

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANDRÉ MARÇAL SILVEIRA
LUIZ HENRIQUE DE SOUZA ANDRADE

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM RETALUDAMENTO E GRAMPEAMENTO
EM UM TRECHO DA AVENIDA ARGENTINA DO BAIRRO VISTA DA SERRA I,
SERRA-ES**

VITÓRIA
2021

ANDRÉ MARÇAL SILVEIRA
LUIZ HENRIQUE DE SOUZA ANDRADE

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM RETALUDAMENTO E GRAMPEAMENTO
EM UM TRECHO DA AVENIDA ARGENTINA DO BAIRRO VISTA DA SERRA I,
SERRA-ES**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal do Espírito Santo, como
requisito parcial para obtenção do grau
de Bacharel em Engenharia Civil.
Orientadora: Profa. Dra. Karla Maria
Wingler Rebelo.

VITÓRIA

2021

ANDRÉ MARÇAL SILVEIRA
LUIZ HENRIQUE DE SOUZA ANDRADE

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA COM RETALUDAMENTO E GRAMPEAMENTO
EM UM TRECHO DA AVENIDA ARGENTINA DO BAIRRO VISTA DA SERRA I,
SERRA-ES**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 31 de Março de 2022

COMISSÃO EXAMINADORA

Profa. Dra. Karla Maria Wingler Rebelo
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientadora

Prof Dr. Rômulo Castello Henriques Ribeiro
Universidade Federal do Espírito Santo
Membro da banca

Ms Patrícia Costa Louzada
Engenheira Civil - IM Engenharia
Membro da banca – Avaliadora externa

AGRADECIMENTOS

A Deus, que sempre nos deu força e inspiração para seguirmos em frente, nos guiou e protegeu.

Aos nossos pais e avós, por sempre nos apoiarem independentemente das nossas escolhas.

A professora Karla Wingler, pelos ensinamentos e orientação neste trabalho. Assim como aos Professores que contribuíram com seus conhecimentos e se dedicaram em nossa jornada.

Aos nossos amigos, de dentro e de fora do mundo da Engenharia, e namorada por deixarem esta caminhada mais leve e que encararam este desafio ao nosso lado nos momentos bons e ruins.

À empresa TechVias Engenharia, em especial seus sócios administradores Thiago Gomes e Dariane Miranda, pelo conhecimento e experiência transmitidos.

À Universidade Federal do Espírito Santo, por nos proporcionar oportunidades únicas em nossas vidas acadêmica e profissional.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo apresentar um estudo dos métodos de cálculo disponíveis e mais usuais para se analisar a estabilidade de um talude, bem como, com o auxílio de um estudo de caso, o efeito das soluções apresentadas sobre o fator de segurança.

O estudo de caso visa analisar e propor uma solução de estabilidade, a uma encosta instável no município da Serra, no Espírito Santo. Por meio da utilização dos resultados de sondagens SPT do local, métodos de análise de estabilidade dos taludes, e com o auxílio do software SLOPE/W da GeoStudio, foi verificada e implantada uma solução de retaludamento e grampeamento do solo. Foi também realizada a comparação da análise de estabilidade entre os principais métodos, concluindo que o método de Morgenstern-Price é o mais indicado. Por fim, uma análise referente à mobilização da coesão em casos de saturação do solo, mostrou que caso esse parâmetro seja considerado como zero, há uma grande influência no dimensionamento final da estrutura de contenção.

Palavras-chave: Solo grampeado, taludes, análise de estabilidade.

ABSTRACT

Currently, as urban areas and disorderly occupation of hills grow, Civil Engineering still has a considerable problem regarding slope instability. As a consequence of various earth sliding accidents around the world, geotechnical engineering has been further studying the subject and is achieving significant improvements in studies and containment techniques. However, although we have already achieved a good evolution regarding the problem, there is still room for investigation.

The present work purpose, is to study the available and most common calculation methods to analyze slope stability, as well as, with the aid of a case study, the effect on the safety factor due to presented solutions.

