

Figura 23: Talude de corte 1



Fonte: Autor.

Figura 24: Talude de corte 2.



Fonte: Autor.

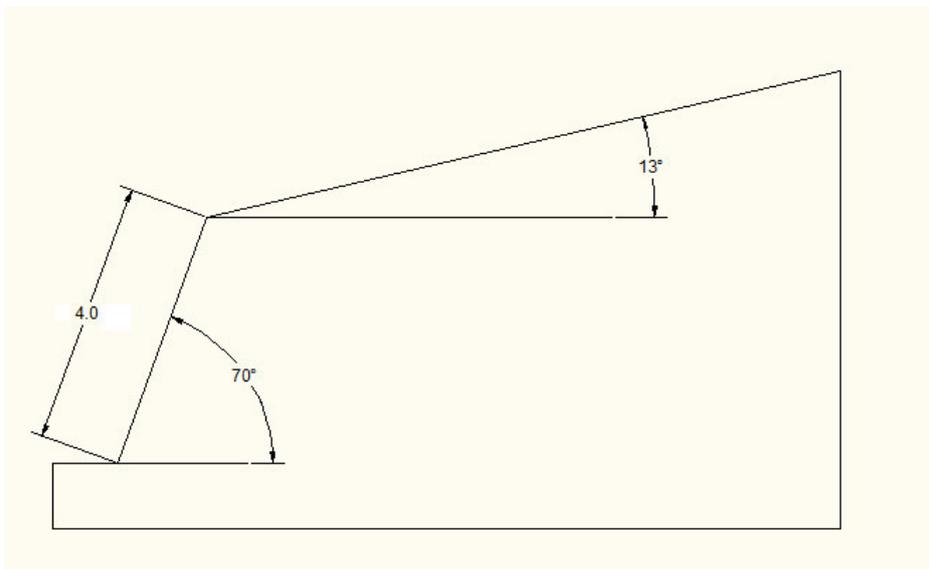
Figura 25: Talude de corte 3.



Fonte: Autor.

Para representar os taludes reais, foi usado um com inclinação de 70 graus em relação ao plano da rodovia e rampa de 4 metros. Na crista, foi adotada a declividade natural média do talude 2, 13 graus. Assim, temos a Figura 21 ilustrando esse talude de corte tipo.

Figura 26: Talude de corte tipo.



Fonte: Autor.

Para a ruptura rotacional circular, adotaremos o método de Bishop Simplificado através do programa computacional Geostudio 2012.

Na modelagem, o fator de segurança do talude será obtido com e sem a presença de água no nível crítico.

5.4. Soluções de engenharia

5.4.1. Solução global

Considerando a problemática da ruptura global, segue o processo da tomada de decisão. Dentre as soluções citadas na revisão bibliográfica, temos que observar:

- **Proteção superficial:** a proteção superficial pode contribuir através de um aumento da resistência do solo diminuindo a infiltração que, como já vimos, pode provocar o escorregamento. Estão descartadas soluções como a cobertura de concreto, betume ou geogrelha, já que demandaria desmatamento da encosta, um custo ambiental altíssimo, considerando a importância ambiental da região;
- **Muros:** Para a ruptura global, o muro está descartado uma vez que a execução de retaludamento construção e aterro seriam inviáveis, técnica e economicamente, para as dimensões em questão, correndo o risco de não atender ao critério de ruptura global para muros. Estes são mais adequados para contenções de menor porte;

- Cortina atirantada: Também não atenderia para uma ruptura global, por motivos semelhantes aos dos muros;

A partir das limitações citadas, considera-se que a uma técnica adequada seria a drenagem através dos drenos horizontais profundos (DHP). É uma solução que previne a ação danosa da água.

Esta técnica faz uso de tubos perfurados inseridos em declividade de forma drenar a água por gravidade. Esses tubos normalmente possuem de 100 a 300 pés de comprimento e podem ser de PVC (Duncan, 2005). Esta solução é interessante já a manutenção é barata por não haver uso de bombas e não afeta proteção superficial que é a própria vegetação natural.

Duncan (2005) também apresenta as trincheiras escavadas e preenchidas com material granular como uma solução para reduzir a elevação do nível freático. Para este projeto, é necessário um estudo hidrológico da região para dimensionar os filtros drenantes, mas o este projeto não será abordado no presente trabalho.

5.4.2. Solução local

Para a prevenção da ruptura local do talude, consideramos que a solução mais adequada é a cortina atirantada, pois diferente dos muros de arrimo ou flexão, ocupa menos espaço. Como o pé do talude de corte se inicia imediatamente após as valas de drenagem da rodovia, essa versatilidade é um diferencial positivo.

Georio (2000) caracteriza a análise de estabilidade com tirantes um caso complexo quando há um conjunto de fatores, dentre eles a presença de água e a hipótese de superfície de ruptura circular. Para esses casos, o autor recomenda o uso de softwares acrescentando uma força pontual externa correspondendo à protensão do tirante na mesma direção que ele for instalado.

