

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

JOÃO DANIEL VANELLI CIDRAL

**ALTERNATIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE NA REGIÃO DE
BELO HORIZONTE, MINAS GERAIS**

Joinville

2018

JOÃO DANIEL VANELLI CIDRAL

**ALTERNATIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE NA REGIÃO DE
BELO HORIZONTE, MINAS GERAIS**

Trabalho apresentado como requisito para
obtenção do título de bacharel no Curso de
Graduação em Engenharia de Infraestrutura do
Centro Tecnológico de Joinville da
Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2018

JOÃO DANIEL VANELLI CIDRAL

**ALTERNATIVAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE UM TALUDE NA REGIÃO DE
BELO HORIZONTE, MINAS GERAIS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Local, 29 de junho de 2018.

Prof^a Me. Valéria Bennack.

Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof^a Dr^a Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Yader Alfonso Guerrero López

Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Este trabalho não teria sido concluído sem a ajuda e o apoio das pessoas que aqui serão citadas.

Minha família, incluindo meus pais Daniel e Lizete, minha irmã Maria Cícera e minha namorada Tatiana, pelo apoio e compreensão nos momentos em que não pude atendê-los da maneira como merecem, em face da minha dedicação a este trabalho.

Professor Marcelo Heidemann, pela atenção e disposição e na prestação de atendimentos e solução de dúvidas.

Os engenheiros Anderson Fonini e Bruno Denardin Rosa, por gentilmente disponibilizar informações necessárias para a execução deste estudo.

Todos os amigos com os quais convivi ao longo do período de elaboração deste trabalho, pelos momentos de descontração ao longo destes últimos meses.

RESUMO

Os acidentes causados pela instabilidade de encostas e taludes nas margens de rodovias são responsáveis por danos severos à sociedade, desde ameaças à vida de usuários, até a interrupção do fluxo de automóveis, suficientes para afetar de forma significativa a economia de uma região. Neste âmbito, uma quantia enorme de recursos financeiros é despendida de forma pouco controlada, sobretudo devido ao caráter de urgência requerido na solução destes problemas. Em grande parte dos casos, é comum a falta de critérios técnicos e econômicos na tomada de decisão, comprometendo a eficácia das soluções de contenção empregadas. Sendo assim, este trabalho propôs duas alternativas de estabilização para um talude localizado às margens de uma rodovia em Belo Horizonte, Minas Gerais: estrutura de contenção em gabião e grampeamento de solo com faceamento em tela metálica. A metodologia adotada segue as exigências para análises de estabilidade de encostas previstas pela ABNT na NBR 11682:2009. Ambas as soluções se mostraram viáveis tecnicamente para o estudo de caso, com um Fator de Segurança global mínimo igual a 1,514 para o muro de gabião e igual a 1,404 para o solo grampeado com faceamento em tela metálica. Quanto ao custo de implantação, estimou-se um valor de R\$ 251.906,56 para o muro de gabião e de R\$ 209.935,49 para o solo grampeado. A estimativa de custo levou em consideração os custos de material, mão de obra e equipamentos, seguindo os índices do Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO) da cidade de Belo Horizonte, em janeiro de 2018.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes. Muros de gabião. Solo grampeado.

ABSTRACT

The accidents caused by slope instability are responsible for severe damages to the society. Losses can be from users' life threatening to vehicles flow interruption, which is enough to significantly affect a region's economy. In this context, an enormous amount of financial resources are spent in a poorly controlled way, mainly due to the urgency required in the solution of these kind of problems. In most cases, it is common the lack of technical and economic criteria in the decision-making, compromising the effectiveness of slope containment solution adopted. Thus, this work proposed two stabilization alternatives for a slope located on the banks of a highway in Belo Horizonte, Minas Gerais: gabion wall structure and soil nailing metal facing. The adopted methodology follows the requirements for slope stability analysis predicted by ABNT in NBR 11682:2009. Both solutions were technically feasible for the case study, with a minimum Global Safety Factor equal to 1,514 for the gabion wall and equal to 1,404 for the soil nailing. As execution costs, a value of R\$ 251.906,56 for the gabion wall and R\$ 209.935,49 for the soil nailing system was estimated. The cost estimation took into account the costs of material, manpower and equipment, according to the indexes of SICRO of the city of Belo Horizonte, in January 2018.

Keywords: Slope stability, Gravity walls, Slope stabilization, Soil nailing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Elementos de um talude.....	15
Figura 2 - Escorregamento circular x escorregamento planar.....	18
Figura 3 - Exemplo de uma envoltória de ruptura.....	22
Figura 4 - Forças atuantes em uma ruptura circular.....	26
Figura 5 - Esforços atuantes em uma fatia.....	27
Figura 6 - Alteração da geometria por retaludamento em corte (a) e aterro (b).....	29
Figura 7 - Exemplos de muro de gravidade: (a) concreto simples, (b) alvenaria de pedra, (c) concreto ciclópico e (d) gabião.....	30
Figura 8 - Modos de ruptura de um muro de gravidade.....	31
Figura 9 - Aspecto de um muro de gabião como estrutura de contenção.....	32
Figura 10 - Diagrama de empuxos atuantes hipotético.....	34
Figura 11 - Modelos de distribuição da tensão vertical no solo de fundação.....	36
Figura 12 - Talude revestido com tela de alta resistência.....	39
Figura 13 - Soluções em solo grampeado para (a) escavação e (b) estabilização.....	39
Figura 14 - Forças atuantes em uma fatia de solo estabilizada por grampo.....	40
Figura 15 - (a) Instabilidades superficiais paralelas ao talude e (b) instabilidades locais entre grampos.....	41
Figura 16 - Forças atuantes nas superfícies paralelas ao talude.....	42
Figura 17 - Mecanismo A de ruptura entre grampos.....	45
Figura 18 - Mecanismo B de ruptura entre grampos.....	46
Figura 19 - Dispositivos de drenagem superficial.....	48
Figura 20 - Dreno sub-horizontal profundo (DHP).....	49
Figura 21 - Vista lateral do talude e rodovia adjacente.....	53
Figura 22 – Estacas representativas em vermelho.....	55
Figura 23 - Seção transversal da Estaca 2+10.00.....	56
Figura 24 - Seção transversal da Estaca 2+15.00.....	56
Figura 25 - Seção transversal da Estaca 3+0.00.....	56
Figura 26 - Amostras de Filito (a) Dolomítico e (b) Sericítico.....	58
Figura 27 - Aspecto de talude em Filito.....	58
Figura 28 - Detalhe da carta geológica de Belo Horizonte.....	59
Figura 29 - Curva granulométrica da amostra de Aterro.....	60

Figura 30 - Curva granulométrica da amostra de Filito.....	60
Figura 31 - Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante - Aterro.....	62
Figura 32 - Envoltórias de ruptura – Aterro.....	63
Figura 33 - Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante - Filito.....	64
Figura 34 - Envoltórias de ruptura - Filito.....	65
Figura 35 - Superfície de ruptura constatada no Perfil 2+10.00.....	66
Figura 36 - Superfície de ruptura constatada no Perfil 2+15.00.....	67
Figura 37 - Superfície de ruptura constatada no Perfil 3+0.00.....	67
Figura 38 - Influência do N.A. na estabilidade do talude $c'_{\text{aterro}} = 6 \text{ kPa}$	69
Figura 39 - Influência do N.A. na estabilidade – $c'_{\text{aterro}} = 3 \text{ kPa}$	69
Figura 40 - Modelo geomecânico adotado: $c' = 3 \text{ kPa}$ e N.A. a 2,0 m de profundidade.....	70
Figura 41 - Modelo de gabião tipo caixa.....	72
Figura 42 - Configuração geométrica do muro, em parâmetros variáveis.....	73
Figura 43 - Diagramas de empuxo das tensões atuantes no muro.....	76
Figura 44 - Diagrama de empuxos atuantes no muro.....	77
Figura 45 - Forças resultantes atuantes no muro.....	77
Figura 46 - Esforços totais atuantes no muro.....	78
Figura 47- Esforços atuantes na fundação do muro.....	81
Figura 48 - Estabilidade do conjunto talude-muro frente à ruptura global.....	83
Figura 49 - Esquema final do muro de gabião projetado.....	83
Figura 50 - Avaliação da estabilidade global para $S = 1,8 \text{ m}$ e $L = 9,0 \text{ m}$	89
Figura 51 - Solução final de estabilização através do grampeamento de solo e revestimento em tela metálica.....	92
Figura 52 - Volumes de movimentação de terra para a solução em muro de gabião.....	93
Figura 53 - Volumes de movimentação de terra para a solução em solo grampeado.....	94
Figura 54 - Detalhes do DHP adotado para o sistema de drenagem.....	95
Figura 55 - Valetas de proteção de corte (VPC04) e aterro (VPA04) adotadas para o sistema..	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Distribuição granulométricas das amostras de solo.....	60
Tabela 2 – Classificação das amostras de solo.....	60
Tabela 3 – Limites de consistência das amostras de solo.....	60
Tabela 4 – Parâmetros de resistência das amostras de solo.....	64
Tabela 5 – Parâmetros geométricos de entrada da tentativa de solução inicial.....	73
Tabela 6 – Parâmetros geotécnicos de entrada.....	73
Tabela 7 – Parâmetros geométricos de entrada da solução final.....	74
Tabela 8 - Planilha de cálculo dos empuxos atuantes no muro.....	75
Tabela 9 - Parâmetros físicos dos componentes do sistema.....	84 e 85
Tabela 10 - Dados de entrada para dimensionamento dos grampos.....	86
Tabela 11 - Processo iterativo para escolha dos parâmetros geométricos.....	87
Tabela 12 - Espaçamento e Comprimento adotados para a solução final.....	87
Tabela 13 - Resumo de quantidades principais para a execução do muro de gabião.....	92
Tabela 14 - Resumo de quantidades principais para a execução do grampeamento de solo com faceamento em tela metálica.....	93
Tabela 15 – Resumo da estimativa de custos totais.....	97

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação de movimentos de massa.....	16
Quadro 2 - Classificação de movimentos de massa segundo Augusto Filho (1992).....	17
Quadro 3 - Classificação dos movimentos de massa adotada pela ABNT NBR 11682:2009..	18
Quadro 4 - Classificação dos fatores condicionantes.....	20
Quadro 5 - Principais causas dos movimentos de massa.....	20 e 21
Quadro 6 - Nível de segurança com relação à perda de vidas humanas.....	23 e 24
Quadro 7 - Nível de segurança com relação a danos materiais e ambientais.....	24
Quadro 8 - Fatores de segurança mínimos.....	25
Quadro 9 - Fluxograma de etapas do estudo.....	50

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	12
1.1.	Justificativa	12
1.2	Objetivos	13
1.2.1	Objetivo geral.....	13
1.2.2	Objetivos Específicos.....	13
1.3	Estrutura do trabalho	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1	Definição de encostas e taludes.....	15
2.2	Movimentos gravitacionais de massa.....	16
2.2.1	Escorregamentos translacionais.....	19
2.2.2	Escorregamentos rotacionais	19
2.3	Causas e condicionantes dos escorregamentos	19
2.4	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	21
2.5	Avaliação da estabilidade de taludes.....	22
2.5.1	Métodos de equilíbrio-limite	25
2.6	Soluções de estabilização	28
2.6.1	Retaludamento	28
2.6.2	Muros de gravidade	30
2.6.3	Estruturas de solo reforçado	37
2.6.4	Drenagem.....	48
3	METODOLOGIA	50
3.1	Levantamento de dados pré-existentes.....	51
3.2	Construção do modelo geomecânico.....	51
3.3	Dimensionamento das soluções.....	51
3.4	Estimativa de custos	52

4	CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO	53
4.1	Descrição da área de estudo	53
4.1.1	Investigação do terreno.....	54
4.1.2	Levantamento topográfico	54
4.2	Caracterização geológico-geotécnica	57
4.2.1	Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação	59
4.2.2	Limites de consistência.....	61
4.2.3	Ensaio de cisalhamento direto	61
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	66
5.1	Modelo geomecânico	66
5.1.1	Influência do lençol freático	67
5.1.2	Coesão da camada de aterro	68
5.2	Análise da estabilidade antes da ruptura	68
5.2.1	Seção crítica.....	70
5.3	Proposta de estabilização – Muro de gabião	71
5.3.1	Considerações iniciais	71
5.3.2	Diagramas de empuxos.....	75
5.3.3	Estabilidade frente ao deslizamento	77
5.3.4	Estabilidade frente ao tombamento	78
5.3.5	Estabilidade da fundação	79
5.3.6	Estabilidade frente à ruptura global.....	82
5.4	Proposta de estabilização - Solo grampeado com faceamento em tela metálica.....	84
5.4.1	Considerações iniciais	84
5.4.2	Dimensionamento dos grampos.....	86
5.4.3	Estabilidade frente à ruptura global.....	88
5.4.4	Verificação da adequabilidade do revestimento com tela metálica.....	89
5.5	Levantamento quantitativo	92

5.5.1 Muro de gabião	92
5.5.2 Solo grampeado com faceamento em tela metálica.....	93
5.5.3 Dispositivos de drenagem.....	95
5.6 Estimativa de custos	96
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	99
REFERÊNCIAS	101
ANEXOS	106
APÊNDICES	114

1 INTRODUÇÃO

1.1. Justificativa

A ocorrência de movimentos gravitacionais de massa é responsável por gerar enormes prejuízos à sociedade. Tais eventos têm maiores consequências quando acontecem em encostas de áreas urbanas, com ocupação na maioria das vezes irregular, ou em taludes adjacentes a obras lineares de infraestrutura, como ferrovias, rodovias, hidrovias, dutos de transporte de água, gás e combustíveis. Esses eventos podem ocasionar, mortes, desalojamentos, interrupção parcial ou total do tráfego de veículos e materiais, entre outros danos. Conforme Fiori e Carmignani (2009), o número de acidentes ocorridos e que ocorrem frequentemente, em todas as épocas e em todas as partes do mundo, não raramente com perdas de vidas humanas e grandes prejuízos materiais, é o principal motivo para atentar à sociedade quanto a este problema.

Para Gerscovich (2016), houve grande avanço na compreensão do comportamento dos solos sob diferentes condições, mas escorregamentos de encostas ainda provocam graves problemas, caracterizando uma questão de ordem pública e governamental. Complementa Heidemann (2015), que, por tratar-se de um clima subtropical, a intensidade com que ocorrem processos de intemperismo químico na região possibilita a formação de solos cujo comportamento geomecânico ainda não é amplamente conhecido.

As tecnologias empregadas nas soluções de estabilizações também evoluem de forma significativa, já que os problemas de instabilidade apresentam alto grau de singularidade, exigindo uma análise quase que inédita na maioria das vezes. As soluções de estabilizações, quando não projetadas de forma preventiva, costumam exigir grandes investimentos devido à urgência e periculosidade envolvida, sobretudo quando se trata de acidentes em faixas de domínio de infraestruturas de transportes, por colocar em risco, desde a vida de usuários, até a competitividade econômica de uma região, afetando o transporte de mercadorias e serviços.

A escolha do método de estabilização a ser adotado envolve diversos fatores, como facilidade de acesso, disponibilidade de materiais, dificuldades construtivas, implicações ambientais, custos e prazos. Além disso, a complexidade se dá pela unicidade de cada caso, devido à intervenção de condicionantes relativos à natureza dos materiais constituintes e dos

agentes perturbadores, quer sejam de natureza geológica, antrópica ou geotécnica (FIORI; CARMIGNANI, 2009).

Devido ao caráter generalista dos documentos normativos e às características singulares de cada empreendimento, não há uma indicação explícita de solução ideal para cada tipo de problema dessa natureza. Cabe, portanto, ao engenheiro desenvolver um projeto adequado do ponto de vista da segurança e que seja exequível técnica e financeiramente.

Considerando a relevância do tema, este trabalho irá analisar e comparar diferentes alternativas de estabilização de um talude instável localizado na faixa de domínio de uma rodovia situada em Belo Horizonte, Minas Gerais. A trecho onde situa-se o talude analisado atravessa regiões de topografia fortemente acidentada e com feições geológicas críticas, compondo assim o cenário propício para eventos de movimento gravitacional de massa. Para isso foram empregadas informações obtidas através de investigações de campo incluindo sondagens, levantamento topográfico e execução de ensaios de laboratório, a fim de determinar qual alternativa melhor atende simultaneamente as exigências técnicas e ambientais, apresentando o menor custo de execução, incluindo materiais, mão de obra e equipamentos.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Elaborar duas soluções alternativas para estabilização de um talude localizado às margens de uma rodovia em Belo Horizonte, Minas Gerais, e apontar as principais diferenças com relação ao Fator de Segurança obtido e custo de execução.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar a área de estudo através do levantamento de informações pré-existentes;
- Retroanalisar o processo de ruptura para validar os resultados de ensaios de cisalhamento direto;
- Identificar a alternativa que cumpra os critérios de segurança com menor custo de execução;

- Apresentar uma estimativa de custos com a descrição e quantificação dos recursos necessários para a execução da obra.

1.3 Estrutura do trabalho

Capítulo 1 – Introduz a problemática abordada pelo estudo, justifica a escolha do tema e estabelece os objetivos gerais e específicos.

Capítulo 2 – Aborda os principais tipos de movimentos gravitacionais de massa, seus mecanismos de ocorrência e seus fatores deflagradores, através da explicação de conceitos básicos relativos à estabilidade de encostas, mediante citações e referências de autores com trabalho reconhecido no meio acadêmico. Ademais, discutem-se os métodos de estabilização adotados para a realização do estudo, e suas aplicações de acordo com as características de cada um.

Capítulo 3 – Expõe a metodologia adotada para realização do estudo, contemplando todos os itens considerados na abordagem do problema.

Capítulo 4 – Destina-se a caracterização do local de estudo, com as informações necessárias para realização do trabalho: localização do terreno, levantamento topográfico, identificação dos processos de formação geológica e caracterização dos parâmetros geotécnicos a partir da realização de ensaios laboratoriais.

Capítulo 5 – Apresenta os resultados obtidos no trabalho, incluindo as hipóteses adotadas para o estudo, o modelo geomecânico adotado, o procedimento de dimensionamento das soluções propostas e as respectivas estimativas de custo de implantação, e discute as principais diferenças.

Capítulo 6 – Expõe-se as conclusões obtidas pela análise das soluções projetadas, as dificuldades encontradas no processo, e sugestões para trabalhos futuros relacionados ao tema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

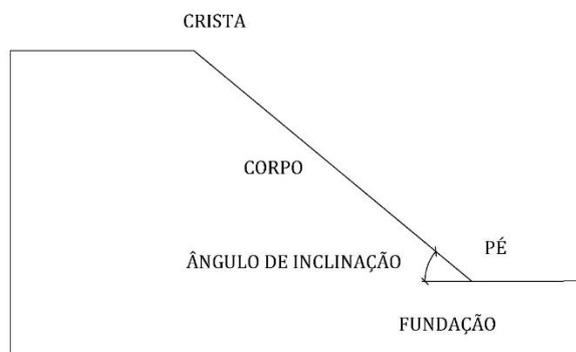
2.1 Definição de encostas e taludes

Denomina-se talude uma superfície qualquer inclinada de um maciço de solo ou rocha (GERSCOVICH, 2016). Pode-se, ainda, diferenciar tal superfície segundo sua origem. Considera-se um talude aquela superfície que tem como origem a ação antrópica, mediante a execução de obras de terra como cortes e aterros, necessárias em grande parte das obras lineares, enquanto encostas são as superfícies de origem natural, caracterizadas por apresentar geometria oriunda de processos de formação do relevo ou movimentos gravitacionais de massa anteriores.

Segundo Caputo (1987), basicamente, uma encosta ou talude é constituída pelos seguintes elementos (Figura 1):

- Coroamento ou Crista;
- Corpo;
- Ângulo de inclinação;
- Terreno de fundação;
- Altura;
- Pé.

Figura 1 - Elementos de um talude



Fonte: Adaptado de Caputo (1987)

2.2 Movimentos gravitacionais de massa

Os problemas associados a instabilidade de encostas são responsáveis por promover a ocorrência de movimentos gravitacionais de massa, que ao longo dos anos foram classificados segundo diferentes metodologias, como, por exemplo, Hutchinson (1968), Varnes (1978), e Guidicini & Nieble (1983). A classificação de Varnes (1978) tornou-se referência para muitos pesquisadores, sendo ela considerada oficial pela International Association of Engineering Geology and the Environmental Engineering – IAEG (Conti, 2012). Esta classificação abrange os movimentos que envolvem materiais rochosos, porém, em se tratando este trabalho de encostas constituídas por solo, a coluna destinada a tais movimentos foi convenientemente suprimida (Quadro 1).

Quadro 1 - Classificação de movimentos de massa

Tipo de movimento			Solos de engenharia	
			Predominantemente grosso	Predominantemente fino
Quedas			De detritos	De terra
Tombamento			De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	De detritos	De solo
	Translacional	Muitas unidades		
Espalhamento			De detritos	De solo
Corridas			De detritos	De lama
Complexo			Combinação de dois ou mais tipos de movimento	

Fonte: Varnes (1978)

Na ausência de sistemas de classificação orientados para as características geológicas e climáticas brasileiras, Augusto Filho (1992), a partir da metodologia de Varnes (1978), ajustou as características dos grupos de processos de escorregamentos à dinâmica ambiental brasileira (GEORIO, 1999, GERSCOVICH, 2016), e desenvolveu uma proposta de classificação que pode ser aplicada à solos brasileiros (Quadro 2).

Quadro 2 - Classificação de movimentos de massa segundo Augusto Filho (1992)

Tipo de movimento	Características, material e geometria		
Rastejo ou Fluência	<ul style="list-style-type: none"> • Múltiplos planos de deslocamento • Baixas velocidades (cm/ano) • Constantes, sazonais ou intermitentes • Solo, depósito, rocha alterada • Geometria indefinida 		
Escorregamento	<ul style="list-style-type: none"> • Poucos planos de deslocamento • Velocidades médias (km/h) à altas (m/s) 	Planares	Solos pouco espessos, com plano de fraqueza
		Circulares	Solos espessos homogêneos
	<ul style="list-style-type: none"> • Pequenos a grandes volumes de material • Geometria variável 	Em cunha	Solos com dois planos de fraqueza
Queda	<ul style="list-style-type: none"> • Sem planos de deslocamento • Queda livre ou plano inclinado • Velocidade muito altas (m/s) • Material predominantemente rochoso • Pequenos e médios volumes • Geometria variável 		
Corrida	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamento • Comportamento viscoso • Velocidades médias a altas • Grandes volumes de material • Extenso raio de alcance 		

Fonte: Augusto Filho (1992)

Para fins de regulamentação, a ABNT NBR 11682:2009 padronizou a nomenclatura utilizada no Brasil, utilizando a classificação de Augusto Filho (1992), com algumas modificações pontuais nos critérios de definição (Quadro 3).

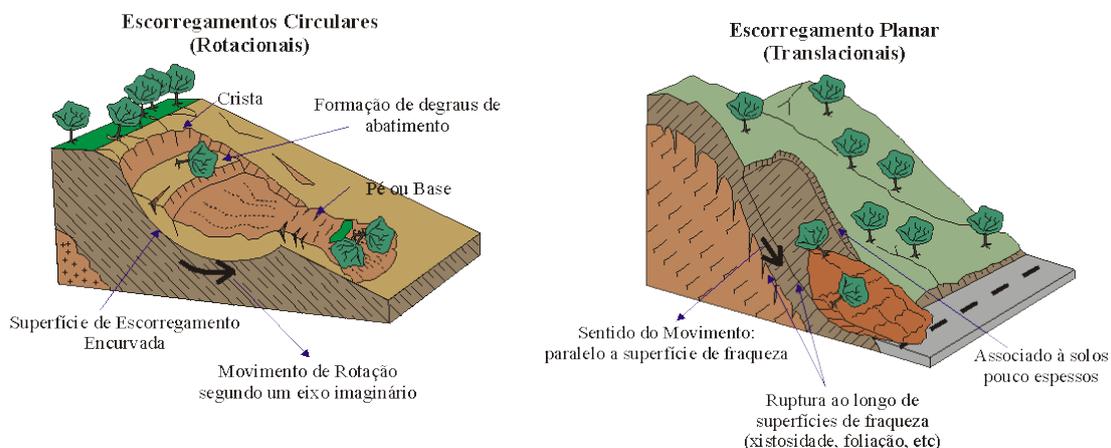
Quadro 3 - Classificação dos movimentos de massa adotada pela ABNT NBR 11682:2009

Terminologia	Definição
Queda ou rolamento	Desprendimento de fragmentos do terreno, de qualquer tamanho, que caem de certa altura, em queda livre ou com qualquer outra trajetória e tipo de movimento
Tombamento	Movimento de massa em forma de báscula com eixo na base
Escorregamento	Movimento de massa por deslocamento sobre uma ou mais superfícies
Escoamento	Movimento de massa com propriedades de fluido, lento ou rápido

Fonte: ABNT (2009)

Para Guimarães et al. (2003 apud CONTI, 2012), entre os principais movimentos de massa, os escorregamentos são os que vêm recebendo maior atenção da comunidade científica nos últimos anos, devido aos enormes problemas causados à sociedade. A gravidade destes eventos se dá pela rápida velocidade de deslocamento do solo, pela possibilidade de mobilizar grandes volumes de solo e por ocorrer muitas vezes em locais com ocupação antrópica, sejam elas regulares ou não. O escorregamento é caracterizado pela superfície de ruptura e volumes bem definidos, em que o centro de gravidade da massa mobilizada se desloca para baixo e para fora do talude (CONTI, 2012). Quanto à forma da superfície de ruptura, um escorregamento pode ser classificado como planar ou translacional, circular, e em cunha, conforme explica a Figura 2.

Figura 2 - Escorregamento circular x escorregamento planar



Fonte: Infanti Jr & Fornasari Filho (1998)

2.2.1 Escorregamentos translacionais

O escorregamento translacional ou planar, é caracterizado pela descontinuidade na interface entre horizontes de diferente capacidade resistente, ou pela ocorrência de planos de fraqueza dentro de uma massa de solo. Para Gerscovich (2016), esse tipo de ruptura é muito comum em mantos de colúvio de pequena espessura, sobrejacente a um embasamento rochoso. Há também ocorrências com formato em cunha, gerados pela existência de dois ou mais planos de fraqueza ou interfaces de diferentes materiais.

2.2.2 Escorregamentos rotacionais

Escorregamentos circulares ou rotacionais são caracterizados pela concavidade da superfície de ruptura, causada pela homogeneidade da camada de solo. Seguem um eixo de rotação imaginário, ao longo de uma superfície encurvada de ruptura, podendo ser associados em série, de maneira combinada e sucessiva (INFANTI JUNIOR; FORNASARI FILHO, 1998). Murk, Skinner e Porter (1996) afirmam que esse tipo de acidente é comum ao longo de obras lineares de engenharia, devido a construção de taludes artificiais, onde as camadas de solo tendem a ter comportamento homogêneo (aterros).

2.3 Causas e condicionantes dos escorregamentos

Augusto Filho e Virgili (1998 apud CONTI, 2012) comentam que, de forma geral, os fatores condicionantes para a ocorrência de escorregamentos constituem uma cadeia de eventos de caráter cíclico, envolvendo processos de formação geológica, movimentos tectônicos, intemperismo e ação antrópica. Para Caputo (1987), constituem causas de um escorregamento o acréscimo de solicitação agindo sobre o talude, e a diminuição da resistência ao cisalhamento. Varnes (1978) destaca que um movimento gravitacional de massa pode ter diversas causas, mas somente um mecanismo deflagrador. O mecanismo deflagrador é, portanto, um estímulo externo, que, associado a predisposições da encosta gera a condição necessária para ocorrência da ruptura (HEIDEMANN, 2015). Desta forma, os mecanismos deflagradores de ruptura por escorregamento podem ser divididos nestes dois grandes grupos: esforços solicitantes e esforços resistentes (Quadro 4).

Quadro 4 - Classificação dos fatores condicionantes

Ação	Aumento da sollicitação	Redução da resistência
Fatores	Remoção de solo (lateral ou base)	Intemperismo: alterações físico-químicas
	Sobrecarga	Variação das poropressões
	Sollicitações dinâmicas	Elevação do lençol freático
	Pressões laterais	Infiltração de água

Fonte: Adaptada de Varnes (1978 apud GERSCOVICH, 2016).

A USGS – United States Geological Survey (2004 apud CONTI, 2012) divide as principais causas de movimentos de massa em três grupos: causas geológicas; causas morfológicas; e causas antrópicas (Quadro 5).

Quadro 5 - Principais causas dos movimentos de massa

Causas	Fenômenos
Geológicas	<ul style="list-style-type: none"> • Materiais sensíveis, alterados ou fraturados • Orientação da descontinuidade (acamamento, xistosidade, falha, contato, entre outros) • Contraste na permeabilidade e/ou dureza do material
Morfológicas	<ul style="list-style-type: none"> • Atividades vulcânicas ou terremotos • Dinâmica glacial • Erosão fluvial ou marítima • Erosão subterrânea • Carregamento por deposição • Remoção da cobertura vegetal • Intemperismo por congelamento • Intemperismo por variação volumétrica

Quadro 5 - Principais causas dos movimentos de massa

Causas	Fenômenos
Antrópicas	<ul style="list-style-type: none"> • Escavações • Carregamentos • Exploração do lençol freático • Desmatamento • Irrigação • Mineração • Vibrações • Vazamento de tubulações

Fonte: USGS (2004 apud CONTI, 2012)

As causas geológicas levam em consideração o processo de formação geológico do material, e como isto influencia em seu comportamento físico e mecânico. As causas morfológicas dizem respeito a fatores como atividade tectônica e formas de erosão do relevo. E as causas antrópicas consideram o impacto das atividades humanas sobre o terreno (INFANTI JUNIOR; FORNASARI FILHO, 1998).

2.4 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de um plano qualquer em seu interior (DAS, 2011). O modelo matemático utilizado para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos é conhecido como critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e foi desenvolvido a partir das contribuições de Mohr (1900) e Coulomb (1776).

Segundo Das (2011), o critério de Coulomb afirma que um material se rompe por causa da combinação entre forças normal e de cisalhamento, e não devido à máxima força normal ou de cisalhamento isoladamente. Desta forma, a relação matemática entre a tensão normal σ e a tensão de cisalhamento τ_f em um plano de ruptura é expressa pela equação 1:

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (1)$$

A contribuição de Coulomb (1776) implica na aproximação da envoltória de ruptura dada pela equação 1, para uma função linear da tensão normal, descrita através da equação 2:

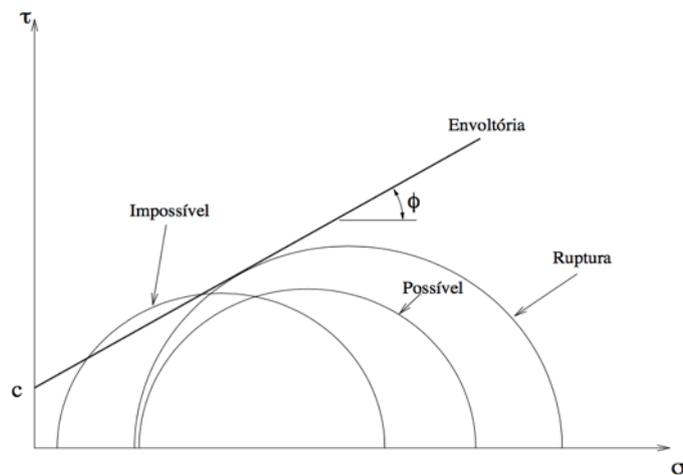
$$\tau_f = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (2)$$

Onde:

- c é a coesão do solo;
- φ é o ângulo de atrito interno do solo.

O critério de Mohr-Coulomb é comumente apresentado através do gráfico da Figura 3. Segundo Franco (2016), pode-se dizer que a parcela referente ao ângulo de atrito ocorre devido ao atrito no contato entre grãos do solo, enquanto a coesão refere-se à atração química entre as partículas de solo, também conhecida como cimentação.

Figura 3 – Exemplo de uma envoltória de ruptura



Fonte: Pinto (2006)

2.5 Avaliação da estabilidade de taludes

O objetivo da análise de estabilidade de taludes é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento. De forma geral, a deflagração do escorregamento ocorre quando as tensões de cisalhamento mobilizadas na massa de solo atingem a resistência de cisalhamento do material (GERSCOVICH, 2016). Esse equilíbrio entre esforços solicitantes e esforços resistentes é refletido no conceito de Fator de Segurança – FS, entendido como a relação entre

a resistência ao cisalhamento do material e as tensões mobilizadas pela massa de solo, conforme a equação 3:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (3)$$

Onde:

τ_f é a resistência ao cisalhamento;

τ_{mob} é a tensão cisalhante mobilizada

A partir do conceito de Fator de Segurança, avalia-se se um talude é estável ou não. Para casos gerais, as condições de estabilidade são (GERSCOVICH, 2016):

- $FS > 1$: obra estável;
- $FS = 1$: ocorre ruptura;
- $FS < 1$: não há significado físico.

Caputo (1987) destaca que, do ponto de vista teórico, um talude consiste em uma massa de solo submetida ao efeito de três forças: as forças devidas ao peso próprio, as forças devido ao escoamento da água, e à resistência ao cisalhamento característica do material. As duas primeiras contemplam os esforços solicitantes, enquanto que a última representa o esforço resistente.