The case study aims to analyze and propose a stability solution to an unstable slope in the municipality of Serra, Espírito Santo. Through the use of site survey results, slope stability analysis methods, and with the help of GeoStudio's SLOPE/W software, a soil re-slope and soil clamping solution was verified and implemented. A comparison between the main stability analysis methods was also carried out, concluding that the Morgenstern-Price method is the most suitable. Finally, an analysis due to the mobilization of cohesion in cases of soil saturation showed that if this parameter is considered as zero, there is great influence on the final sizing of the retaining structure.

Keywords: Nailed soil, slopes, stability analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de talude	17
Figura 2 - Exemplo de queda de blocos rochosos e lascas	20
Figura 3 - Exemplo de rastejo	20
Figura 4 - Exemplo de corrida de terra	21
Figura 5 - Exemplos de superfícies de ruptura simples mistas.	23
Figura 6 - Exemplos de superfícies de ruptura múltiplas mistas.	23
Figura 7 - Retaludamento	25
Figura 8 - Estabilização de talude com geomanta na Zona Rural de Marataízes – ES – em maio de 2017.	26
Figura 9 - Estabilização de talude com geomanta na Zona Rural de Marataízes – ES – em maio de 2017.	27
Figura 10 - Estabilização de talude com geomanta na Zona Rural de Marataízes – ES – em maio de 2017.	27
Figura 11 - Estabilização de talude com geomanta Bandeirantes - Cariacica – ES – em março de 2015	28
Figura 12 - Estabilização de talude com geomanta Bandeirantes - Cariacica – ES em março de 2015	2
Figura 13 - Concreto projetado Serra/ES – julho de 2016	2
Figura 14 - Revestimento com Tela Argamassada	29
Figura 15 - Proteção de blocos rochosos com tela	30
Figura 16 - Exemplificação da utilização de argamassa expansiva	31
Figura 17 - Estabilização de blocos rochosos Curva do Saldanha – Vitória/ES – maio de 2014	32
Figura 18 - Estabilização de blocos rochosos Pancas/ES – setembro de 2007	32
Figura 19 - Estabilização de blocos rochosos Morro de Boa Vista, Vila Velha/ES – junho de 2017	33
Figura 20 - Terra armada	36
Figura 21 - Solo grampeado	36
Figura 22 - Fases Construtivas de solo grampeado em corte	38
Figura 23 - Estrutura de fixação e centralização dos grampos	39
Figura 24 - Formação de vazios no concreto projetado atrás da tela de aço.	39
Figura 25 - Funcionamento de um DHP.	40
Figura 26 - Drenos de paramento: a) dreno linear; b) dreno tipo barbacã	41

Figura 27 - Fatias	43
Figura 28 - Divisão da superfície Potencial de Ruptura em Fatias	44
Figura 29 - Forças atuantes em uma fatia	45
Figura 30 - Divisão do Talude em fatias.	50
Figura 31 - Convenção de Sinais para θ	51
Figura 32 - Forças Atuantes em uma Fatia pelas considerações de SPENCER (1967)	54
Figura 33 - Determinação do fator de segurança	57
Figura 34 - Forças atuantes numa fatia no método.	58
Figura 35 - Gráfico fator de segurança versus λ (Método de Morgenstern-Price)	58
Figura 36 - Ponto de aplicação da força normal, N, para o método de Morgenstern-Price (a) e para o método de equilíbrio limite geral (b)	59
Figura 37 - Desenvolvimento da encosta	61
Figura 38 - Vista aérea da encosta em estudo e as residências próximas ao local.	61
Figura 39 - Vista aérea da encosta em estudo e as residências próximas ao local.	62
Figura 40 - Vista da encosta e das residências próximas	62
Figura 41 - Encosta em estudo	63
Figura 42 - Local em estudo	63
Figura 43 - Evolução do processo de escorregamento e erosão entre novembro de 2003 e junho de 2007	66
Figura 44 - Evolução do processo de escorregamento e erosão entre junho de 2007 e agosto de 2020	67
Figura 45 - Localização dos furos de sondagem SPT na encosta	69
Figura 46 - Boletim de sondagem SPT do furo SP-06	70
Figura 47 - Seções de análise do talude	71
Figura 48 - Seção A-A' – Modelagem Geoslope	80
Figura 49 - Seção B-B' – Modelagem Geoslope	81
Figura 50 - Seção C-C' – Modelagem Geoslope	81
Figura 51 - Seção A-A' – FS = 1,50	82
Figura 52 - Seção B-B' – FS = 1,67	83
Figura 53 - Seção C-C' – FS = 1,25	84
Figura 54 - Corte de projeto da seção C-C'	85
Figura 55 - Análise de estabilidade da seção após o corte – FS = 1,32	86
Figura 56 - Projeto de grampeamento, solução inicial (pré-dimensionamento)	90