Pinelo *apud* (Georio 2000) estudou a interação entre os bulbos de tensões com o uso do método dos elementos finitos e recomendou os seguintes espaçamentos para evitar interferências:

1. A distância vertical do ponto de ancoragem com a superfície natural do solo deve ser maior que 5 metros;

2. Se houver mais de um tirante, a distância entre os pontos de ancoragem devem ser maior do que seis vezes o diâmetro da ancoragem ou 1 metro, o que for maior;
3. O ponto de ancoragem deve ultrapassar a superfície de ruptura em pelo menos 15% da altura vertical do talude.

Para o projeto, serão feitas testadas diversas configurações dentro dos critérios citados de forma que, por tentativa e erro, cheguemos a um dimensionamento que eleve o FS para o valor admissível.

Para a verificação do FS com aplicação de tirantes, usaremos o programa Slide 6.0, que permite aplicação deste equipamento e nos retorna o valor do FS mínimo dentre todas as superfícies testadas. O programa, assim como Geostudio 2012, também possui a verificação pelo método de Bishop Simplificado, que foi escolhido como padrão para este trabalho.

Após a definição da aplicação do tirante, deve ser realizado um projeto estrutural das peças constituintes, que não será discutido neste trabalho.

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

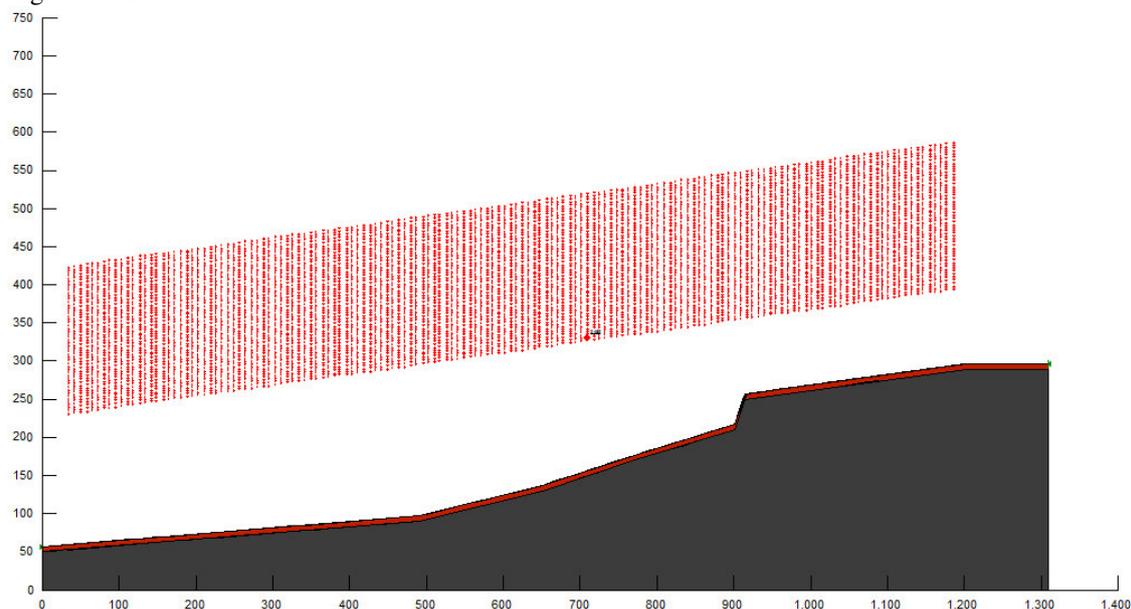
6.1. Avaliações iniciais sobre o uso do software

Alguns resultados preliminares foram decisivos para a metodologia adotada de verificação da estabilidade. Inicialmente foi utilizado o programa Geostudio 2012 para verificar estabilidade da encosta como um todo com o método da ruptura rotacional circular. Foram usados os parâmetros da metodologia:

- $\varphi = 30^\circ$
- $c' = 5 \text{ kPa}$
- $\gamma = 15,1 \text{ kN/m}^3$

Inicialmente, para a hipótese de profundidade de solo residual de 7 m, adota-se a malha de pontos com uma quantidade de 150 na horizontal e 50 na vertical ao longo do comprimento de rampa como mostra a Figura 27.

Figura 27: Sete metros de solo residual.

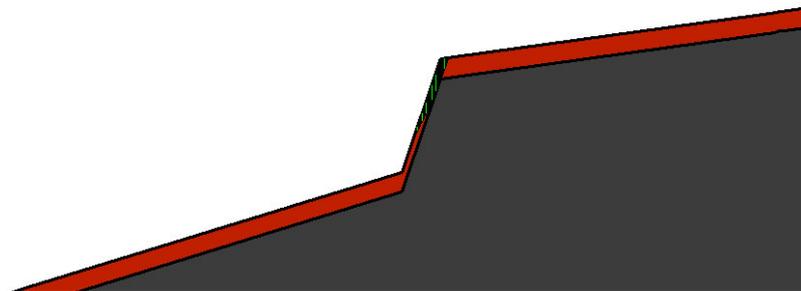


Fonte: Autor.