Entretanto, conforme a ABNT NBR 11682:2009, a magnitude do fator de segurança não é a mesma em todos os casos, e pode variar em função das consequências que uma eventual ruptura, com relação ao perigo de perdas de vidas humanas (Quadro 6) e à possibilidade de danos materiais e ambientais (Quadro 7).

Quadro 6 - Nível de segurança com relação à perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Área com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas

Quadro 6 - Nível de segurança com relação à perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Área e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: ABNT (2009)

Quadro 7 - Nível de segurança com relação a danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeito a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidente ambientais reduzidos

Fonte: (ABNT, 2009)

O cruzamento das classificações de nível de risco dos Quadros 6 e 7 possibilita então o enquadramento do projeto em relação ao seu Fator de Segurança mínimo (Quadro 8).

Quadro 8 - Fatores de segurança mínimos

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra perdas 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 (2009)

Para fins de situação do leitor na problemática deste estudo, algumas metodologias utilizadas na análise da estabilidade de taludes serão brevemente descritas e comentadas.

2.5.1 Métodos de equilíbrio-limite

A análise da estabilidade de taludes onde a superfície de ruptura é circular pode ser realizada através de diversos métodos. Alguns deles, como Hoek e Bray (1981) e Taylor (1948), são baseados em ábacos. Mais versáteis, adequados e de uso muito mais frequente são os métodos de equilíbrio-limite, os quais baseiam-se nos seguintes pressupostos:

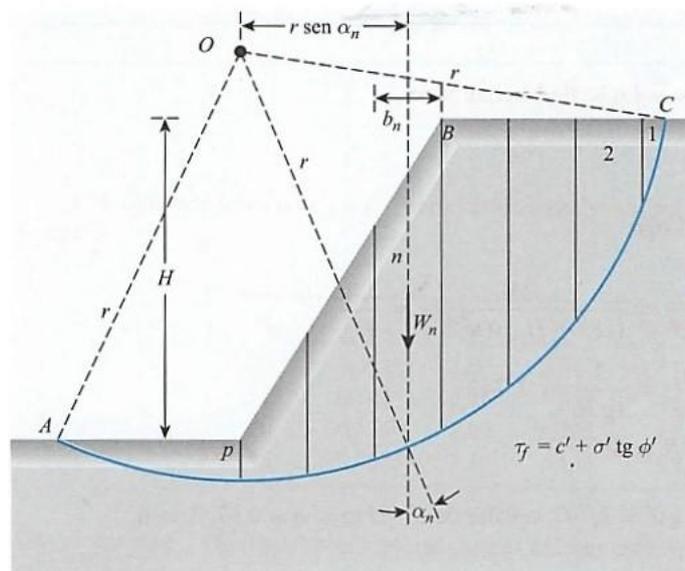
- O solo apresenta comportamento rígido-plástico, ou seja, sua ruptura é brusca.
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, a partir da qual passa a ser dinâmico.
- O Fator de Segurança é constante ao longo da linha da ruptura, ignorando-se, portanto, fenômenos de ruptura progressiva.

Para Gerscovich (2016), no âmbito dos métodos de equilíbrio-limite, o método das fatias é a forma mais utilizada em análises de estabilidade, já que não apresenta restrições quanto a homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (em termos de tensão total ou efetiva). Dentre os métodos das fatias, destacam-se Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1960), e Morgenstern-Price (1965). Neste estudo foram revisados os principais conceitos utilizados no método de Bishop Simplificado, bem como seu procedimento de cálculo.

2.5.1.1 Bishop Simplificado

Este método surgiu a partir de uma simplificação no equacionamento do método de Bishop, desenvolvido a partir da hipótese de superfície de ruptura circular. A modificação em relação ao método inicial refere-se à desconsideração das forças atuantes nas faces das fatias. Ambos foram propostos por Bishop (1955), e consideram a análise da estabilidade de um talude utilizando a divisão da cunha de escorregamento em diversas fatias (FIORI; CARMIGNANI, 2009), conforme mostra a Figura 4.

Figura 4 - Forças atuantes em uma ruptura circular



Fonte: Das (2011)

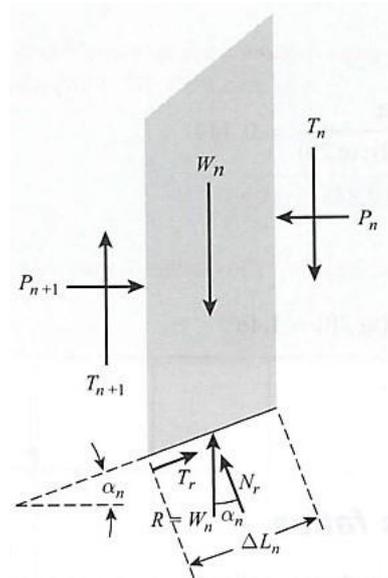
Da Figura 4, temos que:

- W_n é o peso de solo da fatia n ;
- b_n é a projeção da comprimento da fatia n na horizontal;
- α_n é o ângulo de inclinação da base da fatia n ;
- H é a altura do talude;
- r é o raio do arco de ruptura com centro em O .

A análise é realizada a partir da consideração do equilíbrio de forças e momentos atuantes de todas as fatias em torno do ponto O (Figura 4). Para o equilíbrio da cunha ABC

(Figura 5), o equilíbrio da força motriz em relação ao ponto O deve ser, no mínimo, igual ao momento da força de resistência (DAS, 2011).

Figura 5 - Esforços atuantes em uma fatia



Fonte: Das (2011)

Da Figura 5, temos que:

- ΔL_n é o comprimento da base da fatia n ;
- W_n é o peso de solo da fatia n ;
- P_n e P_{n+1} são as forças normais atuantes na face da fatia n ;
- T_n e T_{n+1} são as forças tangenciais atuantes na face da fatia n ;
- N_r e T_r são as componentes normal e tangencial da força de reação R atuantes na fatia n .

O procedimento de cálculo do FS é caracterizado por um processo iterativo, no qual deve-se estimar um FS inicial. Geralmente, utiliza-se como FS inicial o FS resultante do método de Fellenius, também conhecido como método comum das fatias ou método sueco, que possui embasamento físico semelhante (GERSCOVICH, 2016). O Fator de Segurança é dado pela equação 4:

$$FS = \sum_{n=1}^{n=p} \frac{[(c'_n \cdot \Delta L_n + (W_n - u_n \cdot b_n) \cdot \tan \varphi'_n) \cdot \frac{1}{m_{a(n)}}]}{W_n \cdot \sin \alpha_n} \quad (4)$$

Onde:

- c'_n é a coesão do solo na fatia n ;
- u_n é a poropressão atuante na fatia n ;
- b_n é a projeção do comprimento da fatia n na horizontal;
- α_n é o ângulo de inclinação da base da fatia n ;
- φ'_n é o ângulo de atrito do solo da fatia n ;
- $m_{a(n)}$ é um parâmetro que relaciona α_n e φ'_n com FS , segundo a equação 5;

$$m_{a(n)} = \frac{1 + \frac{\tan \alpha_n \cdot \tan \varphi'_n}{FS}}{\sec \alpha_n} \quad (5)$$

Das (2010) afirma que o método simplificado de Bishop é provavelmente o mais utilizado em análises de estabilidade de taludes, devido aos resultados satisfatórios apresentados quando incorporado a programas computacionais.

2.6 Soluções de estabilização

A seguir serão discutidas algumas das estruturas utilizadas para contenção de solo. Tais estruturas destinam-se a contrapor-se aos esforços estáticos oriundos do terreno, além suportar sobrecargas acidentais e permanentes.

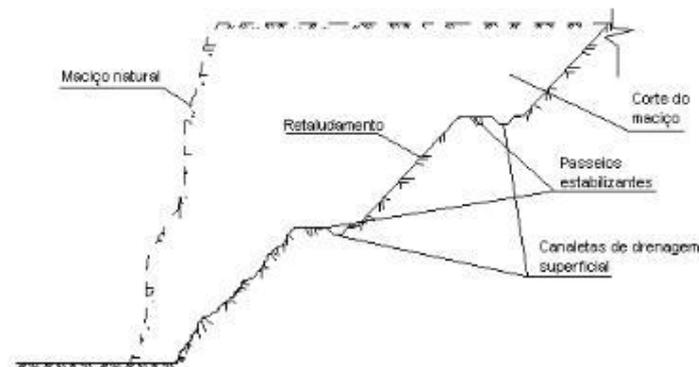
2.6.1 Retaludamento

Para Dutra (2013), o retaludamento, consiste em um processo de terraplenagem, através do qual se altera, por cortes e aterros, os taludes originalmente existentes em um determinado local (Figura 6). O aumento de estabilidade é proporcionado pela redistribuição do solo, aumentando o peso no pé do talude, e aliviando o peso junto à crista. Assim, segundo Massad (2003, apud DUTRA, 2013), ocorre uma diminuição da parcela do momento atuante e um aumento do efeito estabilizante.

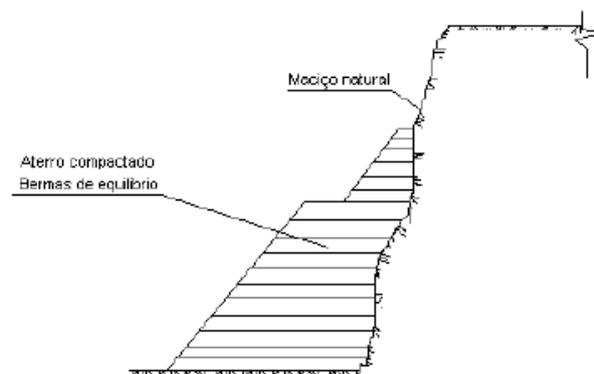
Entre todas as medidas de estabilização conhecidas, a de retaludamento é a primeira a ser abordada, já que o investimento requerido é constituído basicamente pelo aluguel de equipamentos e mão de obra especializada, não havendo, portanto, custos com materiais, extremamente relevantes nas demais alternativas: solo reforçado, muros de arrimo, entre outras. Segundo Carvalho (1991), sempre existirá uma condição geométrica que oferecerá estabilidade ao terreno, tornando a solução eficiente em muitos dos casos. Entretanto, há casos em que não há espaço suficiente para atingir a declividade desejada, ou, então, grandes áreas são requeridas, tornando a solução dispendiosa.

Embora não seja suficiente para todos os casos, em qualquer solução de estabilização adotada, salvo casos pontuais, há alguma alteração na conformação da superfície natural. Para Carvalho (1991), a simples remoção de parte do material do talude, a fim de suavizar sua inclinação, já pode ser configurado como retaludamento.

Figura 6 - Alteração da geometria por retaludamento em corte (a) e aterro (b).



(a) Corte



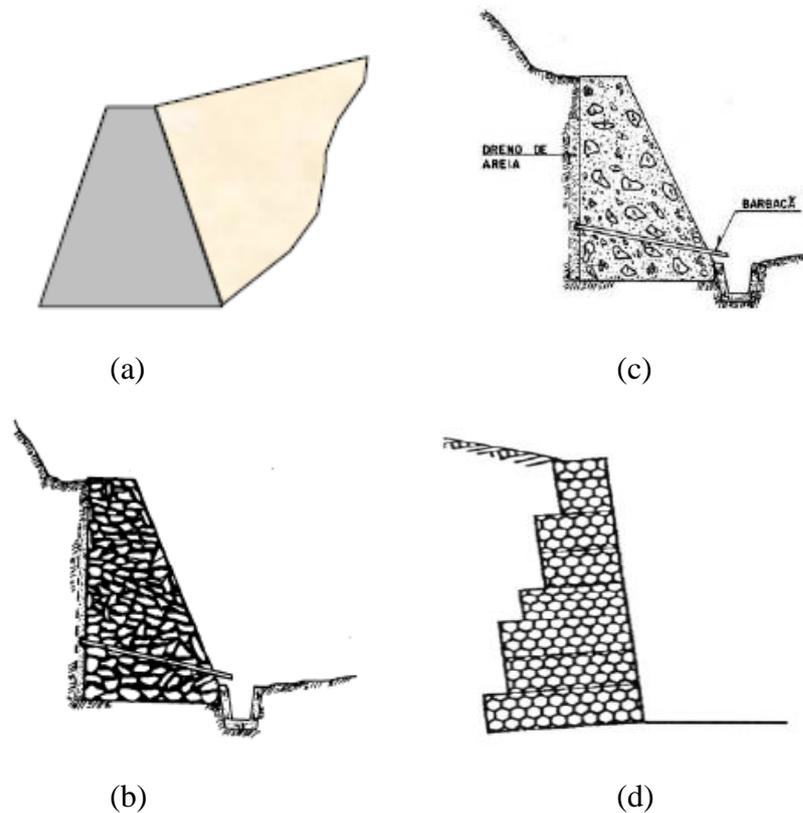
(b) Aterro

Fonte: Adaptado de Reis (2010)

2.6.2 Muros de gravidade

Segundo a ABNT NBR 11682:2009, muros de gravidade são estruturas de comportamento monolítico, onde a estabilidade é garantida pelo seu peso próprio, e por isso são denominados muros de gravidade. Dependendo da geometria do talude, o peso do solo situado sobre o muro pode colaborar no aumento dos esforços resistentes. Diversos materiais podem ser utilizados na composição de um muro de gravidade, tais como: concreto simples, concreto ciclópico, alvenaria de pedra, gabião, e outros materiais especiais (Figura 7).

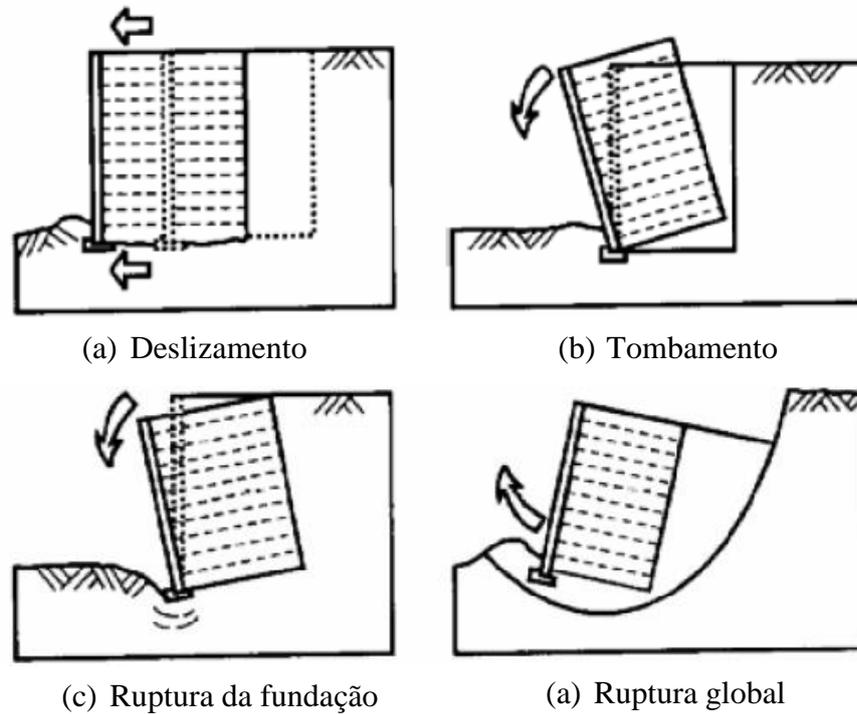
Figura 7 - Exemplos de muro de gravidade: (a) concreto simples, (b) alvenaria de pedra, (c) concreto ciclópico e (d) gabião.



Fonte: Carvalho (1991)

O dimensionamento deste tipo de contenção deve atender às verificações de estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga da fundação, além da estabilidade frente à ruptura global do conjunto solo-muro (Figura 8).

Figura 8 - Modos de ruptura de um muro de gravidade.



Fonte: Gerscovich (2006)

2.6.2.1 Muro de gabião

Estruturas de gabião são constituídas por módulos formados por telas metálicas hexagonal de dupla torção, preenchidos com material pétreo de diâmetro maior que o espaçamento da malha. Para Carvalho (1991), trata-se de estruturas drenadas e relativamente deformáveis, o que possibilita o seu uso no caso de fundações que apresentem deformações maiores, inaceitáveis para estruturas mais rígidas (Figura 9).

Segundo Barros (2014), são algumas das vantagens das estruturas de gabião:

- Flexibilidade: Permitem a adaptação das estruturas a movimentos do terreno, sem perder sua estabilidade de eficiência, inclusive dispensando a execução de fundações profundas, mesmo quando construídas em solos de baixa capacidade de suporte;
- Permeabilidade: Pelas características dos materiais componentes, são totalmente autodrenantes, aliviando por completo o empuxo hidrostático sobre a estrutura;

- Resistência: A eficaz união da tela metálica com o material pétreo resulta em um bloco único de características resistentes homogêneas;
- Versatilidade: Apresentam facilidade construtiva, na medida em que não exigem mão de obra qualificada, e integram-se facilmente ao meio circundante, resultando baixo impacto ambiental.

Figura 9 - Aspecto de um muro de gabião como estrutura de contenção



Fonte: Autor (2018)

O dimensionamento de um muro de gabião parte do estudo do estado de tensões em uma massa de solo desenvolvido por Rankine (1857). A Teoria de Rankine utiliza a hipótese de equilíbrio plástico, onde cada ponto na massa de solo está no limite da ruptura (DAS, 2011), considerando o critério de Mohr-Coulomb.

O empuxo ativo do solo σ'_h é dado pela equação 6:

$$\sigma'_h = \sigma'_{h,\gamma} + \sigma'_{h,c'} + \sigma'_{h,q} \quad (6)$$

Onde:

- $\sigma'_{h,\gamma}$ é a tensão horizontal efetiva, calculada através da equação 7:

$$\sigma'_{h,\gamma} = \gamma \cdot H \cdot k \quad (7)$$

Na qual:

- γ é o peso específico do solo;
- H é a altura da camada de solo
- k o coeficiente de empuxo do solo, calculado pela equação 8 para o caso ativo (k_a) e pela equação 9 para o caso passivo (k_p):

$$k_a = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (8)$$

$$k_p = \frac{1}{k_a} \quad (9)$$

- $\sigma'_{h,c'}$ é a contribuição da coesão, dada pela equação 10 para o caso ativo e pela equação 11 para o caso passivo:

$$\sigma'_{h,c'} = -2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} \quad (10)$$

$$\sigma'_{h,c'} = 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p} \quad (11)$$

- $\sigma'_{h,q}$ é a contribuição da sobrecarga q na superfície do terreno, calculada a partir da equação 12:

$$\sigma'_{h,q} = q \cdot k_a \quad (12)$$

O empuxo hidrostático σ_w é calculado a partir da equação 13:

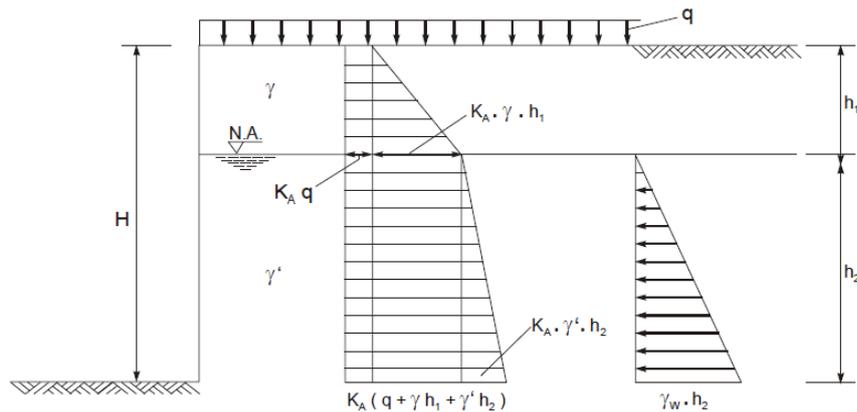
$$\sigma_w = \gamma_w \cdot H_w \cdot k_a \quad (13)$$

Onde:

- γ_w é o peso específico da água;
- H_w é a altura do lençol freático acima do ponto calculado;

Após a determinação dos esforços atuantes no muro, constrói-se o diagrama de empuxos atuantes, e partir de tal, calculam-se as forças resultantes e seus respectivos pontos de atuação (Figura 10).

Figura 10 - Diagrama de empuxos atuantes hipotético



Fonte: Gerscovich (2016)

A escolha da geometria da estrutura de gabião deve ser dimensionada de forma a conter os esforços e respectivos pontos de atuação resultantes dos diagramas de empuxo. Para isso, faz-se necessário verificar a estabilidade frente aos mecanismos de ruptura descritos na Figura 8, de acordo com os parâmetros geométricos e características materiais do muro.

- Estabilidade frente ao tombamento: Corresponde à capacidade do muro em resistir ao momento solicitante pelo maciço arrimado em relação ao ponto P , caracterizado pela força de empuxo horizontal R_h resultante e seu respectivo ponto de aplicação y , através do momento estabilizante provocado pelo seu peso próprio R_v , atuando a uma distância d do ponto P , e será considerada satisfatória sempre que a equação 14 for cumprida (ABNT, 2009):

$$FS_t = \frac{R_v \cdot d}{R_h \cdot y} \geq 3,0 \quad (14)$$

Onde:

- FS_t é o Fator de Segurança ao tombamento.

- Estabilidade frente ao deslizamento: Refere-se à capacidade da estrutura em suportar o deslocamento na horizontal, provocado pela força de empuxo horizontal R_h , mediante o esforço resistente promovido pelo atrito entre muro e solo. A equação 15 rege o equilíbrio de forças na horizontal:

$$FS_d = \frac{R_v \cdot \tan \varphi'_b}{R_h} \quad (15)$$

Onde:

- FS_d é o Fator de Segurança ao deslizamento;
- R_v é o peso próprio do muro, também designado por reação vertical;
- φ'_b é o ângulo de atrito entre solo e muro.

Na indisponibilidade de se avaliar o ângulo de atrito na interface solo-muro φ'_b , Terzaghi e Peck (1967) sugere uma estimativa a partir da minoração do ângulo de atrito do solo de fundação φ'_{cs} , conforme demonstra a equação 16:

$$\frac{1}{2} \cdot \varphi'_{cs} \leq \varphi'_b \leq \frac{2}{3} \varphi'_{cs} \quad (16)$$

O deslizamento da base do muro é, em grande parte dos casos, o fator condicionante no dimensionamento da solução (GERSCOVICH, 2016). Admite-se uma solução adequada, de acordo com a ABNT NBR 11682:2009, quando a equação 17 é cumprida:

$$FS_d \geq 1,50 \quad (17)$$

- Estabilidade frente a tensões na fundação: Avalia a segurança contra a ruptura e deformações excessivas no solo de fundação. Inicialmente, é necessário verificar a geometria da distribuição das tensões na fundação, condicionada ao ponto de aplicação da reação vertical R_v em sua base.

O ponto de aplicação d' da reação vertical R_v na base do muro é dada pela equação 18:

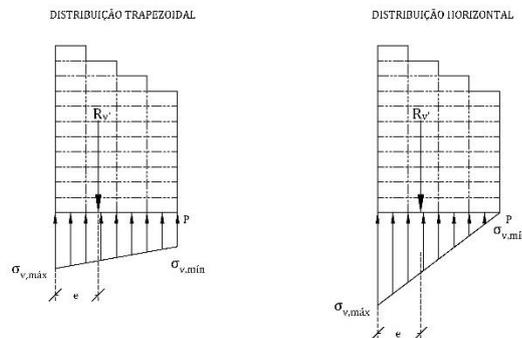
$$d' = \frac{R_v \cdot d - R_h \cdot y}{R_h} \quad (18)$$

Se o ponto de aplicação localiza-se no terço médio da base muro, a distribuição de tensões na fundação será trapezoidal. Caso contrário, será triangular. Essa avaliação é realizada mediante as seguintes condições (Figura 11):

$e < e_{lim} \rightarrow$ distribuição trapezoidal

$e > e_{lim} \rightarrow$ distribuição triangular

Figura 11 - Modelos de distribuição da tensão vertical no solo de fundação



Fonte: Autor (2018)

Onde:

- e é a excentricidade do ponto de aplicação da reação vertical R_v na base B dada pela equação 19:

$$e = \frac{B}{2} - d' \quad (19)$$

- e_{lim} é a excentricidade limite, calculada pela equação 20:

$$e_{lim} = \frac{B}{6} \quad (20)$$

As tensões máxima e mínima atuantes na base da fundação no caso de distribuição trapezoidal são dadas pelas equações 21 e 22:

$$\sigma_{v \text{ máx}} = \frac{R_v}{OB} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{OB}\right) \quad (21)$$

$$\sigma_{v \text{ mín}} = \frac{R_v}{OB} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{OB}\right) \quad (22)$$

No caso de distribuição triangular, a tensão mínima na base da fundação é nula, enquanto que a tensão máxima é calculada a partir da equação 23:

$$\sigma_{v \text{ máx}} = \frac{2 \cdot R_v}{3 \cdot d'} \quad (23)$$

Por fim, a solução será considerada minimamente eficaz quanto à capacidade de carga da fundação, com a ABNT NBR 11682:2009, quando a equação 24 for respeitada:

$$FS_f = \frac{\sigma_{rup}}{\sigma_{máx}} \geq 3 \quad (24)$$

Onde:

- FS_f é o Fator de Segurança frente à capacidade de carga da fundação;
 - σ_{rup} é a capacidade de carga da fundação, calculada a partir dos critérios preconizados pela ABNT NBR 6122:2009.
 - $\sigma_{máx}$ é a tensão máxima de solicitação na fundação do muro.
- Estabilidade global: Diz respeito à possibilidade ruptura englobando todo o conjunto solo-muro, através de superfície circular, passando sob a base do muro. Esta verificação segue as mesmas premissas da análise da estabilidade de um talude instável, conforme descrito no item 2.5.1.1. O Fator de Segurança a ser considerado é determinado a partir das classificações de risco dos Quadros 7 e 8.

2.6.3 Estruturas de solo reforçado

As técnicas de reforço do solo são caracterizadas pela introdução de elementos resistentes no interior do maciço (ABNT NBR 11682:2009). Contemplam uma grande variedade de métodos, sendo os mais conhecidos os grampos, fitas, geossintéticos, solo

grampeado, colunas de solo-cimento e qualquer outro tipo de material que trabalhe em conjunto com o terreno.

Segundo a ABNT NBR 11682:2009, o projeto deste tipo de solução, dada a grande variabilidade de materiais empregados, deve ser regido pelo conjunto de normas específicas de cada material.

Neste trabalho, será abordado com maior detalhamento a solução por meio de solo grampeado com faceamento em tela metálica de alta resistência.

2.6.3.1 Solo grampeado com faceamento em tela metálica

O grampeamento do solo consiste em um reforço obtido através da inclusão de elementos que induzem esforços resistentes de tração, cisalhamento e flexão composta, denominados grampos ou chumbadores, geralmente constituídos por barras de aço (DUTRA, 2013) (Figura 5). Segundo Silva et al. (2001 apud Lima et al., 2002) a função dos grampos é minorar os deslocamentos do maciço de solo pela mobilização dos esforços resistentes dos grampos.

Para França (2007), a técnica de solo grampeado é recomendada apenas em escavações em solos acima do nível d'água ou com o prévio rebaixamento do mesmo, já que escavações abaixo do nível d'água podem dificultar a execução do revestimento de face. Porém, nos casos em que é aplicável, a combinação de equipamentos de pequeno porte, velocidade e simplicidade da técnica a tornam uma opção de baixo custo, possibilitando uma economia de 10% a 30% em relação às demais alternativas de contenção da ordem de 10 metros de altura (BRUCE e JEWELL, 1986 apud FRANÇA, 2007).

Dentre os tipos de revestimento utilizados em soluções com solo grampeado, destacam-se o uso do concreto projetado e o de telas metálicas de alta resistência. Segundo Dirksen (2017), embora o concreto ainda seja o material mais utilizado para fins de revestimento, o uso de telas metálicas está em crescimento devido principalmente a um maior apelo sustentável, além de menor impacto visual (Figura 12).

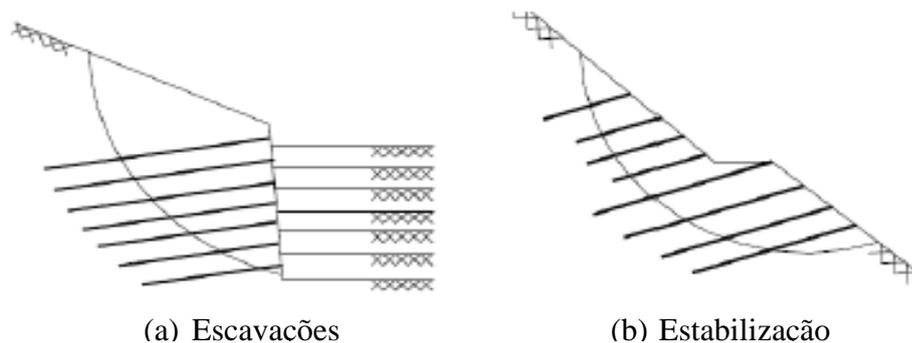
Figura 12 – Talude revestido com tela de alta resistência



Fonte: Cala et al. (2012)

O processo de estabilização da face se dá pelo fornecimento da capacidade de confinamento ao solo, de modo que não haja deslocamentos relativos entre os pontos grampeados. No aspecto funcional, as principais vantagens do uso das telas de alta resistência são a adaptação a superfícies irregulares, facilidade de aplicação e leveza (MENEZES; CARDOSO, 2006 apud DIRCKSEN, 2017).

Figura 13 - Soluções em solo grampeado para (a) escavação e (b) estabilização



(a) Escavações

(b) Estabilização

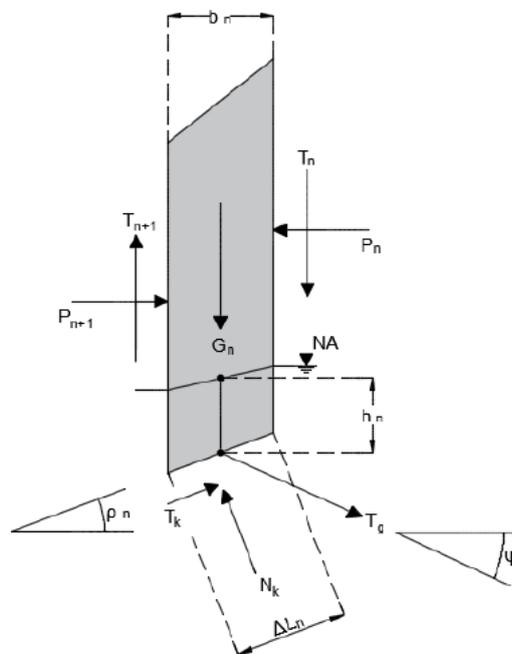
Fonte: GeoRio (1999)

Segundo Franco (2016), as técnicas de cálculo mais utilizadas no desenvolvimento de projetos de solo grampeado (no que se refere à estabilidade global) são baseadas nos mesmos métodos de equilíbrio-limite utilizados para avaliação de estabilidade de taludes. A

determinação do Fator de Segurança consiste na razão entre esforços resistentes ao cisalhamento e esforços cisalhantes atuantes que contribuem para a movimentação de massa desenvolvidos ao longo de uma possível superfície de ruptura (USACE, 2003, apud Heidemann, 2017).

O cálculo do Fator de Segurança frente a estabilidade global para solos reforçados mediante a injeção de grampos segue os mesmos conceitos da solução de Bishop Simplificado para a análise de estabilidade de taludes instáveis, com a inclusão de uma força de tração T_g na distribuição de forças atuantes em uma fatia, representando o esforço estabilizante provocado pelo grampo injetado com ângulo de inclinação ψ em relação a horizontal (Figura 14).

Figura 14 - Forças atuantes em uma fatia de solo estabilizada por grampo



Fonte: Adaptado de Das (2011)

A equação 3 é alterada para levar em consideração o esforço estabilizante pelo grampo, e o equilíbrio de forças na fatia é então regido pela equação 25:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c'_d \cdot b'_n + (G_d + T_g \cdot \sin \psi - u_n \cdot b_n) \cdot \tan \varphi'_d] \cdot \frac{1}{m_{\rho(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} [G_d \cdot \sin \alpha_n - T_g \cdot \cos(\alpha_n + \psi)]} \quad (25)$$

Onde:

- φ'_d é o ângulo de atrito efetivo de projeto da fatia n , após consideração do fator de segurança parcial $\gamma_{\varphi'}$, conforme mostra a equação 26:

$$\varphi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\varphi'}{\gamma_{\varphi'}} \right) \quad (26)$$

- c'_d é a coesão efetiva de projeto da fatia n , após consideração do fator de segurança parcial $\gamma_{c'}$, conforme demonstra a equação 27:

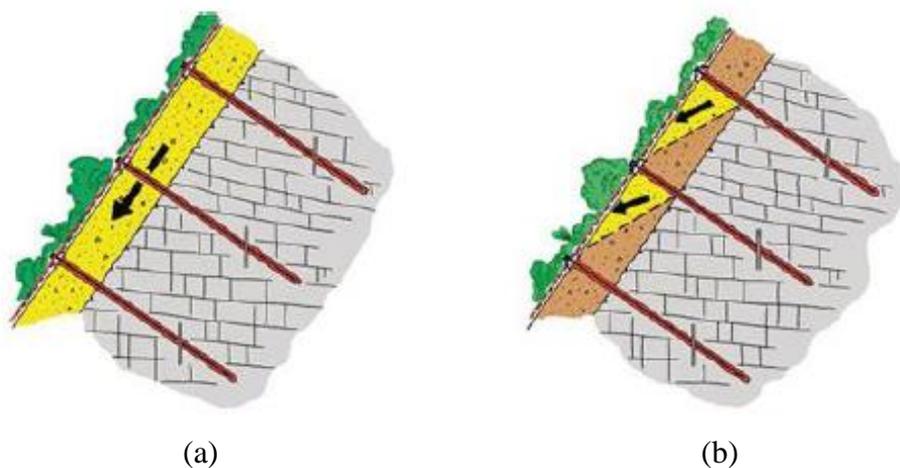
$$c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}} \quad (27)$$

- G_d é o peso de projeto da fatia n , após consideração do fator de segurança parcial γ_γ , segundo a equação 28:

$$G_d = G \cdot \gamma_\gamma \quad (28)$$

O dimensionamento do sistema de revestimento do talude, composto por tela metálicas e placas de ancoragem deve apresentar, segundo Cala et al. (2012) estabilidade frente a solicitações superficiais paralelas ao talude e solicitações locais entre grampos (Figura 15).