Figura 57 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento – FS = 1,70	91
Figura 58 - Projeto de grampeamento, solução final	92
Figura 59 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento, solução final – FS = 1,50	92
Figura 60 - Análise de estabilidade da seção após o corte, para o caso de solo saturado – FS = 0,72	95
Figura 61 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento, para o caso de solo saturado – FS = 1,25	96
Figura 62 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento, para o caso de solo saturado, solução final – FS = 1,55	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Respostas Geodinâmicas de encostas	17
Tabela 2 - Características dos principais grandes grupos de movimento de massa.	18
Tabela 3 - Classificação dos movimentos de encosta.	19
Tabela 4 - Fatores condicionantes de processos erosivos	22
Tabela 5 - Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa.	24
Tabela 6 – Muros de contenção	34
Tabela 7 - Exemplo de muro para contenção de taludes	35
Tabela 8 – Fator de segurança à partir dos níveis de segurança de risco	42
Tabela 9 - Classificação de risco de escorregamento	64
Tabela 10 - Informações dos furos de sondagem na encosta	69
Tabela 11 - Seção A-A'	72
Tabela 12 - Seção B-B'	72
Tabela 13 - Seção C-C'	72
Tabela 14 - Correlações para determinação do ângulo de atrito interno do solo.	73
Tabela 15 - Coesão dos solos argilosos conforme SPT	74
Tabela 16 - Peso específico de solos arenosos	74
Tabela 17 - Propriedades comuns de solos argilosos	75
Tabela 18 - Características dos materiais Seção A-A'	75
Tabela 19 - Características dos materiais Seção B-B'	75
Tabela 20 - Características dos materiais Seção C-C'	76
Tabela 21 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	79
Tabela 22 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.	79
Tabela 23 - Índices característicos em obras internacionais	87
Tabela 24 - Resultados das análises de estabilidade da seção C-C', utilizando $S_u = 25$ kPa, pelos diferentes métodos de análise	98
Tabela 25 - Comparação do dimensionamento dos grampos para $S_u = 25$ kPa e $S_u = 0$ kPa	99

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS.....	I
RESUMO.....	II
ABSTRACT.....	III
LISTA DE FIGURAS.....	IV
LISTA DE EQUAÇÕES.....	VI
LISTA DE TABELAS.....	VII
1. INTRODUÇÃO	13
1.1. Contextualização e justificativa do trabalho	13
1.2. Objetivos	15
1.1.1 Geral	15
1.1.2 Específicos	15
2. REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1 Taludes e Movimento de massa	16
2.1.1 Tipos de Taludes	16
2.1.2 Tipos de movimento de massa	18
2.2 Obras de estabilização de taludes	24
2.2.1 Obras sem estrutura de contenção	25
2.2.2 Obras com estrutura de contenção	31
2.3 Análise de Estabilidade Global	41
2.3.1 Métodos de Equilíbrio Limite	43
2.3.2 Método de Fellenius	43
2.3.3 Método de Bishop	47
2.3.4 Método de Janbu	52
2.3.5 Método de Spencer	53
2.3.6 Método de Morgenstern-Price	57
3. Estudo de caso	60
3.1 Generalidades	60
3.2 Caracterização preliminar e geométrica do local	60
3.3 Caracterização geológica-geotécnica do talude	67
3.4 Parâmetros geotécnicos adotados	71