O programa ordena as superfícies pelo valor de fator de segurança encontrado, dessa forma, foram analisados os valores até $FS = 1,3$. Os valores mais baixos foram encontrados na elevação abrupta a 900 metros do pé do talude por consequência de sua declividade de 71° . Um fator de segurança inferior à unidade não possui significado físico, já que isso indicaria que na verdade aquela camada de solo já não está mais no

local estimado. O menor valor encontrado foi de 0,489 e todas as outras superfícies com FS menor que 1 se assemelharam à mais frágil, ocorrendo no ponto citado como mostra a Figura 28.

Figura 28: Ruptura localizada para sete metros.

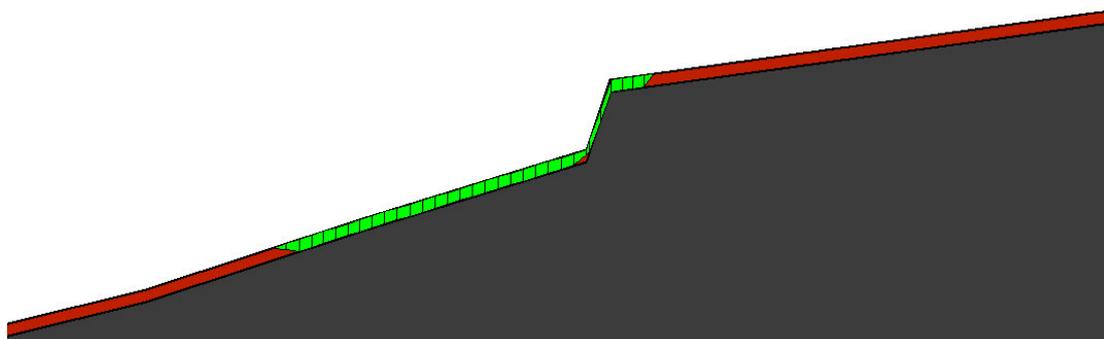


Fonte: Autor.

O resultado anterior não interessa para o estudo já que o local de incidência não afeta área habitada nem a rodovia que se encontra ao lado do pé do talude.

Analisando os valores de FS maiores que 1,3, temos um caso importante a ser citado. A superfície com FS = 1,750 é uma análise em que o trecho se assemelha mais a uma faixa e não um círculo uma vez que a área abaixo do solo é ignorada por não possuir risco teórico de ruptura, já que é um leito de rocha. A Figura 29 ilustra o caso.

Figura 29: Ruptura global para sete metros.

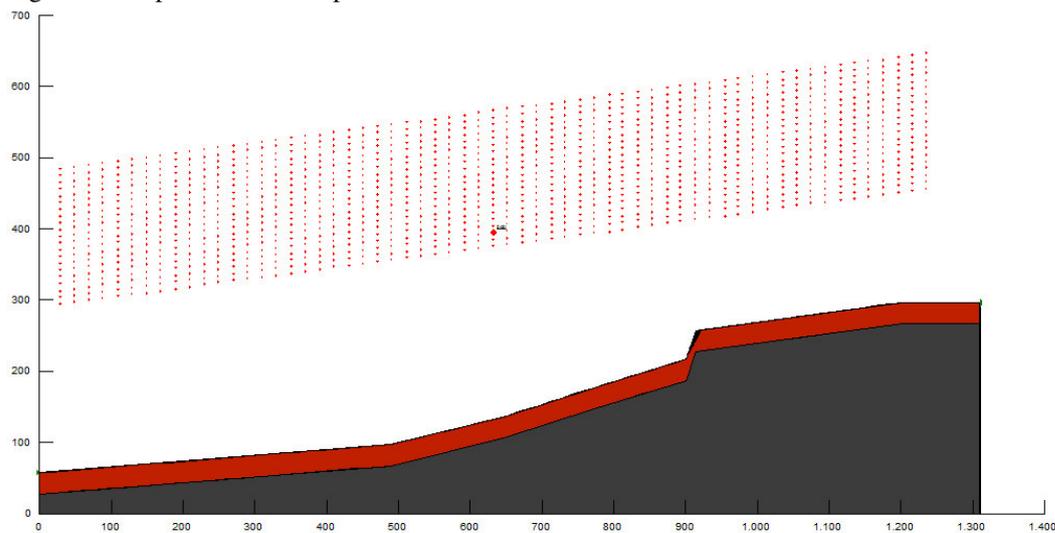


Fonte: Autor.

Durante a observação ficou claro que não é necessário uma discretização tão refinada da malha, pois torna a análise dispendiosa e um menor número de superfícies já é o suficiente para perceber a variação dos padrões.

Na segunda hipótese, com o solo residual de 30 m de profundidade, a malha de pontos foi reduzida para 60 pontos na horizontal e 20 na vertical. A Figura 30 ilustra o resultado.