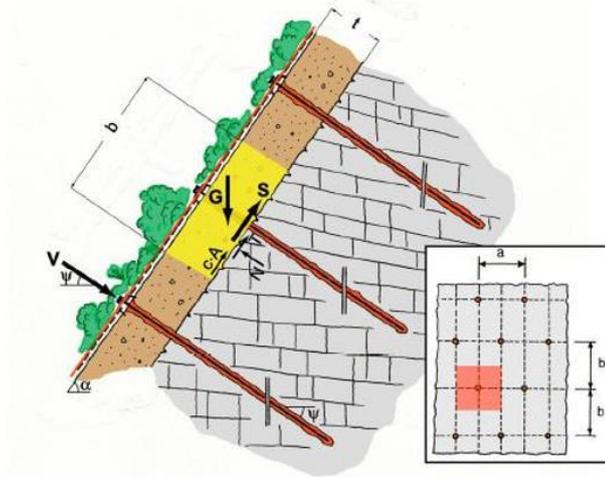
Figura 15 - (a) Instabilidades superficiais paralelas ao talude e (b) instabilidades locais entre grampos



Fonte: Cala et al. (2012)

Para garantir a estabilidade frente às solicitações superficiais paralelas ao talude, cada grampo deve estar habilitado a suportar o deslizamento de uma massa de solo de largura a , comprimento b , e espessura t com um mínimo fator de segurança. A Figura 16 demonstra as forças atuantes nas superfícies paralelas ao talude:

Figura 16 - Forças atuantes nas superfícies paralelas ao talude



Fonte: Cala et al. (2012)

Os critérios para avaliação da resistência do sistema frente às solicitações superficiais paralelas ao talude são:

- Verificação da capacidade dos grampos de resistirem ao escorregamento da camada superficial paralela ao talude, a partir da definição da força cisalhante de dimensionamento S_d , dada pela equação 29:

$$S_d = \frac{1}{\gamma_{mod}} \cdot \{ \gamma_{mod} \cdot G_d \cdot \sin \alpha - V_{dl} \cdot \gamma_{mod} \cdot \cos(\Psi + \alpha) - c_d \cdot A - [G_d \cdot \cos \alpha + V_{dl} \cdot \sin(\Psi + \alpha)] \cdot \tan \varphi_d \} \quad (29)$$

Onde:

- γ_{mod} é o valor de correção de incertezas do modelo;
- G_d é o peso de projeto, minorado pelo fator de segurança parcial γ_γ ;
- α é o ângulo de inclinação do talude;
- V_{dl} é a carga de dimensionamento de pré-tensão, corrigido pelo fator de carga específico γ_{dl} ;

- Ψ é o ângulo formado entre o grampo e a horizontal;
- c_d é a coesão do solo, minorada pelo fator de segurança parcial γ_c
- A é área de solo mobilizada pelo conjunto placa-grampo;
- φ_d é o ângulo de atrito do solo, minorado pelo fator de segurança parcial γ_φ

A resistência ao cisalhamento do grampo S_r é dada pela equação 30:

$$S_R^D = A_{g,ef}^D \cdot \frac{\tau_y}{1,15} \quad (30)$$

Onde:

- $A_{g,ef}^D$ é a área efetiva do grampo de diâmetro D , dada pela equação 31:

$$A_{g,ef}^D = \frac{\pi \cdot (D - 4)^2}{4} \quad (31)$$

- τ_y é a resistência ao cisalhamento do aço com tensão de escoamento f_y , dada pela equação 32:

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (32)$$

Admite-se uma condição segura contra a ocorrência de instabilidades superficiais paralelas ao talude, considerando o fator de redução da resistência ao cisalhamento γ_{SR} igual a 1,50 (CEN, 2004), quando a equação 33 for respeitada:

$$S_D \leq S_R / \gamma_{SR} \quad (33)$$

- Verificação da capacidade da tela metálica ao puncionamento resultante da atuação da carga de pré-tensionamento do grampo V_{dl} obtida a partir da multiplicação da carga de pré-tensionamento V pelo fator de majoração γ_{vl} igual a 1,50 (CEN, 2004), dada pela equação 34:

$$V_{du} = V \cdot \gamma_{vl} \quad (34)$$

A condição para estabilidade neste quesito é determinada pela equação 35:

$$V_{du} \leq D_R / \gamma_{DR} \quad (35)$$

Onde:

- D_R é a resistência da tela metálica à esforços aplicados na mesma direção dos grampos, e deve ser corrigida por um fator de minoração γ_{DR} , geralmente igual a 1,50 (CEN, 2004)

- Verificação da capacidade dos grampos em resistir ao escorregamento em superfícies paralelas ao talude e ao puncionamento provocado pela carga de pré-tensão quando essas solicitações ocorrerem de forma simultânea. A verificação é realizada através da equação 36:

$$\left[\left(\frac{V_{du}}{T_R / \gamma_{VR}} \right)^2 + \left(\frac{S_D}{T_R / \gamma_{SR}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (36)$$

Onde:

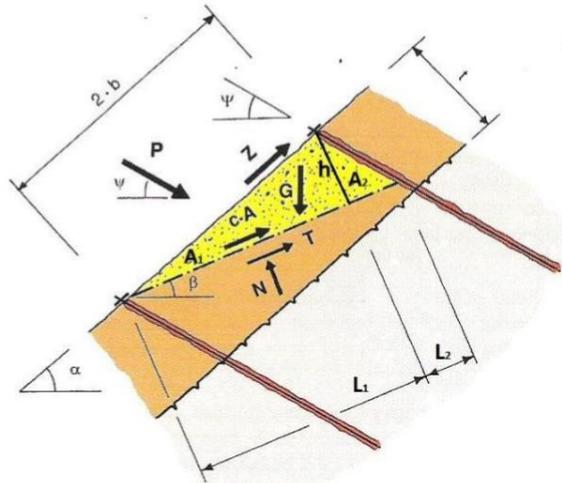
- T_R é a resistência dos grampos quando submetidos a esforços de tração pura, dada pela multiplicação da tensão de escoamento f_y pela área efetiva da seção transversal do grampo $A_{g,ef}^D$, conforme a equação 37:

$$T_R^D = A_{g,ef}^D \cdot \frac{f_y}{1,15} \quad (37)$$

A estabilidade frente às solicitações locais entre grampos é dada pela capacidade do sistema de contenção em inibir deslocamentos locais de uma massa de solo entre grampos individuais, de forma a absorver os esforços e transmiti-los ao subsolo estável. Neste caso, Cala et al. (2012) apontam dois tipos de mecanismo de ruptura, A e B.

O mecanismo A representa o rompimento de um corpo único, em forma de cunha, que desliza sobre uma superfície formando um ângulo β com a horizontal, conforme mostra a Figura 17.

Figura 17 - Mecanismo A de ruptura entre grampos



Fonte: Cala et al. (2012, apud Franco 2016)

Na Figura 17, tem-se:

- G é o peso próprio do corpo de solo;
- $c \cdot A$ é a força de coesão exercida pelo solo ao longo da superfície L de deslizamento;
- Z é a força de atrito entre a malha e a superfície do talude;
- P é a força cisalhante máxima aplicada na malha na direção do grampo;
- Ψ é o ângulo formado entre o grampo e a horizontal;

A equação 38 determina o maior esforço cisalhante P_d a ser suportado pela tela metálica na região do grampo inferior.

$$P_d = \frac{G_d \cdot [\gamma_{mod} \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \varphi_d] - Z \cdot [\gamma_{mod} \cdot \cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \varphi_d]}{\gamma_{mod} \cdot \cos(\beta + \Psi) + \sin(\beta + \Psi) \cdot \tan \varphi_d} \quad (38)$$

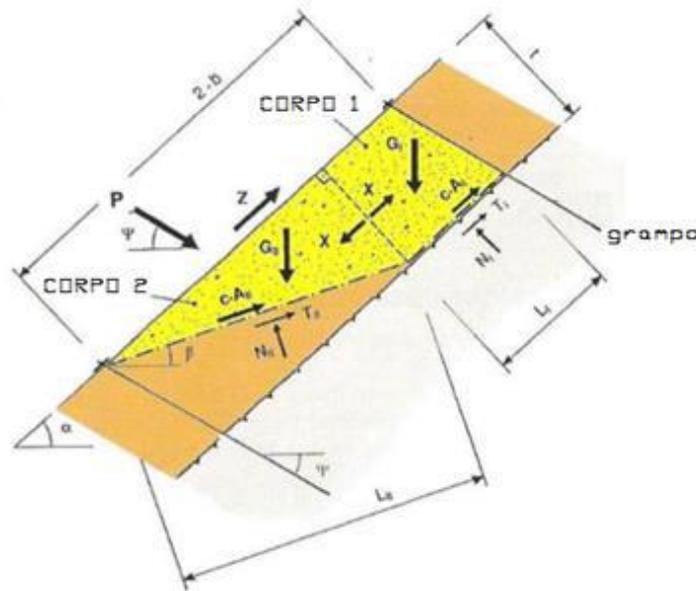
Onde:

- γ_{mod} é o valor de correção de incertezas do modelo;
- G_d é o peso de projeto, minorado pelo fator de segurança parcial γ_γ ;

- α é o ângulo de inclinação do talude;
- φ_d é o ângulo de atrito do solo, minorado pelo fator de segurança parcial γ_φ

O mecanismo B (Figura 18) caracteriza-se pelo rompimento de dois corpos adjacentes, que unidos compõem uma massa de solo de largura a_{red} . O corpo I, através da força X , impulsiona o corpo II, provocando o deslizamento dos dois corpos simultaneamente.

Figura 18 - Mecanismo B de ruptura entre grampos



Fonte: Cala et al. (2012)

A equação 39 determina a magnitude da força X que o corpo I exerce sobre o corpo II:

$$X = \frac{1}{\gamma_{mod}} [G_{II}(\gamma_{mod} \cdot \sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \varphi_d) - c \cdot A_I] \quad (39)$$

Por sua vez, a força P_d que deve ser suportada pelo grampo inferior, é dada pela equação 40:

$$P_d = \frac{G_{II} \cdot [\gamma_{mod} \cdot \sin \beta - \cos \beta \cdot \tan \varphi_d] + (X - Z) \cdot [\gamma_{mod} \cdot \cos(\alpha - \beta) - \sin(\alpha - \beta) \cdot \tan \varphi_d] - c \cdot A_{II}}{\gamma_{mod} \cdot \cos(\beta + \Psi) + \sin(\beta + \Psi) \cdot \tan \varphi_d} \quad (40)$$

Onde:

- G_{Id} e $G_{II d}$ são os pesos de projeto dos corpos I e II, respectivamente, majorados pelo fator de segurança parcial γ_γ ;
- A_I e A_{II} são as áreas de contato dos corpos I e II com a camada de solo subsequente.

Após a determinação das tensões cisalhantes a serem suportada pelo grampo P_d para os mecanismos A e B, atribui-se o maior valor entre os dois analisados como o a tensão cisalhante de dimensionamento. A valor final de P_d será utilizado para realizar duas verificações necessárias para comprovar a adequabilidade do sistema: verificação da capacidade de suporte da tela metálica a cargas cisalhantes no grampo inferior e verificação da capacidade de transmissão do esforço Z para a placa de ancoragem superior:

- Verificação da capacidade de suporte da tela metálica a cargas cisalhantes no grampo inferior: Busca-se comprovar a capacidade de o sistema de proteção superficial resistir à tensão cisalhante de dimensionamento P_d , através da equação 41:

$$P_d \leq P_r / \gamma_{PR} \quad (41)$$

Onde:

- P_r é a resistência da tela metálica contra esforços cisalhantes na direção dos grampos;
- γ_{PR} é o valor de correção da resistência da tela contra esforços cisalhantes na direção dos grampos, igual a 1,5 (CEN, 2004).
- Verificação da capacidade de transmissão do esforço Z para a placa de ancoragem superior: Avalia-se a capacidade de transmissão da força resistente Z , gerada pelo atrito entre tela e solo, até a placa de ancoragem superior, através da equação 42

$$Z \leq Z_r / \gamma_{ZR} \quad (42)$$

Onde:

- Z_r é a resistência da tela metálica contra esforços aplicados ao longo de seu eixo longitudinal;
- γ_{ZR} é o valor de correção da resistência da tela metálica contra esforços aplicados ao longo de seu eixo longitudinal, igual a 1,5 (CEN, 2004).

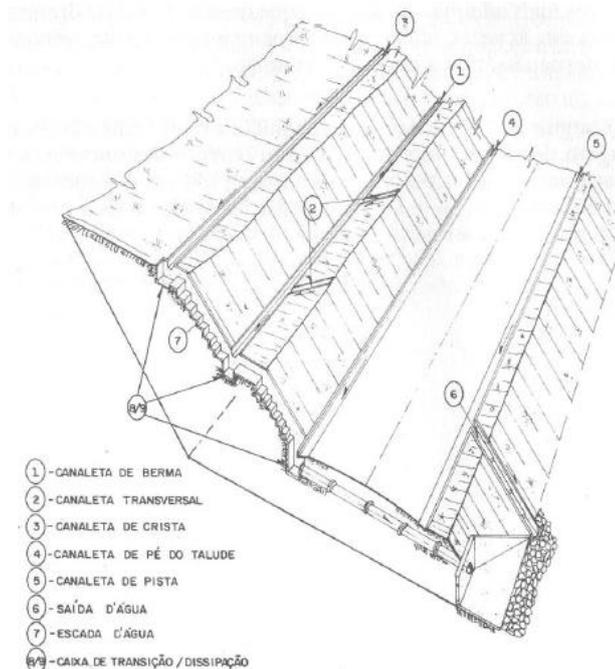
Cumprindo-se as condições descritas, admite-se que a solução é adequada é para suportar as solicitações quanto a instabilidades superficiais paralelas a superfície e as solicitações quanto a instabilidades locais entre grampos.

2.6.4 Drenagem

As obras de drenagem têm por finalidade captar e direcionar a água proveniente tanto do escoamento superficial, quanto da percolação interna do maciço de solo. Carvalho (1991) indica que execução destas obras representa um dos procedimentos mais eficazes na estabilização de todos os tipos de taludes, seja como solução única ou quando utilizadas conjuntamente a obras de contenção, retaludamento e proteções diversas. Na literatura de modo geral, costuma-se dividir os dispositivos de drenagem em dois tipos: superficiais e profundos.

Segundo Gerscovich (2016) os sistemas de drenagem superficial devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude, considerando-se toda a área da bacia de captação em que o local está inserido. Os principais dispositivos de drenagem superficial podem ser vistos na Figura 19, entre os quais destacam-se as canaletas de pé e crista, responsáveis por dar vazão as águas provenientes de chuvas, interceptando-as antes que possam penetrar no talude.

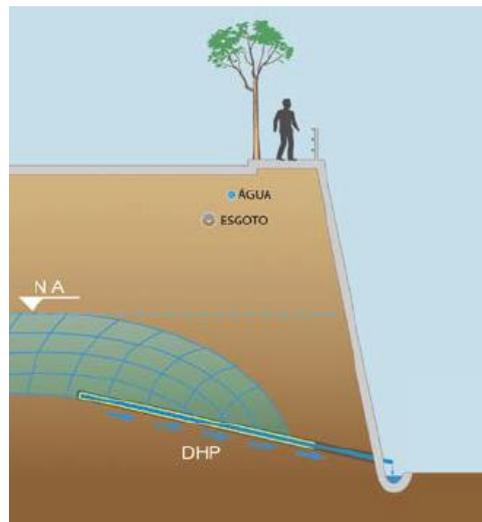
Figura 19 - Dispositivos de drenagem superficial



Fonte: Carvalho (1991)

Carvalho (1991) atribui como objetivo principal da drenagem profunda a promoção de processos que possibilitem a remoção de água da percolação interna do maciço, reduzindo a vazão de percolação e as pressões neutras intersticiais. Como principal dispositivo de drenagem profunda, destaca-se o dreno sub-horizontal profundo (DHP), cuja função é captar águas profundas e distantes da face do talude antes que nele aflorem (Figura 20).

Figura 20 - Dreno sub-horizontal profundo (DHP)



Fonte: Solotrat (2009)

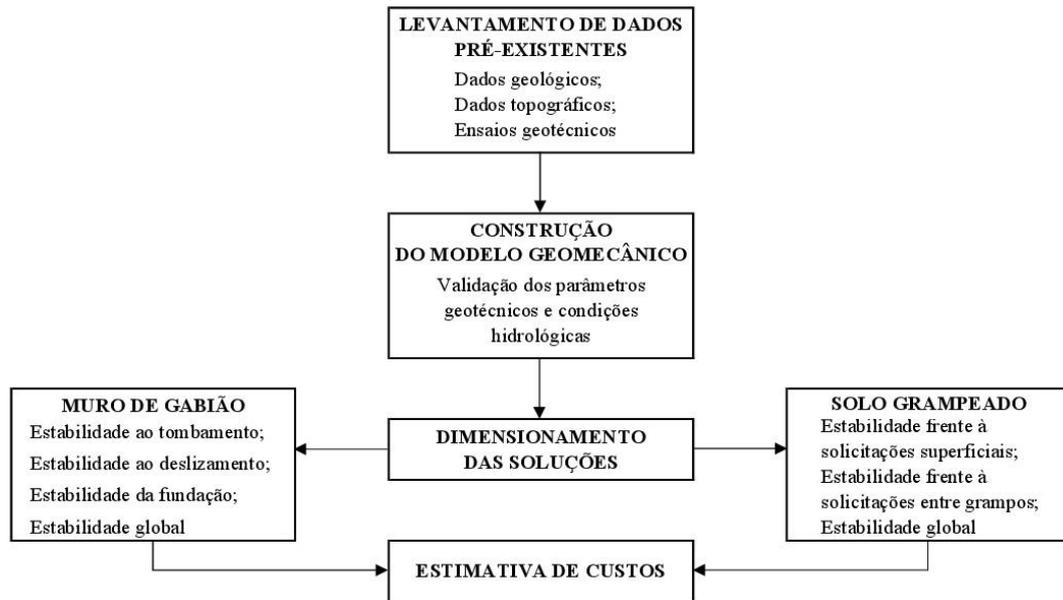
3 METODOLOGIA

O presente trabalho pode ser classificado como um estudo de caso, pois consiste na análise de um problema real, na identificação dos agentes causadores do problema, na avaliação do problema mediante estudos anteriores e proposição de diferentes soluções de estabilização, incluindo uma análise comparativa entre elas. Em um estudo de caso, destaca César (2005), a ênfase está na compreensão, fundamentada basicamente no conhecimento tácito, que por sua vez tem forte ligação com intencionalidade.

Segundo Ventura (2007), o método do estudo de caso parece ser apropriado para investigação de fenômenos quando há uma grande variedade de fatores que podem influenciar na avaliação do problema. Estas características são perfeitamente aplicáveis em casos de análise de estabilidade de taludes, pois são fortemente peculiares e de difícil generalização.

Neste caso, pretende-se realizar a análise de um escorregamento rotacional ocorrido em um talude localizado na região da Grande Belo Horizonte, Minas Gerais, e propor duas soluções de estabilização, sendo elas: construção de um muro de arrimo do tipo gabião e reforço de solo mediante a injeção de grampos metálicos com faceamento em tela metálica. Posteriormente, objetiva-se comparar as duas soluções quanto ao Fator de Segurança obtido e ao custo de execução, considerando as características de uso do solo no local, conforme critérios estabelecidos no item 2.4. Para isso, serão descritos no presente capítulo, conforme demonstra o fluxograma apresentado no Quadro 9, os procedimentos realizados para obtenção dos dados necessários para identificação do mecanismo de ruptura, análise da estabilidade do talude antes da ruptura, dimensionamento das soluções de estabilização, e estimativa de custos de cada proposta.

Quadro 9 - Fluxograma de etapas do estudo



Fonte: Autor (2018)

3.1 Levantamento de dados pré-existent

Esta etapa consiste na reunião de informações disponíveis acerca do local a fim de conhecer as peculiaridades do problema, e inclui a consulta a mapas regionais de risco à ocorrência de deslizamentos, cartas geológicas, imagens de satélite, levantamentos topográficos, sondagens do terreno e ensaios de caracterização do material existente.

3.2 Construção do modelo geomecânico

A partir dos dados levantados na etapa anterior, elaborou-se um perfil estratigráfico representativo, com a finalidade de validar os parâmetros geotécnicos do solo local, bem como as condições hidrológicas que influenciaram no processo de ruptura do talude, através da execução de retroanálises com o auxílio de programa computacional de análise de equilíbrio-limite.

3.3 Dimensionamento das soluções

Após a validação dos parâmetros de projeto obtida no item anterior, partiu-se para o dimensionamento das alternativas de estabilização, assim como as verificações necessárias para comprovar a segurança de cada uma das soluções propostas.

No caso do muro de gabião, optou-se por utilizar a Teoria de Rankine para calcular os esforços atuantes, a partir dos quais dimensionou-se a estrutura para atingir os critérios de segurança frente ao tombamento, deslizamento, capacidade de carga da fundação e estabilidade global.

Em relação à solução de grampeamento de solo com faceamento em tela metálica, realizou-se as verificações propostas por Cala et al. (2012) quanto às instabilidades do sistema de faceamento (solicitações superficiais e solicitações locais entre grampos), além de avaliar a estabilidade global do conjunto solo-estrutura.

3.4 Estimativa de custos

Por fim, verificadas as condições de segurança exigidas para as estruturas de contenção, elaborou-se um levantamento quantitativo de recursos necessários para a implantação das soluções, bem como uma estimativa de custos englobando custos de material, mão de obra e equipamentos a serem utilizados.

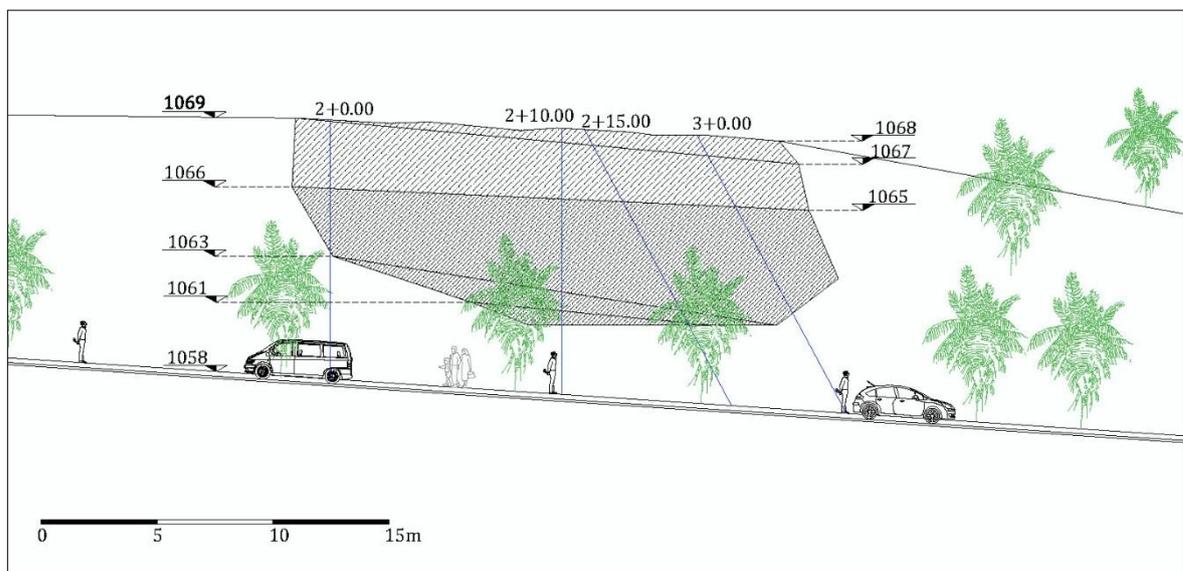
4 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

4.1 Descrição da área de estudo

O local de estudo está situado na cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais, em uma região de densa ocupação do solo, sendo predominante a atividade industrial. A divulgação da localização exata da área não foi autorizada por parte da empresa responsável pela realização da proposta de estabilização por motivos de restrições contratuais.

O terreno recebeu um aterro com alturas variando entre 6 e 9 metros, com a finalidade de obter o nivelamento necessário para atender de forma adequada os usos previstos das edificações que viriam a ser ali construídas. O talude sofreu uma ruptura de superfície aparentemente circular, com área superficial de 237 m², largura média de 24 metros e altura máxima de aproximadamente 12 metros (Figura 21). Contudo, o talude acompanha longitudinalmente todo o limite do terreno à leste, totalizando um comprimento de cerca de 65 metros, com altura variando entre 9 metros na porção mais ao sul e 16 metros na porção mais ao norte (ANEXO A).

Figura 21 - Vista lateral do talude e rodovia adjacente, com área da ruptura hachurada



Fonte: Autor (2018)

4.1.1 Investigação do terreno

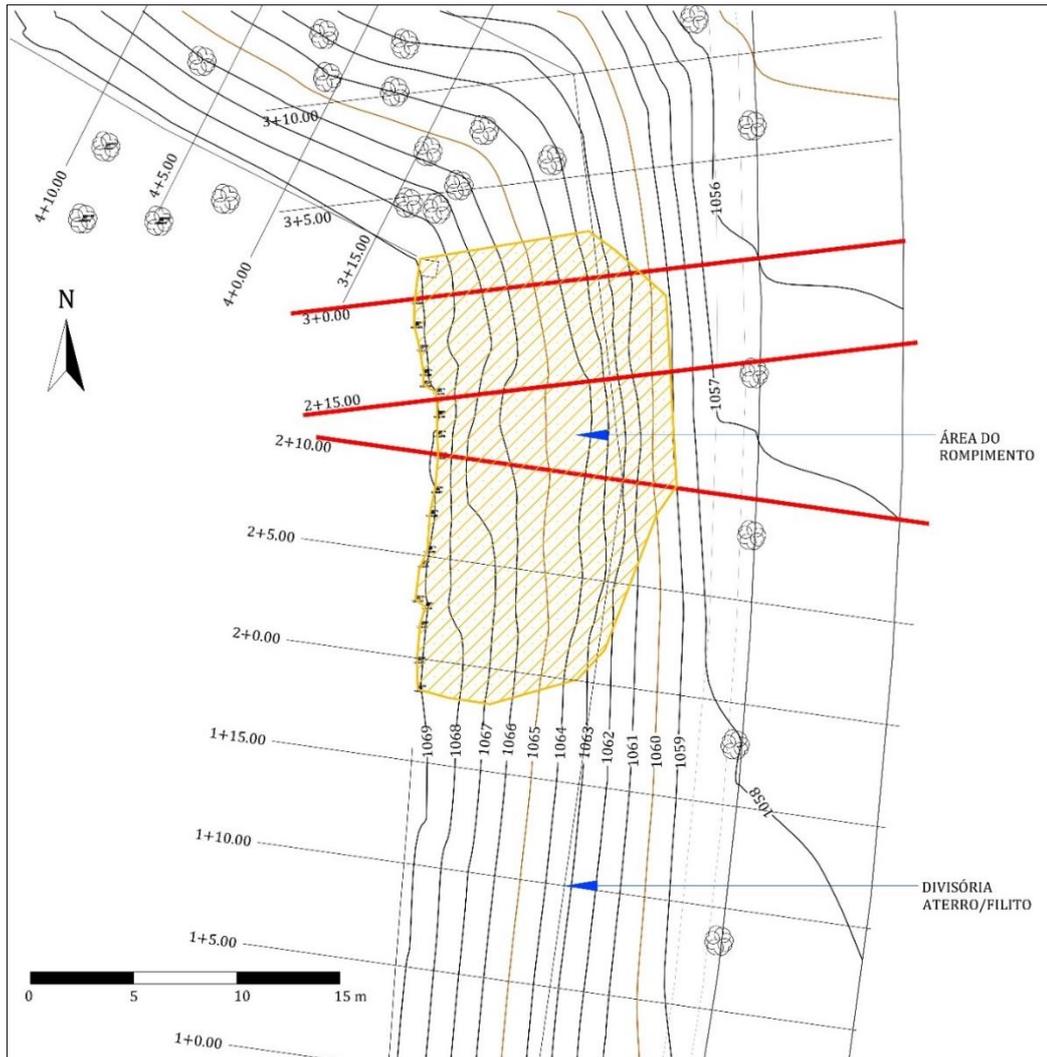
O método utilizado para obter maiores informações a respeito da estratificação do terreno foi a *Standard Penetration Test* (SPT), amplamente utilizado devido principalmente à sua facilidade de execução e ao grande número de correlações empíricas entre os resultados do ensaio e parâmetros de comportamento geotécnico identificadas por pesquisadores no âmbito da engenharia geotécnica. Na área estudada foram executados três furos de sondagem localizados na porção inferior direita do terreno, previamente à execução do aterro, a fim de obter um perfil estratigráfico característico, bem como verificar a ocorrência ou não do nível d'água. A localização exata dos furos de sondagem pode ser consultada no croqui de locação disponibilizados no ANEXO B, enquanto que os laudos das sondagens SP01, SP02 e SP03 podem ser visualizados no ANEXO C, D e E, respectivamente.

Os laudos de sondagem apontaram a ocorrência de um embasamento rochoso, constituído de filito de consistência que varia de rija a muito dura, e camadas superficiais de argila siltosa. Não obstante, dado que as sondagens são anteriores à execução do aterro que hoje existe no local, assume-se que as camadas de argila siltosa não mais compõem a estratigrafia do terreno, uma vez que foram removidas e substituídas pelo material de aterro atual. A profundidade do embasamento rochoso nos furos de sondagem varia entre 7,3 e 10,2 metros, e, considerando a proximidade entre as cotas dos furos (102,2 m para SP01, 102,0 m para SP02 e 101,9 m para SP03), é possível inferir que o terreno apresenta razoável homogeneidade no tocante à sua estratificação.

4.1.2 Levantamento topográfico

Através da empresa responsável pela análise da ruptura do talude estudado obteve-se acesso ao levantamento topográfico que abrange todo o entorno do talude, incluindo os eixos rodoviários limítrofes e as edificações que poderiam de alguma forma influenciar no comportamento do talude. O mapa gerado pelo levantamento pode ser visualizado no ANEXO A, enquanto que uma visualização mais próxima do terreno é demonstrada na Figura 22.

Figura 222 - Mapa topográfico: estacas representativas em vermelho

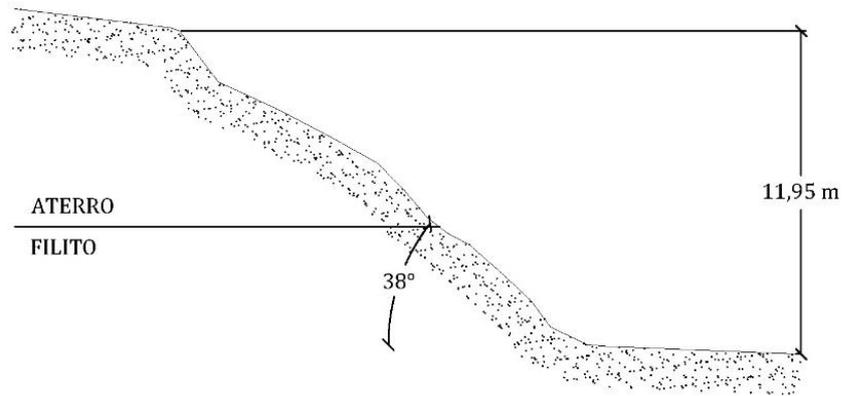


Fonte: Adaptado de SFC (2014)

Optou-se por estaquear o talude transversalmente a cada 5 metros, partindo da estaca 0+0.00 até à estaca 4+10.00, tomando como referência o marco topográfico M02, localizado junto ao meio fio próximo à intersecção entre as duas avenidas que circundam o terreno à sudoeste e à leste.