4. Solução adotada: considerações e dimensionamento	77
4.1. Critério para escolha da solução adotada	77
4.2. Concepção do projeto de estabilidade	78
4.3 Análise de Estabilidade Global	79
4.4 Análise sem Reforço e com a técnica de retaludamento	84
4.5. Análise com Introdução do Reforço	86
4.5.1 Pré dimensionamento dos grampos	86
4.6. Resultados das análises	90
4.7. Análise dos Métodos	98
4.7.1 Comparação dos métodos de análise:	98
4.7.2 Efeito da perda de coesão	99
5. CONCLUSÃO	100
5.1. Sugestões para trabalhos futuros	101
REFERÊNCIAS	102
APÊNDICE A – PERFIL GEOTÉCNICO LONGITUDINAL DO TALUDE ESTUDADO	106
ANEXO A – PERFIS ESTRATIGRÁFICOS DAS SEÇÕES ESTUDADAS	107
ANEXO B – RELATÓRIOS DE SONDAÇÃO SPT UTILIZADOS	110

1. INTRODUÇÃO

1.1. Contextualização e justificativa do trabalho

Com a ocupação cada vez maior de áreas para a ampliação das cidades, verificou-se a necessidade de se adequar o ambiente natural ao avanço da ocupação civil. Apesar deste crescente interesse da sociedade em ampliar seus limites, muitas vezes isto é feito de forma desordenada, causando grandes catástrofes.

Desse modo, há necessidade de se trazer segurança para as habitações onde quer que estas estejam. Dentro desse contexto, a engenharia de solos, ou geotecnia, é essencial para garantir a segurança de edificações residenciais e de outros usos por sua aplicação nas estruturas de fundação e também de contenção de encostas nas áreas próximas a elas.

O deslizamento de encostas é um fenômeno comum em áreas de relevo acidentado, principalmente em regiões onde a cobertura vegetal natural foi removida. Tal acontecimento, em conjunto com grandes índices pluviométricos em curtos períodos, tendem a ocasionar um aumento do grau de saturação do solo por água, trazendo como consequência uma redução da resistência e aumento da carga, fatores estes que afetam a estabilidade. Conforme explicitado, tais deslizamentos, principalmente em centros urbanos, trazem risco à população que habita o entorno do local (SIMON, 2014).

Este é um risco presente no local proposto para realização deste projeto e, por isso, tem-se a necessidade de uma intervenção direta no talude de forma a garantir sua estabilidade e segurança, possibilitando assim o desenvolvimento pleno da região.

Com base nas possíveis movimentações de terra em encostas, torna-se essencial um estudo pormenorizado do comportamento do solo e dos métodos de contenção. Além disso, é importante conhecer as condições de campo que possam interferir nas propriedades do solo e, conseqüentemente, na estabilidade do talude.

Muitos são os métodos atualmente utilizados para a estabilização de taludes, tais como o retaludamento, revegetação, muros de contenção entre outros. Neste trabalho

será tratado especificamente o método de solo grampeado associado a um retaludamento como solução de estabilização do talude do estudo de caso em questão.

Para tal, serão utilizadas as informações relevantes e exigidas pelas Norma Brasileira NBR 11.682:2009 – Estabilidade de Taludes, tais como resultados de investigações geotécnicas, e informações obtidas com visita de inspeção à região de estudo.

Com relação às informações da visita de inspeção, os dados obtidos foram fornecidos por uma empresa da região metropolitana de Vitória, que atuou na estabilização de tal talude. Os estudos de investigação geotécnica conduzidos no local foram realizados por uma empresa particular da Grande Vitória, que cedeu as informações para realização deste trabalho. Adicionalmente, para a execução deste trabalho serão empregados conceitos das disciplinas de Geotécnica, Mecânica dos Solos I, Mecânica dos Solos II e Laboratório de Mecânica dos Solos.

1.2. Objetivos

1.1.1 Geral

Realizar um estudo de algumas formas de intervenção no talude instável localizado no Bairro Vista da Serra I, Município da Serra, ES.

1.1.2 Específicos

Como objetivos específicos deste trabalho citam-se:

1. Realizar uma revisão bibliográfica sobre os métodos de contenção
2. Realizar o pré-dimensionamento do método de contenção escolhido
3. Estudar o software para verificação de estabilidade de taludes
4. Verificar a análise de estabilidade global do talude com o método adotado
5. Dimensionar a contenção para estabilização do talude no local citado.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Taludes e Movimento de massa

Sabe-se que talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Podendo este ser natural - encosta - ou construído pelo homem, como, por exemplo, os aterros e cortes (GERSCOVICH, 2016).