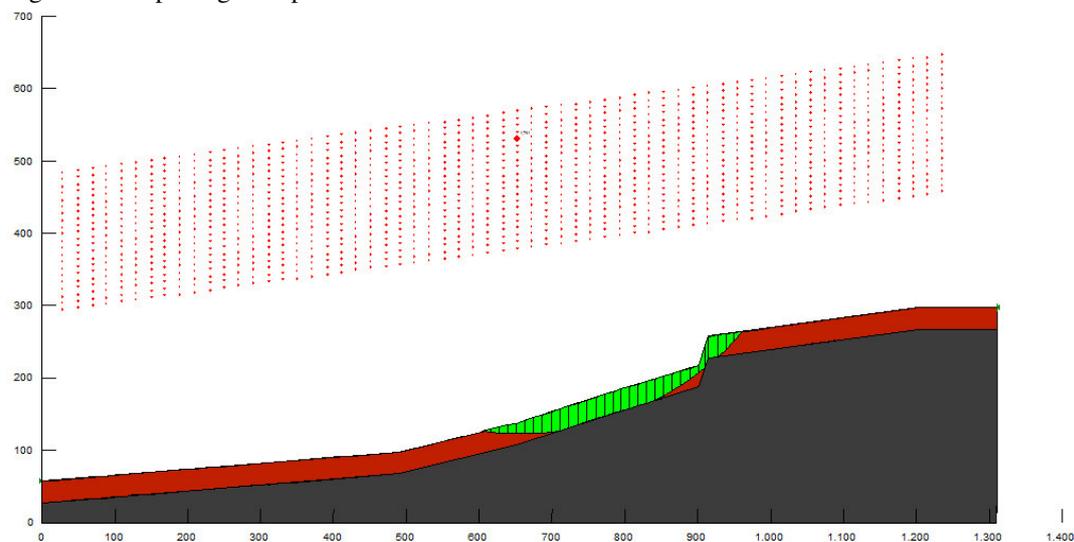
Figura 30: Ruptura localizada para trinta metros.



Fonte: Autor.

O menor valor de FS encontrado foi de 0,431, repetindo o aspecto da primeira hipótese. Com a observação dos FS maiores, temos um valor de 1,741 que também se apresenta com aspecto de faixa, como mostra a Figura 31.

Figura 31: Ruptura global para trinta metros.



Fonte: Autor.

Observando os resultados percebe-se que, devido às grandes proporções do talude, é mais adequado usar a análise de estabilidade de talude infinito uma vez que modela melhor seu aspecto. A análise de superfície translacional finita plana e a ruptura rotacional circular seriam mais bem usadas para uma ruptura localizada de menor ordem de grandeza como no talude de corte da estrada, onde a ocorrência possui relevância. Por este motivo o problema foi dividido em dois, escorregamento global com análise de talude infinito e escorregamento local com ruptura finita circular e/ou plana.

6.2. Ruptura global

Com a metodologia de análise da estabilidade global, foi possível compor a tabela 2 com o fator de segurança para o talude seco, o nível de água necessário para provocar a ruptura (u crítico, onde $FS = 1$) e o nível de água necessário para atingir o valor admissível adotado que é $FS = 1,3$.

Tabela 6: Resultado do método de talude infinito.

Caso	Talude	β (°)	H (m)	FS seco	u crítico (KN)	NA crítico (m)	NA admissível (m)
1	1	10	7	3,55	79,86	8,14	7,19
2	1	10	30	3,34	313,82	32,00	27,90
3	2	13	7	2,72	68,88	7,02	5,80
4	2	13	30	2,55	266,76	27,20	21,94
5	3	29	7	1,15	11,89	1,21	-
6	3	29	30	1,07	22,49	2,29	-

Fonte: Autor.

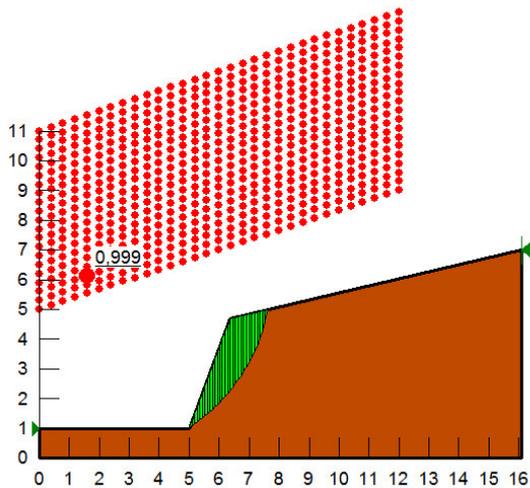
Com os resultados organizados foi possível observar que o caso 1, na verdade, não apresentou uma ameaça como esperado, pois em teoria, nem mesmo completamente saturado entraria em ruptura. Num exemplo oposto, o talude do caso 5, já na iminência de ruptura, iria ao estado limite com apenas 1,21 metros de coluna d'água.

Observe que os valores de NA admissível para o talude 3 não estão preenchidos, isso se deve ao fato de que o FS seco já não atinge o mínimo admissível de 1,3, então seriam valores negativos, sem nenhum significado físico. Essa é uma demonstração matemática que explica a observação de Bastos (2012) citada no tópico 4.2 deste trabalho a respeito da profundidade do solo na vertente seca. As elevadas declividades não permitem grande acúmulo de solo, uma vez que qualquer pequena influência externa é o suficiente para provocar ruptura.