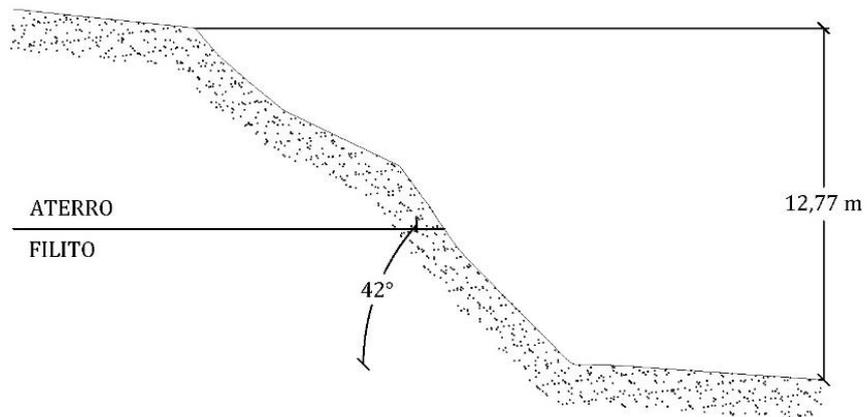
A partir da localização da área de ruptura foram identificadas as estacas que interceptavam a área do escorregamento, e traçados seus respectivos perfis longitudinais, a fim de construir o modelo geomecânico que melhor representasse a ruptura ocorrida. As estacas mais representativas para tal são: Estaca 2+10.0; Estaca 2+15.0; Estaca 3+0.0 (Figuras 23, 24 e 25).

Figura 23 - Seção transversal da Estaca 2+10.00



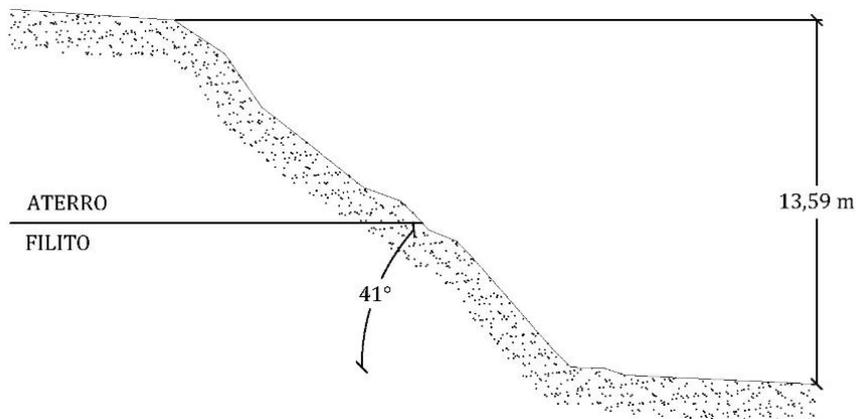
Fonte: O Autor (2018)

Figura 24 - Seção transversal da Estaca 2+15.00



Fonte: O Autor (2018)

Figura 25 - Seção transversal da Estaca 3+0.00



Fonte: O Autor (2018)

4.2 Caracterização geológico-geotécnica

Os ensaios de caracterização geotécnica dos materiais encontrados no local foram cedidos pela empresa responsável pelos estudos geotécnicos e incluem: análise de granulométrica por peneiramento e sedimentação, limites de consistência, e massa específica dos grãos.

Foram realizados também ensaios de cisalhamento direto em duas amostras indeformadas de solo, extraídas conforme as exigências da ABNT NBR 9820:1997, representando as duas camadas que compõem a estratigrafia do terreno, conforme apontam os laudos de sondagem e o aterro executado posteriormente às investigações.

A primeira amostra diz respeito à camada superior, constituída por um material de empréstimo utilizado na execução do aterro existente, enquanto que a segunda amostra corresponde à camada inferior, constituída por solo residual resultante de forte alteração da rocha matriz, o filito (Figuras 26 e 27).

Esta formação rochosa tem composição mineralógica predominantemente marcada pela presença de quartzos finamente granulados, micas e cloritas, e é classificada na literatura como metamórfica foliada, característica atribuída devido ao paralelismo entre os minerais que a compõem (WICANDER, 2009). Na região da grande Belo Horizonte o filito ocorre, tendo em conta suas variações, em diversas formações geológicas: Grupo Sabará, Formação Fecho do Funil, Formação Sopa-Brumadinho e Grupo Bambuí (Figura 29). Consequentemente, este litótipo vem sendo amplamente abordado em recentes estudos de comportamento geotécnico (PARIZZI et al., 2010; CALDEIRA SILVA, 2010). O trabalho de Caldeira Silva (2010, p. 94), por exemplo, sintetiza de forma objetiva suas principais características, afirmando que “em áreas de rochas mais alteradas, menos duráveis e resistentes, mesmo na presença de estruturas geológicas com cinemática favorável à ocorrência de rupturas definidas pelas mesmas, foram observadas rupturas típicas de solos, como a circular”.

Figura 236 - Amostras de Filito (a) Dolomítico e (b) Sericítico



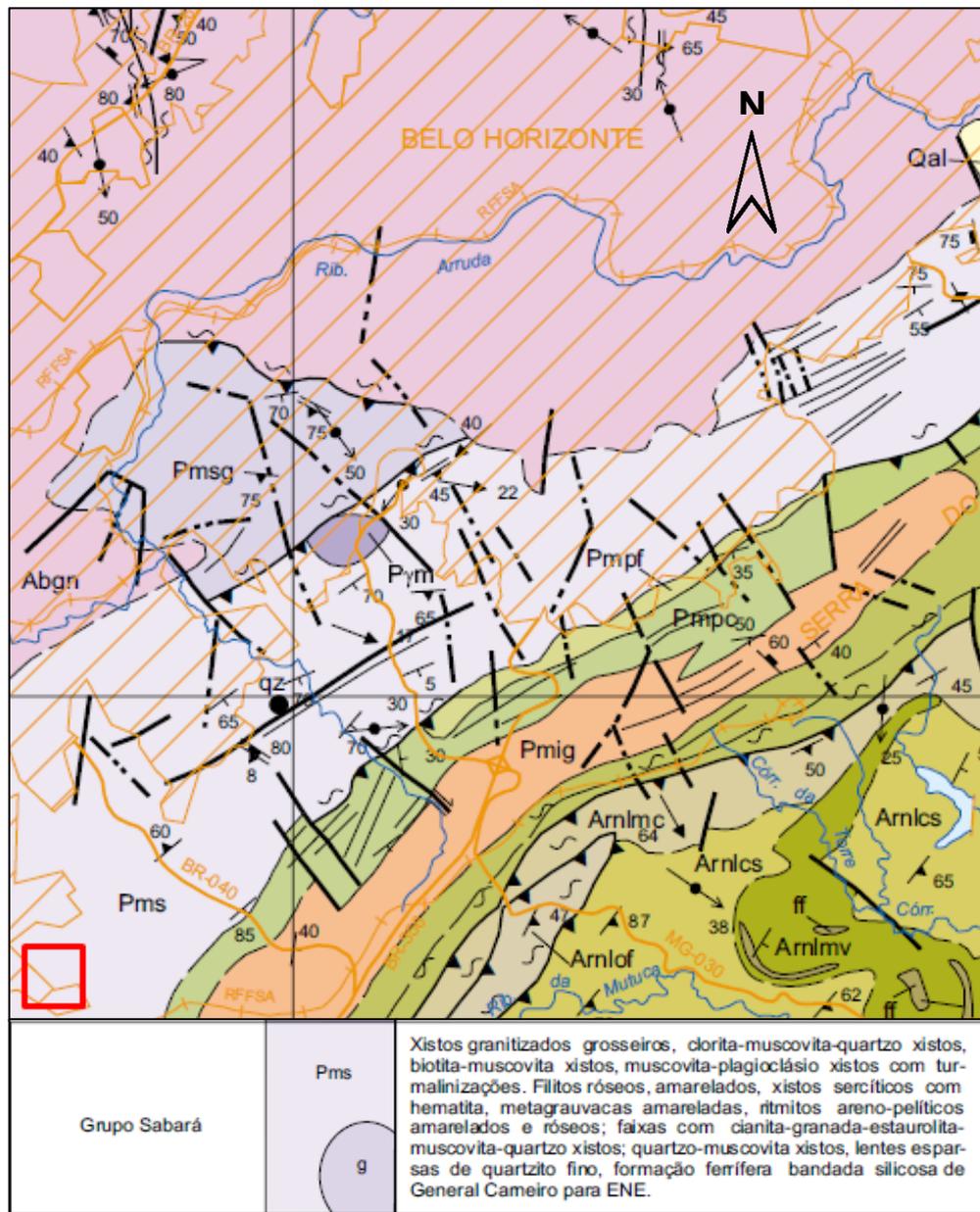
Fonte: Caldeira Silva (2010)

Figura 27 - Aspecto de talude em Filito



Fonte: Caldeira Silva (2010)

Figura 28 - Detalhe da carta geológica de Belo Horizonte: localização aproximada do terreno em vermelho

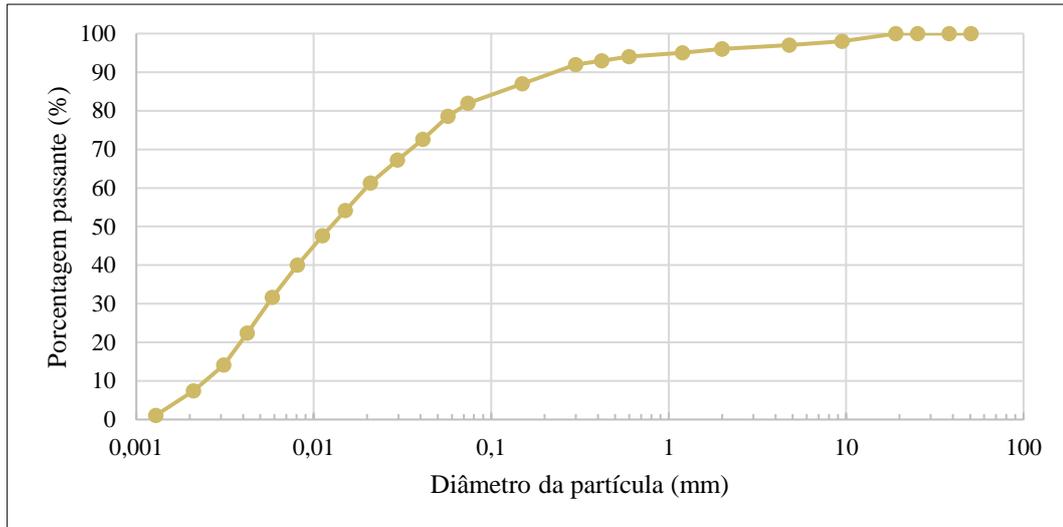


Fonte: CPRM (2010)

4.2.1 Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação

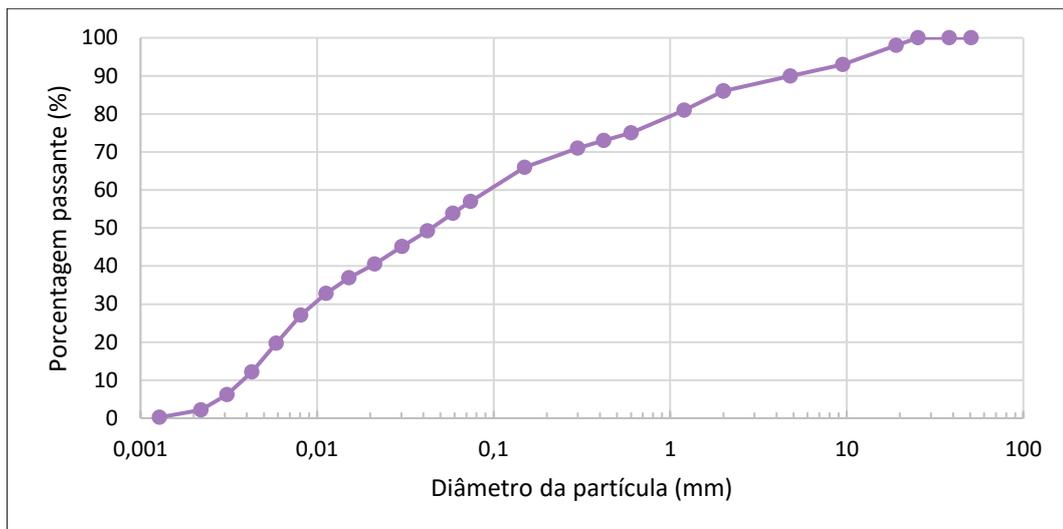
O ensaio foi realizado conforme as exigências da ABNT NBR 7181:1984, nas duas amostras indeformadas coletadas no local. Os resultados incluem dados da amostra (massa úmida e seca), teor de umidade, peso específico, peneiramento do solo granular, peneiramento do solo fino e sedimentação, e são descritos detalhadamente nos ANEXOS F e G. As curvas granulométricas obtidas podem ser visualizadas nas Figuras (29 e 30).

Figura 24 - Curva granulométrica da amostra de Aterro



Fonte: Adaptado de LOCTEST (2017)

Figura 30 - Curva granulométrica da amostra de Filito



Fonte: Adaptado de LOCTEST (2017)

A amostras de solo foram, então, classificadas segundo as porcentagens de argila, silte, areia e pedregulho (Tabela 1), conforme determina a ABNT NBR 6502:1995, chegando-se às classificações descritas na Tabela 2.

Tabela 1 - Distribuição granulométricas das amostras de solo

Amostra de solo		
Classificação	Aterro	Filito
Argila	8%	2%
Silte	74%	53%
Areia	16%	31%
Aterro	4%	14%

Fonte: LOCTEST (2017)

Tabela 2 - Classificação das amostras de solo

Amostra de solo	Classificação
Filito	Silte Arenoso Bege com Pedregulho
Aterro	Silte Areno-Argiloso Marrom com Pedregulho

Fonte: LOCTEST (2017)

4.2.2 Limites de consistência

Os ensaios realizados para a obtenção dos limites de liquidez e plasticidade e do índice de plasticidade seguiram as prerrogativas das normas ABNT NBR 6459:1984 e ABNT NBR 7180:1984. Os índices apurados pelo ensaio são citados na Tabela 3.

Tabela 3 - Limites de consistência das amostras de solo

Amostra	Aterro	Filito
Limite de Liquidez (%)	38	29
Limite de Plasticidade (%)	21	18
Índice de Plasticidade (%)	17	11

Fonte: LOCTEST (2017)

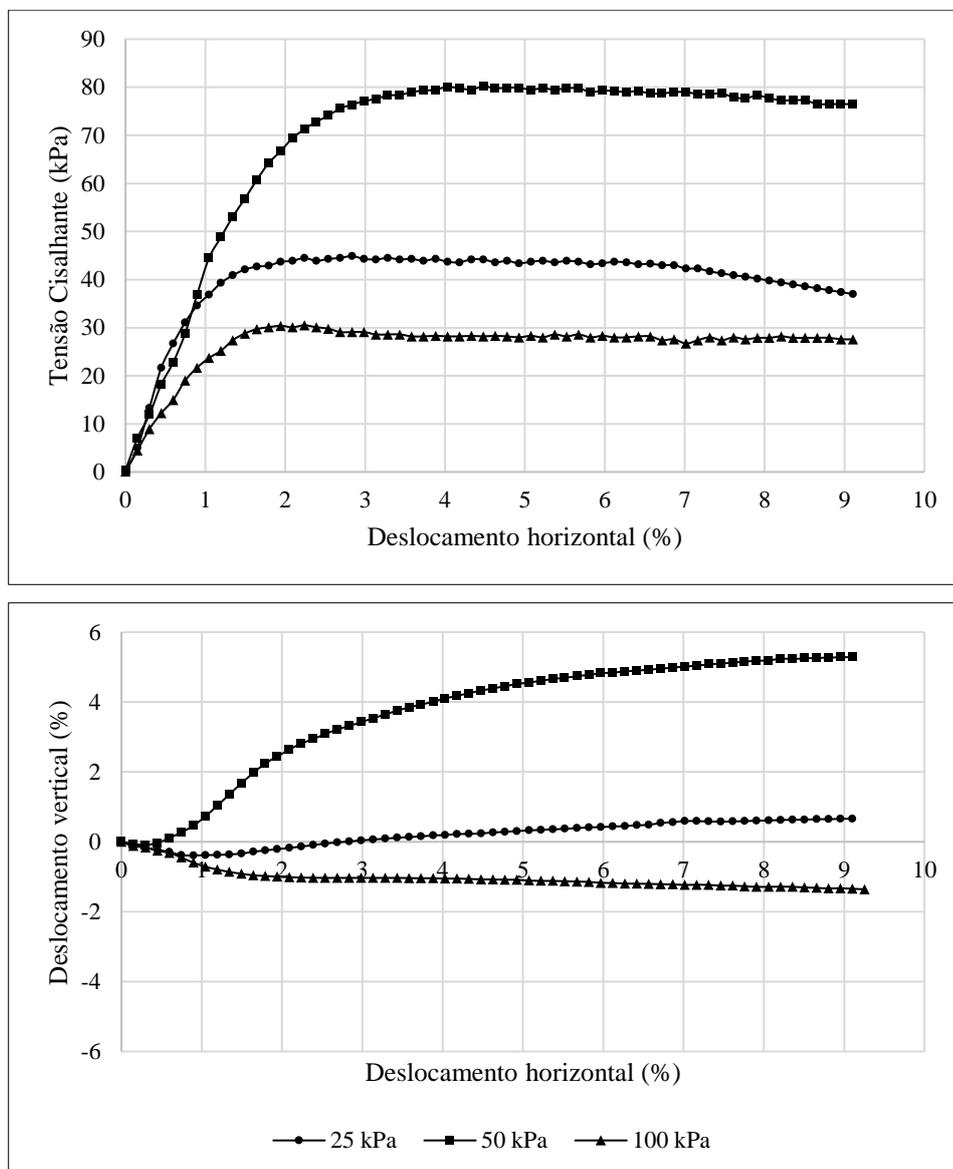
4.2.3 Ensaio de cisalhamento direto

As amostras indeformadas de filito e aterro foram submetidas ao ensaio de cisalhamento direto, regido pela norma técnica americana ASTM D-3080 – 03, sob as tensões

normais de 25, 50 e 100 kPa, em corpos de prova inundados. Foram utilizados corpos de prova com 6 centímetros de largura por 2 centímetros de altura, ensaiados a uma velocidade de cisalhamento de 0,15 mm/h.

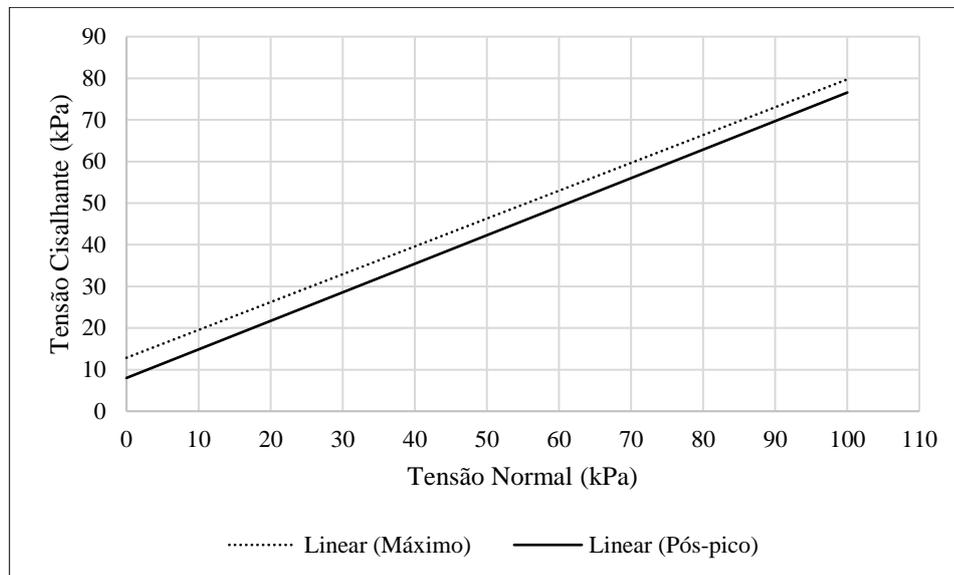
A amostra de aterro, classificada como silte areno-argiloso marrom com pedregulho, apresentou um peso específico natural de 18,309 kN/m³, e teve seu teor de umidade variando de 29,47% a 33,34%. Seu comportamento perante as diferentes tensões de confinamento é descrito pelas curvas de deslocamento horizontal x tensão cisalhante da Figura 31. O cruzamento das tensões cisalhantes máximas e no pós-pico com as respectivas tensões normais de confinamento permitiram a elaboração das envoltórias de ruptura da amostra (Figura 32).

Figura 31 – Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante - Aterro



Fonte: Adaptado de LOCTEST (2017)

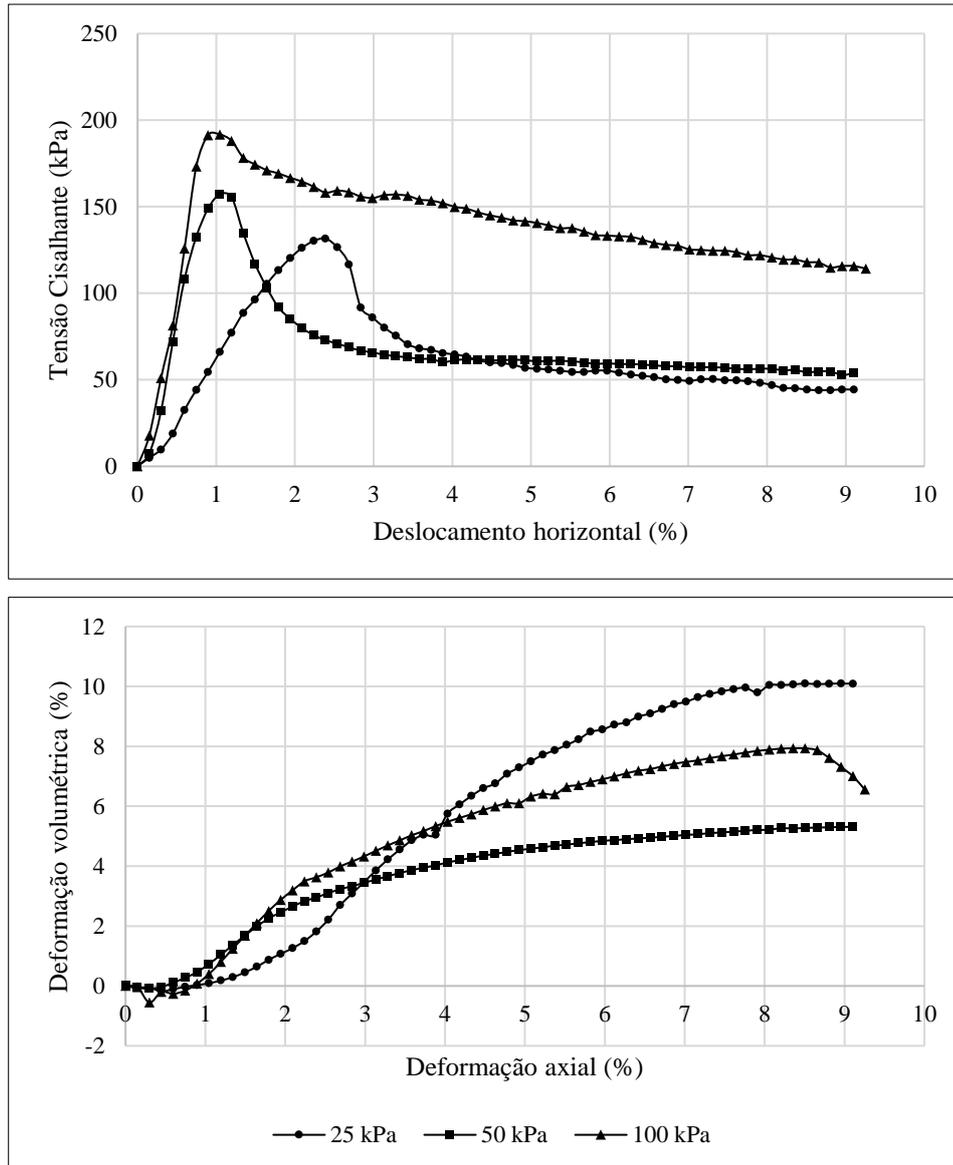
Figura 32 - Envoltórias de ruptura - Aterro



Fonte: Adaptado de LOCTEST (2017)

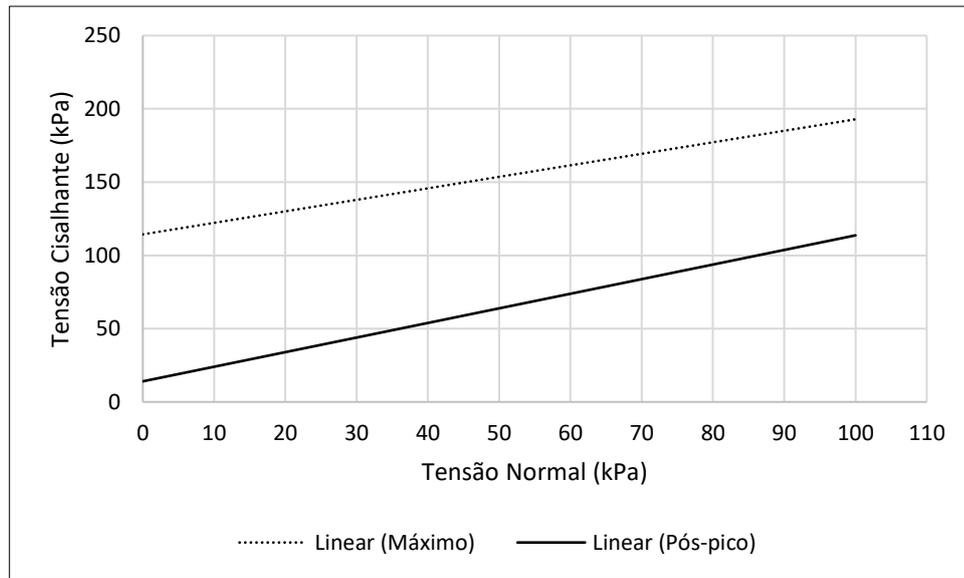
Para a amostra de filito, caracterizada como silte arenoso bege com pedregulho, o peso específico natural observado foi de $20,659 \text{ kN/m}^3$, com um teor de umidade inicial de 12,87%, chegando a 25,83% ao final do ensaio. O comportamento deste solo pode ser conferido pelas curvas de deslocamento horizontal x tensão cisalhante e curvas de deslocamento horizontal x deslocamento vertical da Figura 33. As envoltórias de ruptura são demonstradas na Figura 34.

Figura 33 - Deslocamento horizontal x Tensão cisalhante - Filito



Fonte: Adaptado de LOCTEST (2017)

Figura 34 - Envoltórias de ruptura - Filito



Fonte: Adaptado de LOCTEST (2017)

Tendo em vista os dados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, os parâmetros de resistência ao cisalhamento de ambas amostras foi determinado levando em consideração os comportamentos de pico e pós-pico, conforme demonstram as envoltórias de ruptura das Figuras 32 e 34. Os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para as amostras ensaiadas são demonstrados na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros de resistência das amostras de solo

Solo	γ (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
Aterro	18,309	Pico	13
		Pós-pico	6
Filito	20,659	Pico	116
		Pós-pico	15

Fonte: Adaptado de LOCTEST (2017)

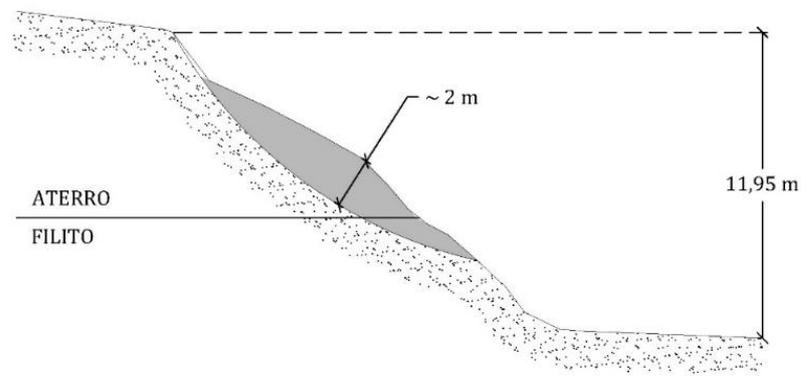
Neste trabalho, optou-se por pela adoção dos parâmetros de resistência de pós-pico. A justificativa por esta medida se dá, no caso do aterro, pela heterogeneidade do material, característica de materiais de empréstimo, e no caso solo residual de filito, pelo desconhecimento da orientação dos planos preferenciais de ruptura, que podem influenciar diretamente nos resultados dos ensaios, de acordo com as medidas adotadas na coleta da amostra.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Modelo geomecânico

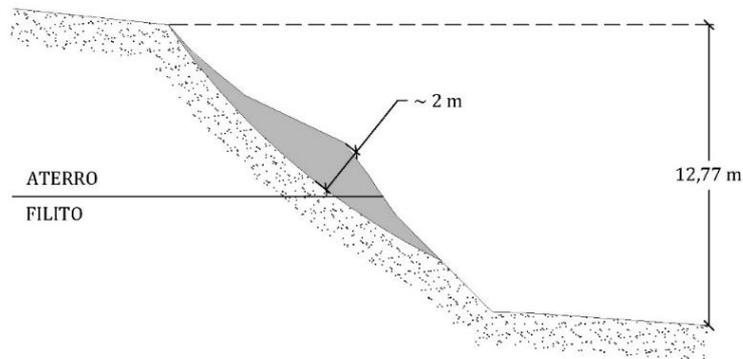
A retroanálise do processo de ruptura do talude teve como diretrizes iniciais as informações nos itens 4.1 e 4.2, provenientes de inspeção técnica em campo, levantamento topográfico e resultados de ensaios laboratoriais. Em um primeiro momento foram geradas superfícies de ruptura próximas às ocorridas nos perfis 2+10.00 (Figura 35), 2+15.00 (Figura 36) e 3+0.00 (Figura 37), considerando a profundidade máxima de aproximadamente 2 metros, conforme levantado em campo. Superfícies de ruptura com estas feições e que apresentassem FS iguais a 1 foram buscadas nas retroanálises de forma a validar os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, sobretudo a coesão.

Figura 35 – Superfície de ruptura constatada no Perfil 2+10.00



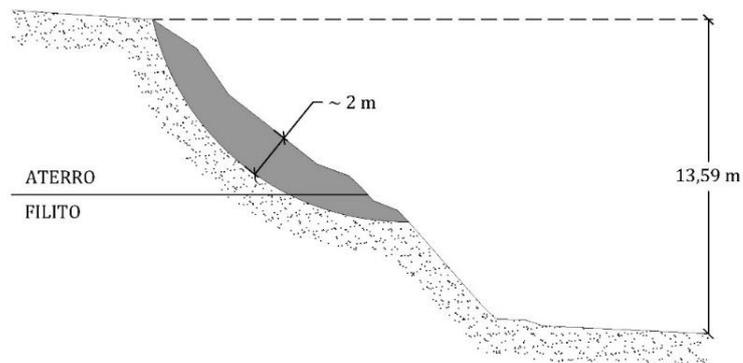
Fonte: Autor (2018)

Figura 36 - Superfície de ruptura constatada no Perfil 2+15.00



Fonte: Autor (2018)

Figura 37 - Superfície de ruptura constatada no Perfil 3+0.00



Fonte: Autor (2018)

Como ainda restariam incertezas relativas a posição do lençol freático quando da ruptura do talude, nas retroanálises optou-se por adotar uma variação de dois parâmetros: a coesão da camada de aterro, e a influência do lençol freático. Com o auxílio de ferramenta computacional, baseada no método de equilíbrio-limite em 2 dimensões, foram realizadas 10 análises de estabilidade para cada um dos 3 perfis com maior extensão afetada pela área de ruptura.

5.1.1 Influência do lençol freático

A presença do lençol freático, ainda que não constatada pelas sondagens SPT, foi avaliada em variações de 0,5 metro de profundidade, a partir da cota superficial do terreno (solo completamente saturado), até a profundidade que resultasse em Fatores de Segurança próximos

a 1. Este procedimento foi adotado diante da ausência de dados hidrológicos do local e, tornando delicada a previsão de solicitações por parte do nível d'água. Além disso, a inexistência de sistemas de drenagem alertou para a possibilidade de a ruptura ter sido causada por sua ascensão momentânea. Tal fato foi comprovado no início das análises, quando apenas a redução na coesão não resultou em Fatores de Segurança suficientemente críticos.

5.1.2 Coesão da camada de aterro

As envoltórias de resistência obtidas a partir dos ensaios no solo de aterro refletem uma razoável diferença entre o ângulo de atrito de pico o ângulo de atrito residual. Tal contraste também é percebido nos valores da coesão. Para fins de análise da estabilidade deste talude, julgou-se prudente a minoração da coesão medida em 50%. Esta minoração deve-se a duas considerações específicas:

- Em se tratando de um solo de aterro, que ocasionalmente pode não receber o devido controle durante a compactação, não é possível garantir a homogeneidade no comportamento do material;
- A envoltória de ruptura resultante dos ensaios foi obtida a partir de somente três valores de tensão cisalhante máxima, aproximadas de forma linear, procedimento já difundido em diversos estudos de estabilidade de taludes. Entretanto, conforme discutem Mesri e Abdel-Ghaffar (1993), a envoltória de ruptura pode ser extremamente não-linear, e neste caso, invariavelmente, reduziria a coesão medida em laboratório para valores próximos a zero.