6.3. Ruptura local

Na análise de ruptura rotacional circular sem água rodada no programa Geostudio 2012 foi utilizada uma malha de pontos de 30 na horizontal e 20 na vertical para o talude de corte tipo mostrado na metodologia. O menor valor encontrado foi FS = 0,999, Valor que já indica ruptura. Está ilustrado na Figura 32.

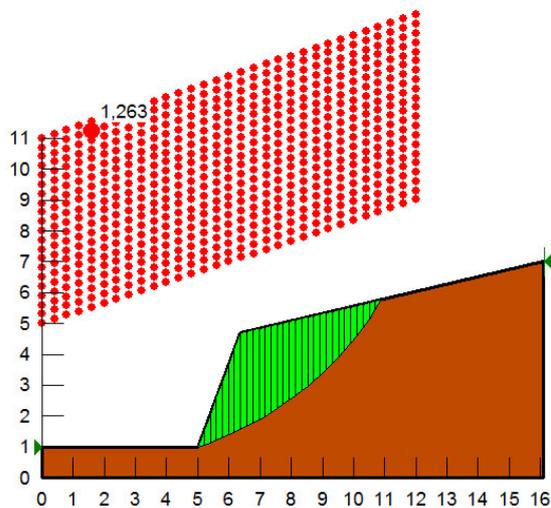
Figura 32: Menor FS para ruptura local circular sem água.



Fonte: Autor.

É importante analisar as outras superfícies com FS menor que 1,3 para verificar a profundidade das superfícies de risco. Outra superfície com FS maior, mas não menos importante é a FS = 1,263 mostrada na Figura 33. Apesar de apresentar maior equilíbrio estático, esta superfície atinge até quase 6 metros do pé do talude, sendo mais profunda.

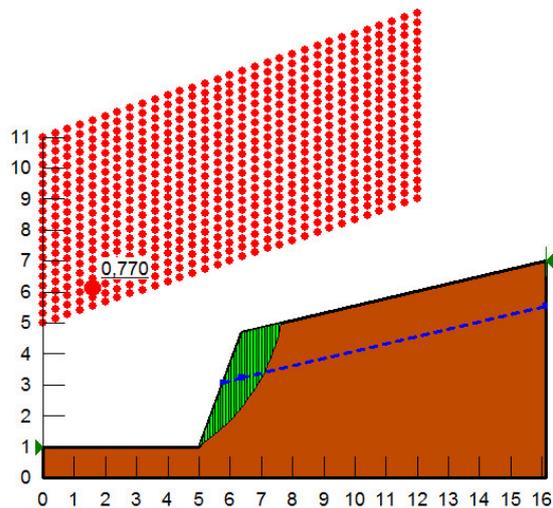
Figura 33: Superfície mais profunda para ruptura circular sem água.



Fonte: Autor.

Ao considerar a presença da água temos uma significativa mudança nesse comportamento. Foi adotado a altura de água admissível do talude 2 para sete metros de solo residual, ou seja, 5,54 m de nível da água. O menor fator de segurança encontrado foi $FS = 0,770$, como mostra a Figura 34.

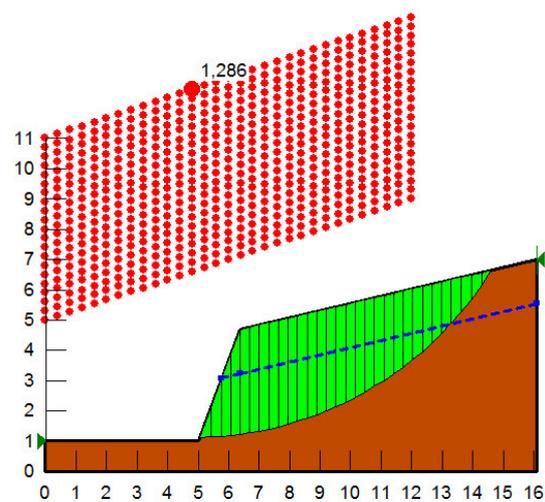
Figura 34: Menor FS para ruptura local circular com água.



Fonte: Autor.

Analisando as outras superfícies até o valor de $FS = 1,3$, encontra-se a superfície mais profunda no eixo das abscissas. Pela Figura 35 foi possível notar que a superfície se estende a até quase 10 metros do pé do talude, com $FS = 1,286$.

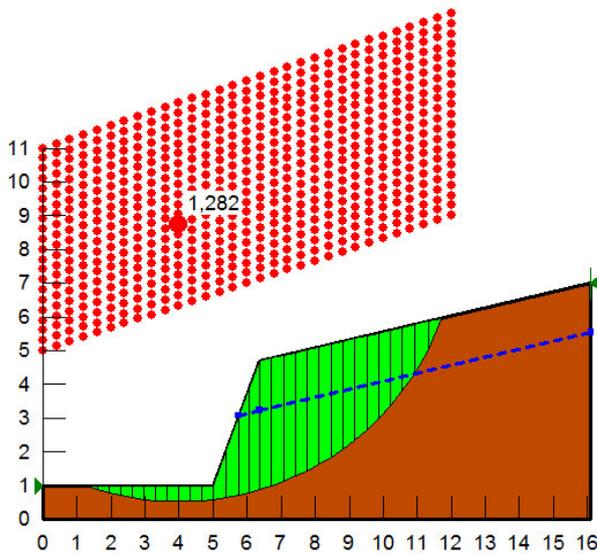
Figura 35: Superfície mais profunda para ruptura circular com água.



Fonte: Autor.

Outro caso que foi notado com a presença da água foi o tipo de ruptura que se inicia abaixo da própria rodovia, se estendendo até quase 4 metros antes do pé do talude, como mostra a Figura 30. Esse tipo de ruptura iria não só aterrar a área de tráfego como destruir o pavimento asfáltico.

Figura 36: Superfície de ruptura que engloba faixa trafegável.



Fonte: Autor.

Analisando a mudança no padrão do FS mínimo e da extensão horizontal de superfícies potenciais de ruptura com a presença da água, comparam-se os resultados na tabela 7.

Tabela 7: Variação no comportamento da superfície de ruptura.

	FS _{mín}	Extensão da superfície de ruptura (m)
Sem água	0,999	6
Com água	0,770	9,6
Δ (%)	-23%	60%

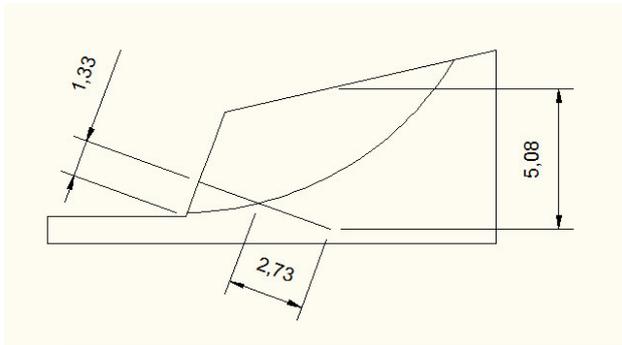
Fonte: Autor.

Pelos resultados obtidos, fica fácil perceber a significativa influência da presença de água na estabilidade, não só pelo fator de segurança, mas pela extensão da ruptura, movimentando um volume de massa bem maior.

6.4. Projeto da solução local

Considerando que a solução adotada para a prevenção de ruptura local, usou-se o método de tentativa e erro para encontrar a melhor conformação dos tirantes. Na primeira tentativa, foi adotado um único tirante no terço inferior da rampa do talude, perpendicular à face de corte e com 5 metros de comprimento, como mostra a Figura 37.

Figura 37: 1ª tentativa da geometria de aplicação do tirante.

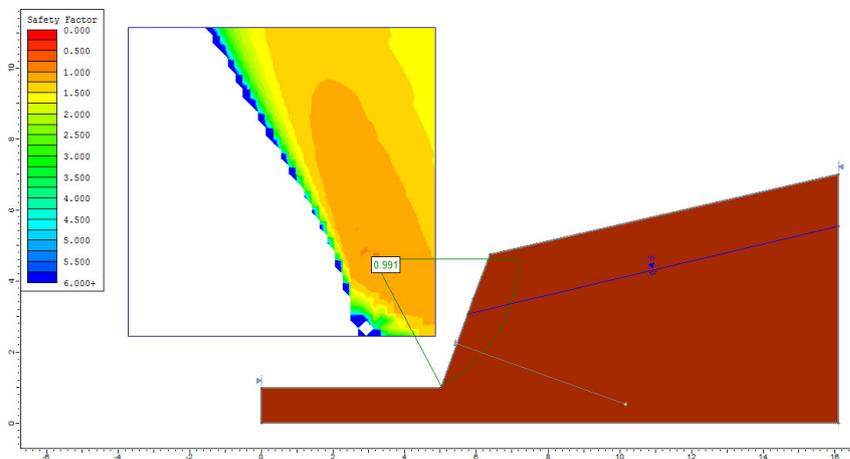


Fonte: Autor.

Para atender aos critérios de espaçamento citados anteriormente, só seria necessário 67 cm de excedente no comprimento do tirante referente a 15% da projeção vertical da rampa, ou seja, 15% de 3,76. Só foi necessário aumentar o tirante para atender ao critério mínimo de profundidade de 5 metros. O espaçamento lateral dos tirantes foi adotado como se cada um suportasse uma faixa de 2 metros de solo.

Inicialmente foi verificado o valor de FS para 1 kN de tração no tirante. Resultando no valor de $FS = 0,991$, como mostra a Figura 38.

Figura 38: Verificação com tração de 1 kN.



Fonte: Autor.

Como o FS continua menor que o admissível, foram verificados os resultados para valores de tração maior, compondo a tabela 8.

Tabela 8: Tentativas com aumento da tração do tirante.