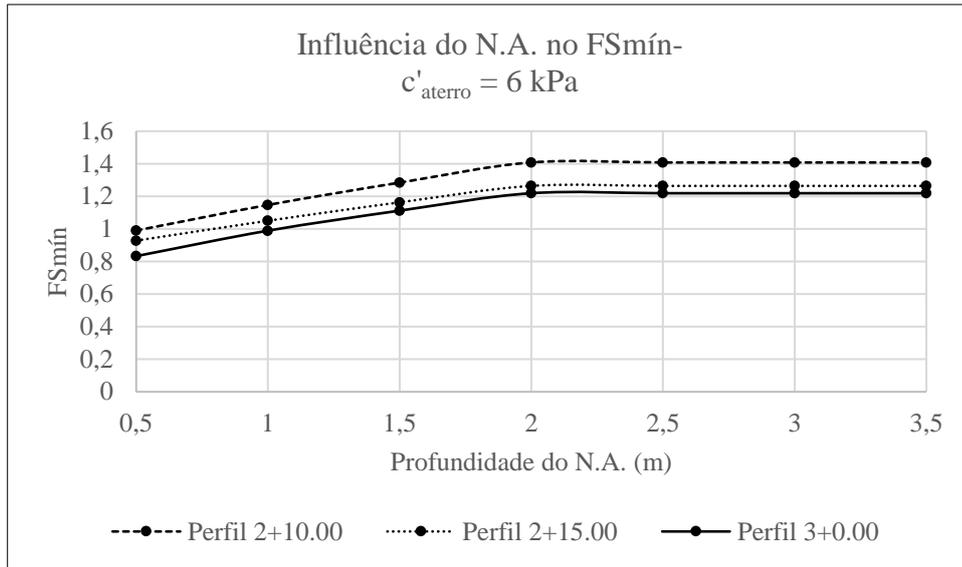
Ainda assim, também foram realizadas análises de estabilidade considerando a coesão constatada em laboratório, para esclarecer de que forma a redução adotada interfere nos resultados.

5.2 Análise da estabilidade antes da ruptura

Ao todo foram realizadas 42 análises de estabilidade, variando-se o perfil analisado, a profundidade do lençol freático e a coesão da camada de aterro. Em todas elas, considerou-se uma sobrecarga acidental de 20 kPa na superfície do terreno a montante, na tentativa de prever

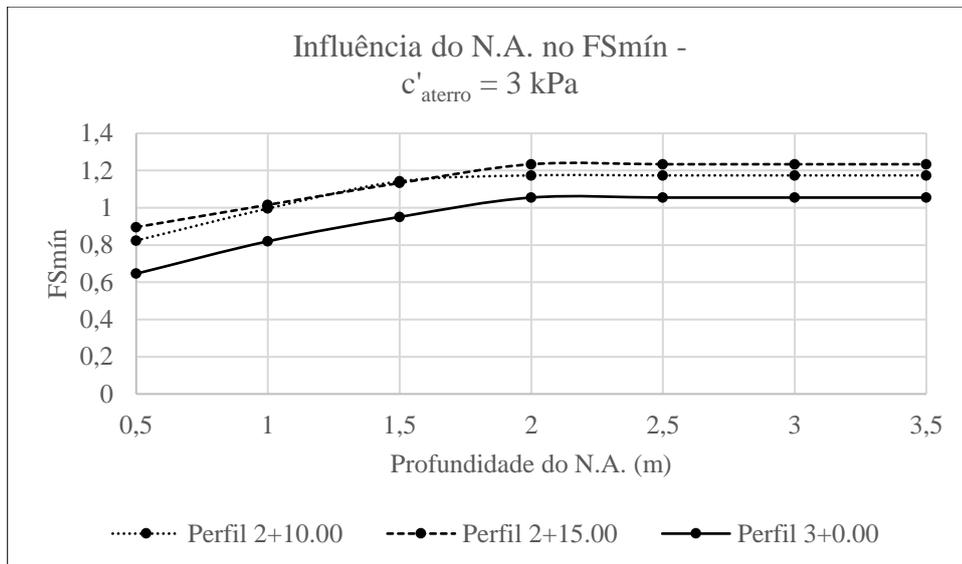
esforços ocasionados pelo uso do terreno para atividades de lazer (piscinas e quadras esportivas). Os resultados podem ser verificados na Figura 38 para o caso de coesão total, e Figura 39 para a coesão reduzida em 50%.

Figura 38 - Influência do N.A. na estabilidade do talude $c'_{\text{aterro}} = 6 \text{ kPa}$



Fonte: Autor (2018)

Figura 39 - Influência do N.A. na estabilidade – $c'_{\text{aterro}} = 3 \text{ kPa}$



Fonte: Autor (2018)

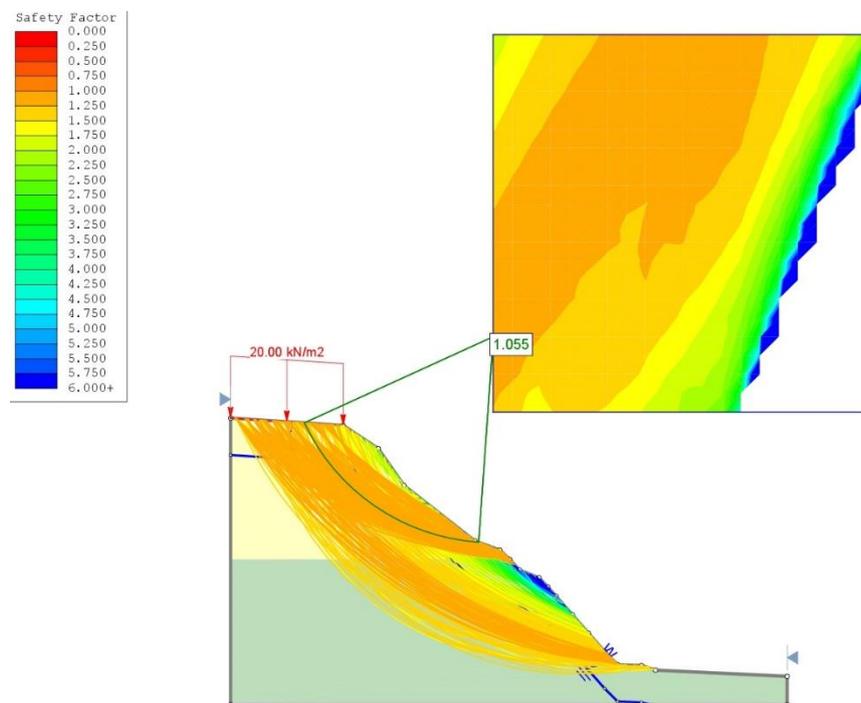
Constatou-se que a condição mais instável diz respeito ao perfil 3+0.00, independentemente da profundidade do nível d'água e valor de coesão do aterro simulados. Na

Figura 39 é possível identificar o Fator de Segurança superiormente mais próximo um, na curva obtida a partir do perfil 3+0.00, para uma condição de nível d'água situado à 2 metros de profundidade.

5.2.1 Seção crítica

Dentre as simulações realizadas, os parâmetros que levaram a condição crítica de instabilidade correspondem aos parâmetros levantados nos ensaios geotécnicos e sondagens, com exceção da coesão do aterro que sofreu uma redução de 6 kPa para 3 kPa, e do nível d'água, não apontado nos laudos de sondagem, mas que demonstrou ser determinante quando situado a 2 metros de profundidade. O modelo adotado corrobora a tese de vulnerabilidade do talude frente à ascensão do lençol freático, assim como a não homogeneidade do aterro. O resultado da retroanálise para o modelo geomecânico proposto indica um FS mínimo de 1,055 para a perfil 3+0.00, conforme ilustra a Figura 40.

Figura 40 - Modelo geomecânico adotado: $c' = 3 \text{ kPa}$ e N.A. a 2,0 m de profundidade.



Fonte: Autor (2018)

5.3 Proposta de estabilização – Muro de gabião

5.3.1 Considerações iniciais

O dimensionamento do muro de gabião se deu a partir de algumas hipóteses e considerações para definir o posicionamento da estrutura:

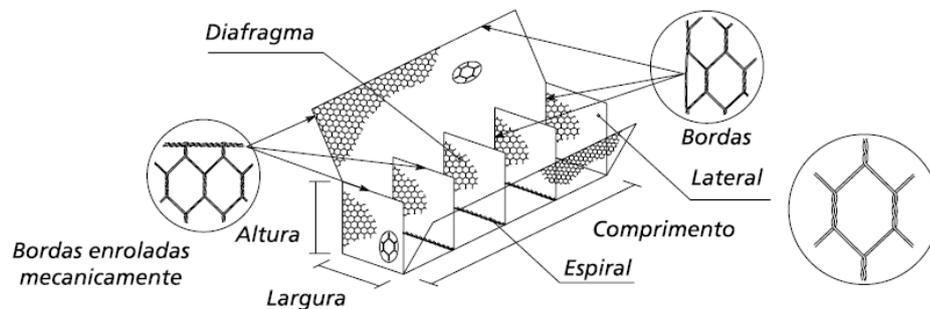
- O Fator de Segurança mínimo atribuído ao problema foi de 1,4, conforme critérios descritos no Quadro 8 para nível de segurança contra danos materiais, ambientais e perdas de vidas humanas, assumindo-se no entorno do terreno a presença de edificações e áreas com movimentação e permanência de pessoas, propriedades de valor moderado e locais sujeitos a acidentes ambientais moderados;
- Desconsideração da tensão hidrostática atuando na face do muro, em função da capacidade autodrenante da estrutura;
- Sobrecarga de 20 kPa na superfície do terreno a montante, conforme recomenda a ABNT NBR 11682:2009 para o desenvolvimento de projetos de contenção de solos;
- Limitação de espaço físico para conformação do talude, devido aos usos do solo nas proximidades da crista (área edificável do terreno) e do pé (passeio e rodovia).

Com base nas considerações citadas, na altura do talude e nas avaliações de estabilidade realizadas no item 5.2, optou-se por posicionar o muro de modo que sua altura fosse suficiente para conter a camada de solo mais frágil, de silte areno-argiloso, mas não atingir valores demasiadamente elevados, o que inviabilizaria o muro de gabião como solução de estabilização tanto por fatores técnicos, sobretudo devido às tensões excessivas na fundação, quanto econômicos, ao exigir a movimentação de grandes quantidades de materiais. Posteriormente, iniciou-se a verificação da estabilidade interna do muro, visando o cumprimento dos Fatores de Segurança quanto ao tombamento, deslizamento e fundação. A geometria do muro foi escolhida segundo modelos pré-fabricados pela desenvolvedora da tecnologia (Barros, 2010), em função das dimensões que melhor atendiam as necessidades do

talude estudado. As especificações dos elementos pré-fabricados que compõem o muro são (Figura 41):

- Largura: 1,0 metro;
- Altura: 0,5 metro;
- Comprimento: 4 metros.
- Volume: 2 m³;
- Diafragmas: 3.

Figura 41 - Modelo de gabião tipo caixa



Fonte: Barros (2014)

O procedimento de cálculo foi desenvolvido a partir da teoria de Rankine (1857) para empuxos de solo. A opção pelo posicionamento do muro, determinada de modo a não atingir alturas maiores que 5 metros, que poderiam dificultar a execução da estrutura, e conseqüentemente a necessidade de aterro inclinado a montante exigiu a adoção do coeficiente de Rankine de empuxo ativo de terra para um caso generalizado, revisado por Das (2012), descrito pela equação 43:

$$k_{a(aterro)} = \cos \alpha \cdot \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi'_{aterro}}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \varphi'_{aterro}}} \quad (43)$$

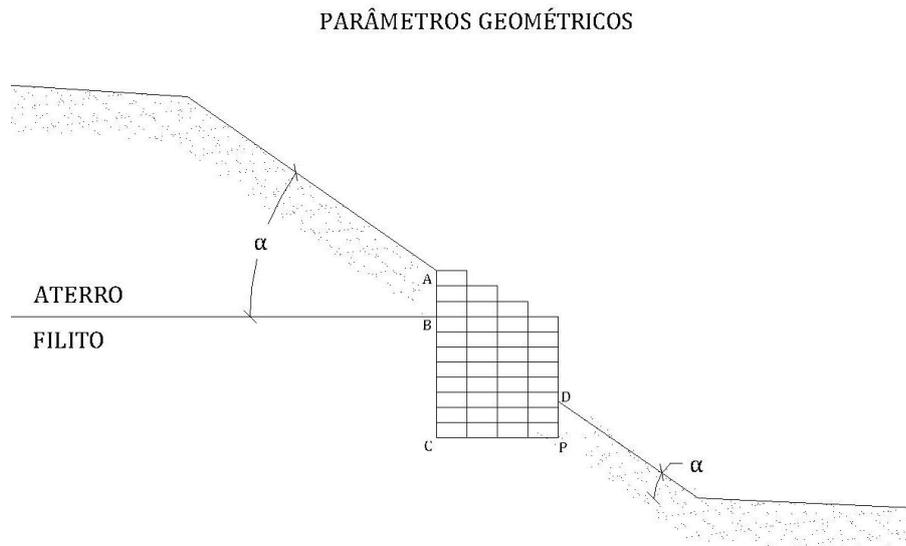
Onde:

- α é a inclinação do terreno a montante;
- φ'_{aterro} é o ângulo de atrito da camada de aterro.

Para auxiliar a execução dos cálculos, elaborou-se uma planilha eletrônica com a fixação de parâmetros de entrada, classificados em: parâmetros geométricos e parâmetros geotécnicos. Os parâmetros geométricos dizem respeito às faces a montante e a jusante do muro, e são determinados em função da configuração adotada, conforme ilustra a Figura 42. São eles:

- Altura da camada de Aterro (h_{AB});
- Altura da camada de Filito a montante (h_{BC});
- Base do muro (B);
- Altura do muro a montante (H_m);
- Altura do muro a jusante (H_j);
- Ângulo de inclinação do terreno a montante e a jusante (α).

Figura 42 - Configuração geométrica do muro, em parâmetros variáveis



Fonte: Autor (2018)

Uma estimativa inicial foi adotada a partir de dados geométricos condicionados de forma a obter uma distância de 1,0 m entre o pé do talude e o eixo O de rotação do muro. Os parâmetros geométricos e geotécnicos de entrada para a estimativa inicial são apresentados nas Tabelas 5 e 6, respectivamente. Destaca-se a desconsideração da coesão do aterro, justificada pelas hipóteses discutidas no item 5.1.2, aliadas à possibilidade de alteração em sua magnitude face às atividades de escavação durante a execução da obra.

Tabela 5 - Parâmetros geométricos de entrada da tentativa de solução inicial

Parâmetros Geométricos	Valores
Altura da camada de aterro	1,0 m
Altura da camada de filito a montante	5,0 m
Base do muro	3,0 m
Altura do muro a montante	6,0 m
Altura do muro a jusante	4,0 m
Ângulo de inclinação do talude	34°

Fonte: Autor (2018)

Tabela 6 - Parâmetros geotécnicos de entrada

Parâmetros geotécnicos	Aterro	Filito
Ângulo de atrito	35°	43°
Peso específico saturado	18,31 kN/m ³	20,66 kN/m ³
Peso específico seco	14,35 kN/m ³	18,304 kN/m ³
Coesão	0 kPa	15 kPa

Fonte: Autor (2018)

Para fins de cálculo do fator de segurança quanto à ruptura da fundação do muro, foi necessário determinar a capacidade de carga do solo de fundação. Para tal, utilizou-se a metodologia da superposição de efeitos de Terzaghi e Peck (1967), complementada pelas contribuições de Vesic (1975) e Meyerhof (1953). Os parâmetros de resistência do substrato obtidos em ensaio de cisalhamento, segundo mostra a seção 4.2.3, foram minorados segundo recomendação dos mesmos autores para cálculo da capacidade de carga de solos passíveis de ruptura por puncionamento, da seguinte forma:

- Ângulo de atrito: redução em 1/3, de 43° para 28,67°;
- Coesão: redução em 1/3, de 15 kPa para 10 kPa.

Tal medida se fez necessária pelos seguintes motivos:

- Desconhecimento dos parâmetros de resistência no local exato do, uma vez que os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de modo a promover a ruptura entre camadas de solo homogêneo;
- Incertezas relativas à fragilidade substrato rochoso, por conta da falta de informação a respeito da orientação dos planos preferenciais de ruptura.

Como material de enchimento das caixas de gabião adotou-se o quartzito, rocha metamórfica encontrada em abundância na região de Belo Horizonte, inclusive em áreas próximas ao local de estudo talude, como é o caso das formações Fecho do Funil e Cercadinho. (CPRM, 2010). O peso específico adotado em projeto é de 26,5 kN/m³, assim como especifica Barros (2015), que também recomenda a redução de 30% sobre esse valor, relativa à porosidade devido ao índice de vazios das caixas de gabião.

A tentativa inicial, calculada a partir dos dados das Tabelas 5 e 6, resultou em Fatores de Segurança parciais abaixo de 1,4. Assim, optou-se por ajustar os parâmetros geométricos de entrada até que Fatores de Segurança frente ao tombamento, deslizamento, estabilidade da fundação e estabilidade global fossem satisfeitos. Os parâmetros geotécnicos e a posição do lençol freático, entretanto, permaneceram inalterados. Ao todo, 6 opções de muro de gabião foram avaliadas, até que as condições de estabilidade foram atingidas.

5.3.2 Diagramas de empuxos

Os parâmetros geométricos de entrada da solução final são demonstrados na Tabela 7.

Tabela 7 - Parâmetros de entrada da solução final

Parâmetros Geométricos	Valores
Profundidade do N.A.	2,0 m
Altura da camada de aterro	1,5 m
Altura da camada de filito a montante	4,0 m
Base do muro	4,0 m
Altura do muro a montante	5,5 m
Altura do muro a jusante	4,0 m
Ângulo de inclinação do talude	32°

Fonte: Autor (2018)

Na Tabela 8, são apresentados os valores dos empuxos atuantes na estrutura, conforme a teoria de Rankine (1857).

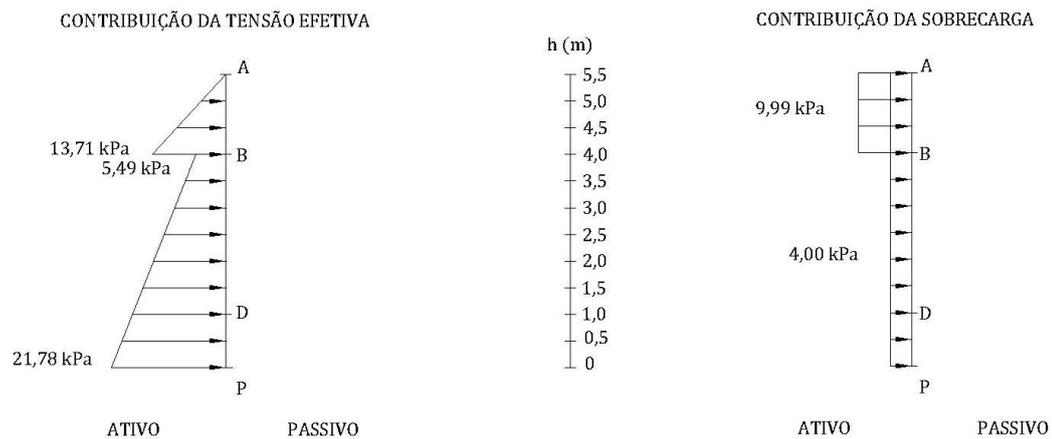
Tabela 8 - Planilha de cálculo dos empuxos atuantes no muro

Ponto	k_a	σ'_v (kPa)	σ'_{hv} (kPa)	σ'_{hc} (kPa)	σ'_{hq} (kPa)	U (kPa)	σ'_h total (kPa)	σ'_h corrigido (kPa)	
A	0,50	0,00	0,00	0,00	9,99	0,00	9,99	9,99	
Ativo	B ₁	0,50	27,46	13,71	0,00	9,99	0,00	23,70	23,70
	B ₂	0,20	27,46	5,49	0,00	4,00	0,00	9,49	9,49
	C	0,20	106,94	15,02	0,00	4,00	0,00	19,02	19,02

Fonte: Autor (2018)

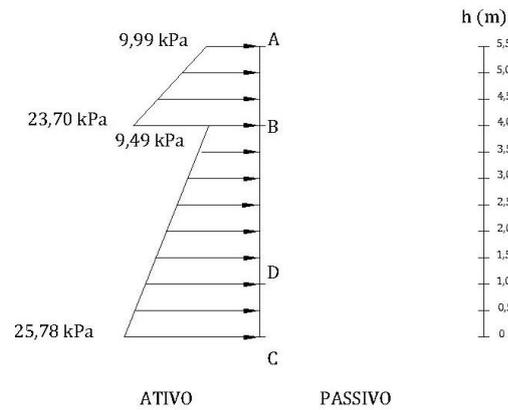
Os diagramas de empuxos parciais são dados pela Figura 43, incluindo as contribuições da tensão efetiva, da coesão, da sobrecarga aplicada e da incidência do lençol freático. Na Figura 44, apresenta-se o resultado do somatório dos diagramas de empuxos parciais:

Figura 43 - Diagramas de empuxos parciais atuantes no muro



Fonte: Autor (2018)

Figura 44 - Diagrama de empuxos totais atuantes no muro



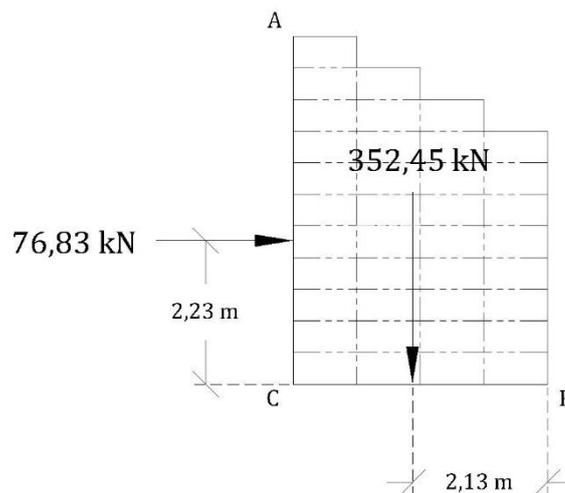
Fonte: Autor (2018)

Na sequência, procede-se o cálculo da estabilidade do muro frente ao deslizamento, ao tombamento, às tensões na fundação e a estabilidade global do conjunto solo-estrutura.

5.3.3 Estabilidade frente ao deslizamento

A partir dos diagramas de empuxo obtidos no item no anterior, calculam-se os esforços resultantes que atuam na estrutura, determinados pela Figura 45.

Figura 45 - Forças resultantes atuantes no muro



Fonte: Autor (2018)

A consideração do empuxo passivo no cálculo da estabilidade frente ao deslizamento não é recomendada por Barros (2014), devido à incerteza perante a permanência da massa de

solo que o exerce ao longo da vida útil da estrutura. Ademais, Terzaghi e Peck (1967) recomenda uma redução na magnitude do ângulo de atrito, a fim de considerar a possibilidade de ocorrência de degradação da resistência ao cisalhamento do solo junto à fundação no processo de escavação. Seguindo estas recomendações, o Fator de Segurança frente ao deslizamento obtido é dado pela equação 44:

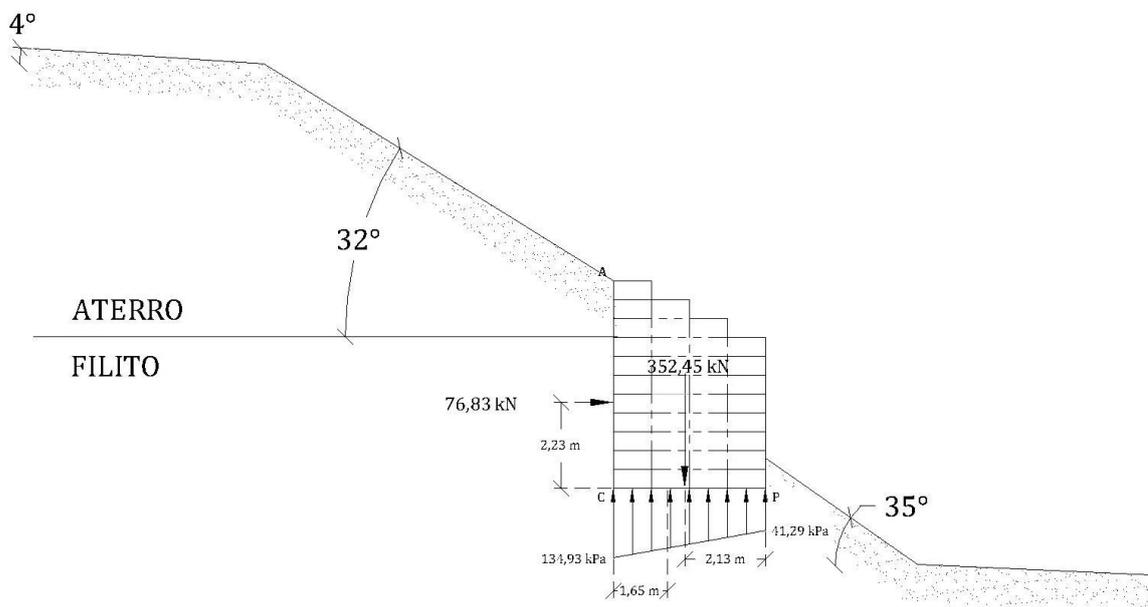
$$FS_d = \frac{352,45 \cdot \tan\left(\frac{43^\circ}{2}\right)}{76,83} = 1,81 \geq 1,50 \rightarrow \text{ESTÁVEL} \quad (44)$$

Logo, é concluí-se de que a estrutura é estável quanto ao deslizamento.

5.3.4 Estabilidade frente ao tombamento

A avaliação da estabilidade frente ao tombamento é calculada a partir do equilíbrio de momentos em torno do eixo P de apoio do muro (Figura 46).

Figura 46 - Esforços totais atuantes no muro



Fonte: Autor (2018)

Para tal, são consideradas a resultante de empuxo horizontal do solo R_h e a reação vertical composta pelo peso do muro R_v , e as distâncias y e d dos seus respectivos pontos de aplicação até o eixo P, conforme a equação 45:

$$FS_t = \frac{R_v \cdot d}{R_h \cdot y} = \frac{352,45 \cdot 2,13}{76,83 \cdot 2,24} = 4,39 \geq 2,0 \rightarrow ESTÁVEL \quad (45)$$

Portanto, admite-se que o muro é estável quanto ao tombamento.

5.3.5 Estabilidade da fundação

5.3.5.1 Capacidade de carga do solo de fundação

Adotou-se para o cálculo da capacidade de carga do solo de fundação σ_{rup} a solução de Terzaghi e Peck (1967) para sapatas corridas ($L \geq 5B$), descrita pela equação 46):

$$\sigma_{rup} = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (46)$$

Onde:

- c' é a coesão do solo de fundação;
- N_c, N_q, N_γ são os fatores de capacidade de carga relacionados às características geotécnicas do solo de fundação sugeridos por Vesic (1975), dados pelas equações 47, 48 e 49, respectivamente:

$$N_c = \cot \varphi' \cdot [N_q - 1] \quad (47)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \cdot \tan^2 \varphi' \cdot \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (48)$$

$$N_\gamma \cong 2 \cdot [N_q + 1] \cdot \tan \varphi' \quad (49)$$

- γ é o peso específico do solo de fundação;
- B' é a largura efetiva da base B do muro, corrigida a partir da excentricidade e de aplicação de cargas verticais excêntricas, conforme propõe Meyerhof (1953) através da equação 50.

$$B' = B - 2 \cdot e \quad (50)$$

Os fatores de capacidade de carga calculados a partir dos parâmetros de projeto do muro são dados pelas equações 51, 52 e 53:

$$N_q = e^{\pi \tan 21,5^\circ} \cdot \tan^2 21,5^\circ \cdot \left(45^\circ + \frac{28,67^\circ}{2}\right) = 15,84 \quad (51)$$

$$N_c = \cot 28,67^\circ \cdot [N_q - 1] = 27,15 \quad (52)$$

$$N_\gamma \cong 2 \cdot [15,84 + 1] \cdot \tan 28,67^\circ \cong 18,42 \quad (53)$$

A posição d' da resultante vertical deslocada R_v , é dada pela equação 54:

$$d' = \frac{352,45 \cdot 2,13 - 76,83 \cdot 2,24}{352,45} = 1,65 \text{ m} \quad (54)$$

A excentricidade e da resultante vertical R_v , portanto, é:

$$e = \frac{4}{2} - 1,65 = 0,35 \text{ m} \quad (55)$$

Logo, a largura efetiva da base do muro é calculada pela equação 56:

$$B' = B - 2 \cdot 0,35 = 3,29 \text{ m} \quad (56)$$

Assim, a capacidade de suporte do solo de fundação pode ser obtida através de:

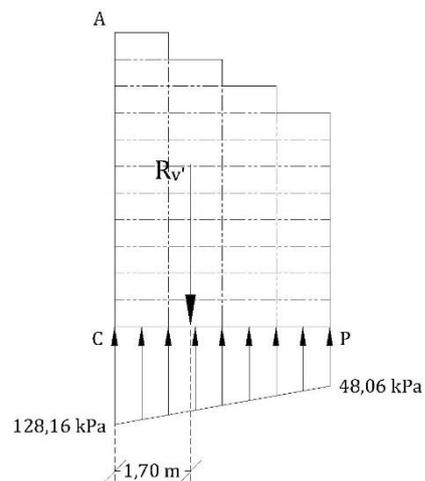
$$\sigma_{rup} = 10 \cdot 27,15 + 0 \cdot 15,84 + \frac{1}{2} \cdot 20,659 \cdot 3,39 \cdot 18,42 = 594,62 \text{ kPa} \quad (57)$$

5.3.5.2 Fator de Segurança

O procedimento para verificação da segurança frente às tensões excessivas no solo de fundação parte da avaliação da distribuição de tensões na base do muro (Figura 47), que pode ser trapezoidal ou triangular, e é determinada a partir da comparação entre excentricidade e a excentricidade limite, da seguinte forma:

- Se $e \geq e_{lim}$ a distribuição de tensões é triangular;
- Se $e < e_{lim}$ a distribuição de tensões é trapezoidal.

Figura 47 - Esforços atuantes na fundação do muro



Fonte: Autor (2018)

A comparação da excentricidade limite com a excentricidade calculada pela equação 19 determina a geometria da distribuição de tensões na base da fundação, conforme mostram as equações 58 e 59:

$$e_{lim} = \frac{4}{6} = 0,67 \text{ m} \quad (58)$$

$$e \leq e_{lim} \quad (59)$$

$$0,30 \text{ m} \leq 0,67 \text{ m} \rightarrow \text{distribuição trapezoidal}$$

Para distribuições trapezoidais, as tensões máxima $\sigma_{v\ máx}$ e mínima $\sigma_{v\ mín}$ são dadas pelas equações 60 e 61, respectivamente:

$$\sigma_{v\ máx} = \frac{352,45}{4} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,35}{4}\right) = 134,93 \text{ kPa} \quad (60)$$

$$\sigma_{v\ mín} = \frac{352,45}{4} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,35}{4}\right) = 41,29 \text{ kPa} \quad (61)$$

Para a capacidade de suporte da fundação apurada no item 5.3.5.1, portanto, o Fator de Segurança é dado pela equação 62:

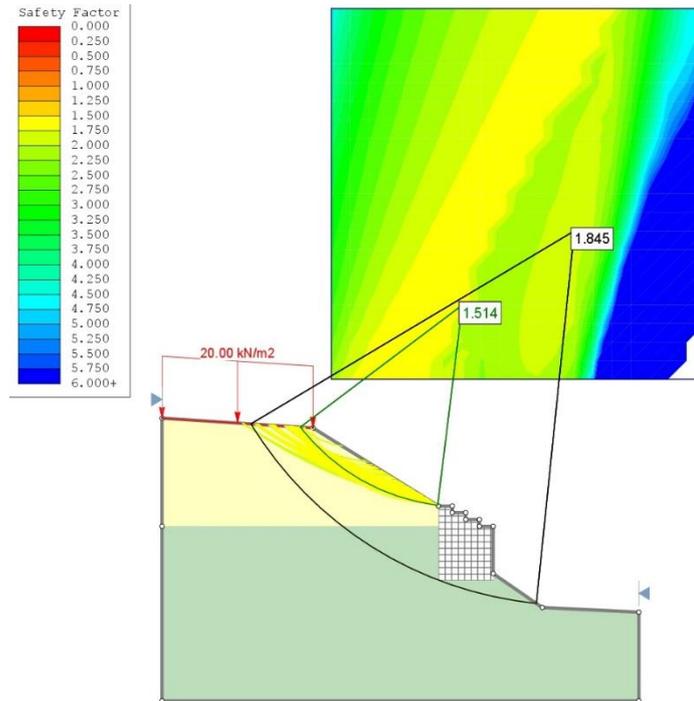
$$FS_f = \frac{\sigma_{rup}}{\sigma_{máx}} = \frac{594,62}{134,93} = 4,41 \geq 3 \rightarrow \text{ESTÁVEL} \quad (62)$$

Logo, é possível concluir que a solução é estável quanto aos esforços atuantes na fundação.

5.3.6 Estabilidade frente à ruptura global

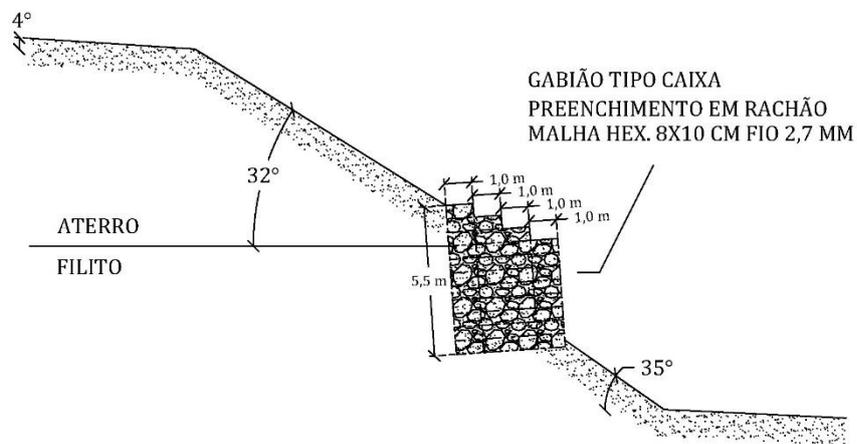
A estabilidade do conjunto muro-talude, assim como as análises do item 7.2, foi avaliada através de um software de análise de equilíbrio limite em 2 dimensões. Como foi definido no item 7.1, o conjunto é considerado estável quando o Fator de Segurança é maior que 1,4. A solução de muro adotada atendeu ao Fator de Segurança mínimo contra a instabilidade global, com um FS de 1,845, bem como em relação a uma eventual ruptura abrangendo unicamente a camada de aterro, com um FS de 1,514 (Figura 48), garantindo, portanto, a estabilidade do conjunto muro-talude e a eficácia da solução final (Figura 49).

Figura 48 - Estabilidade do conjunto talude-muro frente à ruptura global



Fonte: Autor (2018)

Figura 49 - Esquema final do muro de gabião projetado



Fonte: Autor (2018)

5.4 Proposta de estabilização - Solo grampeado com faceamento em tela metálica

5.4.1 Considerações iniciais

O procedimento adotado para dimensionamento da solução de estabilização através do grampeamento do solo e revestimento da superfície do talude com tela metálica seguiu os critérios de Cala et al. (2012), sintetizados no trabalho de Dircksen (2017) ao propor uma solução de estabilização para uma encosta composta por solo residual de gnaisse.

Assim como no item 5.3.1, o Fator de Segurança foi necessário fixar uma série de parâmetros físicos e de comportamento geomecânico, além da escolha dos componentes do sistema, incluindo grampos, tela metálica e placas de ancoragem, e do método perfuração adotado. Alguns dos parâmetros físicos e geotécnicos foram os mesmos adotados no estudo de Dircksen (2016), sendo eles:

- Peso específico de projeto do solo γ_d , minorado pelo fator de segurança parcial γ_γ , conforme a equação 63:

$$\gamma_d = \gamma \cdot \gamma_\gamma \quad (63)$$

- Ângulo de atrito de projeto do solo φ'_d , minorado pelo fator de segurança parcial $\gamma_{\varphi'}$, a partir da equação 26;
- Coesão de projeto do solo c'_d , minorada pelo fator de segurança parcial $\gamma_{\varphi'}$, segundo a equação 27;
- Área efetiva da seção transversal do grampo $A_{g,ef}^D$, já considerando uma diminuição de 4 milímetros no diâmetro devido à corrosão, conforme equação 31;
- Resistência à tração dos grampos T_R , em função da tensão de escoamento do aço f_y e do diâmetro D da barra, definida pela equação 37;

- Resistência ao cisalhamento dos grampos S_R , em função da tensão de escoamento do aço f_y , conforme a equação 64:

$$S_R^D = A_{g,ef}^D \cdot \frac{f_y/\sqrt{3}}{1,15} \quad (64)$$

O ângulo formado pelo grampo com a horizontal de adotado foi de 30°, segundo sugerido por Solotrat (2009). Já o diâmetro de perfuração para injeção dos grampos foi de 10 centímetros, conforme recomendação de Cala et. al (2012).

A resistência ao arrancamento dos grampos q_s foi estimada segundo correlações obtidas a partir de ensaios realizados por Lazarte et al. (2003), de acordo com o método construtivo adotado. Considerando a classificação das amostras em siltes, conforme resultados da análise granulométrica dispostos no item 4.2.1, e a adoção do modo de perfuração rotativa na execução dos furos, os critérios de Lazarte et al. (2003) indicam um valor de resistência ao arrancamento entre 60 e 75 kPa/m. Logo, adota-se para fins de dimensionamento o valor de 60 kPa/m.

A definição dos componentes da estrutura de revestimento do talude se deu pela disponibilidade de obtenção dos dados necessários para o dimensionamento, bem como do interesse em fornecer a informação dos custos dos materiais. Os modelos adotados são listados abaixo, e suas respectivas características estruturais são descritos na Tabela 9. São eles:

- Grampos: barras de aço CA50 com diâmetro ϕ de 20 milímetros;
- Tela metálica: modelo *TECCO* G45/2 milímetros, fabricado por *Geobrugg*;
- Placas de ancoragem: modelo *Spike plate* P25.

Tabela 9 – Parâmetros estruturais dos componentes do sistema

Componente	Parâmetro	Valor
Grampo de aço CA-50 ϕ 20 mm	Tensão de escoamento f_y	500 MPa
	Resistência a tensões paralelas à encosta Z_R	10 kN
Tela TECCO G45/ 2MM	Resistência à pressão quando aplicados esforços paralelos aos grampos D_R	80 kN
	Resistência a esforços cisalhantes da direção dos grampos P_R	40 kN

Tabela 9 – Parâmetros estruturais dos componentes do sistema

Componente	Parâmetro	Valor
Placa <i>Spike</i> <i>plake</i> P25	Capacidade de suporte K_s	40 kN

Fonte: Adaptado de Geobruigg (2015)

5.4.2 Dimensionamento dos grampos

Após a determinação dos critérios iniciais fixos do item anterior, restou variar os demais parâmetros geométricos, a fim de atingir uma solução que satisfizesse o Fator de Segurança global de 1,4. São eles: espaçamento entre grampos e comprimento do grampo. O espaçamento do grampo determina a área superficial pela qual cada grampo será responsável por suportar as forças instabilizantes. Para tal, considerou-se uma malha de distribuição do tipo diamante, onde os espaçamentos horizontais e verticais entre as linhas de grampos são iguais. Para cada espaçamento investigado, o comprimento do grampo foi ajustado até que o Fator de Segurança de 1,4 fosse satisfeito. Os valores adotados para a variação destes parâmetros foram:

- Espaçamento horizontal e vertical entre grampos S , de 1,0 m a 2,0 m, em intervalos de 0,25 m;
- Comprimento do grampo L , a partir de 6,0 m, comprimento das barras CA50 encontradas a pronta entrega no mercado, até atingir $FS \geq 1,4$, em intervalos de 1,0 m.

Considerando as características dos componentes escolhidos para a realização do projeto, os parâmetros de resistência do solo apurados no item 4.2.3, e os parâmetros físicos e de comportamento geomecânico de Dirscksen (2017), os dados de entrada utilizados no software análise de equilíbrio-limite, foram (Tabela 10):

Tabela 10 - Dados de entrada para dimensionamento dos grampos

Dados de entrada	Valor
Peso específico de projeto da camada de aterro $\gamma_{d,aterro}$	18,309 kN/m ³
Peso específico de projeto da camada de solo $\gamma_{d,filito}$	20,659 kN/m ³

Tabela 10 - Dados de entrada para dimensionamento dos grampos

Dados de entrada	Valor
Ângulo de atrito de projeto do aterro $\varphi'_{d,aterro}$	29,3°
Ângulo de atrito de projeto do solo $\varphi'_{d,filito}$	36,7°
Coesão de projeto da camada de aterro $c'_{d,aterro}$	0 kPa
Coesão de projeto do solo $c'_{d,filito}$	12 kPa
Área efetiva da seção transversal do grampo $A_{g,ef}^D$	2,01 cm ²
Resistência a tração do grampo T_R	87,48 kN
Resistência ao cisalhamento do grampo S_R	50,61 kN

Fonte: Autor (2018)

Os resultados obtidos após processo iterativo a partir da aplicação dos dados de entrada da Tabela 10 no software de análise de equilíbrio-limite em 2 dimensões utilizado são descritos na Tabela 11.

Tabela 11 - Processo iterativo para escolha dos parâmetros geométricos

Ângulo com a horizontal ψ (°)	Espaçamento S (m)	Comprimento L (m)	FS_{min}
30	1,0	6,0	1,318
	1,0	7,0	1,358
	1,0	8,0	1,426
	1,25	6,0	1,316
	1,25	7,0	1,367
	1,25	8,0	1,418
	1,5	6,0	1,291
	1,5	7,0	1,338
	1,5	8,0	1,384
	1,75	7,0	1,318
	1,75	8,0	1,352
	1,75	9,0	1,395

Tabela 21 - Processo iterativo para escolha dos parâmetros geométricos

Ângulo com a horizontal ψ (°)	Espaçamento S (m)	Comprimento L (m)	$FS_{mín}$
30	2,0	7,0	1,250
	2,0	8,0	1,306
	2,0	9,0	1,384

Fonte: Autor (2018)

É possível inferir através dos resultados da Tabela 12, como era esperado, que um incremento no espaçamento reduz significativamente o Fator de Segurança para um mesmo comprimento de grampo. Contudo, espaçamentos pequenos significam maior quantidade de grampos atuando em uma mesma área de estabilização, o que pode vir a tornar a solução dispendiosa. A chave para uma solução de custo-benefício atrativo está, portanto, no equilíbrio entre o comprimento e a quantidade dos grampos (condicionada pelo espaçamento entre eles). Dessa forma, buscou-se investigar qual o acréscimo necessário no espaçamento para que o FS de 1,395 (calculado pela combinação de espaçamento de 1,75 metros e comprimento de 9 metros) superasse o limite inferior de 1,40, determinado na análise de riscos do problema.

5.4.3 Estabilidade frente à ruptura global

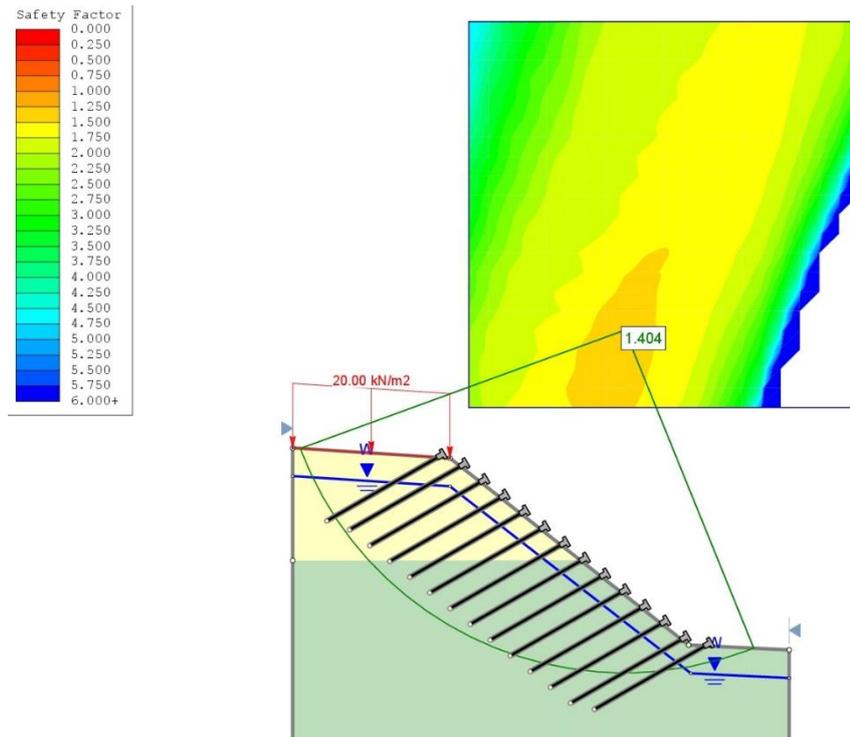
O resultado final é demonstrado na Tabela 12, e a superfície crítica de ruptura pode ser verificada na Figura 50.

Tabela 12 - Espaçamento e comprimento dos grampos adotados para a solução final

Ângulo com a horizontal ψ (°)	Espaçamento S (m)	Comprimento L (m)	$FS_{mín}$
30	1,8	9,0	1,404

Fonte: Autor (2018)

Figura 250 - Avaliação da estabilidade global para $S = 1,8 m$ e $L = 9,0 m$



Fonte: Autor (2018)

Definida a seção representativa do sistema, contendo a distribuição e comprimentos dos grampos, parte-se para a verificação da adequabilidade da tela metálica escolhida para revestir o talude.

5.4.4 Verificação da adequabilidade do revestimento com tela metálica

Além da ruptura global, é necessário verificar a estabilidade do sistema de grampeamento de solo quanto aos esforços superficiais paralelos ao talude e aos esforços locais entre grampos a que ele está submetido. Tais verificações foram realizadas mediante o auxílio da ferramenta computacional *Ruolum Dimensioning Tool*, desenvolvida de forma exclusiva para o sistema de revestimento TECCO pela *Geobrugg*. Para tal, Cala et. al (2012) recomenda a utilização dos seguintes parâmetros de entrada:

- Raio no topo do cone de pressão ξ atribuindo-se 0,15 metro, conforme sugestão de Cala et al. (2012) para caso em que não foram realizados ensaios laboratoriais;
- Inclinação do cone de pressão em relação ao plano horizontal δ , atribuindo-se o valor de 45°;

- Força de pré-tensão aplicada na cabeça dos grampos V , atribuindo-se o 30 kN, segundo recomenda Cala et. al (2012) para taludes constituídos predominantemente por solos;
- Fator de correção das incertezas do modelo γ_{mod} , igual a 1,10, como recomenda CEN (2004);
- Espessura da camada t , atribuindo-se 2 metros, como sugere Dirscksen (2016) para locais onde não há substrato resistente,

5.4.4.1 Instabilidades superficiais paralelas ao talude

Em relação à comprovação da capacidade dos grampos em resistir ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude, temos, segundo relatório indicado no Apêndice B que a força cisalhante de dimensionamento S_D é menor que a resistência ao cisalhamento do grampo S_R , conforme demonstram as equações 65, 66 e 67:

$$S_D \rightarrow 0 \text{ kN} \quad (65)$$

$$S_R = \frac{54}{1,5} = 36 \text{ kN} \quad (66)$$

$$S_D \leq S_R \quad (67)$$

Quanto à capacidade da tela em resistir ao punctionamento, verifica-se que o valor da força de pré-tensão de projeto V_{dl} é menor que a resistência à tração do grampo de cálculo D_R/γ_{DR} , assim como mostram as equações 68, 69 e 70.

$$V_{dl} = 45 \text{ kN} \quad (68)$$

$$D_R/\gamma_{DR} = \frac{80}{1,5} = 53,3 \text{ kN} \quad (69)$$

$$45 \text{ kN} \leq 53,3 \text{ kN} \quad (70)$$

Já a capacidade do sistema em resistir às duas solicitações simultaneamente, é determinada pela pelas equações 71 e 72, que levam em consideração a resistência do grampo à tração T_R^D , calculada no Apêndice A em 94 kN.

$$\left[\left(\frac{V_{du}}{T_R/\gamma_{VR}} \right)^2 + \left(\frac{S_D}{T_R/\gamma_{SR}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq 1,0 \quad (71)$$

$$\left[\left(\frac{45}{94/1,5} \right)^2 + \left(\frac{0}{94/1,5} \right)^2 \right]^{1/2} = 0,72 \leq 1,0 \quad (72)$$

É possível afirmar, então, que o sistema mostra-se resistente às solicitações superficiais paralelas ao talude.

5.4.4.2 Instabilidades locais entre grampos

Do Apêndice B temos que a tensão cisalhante de dimensionamento é 0 kN. A verificação da tela metálica em resistir ao cisalhamento na parte superior à placa de ancoragem é dada pelas equações 73 e 74:

$$P_R = \frac{40}{1,5} = 26,7 \text{ kN} \quad (73)$$

$$0 \text{ kN} \leq 26,7 \text{ kN} \quad (74)$$

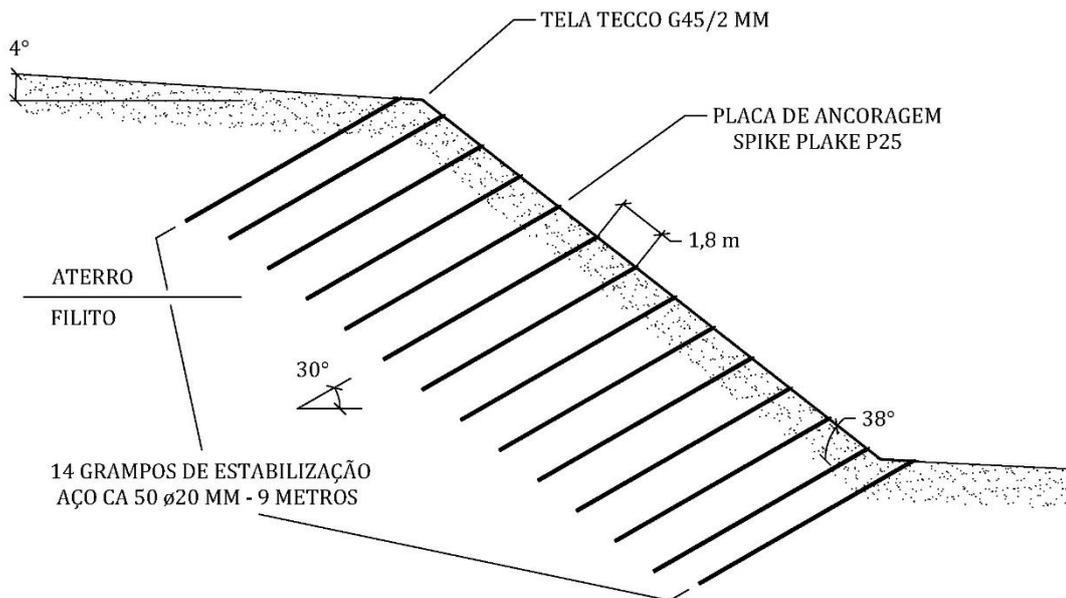
A avaliação da capacidade da tela em transmitir a força resistente gerada pelo atrito entre tela e solo Z de 5 kN, definida no pré-dimensionamento, até a placa de ancoragem superior é dada pelas equações 75 e 76:

$$\frac{Z_R}{\gamma_{ZR}} = \frac{10}{1,5} = 6,7 \text{ kN} \quad (75)$$

$$5 \text{ kN} \leq 6,7 \text{ kN} \quad (76)$$

Logo, afirma-se que o sistema é resistente às instabilidades locais entre grampos. A representação da solução final é demonstrada na Figura 51.

Figura 51 - Solução final de estabilização através do grampeamento de solo e revestimento em tela metálica



5.5 Levantamento quantitativo

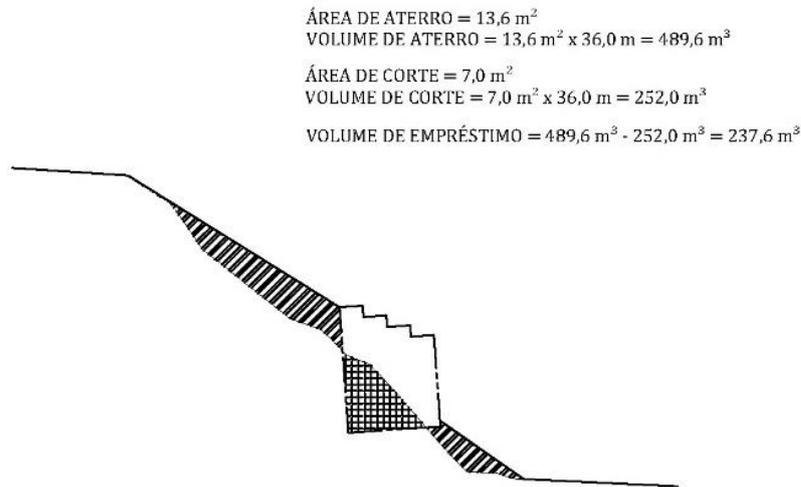
O levantamento quantitativo de materiais necessários para a implantação das soluções foi definido a partir das informações do levantamento topográfico quanto ao comprimento do talude a ser contemplado pelas alternativas de estabilização, de modo a conter, ao menos, toda a extensão da massa de solo deslocada. Decidiu-se por promover a contenção do talude entre as estacas 1+15.00 e 3+5.00, com um acréscimo de 3 metros em ambas extremidades, totalizando um comprimento de 36 metros.

5.5.1 Muro de gabião

A seção de projeto do muro de gabião, apresentada na Figura 51, é formada pela composição de 38 módulos de área unitária igual a $0,5 \text{ m}^2$, totalizando 19 m^2 de muro por seção. O volume total do muro de gabião de 684 m^3 é obtido pela multiplicação entre a área da seção, de 19 m^2 , pelo comprimento do talude a ser contido, de 36 m.

Os volumes de movimentação de terra necessários para a conformação do talude são demonstrados na Figura 52.

Figura 52 - Volumes de movimentação de terra para a solução em muro de gabião



Fonte: Autor (2018)

As quantidades dos insumos principais levantados para a solução do muro de gabião são descritas na Tabela 13.

Tabela 13 - Resumo de quantidades principais para a execução do muro de gabião

Insumos	Quantidade	Unidade
Módulo de gabião tipo caixa 2,0 x 1,0 x 0,5 m fio 2,7 mm	684,0	m ³
Pedra de mão (basalto)	684,0	m ³
Volume de empréstimo de material	237,6	m ³

Fonte: Autor (2018)

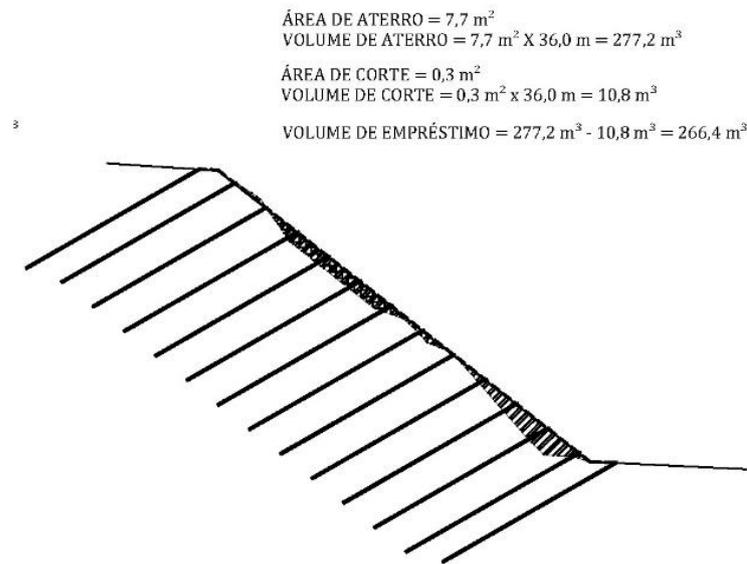
5.5.2 Solo grampeado com faceamento em tela metálica

Da mesma forma que o muro de gabião, o comprimento do talude a ser contido é de 36 m. Conforme demonstra a Figura 53, a quantidade de grampos por seção é de 14 unidades. Divididos pelo espaçamento lateral de 1,8 m, obtém-se o número de 20 colunas de grampos. A partir da quantidade de grampos por seção e do número de colunas de grampos ao longo do talude, chega-se a um montante de 280 grampos a serem injetados na superfície do talude, suportados por suas respectivas 280 placas de ancoragem. Multiplicados pelo comprimento dos grampos, de 9 m, atinge-se a quantidade total de 2520 m de grampos.

Quanto à tela metálica, a Figura 53 aponta a necessidade de um revestimento de 23,4 m por seção, que combinado ao comprimento de 36 m resulta em uma área de talude a ser contida de 842,4 m².

Os volumes de movimentação de terra necessários para a conformação do talude para receber o sistema de contenção em solo grampeado são demonstrados na Figura 53, enquanto que a Tabela 14 sintetiza as quantidades dos principais insumos para a implantação da solução.

Figura 53 - Volumes de movimentação de terra para a solução em solo grampeado



Fonte: Autor (2018)

Tabela 14 - Resumo de quantidades principais para a execução do grampeamento de solo com faceamento em tela metálica

Insumos	Quantidade	Unidade
Tela metálica TECCO G45/2 mm	842,0	m ²
Placa de ancoragem <i>Spike Plake P25</i>	280,0	un
Grampos de ancoragem	280,0	un
Volume de empréstimo de material	266,4	m ³

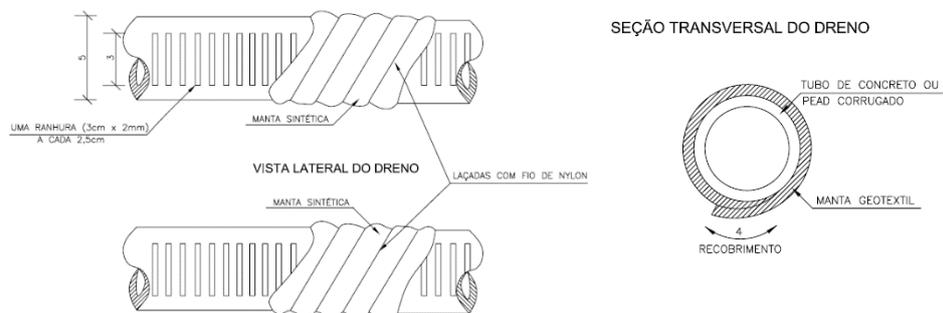
Fonte: Autor (2018)

5.5.3 Dispositivos de drenagem

O sistema de drenagem previsto como método complementar às soluções propostas foi determinado sob orientação do Álbum de projetos-tipo de dispositivos de drenagem do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006). Os dispositivos adotados são:

- Dreno sub-horizontal DSH01 (Figura 54): Considerou-se diâmetro de 50 mm e inclinação de 5%, conforme recomendação de Solotrat (2009), comprimento de 20 m, determinado em função da geometria do talude, de forma a eliminar presença da água junto à face do talude. Como espaçamento entre tubos, levando em consideração a recomendação de Dirksen (2017), que sugeriu o valor de 15 m, adotou-se o valor de 12 m, representando a execução de 4 drenos ao longo dos 36 m de contenção. A metragem total resulta, portanto, em 80 m;

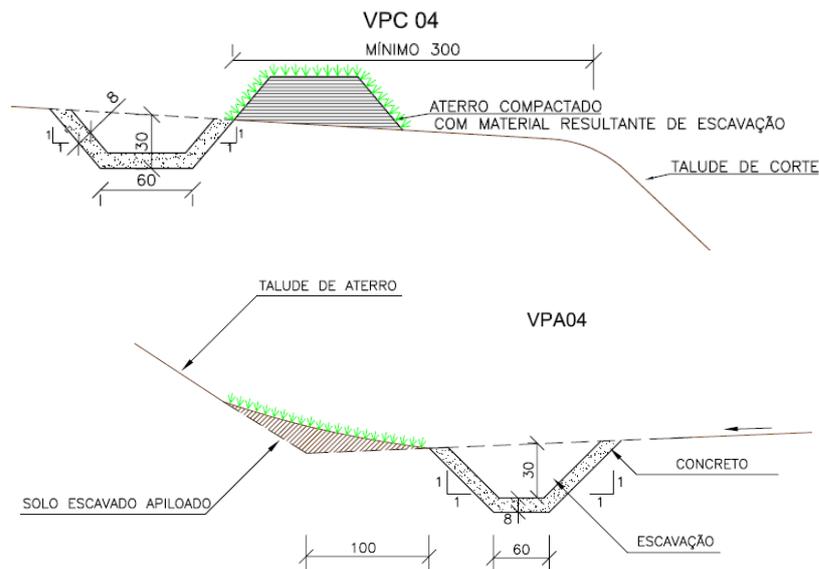
Figura 54 – Detalhes do DHP adotado para o sistema de drenagem



Fonte: DNIT (2006)

- Valetas de proteção de corte VPC04 e aterro VPA04 (Figura 55): Foram adotados estes modelos devido à durabilidade proporcionada pelo revestimento em concreto. Optou-se por prever a instalação destes dispositivos ao longo de toda o comprimento de contenção.

Figura 55 - Valetas de proteção de corte (VPC04) e aterro (VPA04) adotadas para o sistema de drenagem



Fonte: DNIT (2006)

Como dispositivos auxiliares, visando permitir fluxo de retirada das águas do corpo do talude, previu-se a execução de:

- 2 descidas d'água de cortes em degraus do modelo DCD01, posicionadas nas extremidades da estrutura de contenção do talude;
- 4 bocas de saída de concreto para dreno sub-horizontal BSD04.

Ressalta-se que os dispositivos de drenagem devem ser criteriosamente dimensionados a fim de garantir o adequado funcionamento durante a vida útil do sistema, bem como possibilitar sua manutenção. Neste estudo, optou-se por utilizar os projetos-tipo sugeridos pelo DNIT com o intuito de realizar uma estimativa de custo direto de execução.

5.6 Estimativa de custos

A compilação de quantidades dos insumos principais no item 5.5 foi utilizada como base para a estimativa de custos de material, mão de obra e equipamentos, de acordo com a composição

A estimativa de custos unitários teve como referência a compilação de quantidades dos insumos principais no item 5.5 foi utilizada como base para a estimativa de custos de material,

mão de obra e equipamentos, de acordo com o relatório analítico de composições de custos do Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO) elaborado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2018) de acordo com os valores praticados na cidade de Belo Horizonte em janeiro de 2018.

Para fins de orçamentação, no cálculo do custo dos serviços de movimentação de terra considerou-se apenas os custos de material e mão-de-obra, assumindo-se a hipótese de disponibilidade de material em jazida.

Os custos unitários dos materiais sistema de faceamento em tela metálica, incluindo a tela metálica TECCO G45, as placas de ancoragem *Spike Flake* P25 e todos os elementos conectores, assim como o custo de mão de obra de aplicação do sistema, foram consultados junto à empresa fabricante.

Para o sistema de drenagem, foram considerados os custos globais por serviço, sem discriminação por tipo de custo entre material, mão de obra e equipamento. Este critério foi adotado já que o sistema de drenagem é o mesmo para as duas soluções de contenção.

As planilhas de cálculo utilizadas, incluindo os custos unitários, tipos de custos e quantidade de insumos estão dispostas nos Apêndices, sendo:

- Apêndice D: Planilha de custos do muro de gabião;
- Apêndice E: Planilha de custos da solução em solo grampeado com faceamento em tela metálica;
- Apêndice F: Planilha de custos do sistema de drenagem.

A Tabela 15 sintetiza as planilhas de custos descritas, em custo total de material, mão de obra e equipamento, nos casos das estruturas de contenção, e em custo de serviço para sistema de drenagem.

Tabela 15 - Resumo da estimativa de custos totais

Descrição	Custo total		
MURO DE GABIÃO	R\$	251.906,56	100,0%
Material	R\$	199.228,47	79,1%
Mão de Obra	R\$	34.999,74	13,9%
Equipamentos	R\$	17.678,34	7,0%
SOLO GRAMPEADO COM FACEAMENTO EM TELA METÁLICA	R\$	209.935,49	100,0%
Material	R\$	150.925,00	71,4%
Mão de Obra	R\$	21.629,71	10,3%
Equipamentos	R\$	37.380,78	17,81%
SISTEMA DE DRENAGEM	R\$	25.021,81	100,0%

Fonte: Autor (2018)

Verifica-se que para o caso estudado, a solução de estabilização mediante injeção de grampos e faceamento em tela metálica apresenta um custo de execução aproximadamente 16,7% menor, cuja diferença é provocada sobretudo pelos custos de material.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo das soluções de estabilização para o talude escolhido exigiu uma profunda abordagem acerca da consideração dos parâmetros de resistência dos solos alcançados em ensaios, bem como dos critérios de dimensionamento das soluções em muro de gabião e solo grampeado com faceamento em tela metálica.

Através da caracterização da área de estudos foi possível determinar os principais condicionantes quanto ao uso do solo próximo à área do talude, bem como os critérios que deveriam ser respeitados devido à limitação do espaço físico.

As análises de estabilidade confirmaram a hipótese da redução no valor da coesão da camada de aterro, de modo que não foram identificadas condições relevantes de instabilidade no talude quando adotado o valor de coesão obtido em laboratório. Da mesma forma, a consideração do nível d'água influenciando na estabilidade do talude mostrou-se razoável e determinante para encontrar a condição crítica, diante da ausência do lençol freático na realização da sondagem.

Quanto à solução pelo muro de gabião, verificou-se que, assim como usualmente acontece nos dimensionamentos de estruturas de contenção por gravidade, o Fator de Segurança determinante foi de resistência ao deslizamento. Essa constatação reitera a importância das considerações a respeito do comportamento dos materiais na interface solo-estrutura. Além disso, é possível comprovar a adaptabilidade das estruturas de gabião a diferentes casos de aplicação. Devido às características da estratificação do talude, onde a camada do solo de aterro apresenta parâmetros de resistência significativamente inferiores ao substrato em fíto, apesar da inclusão do muro, o Fator de Segurança Global crítico refere-se a uma superfície de ruptura localizada unicamente a montante do muro, com um valor de 1,514, enquanto que o Fator de Segurança Global mínimo para rupturas que envolvessem o muro resultou em 1,845.