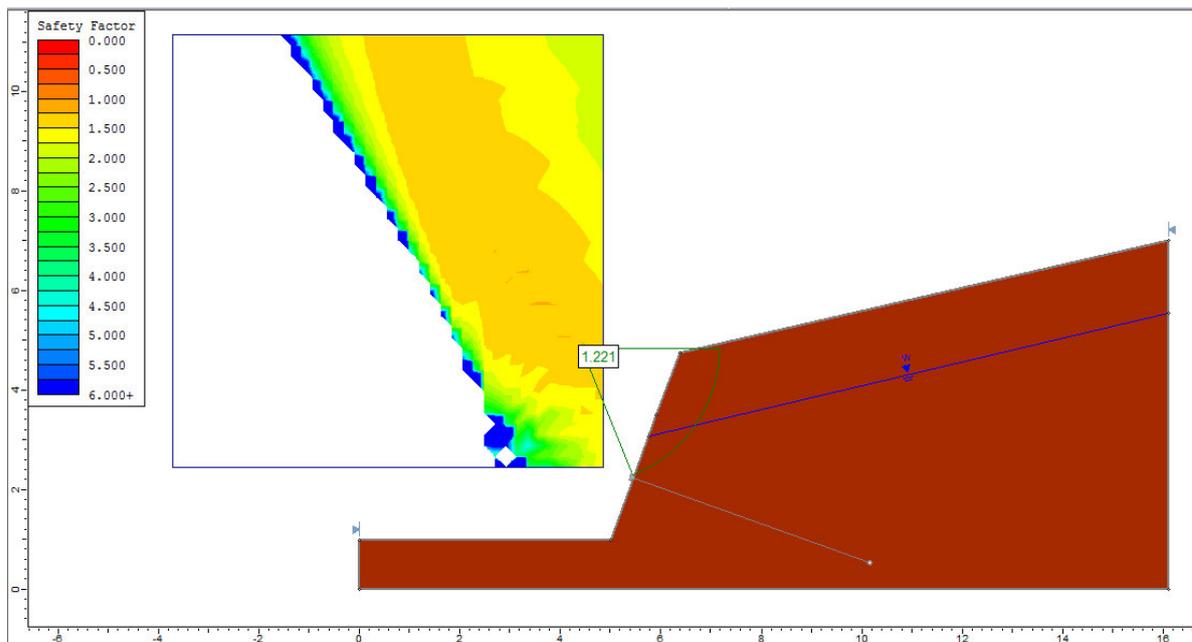
	F (KN)	FS
1ª tentativa	1	0,991
2ª tentativa	10	1,099
3ª tentativa	20	1,221
4ª tentativa	30	1,221*

*ruptura fora do alcance do tirante.

Fonte: Autor.

A quarta tentativa se aproximou de 1,3, mas observando a Figura 39 podemos perceber que não adiantaria aumentar a tração já que foi identificada uma ruptura em potencial fora da área de alcance do tirante.

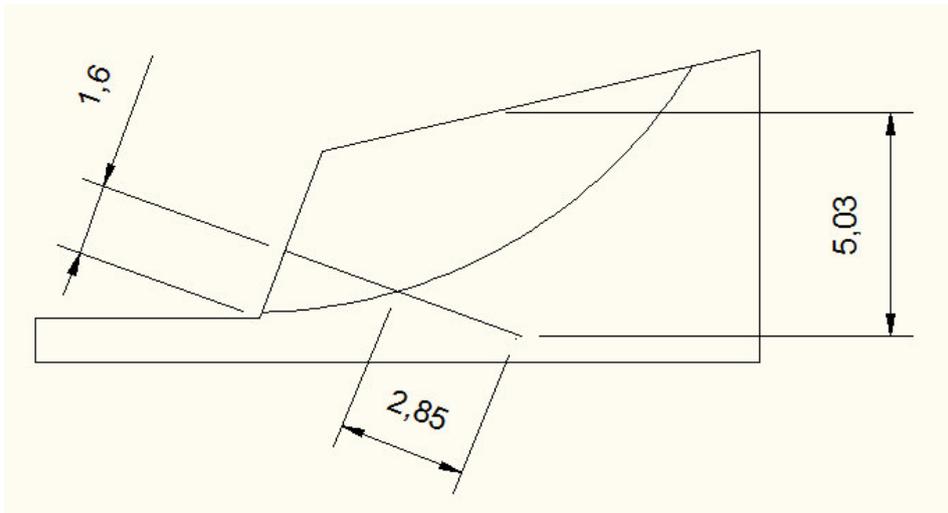
Figura 39: 4ª tentativa de aumento de tração do tirante.



Fonte: Autor.

Considerando a forma como se comportou, o tirante foi colocado um pouco mais acima, a 1,5 metros do pé do talude. Para garantir o espaçamento de 5 metros do ponto de ancoragem à superfície natural do solo, foi necessário aumentar 0,6 metros no comprimento do tirante. A Figura 40 ilustra a segunda tentativa na geometria.