Em relação à solução em solo grampeado com faceamento em tela metálica, constatou-se a viabilidade da sua aplicação através de um Fator de Segurança Global de 1,404, onde o equilíbrio entre quantidade e comprimento dos grampos, que também pode ser definido como a densidade de grampos por área, é o critério definido. Assim, é possível concluir que há sempre mais de uma combinação de componentes (grampos, placas, telas, etc), que satisfaça as

condições de segurança, cabendo ao projetista definir àquela que melhor atende ao problema, neste caso o espaçamento de 1,8 m e comprimento dos grampos de 9,0 m.

A análise dos custos de implantação, por sua vez, foi oportuna na medida em que ilustra a considerável diferença entre os custos envolvidos em um sistema de drenagem e uma estrutura de contenção. Ademais, o comparativo entre custos das duas soluções de contenção demonstra uma pequena vantagem da solução em solo grampeado com faceamento em tela metálica, da ordem de 16,7% em relação ao custo total, sobretudo provocado pelo custo de material.

Como recomendações para trabalhos futuros, propõe-se as seguintes problemáticas:

- Análise da estabilidade do talude estudado mediante outros métodos conhecidos;
- Revisão dos métodos de capacidade de suporte da fundação de solos em terrenos com inclinações maiores que 30°;
- Redimensionamento das soluções de estabilização através de outros métodos difundidos na literatura específica;
- Investigação dos parâmetros de resistência na interface entre solo-estrutura;
- Elaboração de estudo de impacto ambiental analisando as vantagens e desvantagens entre cada uma das soluções abordadas;
- Avaliação dos prazos de execução das obras de cada solução adotada.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D-3080: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions**. 2003.

BARROS, P. L. A. **Obra de contenção**: Manual técnico. Jundiaí: MACCAFERRI, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1996. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez – Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade – Método de ensaio. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820**: Estabilidade de encostas. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 33 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 5 p.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada a estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PCRJ. vol. 2, p. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O; VIRGILI, J. C. **Estabilidade de taludes**. In: Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A. (Eds.) Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. p. 243-269.

BISHOP, A. W. **The use of slip circle in the stability analysis of slopes**. Géotechnique, London, v. 5, n. 1, p. 7-17, 1955.

BISHOP, A. W.; MORGENSTERN, N. **Stability coefficients for earth slopes**. Géotechnique, London, v. 10, n. 4, p. 164-169, 1960.

CAŁA, M. et al. **TECCO Slope Stabilization System and RUVOLUM Dimensioning Method**. Romanshorn: Agh, 2012. 227 p.

CALDEIRA DA SILVA, C. H. **Comportamento geotécnico dos filitos do talude oeste da Mina Pau Branco**. 103 p. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1987. 498 p.

CARVALHO, A. S. **Taludes de rodovias: Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. 1 ed. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 1991.

CÉSAR, A. M. R. V. C. Método de estudo de caso (Case Studies) ou método do caso (Teaching cases)? **Uma análise dos dois métodos no ensino e pesquisa em Administração**. *Revista Eletrônica Mackenzie de Casos*. São Paulo, v. 1, n. 1, 2005. Disponível em: <http://www.mackenzie.br/fileadmin/Graduacao/CCSA/remac/jul_dez_05/06.pdf>. Acesso em: 21. Nov. 2017.

CEN – COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1997-1**. Eurocode 7: Geotechnical Design – Part 1: General rules. Brussels: European Committee for Standardization, 2004. 168 p.

CONTI, A.; **Desenvolvimento de um modelo matemático transiente para previsão de escorregamentos planares em encostas**. 131 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2012.

CPRM – COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Carta geológica Belo Horizonte SE 23-Z-C-VI**. [2010]. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/plgb/bh/bh_ctgeologica.pdf> Acesso em: 25 fev. 2018.

DAS, B. M. **Fundamento de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011. 632 p.

DIRSCKSEN, J. H. S.; **Estabilização de encosta localizada no morro do Iriirú, em Joinville, por meio de solo grampeado com faceamento com telas metálicas de alta resistência**. 157 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura) – Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2017.

DUTRA, V. A. S. **Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural**. 83 p. Rio de Janeiro: UFRJ/Escola Politécnica, 2013.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Álbum de projetos – tipos de dispositivos de drenagem**. 2 ed. Rio de Janeiro, IPR, 2006.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Relatório analítico de composições de custos**: Belo Horizonte, MG Janeiro de 2018. Rio de Janeiro, IPR, 2018.

FELLENIUS, W. **Calculation of stability of earth dams**. In: TRANS. 2nd CONGRESS ON LARGE DAMS, 4; 1936, Washington, v. 4, 445 p.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. Curitiba: Ed. UFPR, 2009. 602 p.

FRANÇA, F. A. N. **Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório.** 123 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

FRANCO, L. A. **Solução em solo grampeado com faceamento flexível de alta resistência.** 161 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

FREITAS, M. A. C. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Morgenstern-Price e Correia.** 146 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2011.

GEOBRUGG. **TECCO®/SPIDER® systems made of high-tensile steel wire: Sustainable slope protection.** [2015]. Disponível em: <https://www.geobrugg.com/datei.php?src=portal/downloadcenter/dateien/downloadcenter/broschueren/TECCOSYSTEM/SLOPE_brochure_TECCO_SPIDER_en_ch_72dpi_151210.pdf>. Acesso em: 11 mar. 2018.

GEORIO. **Manuel técnico de encostas: Ancoragem e grampos.** Rio de Janeiro: Fundação GeoRio, 1999. 184 p.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, R. B.; SARAMAGO, R.; **Contenções: teoria e aplicações em obras.** São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes.** 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.

GUIDICINI, C.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** 2. ed. São Paulo: Blucher, 1983.

GUIMARÃES, R. F. et al. **Fundamentação teórica do modelo matemático de previsão de escorregamentos rasos *shallow stability*.** Espaço e Geografia, vol. 6, nº 2. p. 133-150. 2003

HEIDEMANN, M.; **Estudo dos solos de uma encosta instável de São José – SC: intemperismo e comportamento geotécnico.** 297 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

HEIDEMANN, M.; **Medidas de estabilização de taludes e escavações.** 10-30 de maio de 2017. 43 f. Notas de Aula. Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville, 2017.

HOEK, E.; BRAY, J. W. **Rock slope engineering.** 3. ed. rev. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1981. 358 p.

HUTCHINSON, J. N.; **Mass movement.** In R. W. Fairbridge (editor), Encyclopedia of geomorphology: Reinhold Publishers: New York, 1968.

INFANTI JUNIOR, N.; FORNASARI FILHO, N. **Processos de dinâmica superficial.** In: OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 1998.

LAZERTE, C. A. et al. **Soil nail walls**. Geotechnical Engineering Circular n° 7, Technical Manual. Federal Highway Administration, U. S. Department of Transportation. 2003. 239 p. USA, 2003

LIMA, A. P.; SAYÃO, A. S. F. J.; GERSCOVICH, D. M. S. **Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado**. 180p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

LOCTEST LABORATÓRIO DE GEOTECNIA. **Ensaio geotécnico LOCTLCN-001**. Belo Horizonte: LOCTEST, 2017.

MESRI, G.; ABDEL-GHAFFAR, M. E. M. **Cohesion intercept in effective stress-stability analysis**. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 119, No 8. Reston: ASCE, 1993.

MEYERHOF, G. G. **The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads**. In: *Proceedings of Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Zurich, 1953. p. 440-445.

MICHEL, G.P.; MASATO, K.; GOERL, R.B. **Análise comparativa entre modelos SHALSTAB e SINMAP na identificação de áreas suscetíveis a escorregamentos translacionais**. In: X Encontro Nacional de Engenharia de Sedimentos, 2012. *Resumos...* Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2012. 21 p.

MURK, B. W.; SKINNER, B. J.; PORTER, S. C. **Environmental geology**. Nova Iorque: John Wiley e Sons Inc., 1996. 535p.

PARIZZI, M. G. et al. **Processos de movimentos de massa em Belo Horizonte, MG**. *Geografias*, Belo Horizonte, v. 12, n. 1, p. 58-87, 2010.

PINTO, C. S. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

RANKINE, W. J. M. **On the stability of loose earth**. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147, p. 9-27, 1857.

REIS, R. C. **Estudo de estabilidade de taludes da mina de Tapira – MG**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Nugeo – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, 2010. 145 p.

SOLOTRAT. **Manual de serviços geotécnicos**. 3. ed. São Paulo: [s.n], 2009. 17 p.

SFC – SONDAGENS FUNDAÇÕES E CONSTRUÇÕES LTDA. **Relatório de sondagem SPT**. Belo Horizonte, 2014. 4 p.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of soil mechanics**. London: Chapman & Hall Limited, 1948. 699 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2 ed. New York: John Wiley & Sons, 1948.

VARNES, D.J. **Slope Movement Types and Processes**. In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J., Eds., *Landslides, Analysis and Control*, Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences. Washington D.C.: 1978.

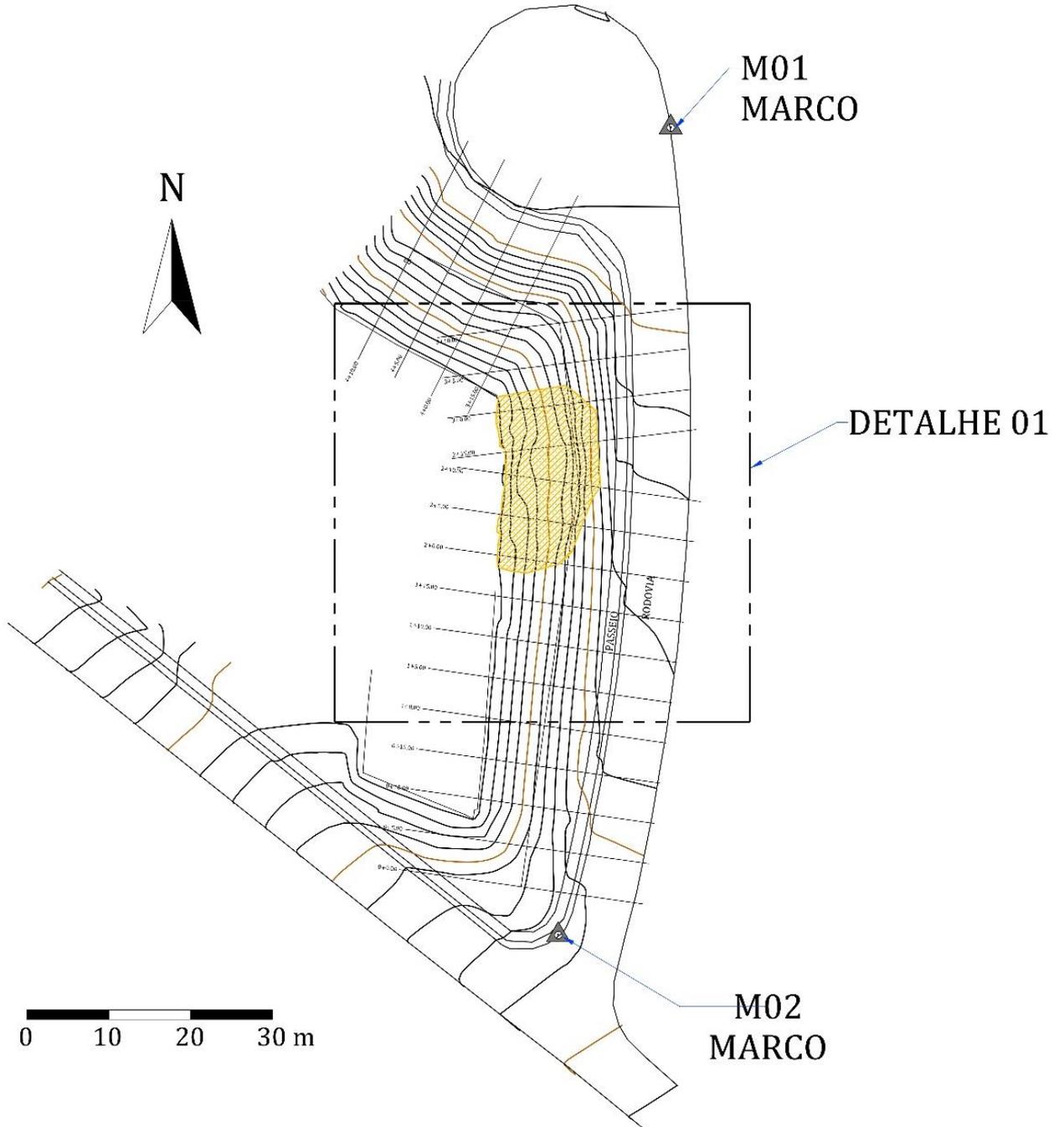
VENTURA, M. M. **O estudo de caso como modalidade de pesquisa**. *Revista SOCERJ*. Rio de Janeiro. v. 20, n. 5, 2007. Disponível em:<http://www.rbconline.org.br/wp-content/uploads/a2007_v20_n05_art10.pdf>. Acesso em: 21. Nov. 2017.

VESIC, A. S. **Bearing capacity of shallow foundations**. In: *Foundation Engineering Handbook*. New York: McGraw-Hill, 1975. p. 121-147.

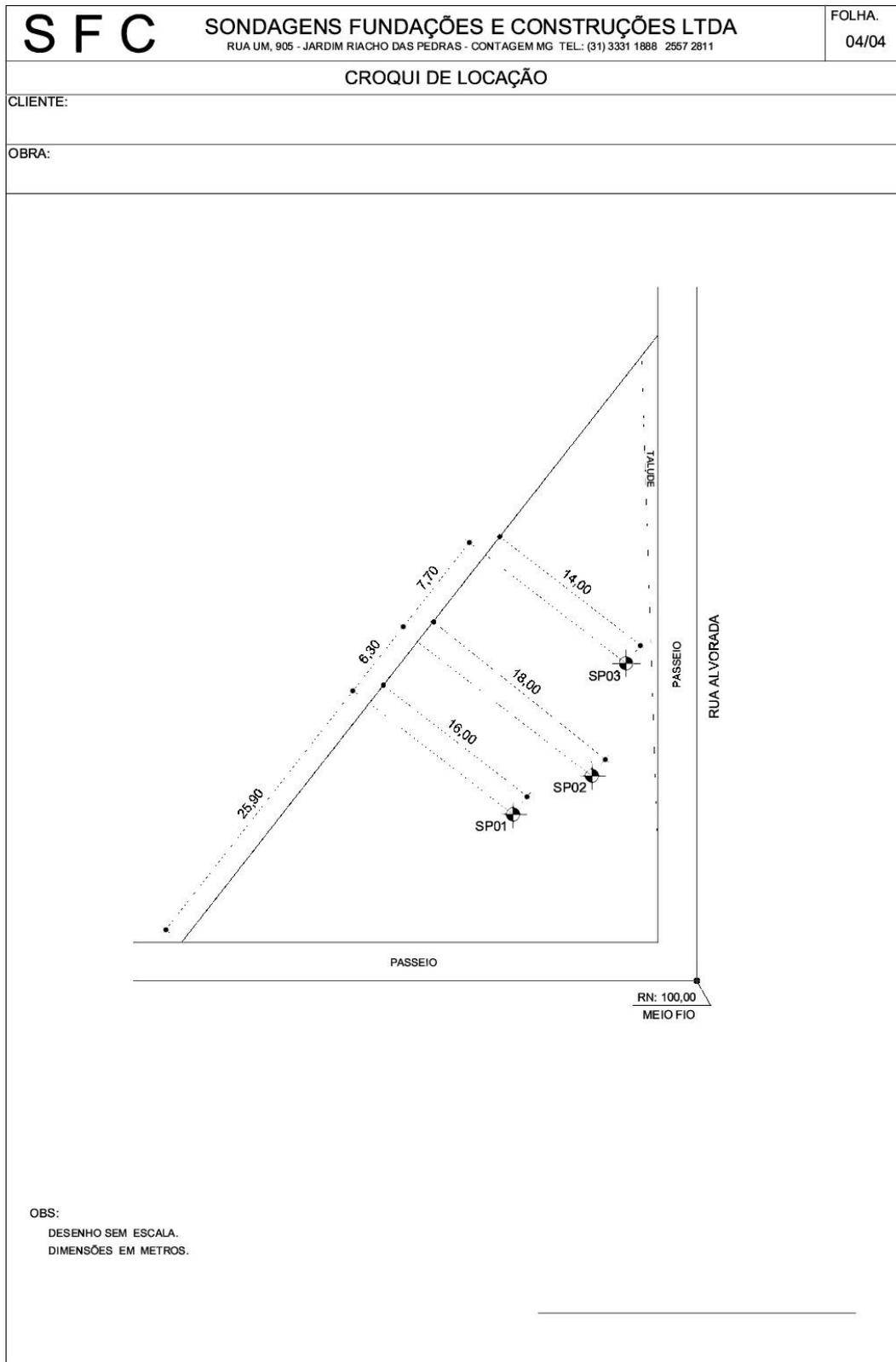
WICANDER, R. MONROE, J.S. **Fundamentos de geologia**. 13 ed. São Paulo: Cengage Learning, 2009. 508 p.

ANEXOS

ANEXO A – MAPA TOPOGRÁFICO DO TERRENO



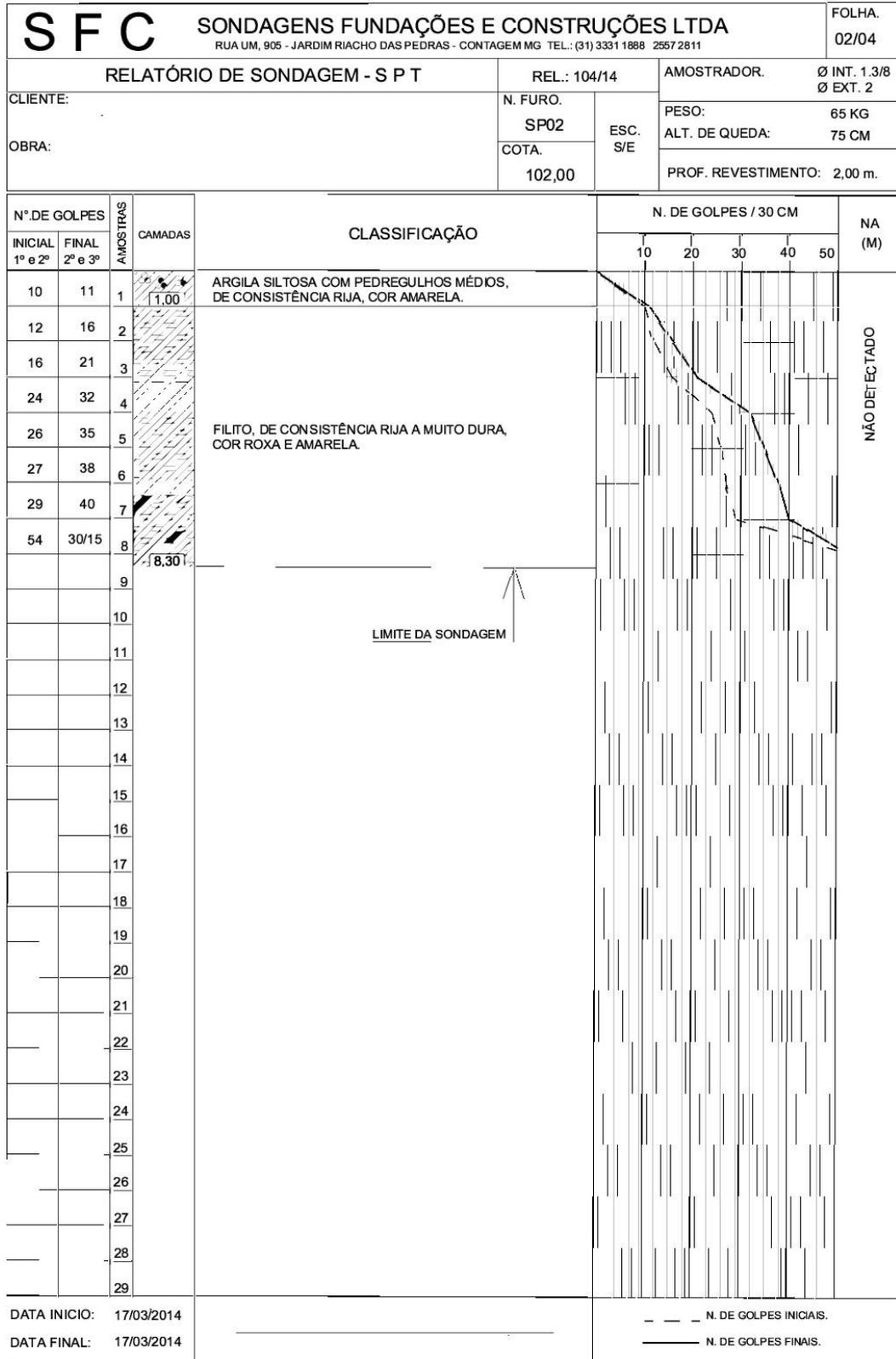
ANEXO B – CROQUI DE LOCAÇÃO DAS FUROS DE SONDAGEM



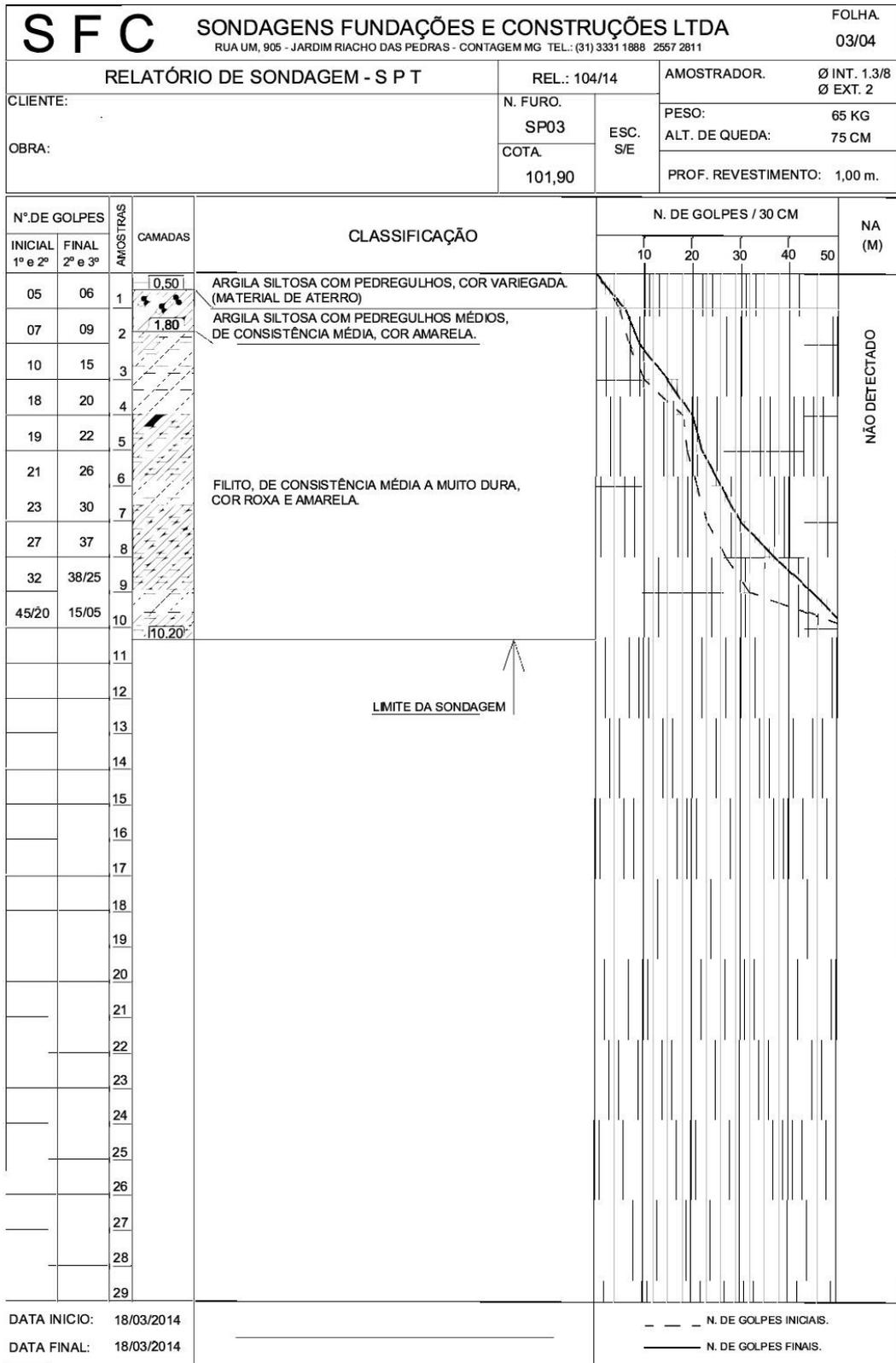
ANEXO C - LAUDO DE SONDAGEM PARA O FURO SP01

SFC		SONDAGENS FUNDAÇÕES E CONSTRUÇÕES LTDA		FOLHA.						
		RUA UM, 905 - JARDIM RIACHO DAS PEDRAS - CONTAGEM MG TEL.: (31) 3331 1888 2557 2811		01/04						
RELATÓRIO DE SONDAGEM - S P T			REL.: 104/14	AMOSTRADOR.	Ø INT. 1.3/8 Ø EXT. 2					
CLIENTE:			N. FURO.	PESO:	65 KG					
OBRA:			SP01	ALT. DE QUEDA:	75 CM					
			COTA.	ESC.	S/E					
			102,20	PROF. REVESTIMENTO: 1,00 m.						
N°. DE GOLPES		AMOSTRAS	CAMADAS	CLASSIFICAÇÃO	N. DE GOLPES / 30 CM					NA (M)
INICIAL 1º e 2º	FINAL 2º e 3º				10	20	30	40	50	
13	18	1		FILITO, DE CONSISTÊNCIA RIJA A MUITO DURA, COR ROXA.						NÃO DETECTADO
20	27	2								
25	31	3								
27	34	4								
33	38	5								
38	41/25	6								
55	30/15	7								
		8								
		9								
		10								
		11								
		12								
		13								
		14								
		15								
		16								
		17								
		18								
		19								
		20								
		21								
		22								
		23								
		24								
		25								
		26								
		27								
		28								
		29								
DATA INICIO: 17/03/2014					- - - N. DE GOLPES INICIAIS. ——— N. DE GOLPES FINAIS.					
DATA FINAL: 17/03/2014										

ANEXO D - LAUDO DE SONDAAGEM PARA O FURO SP02



ANEXO E – LAUDO DE SONDAGEM PARA O FURO SP03



ANEXO F - LAUDO DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DE FILITO

 <p>Loctest LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</p>	<p>Análise Granulométrica por Peneiramento e Sedimentação</p> <p>NBR 7181/84</p>
<p>CLIENTE: LOCTLCN-001 ENSAIOS GEOTÉCNICOS</p>	
<p>Furo: FILITO</p>	<p>REGISTRO: 2550</p>
<p>PROJETO: LOCTLCN-001 ENSAIOS GEOTÉCNICOS</p>	<p>Amostra: FILITO</p>
<p>LOCAL:</p>	<p>DATA DO ENS. 10/01/2017</p>
<p>Profundidade: - m</p>	<p>OPERADOR LEONARDO</p>

Dados da Amostra			
Massa total úmida	g	2045,99	
Massa seca retida #10. (acum)	g	269,81	
Massa úmida passante #10.	g	1776,18	
Massa seca passante #10. (acum)	g	1642,16	
Massa total seca	g	1911,97	

Teor de Umidade			
Cápsula	g	202	25
Massa bruta úmida	g	22,43	22,71
Massa bruta seca	g	21,20	21,42
Tara da cápsula	g	6,01	5,54
Teor de umidade	%	8,10	8,12
Teor de umidade médio	%	8,16	

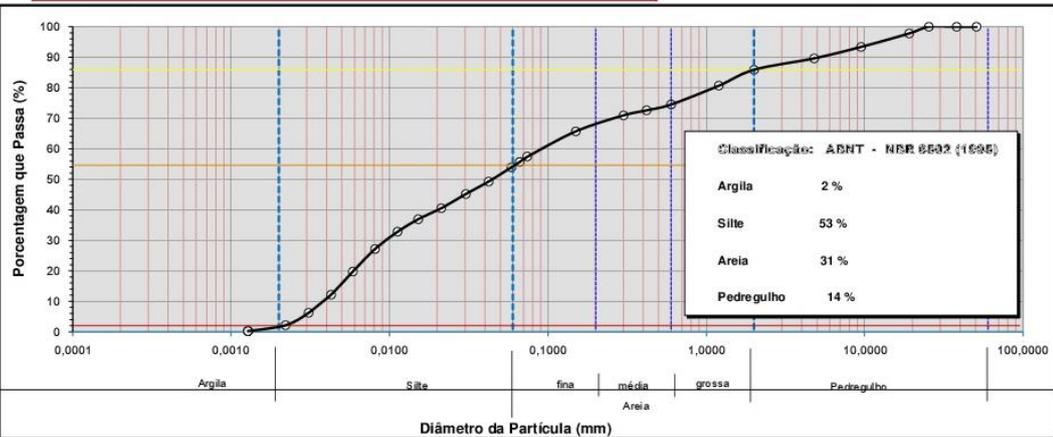
Peso Específico			
Peso específico dos sólidos	g/cm ³	2,802	
Massa total	g	70,00	
Massa seca	g	64,72	

Peneiramento do Solo Granular				
Peneiras	Material	Material		% que passa
		Retido acumulado	Que passa	
#	φ (mm)	g	g	
2"	50,8	0	1911,97	100
1 1/2"	38,1	0	1911,97	100
1"	25,4	0	1911,97	100
3/4"	19,1	42,19	1869,78	98
3/8"	9,5	126,49	1785,48	93
4	4,8	198,17	1713,80	90
10	2	269,81	1642,16	86

Peneiramento do Solo Fino				
Peneiras	Material	Material		% que passa
		Retido	Que passa	
#	φ (mm)	g	g	
10	2	0,00	64,72	86
16	1,2	3,94	60,78	81
30	0,6	8,57	56,15	75
40	0,42	10,02	54,70	73
50	0,3	11,26	53,46	71
100	0,15	15,21	49,51	66
200	0,074	21,43	43,29	57

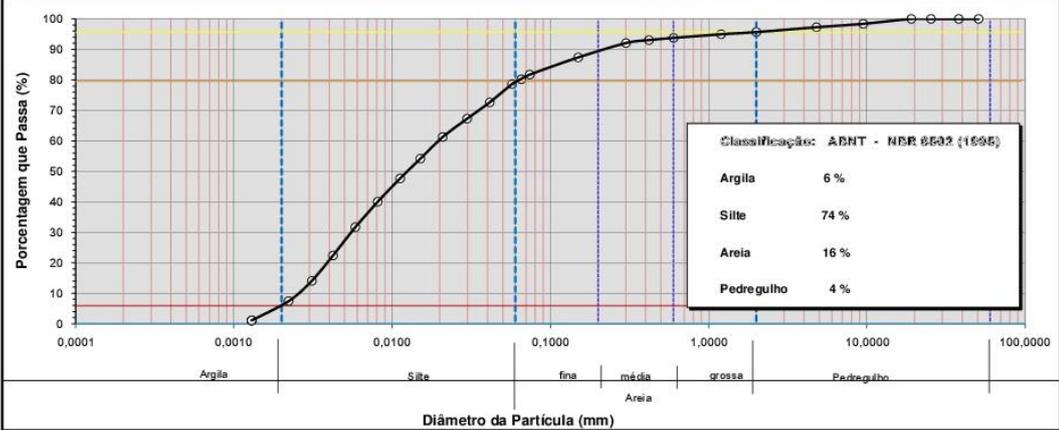
Sedimentação										
Proveta	8	Densímetro		l	Defloculante		Hexametáfosfato de Sódio			% que passa
		Tempo	Temp.		Leitura	Correção	Leitura corrigida	K	Z (cm)	
11/01/17	09:07:00	0,25	27,8	1,03000						
		0,5	27,8	1,02825	0,00208	1,0262	0,01193	12,126	0,05876	53,91
		1	27,8	1,02600	0,00208	1,0239	0,01193	12,536	0,04224	49,27
		2	27,8	1,02400	0,00208	1,0219	0,01193	12,901	0,03030	45,15
		4	27,8	1,02175	0,00208	1,0197	0,01193	12,639	0,02121	40,52
		8	27,8	1,02000	0,00208	1,0179	0,01193	12,950	0,01518	36,91
		15	27,8	1,01800	0,00208	1,0159	0,01193	13,305	0,01124	32,79
		30	27,8	1,01525	0,00208	1,0132	0,01193	13,793	0,00809	27,13
		60	27,5	1,01175	0,00216	1,0096	0,01197	14,414	0,00587	19,76
		120	26,8	1,00825	0,00234	1,0059	0,01207	15,036	0,00427	12,17
		240	26,3	1,00550	0,00247	1,0030	0,01213	15,524	0,00309	6,24
		480	26,4	1,00350	0,00245	1,0011	0,01212	15,879	0,00220	2,17
		1440	26,6	1,00250	0,00239	1,0001	0,01209	16,056	0,00128	0,22

CLASSIFICAÇÃO: SILTE ARENOSO BEGE C/ PEDREGULHO



Classificação: ABNT - NBR 6508 (1995)	
Argila	2 %
Silte	53 %
Areia	31 %
Pedregulho	14 %

ANEXO G – LAUDO DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DE ATERRO

 <p>Loctest LABORATÓRIOS DE GEOTECNIA</p>	<p>Análise Granulométrica por Peneiramento e Sedimentação</p> <p>NBR 7181/84</p>																																																																																																																																																																																																											
<p>CLIENTE: PROJETO: LOCTLCN-001 ENSAIOS GEOTÉCNICOS</p>	<p>Furo: ATERRO</p> <p>Amostra: ATERRO</p> <p>Profundidade: - m</p>	<p>REGISTRO: 2551</p> <p>DATA DO ENS. 13/01/2017</p> <p>OPERADOR LEONARDO</p>																																																																																																																																																																																																										
Dados da Amostra																																																																																																																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Massa total úmida</td><td>g</td><td>1275,41</td></tr> <tr><td>Massa seca retida #10. (acum)</td><td>g</td><td>49,26</td></tr> <tr><td>Massa úmida passante #10.</td><td>g</td><td>1226,15</td></tr> <tr><td>Massa seca passante #10. (acum)</td><td>g</td><td>1087,64</td></tr> <tr><td>Massa total seca</td><td>g</td><td>1136,90</td></tr> </table>			Massa total úmida	g	1275,41	Massa seca retida #10. (acum)	g	49,26	Massa úmida passante #10.	g	1226,15	Massa seca passante #10. (acum)	g	1087,64	Massa total seca	g	1136,90																																																																																																																																																																																											
Massa total úmida	g	1275,41																																																																																																																																																																																																										
Massa seca retida #10. (acum)	g	49,26																																																																																																																																																																																																										
Massa úmida passante #10.	g	1226,15																																																																																																																																																																																																										
Massa seca passante #10. (acum)	g	1087,64																																																																																																																																																																																																										
Massa total seca	g	1136,90																																																																																																																																																																																																										
Teor de Umidade																																																																																																																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Cápsula</td><td>g</td><td>148</td><td>155</td><td>158</td></tr> <tr><td>Massa bruta úmida</td><td>g</td><td>18,49</td><td>21,24</td><td>21,99</td></tr> <tr><td>Massa bruta seca</td><td>g</td><td>17,06</td><td>19,52</td><td>20,13</td></tr> <tr><td>Tara da cápsula</td><td>g</td><td>5,76</td><td>6,12</td><td>5,50</td></tr> <tr><td>Teor de umidade</td><td>%</td><td>12,65</td><td>12,84</td><td>12,71</td></tr> <tr><td>Teor de umidade médio</td><td>%</td><td colspan="3" style="text-align: center;">12,73</td></tr> </table>			Cápsula	g	148	155	158	Massa bruta úmida	g	18,49	21,24	21,99	Massa bruta seca	g	17,06	19,52	20,13	Tara da cápsula	g	5,76	6,12	5,50	Teor de umidade	%	12,65	12,84	12,71	Teor de umidade médio	%	12,73																																																																																																																																																																														
Cápsula	g	148	155	158																																																																																																																																																																																																								
Massa bruta úmida	g	18,49	21,24	21,99																																																																																																																																																																																																								
Massa bruta seca	g	17,06	19,52	20,13																																																																																																																																																																																																								
Tara da cápsula	g	5,76	6,12	5,50																																																																																																																																																																																																								
Teor de umidade	%	12,65	12,84	12,71																																																																																																																																																																																																								
Teor de umidade médio	%	12,73																																																																																																																																																																																																										
Peso Específico																																																																																																																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Peso específico dos sólidos</td><td>g/cm³</td><td>2,804</td></tr> <tr><td>Massa total</td><td>g</td><td>70,00</td></tr> <tr><td>Massa seca</td><td>g</td><td>62,09</td></tr> </table>			Peso específico dos sólidos	g/cm ³	2,804	Massa total	g	70,00	Massa seca	g	62,09																																																																																																																																																																																																	
Peso específico dos sólidos	g/cm ³	2,804																																																																																																																																																																																																										
Massa total	g	70,00																																																																																																																																																																																																										
Massa seca	g	62,09																																																																																																																																																																																																										
Peneiramento do Solo Granular																																																																																																																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Peneiras</th> <th rowspan="2">#</th> <th rowspan="2">φ (mm)</th> <th colspan="2">Material</th> <th rowspan="2">% que passa</th> </tr> <tr> <th>Retido acumulado</th> <th>Que passa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td></td><td></td><td></td><td>g</td><td>g</td><td></td></tr> <tr><td>2"</td><td></td><td>50,8</td><td>0</td><td>1136,90</td><td>100</td></tr> <tr><td>1 1/2"</td><td></td><td>38,1</td><td>0</td><td>1136,90</td><td>100</td></tr> <tr><td>1"</td><td></td><td>25,4</td><td>0</td><td>1136,90</td><td>100</td></tr> <tr><td>3/4"</td><td></td><td>19,1</td><td>0</td><td>1136,90</td><td>100</td></tr> <tr><td>3/8"</td><td></td><td>9,5</td><td>18,4</td><td>1118,50</td><td>98</td></tr> <tr><td>4</td><td></td><td>4,8</td><td>31,29</td><td>1105,61</td><td>97</td></tr> <tr><td>10</td><td></td><td>2</td><td>49,26</td><td>1087,64</td><td>96</td></tr> </tbody> </table>			Peneiras	#	φ (mm)	Material		% que passa	Retido acumulado	Que passa				g	g		2"		50,8	0	1136,90	100	1 1/2"		38,1	0	1136,90	100	1"		25,4	0	1136,90	100	3/4"		19,1	0	1136,90	100	3/8"		9,5	18,4	1118,50	98	4		4,8	31,29	1105,61	97	10		2	49,26	1087,64	96																																																																																																																																																		
Peneiras	#	φ (mm)				Material			% que passa																																																																																																																																																																																																			
			Retido acumulado	Que passa																																																																																																																																																																																																								
			g	g																																																																																																																																																																																																								
2"		50,8	0	1136,90	100																																																																																																																																																																																																							
1 1/2"		38,1	0	1136,90	100																																																																																																																																																																																																							
1"		25,4	0	1136,90	100																																																																																																																																																																																																							
3/4"		19,1	0	1136,90	100																																																																																																																																																																																																							
3/8"		9,5	18,4	1118,50	98																																																																																																																																																																																																							
4		4,8	31,29	1105,61	97																																																																																																																																																																																																							
10		2	49,26	1087,64	96																																																																																																																																																																																																							
Peneiramento do Solo Fino																																																																																																																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Peneiras</th> <th rowspan="2">#</th> <th rowspan="2">φ (mm)</th> <th colspan="2">Material</th> <th rowspan="2">% que passa</th> </tr> <tr> <th>Retido</th> <th>Que passa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td></td><td></td><td></td><td>g</td><td>g</td><td></td></tr> <tr><td>10</td><td></td><td>2</td><td>0,00</td><td>62,09</td><td>96</td></tr> <tr><td>16</td><td></td><td>1,2</td><td>0,47</td><td>61,62</td><td>95</td></tr> <tr><td>30</td><td></td><td>0,6</td><td>1,24</td><td>60,85</td><td>94</td></tr> <tr><td>40</td><td></td><td>0,42</td><td>1,70</td><td>60,39</td><td>93</td></tr> <tr><td>50</td><td></td><td>0,3</td><td>2,34</td><td>59,75</td><td>92</td></tr> <tr><td>100</td><td></td><td>0,15</td><td>5,39</td><td>56,70</td><td>87</td></tr> <tr><td>200</td><td></td><td>0,074</td><td>9,05</td><td>53,04</td><td>82</td></tr> </tbody> </table>			Peneiras	#	φ (mm)	Material		% que passa	Retido	Que passa				g	g		10		2	0,00	62,09	96	16		1,2	0,47	61,62	95	30		0,6	1,24	60,85	94	40		0,42	1,70	60,39	93	50		0,3	2,34	59,75	92	100		0,15	5,39	56,70	87	200		0,074	9,05	53,04	82																																																																																																																																																		
Peneiras	#	φ (mm)				Material			% que passa																																																																																																																																																																																																			
			Retido	Que passa																																																																																																																																																																																																								
			g	g																																																																																																																																																																																																								
10		2	0,00	62,09	96																																																																																																																																																																																																							
16		1,2	0,47	61,62	95																																																																																																																																																																																																							
30		0,6	1,24	60,85	94																																																																																																																																																																																																							
40		0,42	1,70	60,39	93																																																																																																																																																																																																							
50		0,3	2,34	59,75	92																																																																																																																																																																																																							
100		0,15	5,39	56,70	87																																																																																																																																																																																																							
200		0,074	9,05	53,04	82																																																																																																																																																																																																							
Sedimentação																																																																																																																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Proveta</th> <th rowspan="2">4</th> <th colspan="2">Densímetro</th> <th rowspan="2">l</th> <th colspan="2">Defloculante</th> <th colspan="4">Hexametafosfato de Sódio</th> <th rowspan="2">% que passa</th> </tr> <tr> <th>Tempo</th> <th>Temp.</th> <th>Leitura</th> <th>Correção</th> <th>Leitura corrigida</th> <th>K</th> <th>Z (cm)</th> <th>f (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td>min</td> <td>°C</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>16/01/17</td> <td>10:10:00</td> <td>0,25</td> <td>24,8</td> <td>1,03700</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr><td></td><td></td><td>0,5</td><td>24,8</td><td>1,03575</td><td>0,00287</td><td>1,0329</td><td>0,01234</td><td>10,758</td><td>0,05723</td><td>78,60</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1</td><td>24,8</td><td>1,03325</td><td>0,00287</td><td>1,0304</td><td>0,01234</td><td>11,214</td><td>0,04132</td><td>72,63</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>2</td><td>24,8</td><td>1,03100</td><td>0,00287</td><td>1,0281</td><td>0,01234</td><td>11,624</td><td>0,02974</td><td>67,25</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>4</td><td>24,8</td><td>1,02850</td><td>0,00287</td><td>1,0256</td><td>0,01234</td><td>11,441</td><td>0,02087</td><td>61,27</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>8</td><td>24,9</td><td>1,02550</td><td>0,00284</td><td>1,0227</td><td>0,01232</td><td>11,974</td><td>0,01508</td><td>54,17</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>15</td><td>25,0</td><td>1,02275</td><td>0,00281</td><td>1,0199</td><td>0,01231</td><td>12,462</td><td>0,01122</td><td>47,66</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>30</td><td>25,2</td><td>1,01950</td><td>0,00276</td><td>1,0167</td><td>0,01228</td><td>13,039</td><td>0,00810</td><td>40,01</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>60</td><td>25,3</td><td>1,01600</td><td>0,00273</td><td>1,0133</td><td>0,01227</td><td>13,660</td><td>0,00585</td><td>31,71</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>120</td><td>25,7</td><td>1,01200</td><td>0,00263</td><td>1,0094</td><td>0,01221</td><td>14,370</td><td>0,00423</td><td>22,39</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>240</td><td>23,9</td><td>1,00900</td><td>0,00310</td><td>1,0059</td><td>0,01247</td><td>14,903</td><td>0,00311</td><td>14,10</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>480</td><td>24,7</td><td>1,00600</td><td>0,00289</td><td>1,0031</td><td>0,01235</td><td>15,435</td><td>0,00221</td><td>7,43</td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1440</td><td>25,1</td><td>1,00325</td><td>0,00279</td><td>1,0005</td><td>0,01230</td><td>15,923</td><td>0,00129</td><td>1,11</td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>			Proveta	4	Densímetro		l	Defloculante		Hexametafosfato de Sódio				% que passa	Tempo	Temp.	Leitura	Correção	Leitura corrigida	K	Z (cm)	f (mm)			min	°C										16/01/17	10:10:00	0,25	24,8	1,03700											0,5	24,8	1,03575	0,00287	1,0329	0,01234	10,758	0,05723	78,60					1	24,8	1,03325	0,00287	1,0304	0,01234	11,214	0,04132	72,63					2	24,8	1,03100	0,00287	1,0281	0,01234	11,624	0,02974	67,25					4	24,8	1,02850	0,00287	1,0256	0,01234	11,441	0,02087	61,27					8	24,9	1,02550	0,00284	1,0227	0,01232	11,974	0,01508	54,17					15	25,0	1,02275	0,00281	1,0199	0,01231	12,462	0,01122	47,66					30	25,2	1,01950	0,00276	1,0167	0,01228	13,039	0,00810	40,01					60	25,3	1,01600	0,00273	1,0133	0,01227	13,660	0,00585	31,71					120	25,7	1,01200	0,00263	1,0094	0,01221	14,370	0,00423	22,39					240	23,9	1,00900	0,00310	1,0059	0,01247	14,903	0,00311	14,10					480	24,7	1,00600	0,00289	1,0031	0,01235	15,435	0,00221	7,43					1440	25,1	1,00325	0,00279	1,0005	0,01230	15,923	0,00129	1,11		
Proveta	4	Densímetro			l	Defloculante		Hexametafosfato de Sódio				% que passa																																																																																																																																																																																																
		Tempo	Temp.	Leitura		Correção	Leitura corrigida	K	Z (cm)	f (mm)																																																																																																																																																																																																		
		min	°C																																																																																																																																																																																																									
16/01/17	10:10:00	0,25	24,8	1,03700																																																																																																																																																																																																								
		0,5	24,8	1,03575	0,00287	1,0329	0,01234	10,758	0,05723	78,60																																																																																																																																																																																																		
		1	24,8	1,03325	0,00287	1,0304	0,01234	11,214	0,04132	72,63																																																																																																																																																																																																		
		2	24,8	1,03100	0,00287	1,0281	0,01234	11,624	0,02974	67,25																																																																																																																																																																																																		
		4	24,8	1,02850	0,00287	1,0256	0,01234	11,441	0,02087	61,27																																																																																																																																																																																																		
		8	24,9	1,02550	0,00284	1,0227	0,01232	11,974	0,01508	54,17																																																																																																																																																																																																		
		15	25,0	1,02275	0,00281	1,0199	0,01231	12,462	0,01122	47,66																																																																																																																																																																																																		
		30	25,2	1,01950	0,00276	1,0167	0,01228	13,039	0,00810	40,01																																																																																																																																																																																																		
		60	25,3	1,01600	0,00273	1,0133	0,01227	13,660	0,00585	31,71																																																																																																																																																																																																		
		120	25,7	1,01200	0,00263	1,0094	0,01221	14,370	0,00423	22,39																																																																																																																																																																																																		
		240	23,9	1,00900	0,00310	1,0059	0,01247	14,903	0,00311	14,10																																																																																																																																																																																																		
		480	24,7	1,00600	0,00289	1,0031	0,01235	15,435	0,00221	7,43																																																																																																																																																																																																		
		1440	25,1	1,00325	0,00279	1,0005	0,01230	15,923	0,00129	1,11																																																																																																																																																																																																		
CLASSIFICAÇÃO: SILTE ARENO ARGILOSO MARROM C/ PEDREGULHO																																																																																																																																																																																																												
 <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p>Classificação: ABNT - NBR 6502 (1998)</p> <p>Argila 6 %</p> <p>Silte 74 %</p> <p>Areia 16 %</p> <p>Pedregulho 4 %</p> </div>																																																																																																																																																																																																												

APÊNDICES

APÊNDICE A – PARÂMETROS DE ENTRADA NO SOFTWARE RUVOLUM

Dimensionamento de sistema TECCO[®] /SPIDER[®] de estabilização de taludes Por RUVOLUM[®]

Projecto Nº 0
Nome do projecto BH - Coesão 0 kPa
Data, Autor 25/05/2018, Cidral

Introduzir quantidades

Inclinação do talude	α	=	38.0 Graus
Espessura da camada	t	=	2.00 m
Ângulo de atrito interno do material (Valor característico)	Φ_K	=	35.0 Graus
Densidade do material (Valor característico)	Υ_K	=	18.5 kN/m ³
Inclinação da pregagem em relação à horizontal	Ψ	=	30.0 Graus
Distância horizontal das pregagens	a	=	1.80 m
Distância vertical das pregagens	b	=	1.80 m

Casos de carga

Pressão da corrente considerada		Não
Sísmo considerado		Não
Coefficiente sísmico de aceleração horizontal	ϵ_h	= 0.000 [-]
Coefficiente sísmico de aceleração vertical	ϵ_v	= 0.000 [-]

Padrões e factores de segurança

Coesão do material (Valor característico)	c_K	=	0.0 kN/m ²	
Raio do cone de pressão, superior	ζ	=	0.15 m	
Inclinação do cone de pressão em relação à horizontal	δ	=	45.0 Graus	
Força paralela do talude	Z_d	=	5.0 kN	
Força de pré-tensionamento do sistema	V	=	30.0 kN	
Coefficiente de segurança parcial para o ângulo de atrito	Υ_ϕ	=	1.25 [-]	Dados para o dimensionamento
Coefficiente de segurança parcial para a coesão	Υ_c	=	1.25 [-]	Φ_d [Graus] = 29.3
Coefficiente de segurança parcial para a densidade	Υ_Υ	=	1.00 [-]	c_d [kN/m ²] = 0.0
Coefficiente de incerteza do modelo	Υ_{mod}	=	1.10 [-]	Υ_d [kN/m ³] = 18.5

Elementos do sistema

Tipo de malha aplicada	TECCO [®] G45/2
Tipo de placas Spike plate aplicadas	TECCO [®] Sistema de placas de amarração P25
Resistência da malha às tensões paralelas do talude	Z_R [kN] = 10
Resistência da malha ao punçoamento na direcção das pregagens	D_R [kN] = 80
Resistência da malha às forças de corte na direcção das pregagens	P_R [kN] = 40
Tipo de pregagens aplicadas	CA50 20 mm
Tomando em consideração a corrosão	Sim
Resistência da pregagem à tracção	T_{Rred} [kN] = 94.0
Resistência da pregagem ao corte	S_{Rred} [kN] = 54.0
Secção da superfície da pregagem com / sem corrosão	A_{red} [mm ²] = 188

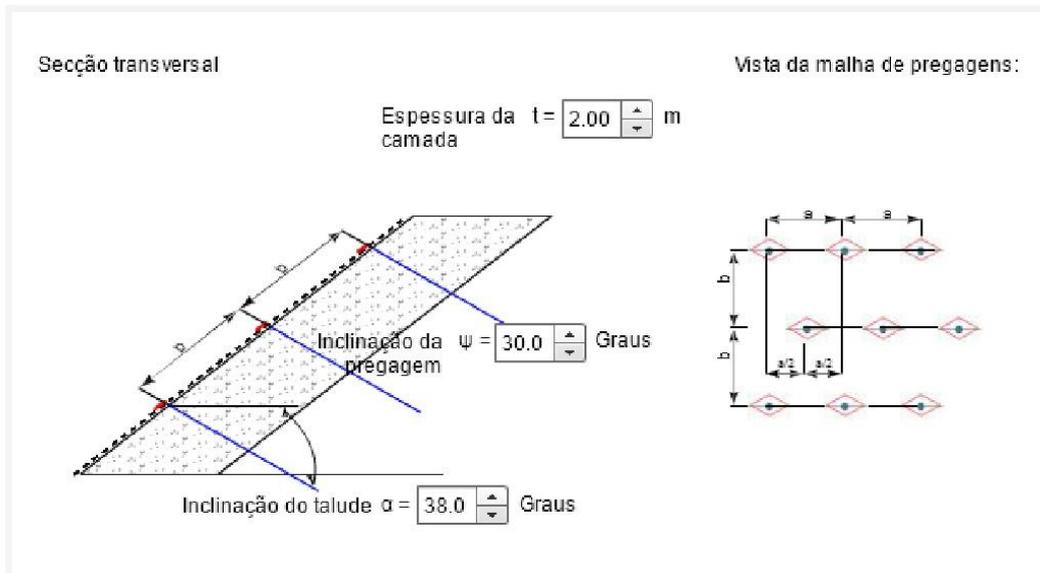
APÊNDICE B – RELATÓRIO GERADO PELO SOFTWARE RUVOLUM PARA INVESTIGAÇÃO DE INSTABILIDADES DO SISTEMA DE REFORÇO DE SOLO

Comprovações	
Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração	Cumpre
Comprovação da malha à transmissão da força Z na pregagem	Cumpre
Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude	Cumpre
Comprovação da malha ao punçoamento	Cumpre
Comprovação da pregagem a esforços combinados	Cumpre
Os ensaios apresentados referem-se a investigações sobre instabilidades superficiais. Investigações adicionais são necessárias se existem riscos relacionados com a estabilidade global do talude. Se necessário, o tipo de pregagens e a malha de pregagens têm de ser adaptadas.	
Investigação de instabilidades locais entre pregagens simples	
Comprovação da malha ao corte na parte superior da placa de amarração	
Esforço máximo da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (nível de dimensionamento)	P_d [kN] = 0.0
Espessura do mecanismo deslizando decisivo	t_{rel} [m] = 0.34
Resistência da malha ao corte na direcção das pregagens na parte superior da placa de amarração (valor característico)	P_R [kN] = 40.0
Coeficiente de correcção ao corte na direcção das pregagens	γ_{PR} [-] = 1.5
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	P_R/γ_{PR} [kN] = 26.7
Comprovação da capacidade de segurança:	$P_d \leq P_R/\gamma_{PR}$ Cumpre
Comprovação da malha à transmissão da força z na pregagem	
Força paralela ao talude tomada em consideração para as condições de equilíbrio	Z_d [kN] = 5.0
Resistência da malha às forças paralelas ao talude	Z_R [kN] = 10.0
Coeficiente de correcção da componente da força Z paralela ao talude	γ_{ZR} [-] = 1.5
Valor da capacidade de suporte de tensão da malha	Z_R/γ_{ZR} [kN] = 6.7
Comprovação da capacidade de segurança:	$Z_d \leq Z_R/\gamma_{ZR}$ Cumpre
Investigação de instabilidades superficiais, paralelas ao talude	
Comprovação da pregagem ao escorregamento de uma camada superficial paralela ao talude	
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] = 30.0
Factor de carga para a influência da pré-tensão	γ_{VI} [-] = 1.5
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	V_{dI} [kN] = 45.0
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{dI}	S_d [kN] = 0.0
Resistência da pregagem ao corte	S_{Rred} [kN] = 54.0
Coeficiente de correcção da resistência ao corte da pregagem	γ_{SR} [-] = 1.5
Valor de cálculo de resistência da pregagem ao corte	S_{Rred}/γ_{SR} [kN] = 36.0
Comprovação da capacidade de segurança:	$S_d \leq S_{Rred}/\gamma_{SR}$ Cumpre
Comprovação da malha ao punçoamento	
Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] = 30.0
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão	γ_{VII} [-] = 1.5
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	V_{dII} [kN] = 45.0
Resistência da malha aos esforços na direcção das pregagens	D_R [kN] = 80.0
Coeficiente de correcção da resistência por punçoamento	γ_{DR} [-] = 1.5
Valor de cálculo da resistência à tracção da pregagem	D_R/γ_{DR} [kN] = 53.3
Comprovação da capacidade de segurança:	$V_{dII} \leq D_R/\gamma_{DR}$ Cumpre

APÊNDICE C – RELATÓRIO GERADO PELO SOFTWARE RUVOLUM PARA INVESTIGAÇÃO DE INSTABILIDADES DO SISTEMA DE REFORÇO DE SOLO

Comprovação da pregagem a esforços combinados

Pré-tensão efectivamente aplicada à pregagem	V [kN] =	30.0
Factor de carga pela influência positiva da pré-tensão V	γ_{VI} [-] =	0.8
Valor da força de pré-tensão aplicada por influência positiva de V	V_{dI} [kN] =	24.0
Factor de carga pela influência negativa da pré-tensão V	γ_{VII} [-] =	1.5
Valor de cálculo da força de pré-tensão aplicada pela influência negativa de V	V_{dII} [kN] =	45.0
Cálculo da força de corte para o dimensionamento em função de V_{dII}	S_d [kN] =	0.0
Resistência máxima da malha ao corte	P_d [kN] =	0.0
Resistência da pregagem à tracção	T_{Rred} [kN] =	94.0
Resistência da pregagem ao corte	S_{Rred} [kN] =	54.0
Coefficiente de correcção da resistência à tracção	γ_{TR} [-] =	1.5
Coefficiente de correcção da resistência ao corte	γ_{SR} [-] =	1.5
Comprovação da capacidade de segurança: $([V_{dII}/(T_{Rred}/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/\gamma_{SR})]^2)^{0.5} \leq 1.0$	0.72	Cumpre
Comprovação da capacidade de segurança: $([P_d/(T_{Rred}/\gamma_{TR})]^2 + [S_d/(S_{Rred}/\gamma_{SR})]^2)^{0.5} \leq 1.0$	0.00	Cumpre
Resistência à tracção mínima nas pregagens por instabilidade superficial		
Dimensinamento do valor de resistência à tracção estática equivalente na pregagem para determinação do comprimento mesma	T_d [kN] =	45.0



APÊNDICE D – PLANILHAS DE CUSTOS DA SOLUÇÃO DO MURO DE GABIÃO

Item	Descrição	Classe	Custo unitário	U.M.	Quantidade	Custo total
1	MURO DE GABIÃO					R\$ 251.906,56
1.1	Gabião caixa 2,0 m x 1,0 m x 0,5 m D = 2,7 mm - fornecimento e assentamento					R\$ 249.666,70
	Gabião caixa 2,0 m x 1,0 m x 0,5 m 2,7 mm	MAT	R\$ 229,39	m ³	684,00	R\$ 156.901,53
	Pedra de mão	MAT	R\$ 61,88	m ³	684,00	R\$ 42.326,95
	Pedreiro	MOB	R\$ 20,41	m ³	684,00	R\$ 13.961,81
	Servente	MOB	R\$ 30,71	m ³	684,00	R\$ 21.007,76
	Retroescavadeira de pneus 58 kW	EQP	R\$ 22,62	m ³	684,00	R\$ 15.468,66
1.2	Retaludamento de cortes e aterros em material de 2ª categoria					R\$ 2.239,86
	Servente	MOB	R\$ 0,13	m ³	237,60	R\$ 30,18
	Caminhão basculante com capacidade de 6 m ³ - 136 kW	EQP	R\$ 7,91	m ³	237,60	R\$ 1.879,42
	Escavadeira hidráulica sobre esteira com capacidade de 1,5 m ³ - 110 kW	EQP	R\$ 1,39	m ³	237,60	R\$ 330,26

APÊNDICE E – PLANILHAS DE CUSTOS DA SOLUÇÃO EM SOLO GRAMPEADO

Item	Descrição	Classe	Custo unitário	U.M.	Quantidade	Custo total
1	SOLO GRAMPEADO COM FACEAMENTO EM TELA METÁLICA					R\$ 209.935,49
	-					
1.1	Revestimento em tela metálica					R\$ 94.513,52
	Tela metálica TECCO G45/2 mm	MAT	R\$ 78,00	m ²	842,40	R\$ 65.707,20
	Placa de ancoragem Spike Plake P25	MAT	R\$ 71,00	ud	280,00	R\$ 19.880,00
	Servente	MOB	R\$ 9,82	m ²	842,40	R\$ 8.276,16
	Encarregado de turma	MOB	R\$ 0,77	m ²	842,40	R\$ 650,16
1.2	Grampos de ancoragem				280,00	R\$ 112.910,62
	Aço CA 50	MAT	R\$ 8,25	m	9,00	R\$ 74,23
	Cimento Portland CP II - 32	MAT	R\$ 12,42	m	9,00	R\$ 111,77
	Espaçador para grampo de barra de aço	MAT	R\$ 0,14	m	9,00	R\$ 1,26
	Haste de perfuração	MAT	R\$ 0,32	m	9,00	R\$ 2,86
	TCI tricone	MAT	R\$ 0,51	m	9,00	R\$ 4,55
	Tubo PEAD 20 mm	MAT	R\$ 2,19	m	9,00	R\$ 19,68
	Válvula manchete 20 mm	MAT	R\$ 2,11	m	9,00	R\$ 19,00
	Ajudante	MOB	R\$ 1,24	m	9,00	R\$ 11,13
	Armador	MOB	R\$ 1,63	m	9,00	R\$ 14,69
	Servente	MOB	R\$ 2,16	m	9,00	R\$ 19,43
	Bomba de injeção de nata 50 l/min e misturador 150 l	EQP	R\$ 5,24	m	9,00	R\$ 47,12
	Perfuratriz hidráulica rotopercussiva 123 kW	EQP	R\$ 8,62	m	9,00	R\$ 77,54
1.3	Retaludamento de cortes e aterros em material de 2ª categoria					R\$ 2.511,35
	Servente	MOB	R\$ 0,13	m ³	266,40	R\$ 33,83
	Caminhão basculante com capacidade de 6 m ³ - 136 kW	EQP	R\$ 7,91	m ³	266,40	R\$ 2.107,22
	Escavadeira hidráulica sobre esteira com capacidade de 1,5 m ³ - 110 kW	EQP	R\$ 1,39	m ³	266,40	R\$ 370,30

APÊNDICE F – PLANILHAS DE CUSTOS DO SISTEMA DE DRENAGEM

Item	Descrição	Classe	Custo unitário	U.M.	Quantidade	Custo total
3	<u>SISTEMA DE DRENAGEM</u>					R\$ 25.021,81
3.1	Dreno sub-horizontal DSH 01 em material de 2ª categoria				4,00	R\$ 7.131,60
	Adesivo plástico para tubos de PVC	MAT	R\$ 0,02	m	20,00	R\$ 0,40
	Geotêxtil não-tecido agulhado RT 14	MAT	R\$ 0,90	m	20,00	R\$ 17,90
	Fio de nylon nº 40	MAT	R\$ 0,28	m	20,00	R\$ 5,66
	Tubo de PVC rígido 50 mm	MAT	R\$ 6,41	m	20,00	R\$ 128,14
	Servente	MOB	R\$ 48,37	m	20,00	R\$ 967,40
	Perfuração para dreno sub-horizontal em material de 2ª categoria	SER	R\$ 33,17	m	20,00	R\$ 663,40
3.2	Boca de saída para dreno sub-horizontal BSD 04 em material de 2ª categoria				4,00	R\$ 193,80
	Concreto 20 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual	SER	R\$ 7,78	ud	1,00	R\$ 7,78
	Escavação manual em material de 2ª categoria até 2 m	SER	R\$ 4,14	ud	1,00	R\$ 4,14
	Formas de tábuas de pinho para dispositivos de drenagem	SER	R\$ 36,53	ud	1,00	R\$ 36,53
3.3	Valeta de proteção de cortes com revestimento de concreto VPC 04				2,00	R\$ 2.300,08
	Apiloamento manual	SER	R\$ 4,81	m	18,00	R\$ 86,65
	Concreto 20 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual	SER	R\$ 30,09	m	18,00	R\$ 541,58
	Enchimento de junta de concreto com argamassa asfáltica 1700 kg/m²	SER	R\$ 8,40	m	18,00	R\$ 151,20
	Escavação manual em material de 1ª categoria até 2 m	SER	R\$ 11,54	m	18,00	R\$ 207,79
	Enleivamento	SER	R\$ 7,07	m	18,00	R\$ 127,17
	Guia de madeira 2,5 cm x 8,0 cm	SER	R\$ 1,98	m	18,00	R\$ 35,64
3.4	Valeta de proteção de aterros com revestimento de concreto VPA04				2,00	R\$ 2.433,92
	Apiloamento manual	SER	R\$ 4,81	m	18,00	R\$ 86,65
	Concreto 20 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual	SER	R\$ 30,09	m	18,00	R\$ 541,58
	Enchimento de junta de concreto com argamassa asfáltica 1700 kg/m²	SER	R\$ 7,56	m	18,00	R\$ 136,08
	Escavação manual em material de 1ª categoria até 2 m	SER	R\$ 11,54	m	18,00	R\$ 207,79
	Enleivamento	SER	R\$ 11,78	m	18,00	R\$ 211,95
	Guia de madeira 2,5 cm x 8,0 cm	SER	R\$ 1,83	m	18,00	R\$ 32,90
3.5	Descida d'água de cortes em degraus DCD01				2,00	R\$ 12.894,41
	Apiloamento manual	SER	R\$ 2,88	m	21,50	R\$ 123,84
	Argamassa de cimento areia 1:3	SER	R\$ 0,28	m	21,50	R\$ 12,04
	Concreto 20 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual	SER	R\$ 90,78	m	21,50	R\$ 3.903,54
	Escavação manual em material de 1ª categoria até 2 m	SER	R\$ 51,13	m	21,50	R\$ 2.198,59
	Formas de tábuas de pinho para dispositivos de drenagem	SER	R\$ 154,80	m	21,50	R\$ 6.656,40
3.6	Entrada para descida d'água EDA01				2,00	R\$ 68,00
	Concreto 20 MPa - confecção em betoneira e lançamento manual	SER	R\$ 28,53	ud	1,00	R\$ 28,53
	Formas de tábuas de pinho para dispositivos de drenagem	SER	R\$ 5,47	ud	1,00	R\$ 5,47