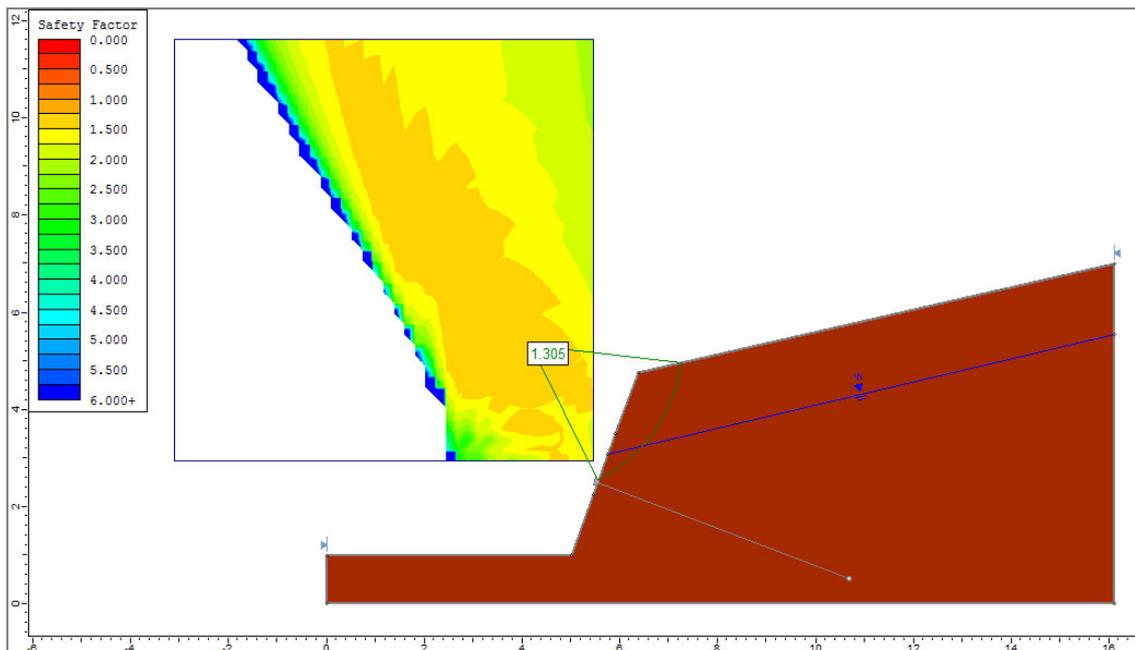
Figura 40: 2ª tentativa da geometria de aplicação do tirante.



Fonte: Autor.

Com essa tentativa foi possível atender ao critério mínimo de FS adotando 30 kN de tração no tirante, atingindo FS = 1,305 em outro local, como mostra a Figura 41.

Figura 41: Geometria final da aplicação do tirante.



Fonte: Autor.

7. CONCLUSÕES

Com o resultado obtido, podemos constatar que o mapa de susceptibilidade elaborado por Bastos (2012) realmente indicou regiões com baixos valores de fator de segurança quanto aos escorregamentos, o que comprova a necessidade de levantamentos mais precisos a fim de prevenir ocorrências.

Pelos resultados de ruptura global e local, ficou visível o quanto a presença da água interfere na estabilidade das encostas tanto na redução do fator de segurança como no volume de massa deslocado.

Considerando o aspecto randômico da distribuição de chuvas intensas, considera-se que a ocorrência de escorregamentos de elevado potencial destrutivo é uma questão de tempo. A fim de apresentar uma conclusão mais precisa e a adoção de medidas preventivas, é necessária a sensibilização do poder público para a problemática.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BASTOS, F. B. (2012). Movimentos de Massa no Maciço de Baturité (CE) e Contribuições para Estratégias de Planejamento Ambiental. Tese de D.Sc., UFC, Fortaleza, CE, 2012.

MASSAD, F. Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia. 2ª Edição. São Paulo, SP, 2010.

GUIDICINI, G; NIEBLE, C. M. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. 2ª Edição. São Paulo, SP, 1983.

BRAJA, M. D. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 7ª Edição. São Paulo, SP, 2010.

GEORIO. Manual Técnico de Encostas – Drenagem e Proteção Superficial. 2ª Edição. Rio de Janeiro, RJ, 2000.

GEORIO. Manual Técnico de Encostas – Muros. 2ª Edição. Rio de Janeiro, RJ, 2000.

GEORIO. Manual Técnico de Encostas – Ancoragens e Grampos. 2ª Edição. Rio de Janeiro, RJ, 2000.

SCHILLING, G. H. *et al* (1992), Instrumentação da encosta do Soberbo - 1ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE). Volume 1. Rio de Janeiro – RJ, 1992.

ABNT NBR 11682:1991 (1991) Estabilidade de taludes. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

GERCOVISCH, D. M. S. Estabilidade de Taludes. 1ª Edição. São Paulo, SP, 2012.

SALES, M. T. B. F. (1997). Caracterização de Processos Erosivos em Áreas Florestadas e Antropizadas da Serra de Baturité –CE. Dissertação de M.Sc., UFC, Fortaleza, CE, 1997.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S. G. (2005). Soil Strength and Slope Stability. 1ª Edição. Hoboken, New Jersey, 2005.