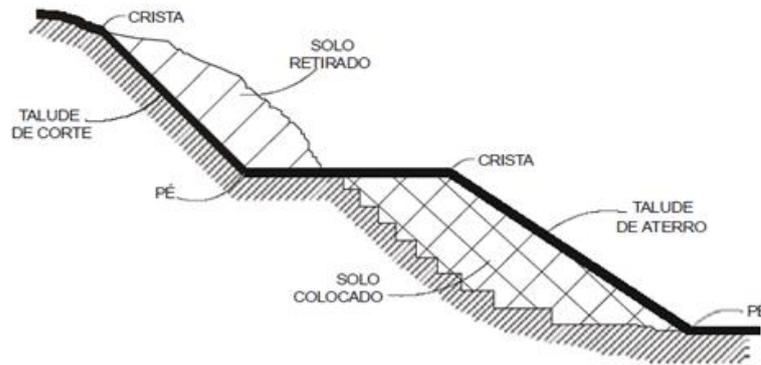
Entende-se como movimento de massa qualquer deslocamento de um determinado volume de solo. Sendo que estes movimentos de massa ocorrem de diferentes formas de movimentos de solos e rochas. (GUIDICINI; NIEBLE,1976).

2.1.1 Tipos de Taludes

2.1.1.1 Taludes construídos

Os taludes construídos pela ação humana resultam de cortes em encostas, de escavações ou de lançamento de aterros. O corte deve ser executado com uma altura e inclinação adequadas para que possa se garantir a estabilidade da obra. O aterro é realizado em projetos de barragens de terra e em obras viárias e de implantação de estruturas civis. Além disso, aterros podem ser construídos como diques de contenção de lagos de estocagem de resíduos (GERSCOVICH, 2016). A Figura 1 apresenta um esquema de um talude de corte e de aterro.

Figura 1 - Tipos de talude



FONTE: Site Estratégia Concursos¹

2.1.1.2 Taludes naturais

Os taludes naturais são comumente constituídos por solo residual (aqueles que desde sua formação estão no mesmo local) e/ou coluvionar (o que sofreu transporte durante seu desenvolvimento), além de rocha. Taludes naturais apresentam formas variadas, sendo apresentado na Tabela 1 as respostas geodinâmicas de encostas, conforme sua forma.

Tabela 1 - Respostas Geodinâmicas de encostas

TIPO DE TALUDE	SUPERFÍCIE	CONDIÇÃO DA ENCOSTA COM RELAÇÃO À ÁGUA SUPERFICIAL
	Plana	-
	Convexa	Coletora
		Difusora
	Côncava	Coletora
		Difusora

FONTE: Gerscovich, 2016.

¹ Disponível em: <<https://www.estrategiaconcursos.com.br/blog/prova-prefeitura-sao-bernardo-do-campo-comentada-cargo-arquiteto-banca-vunesp-2/>>. Acesso em: 31/07/2021.

Os taludes naturais estão sempre sujeitos aos mais diversos problemas de instabilidade, pois estão expostos a condições ambientais que podem fazer com que as forças em equilíbrio sejam modificadas, resultando na movimentação do mesmo.

2.1.2 Tipos de movimento de massa

Os movimentos de massa têm suas classificações com aplicação regional e se baseiam nas condições locais, geológicas e climáticas. A Tabela 2 apresenta uma proposta de classificação dos movimentos de massa a ambientes tropicais, realizada por Augusto Filho (1992) e a Tabela 3 apresenta uma classificação mais geral dos movimentos.

Tabela 2 - Características dos principais grandes grupos de movimento de massa.

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

FONTE: Augusto Filho (1992).

Tabela 3 - Classificação dos movimentos de encosta.

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			Rocha	Solo (engenharia)	
				Grossoiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	Translacional	Muitas unidades	De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
(Rastejo de solo)					
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

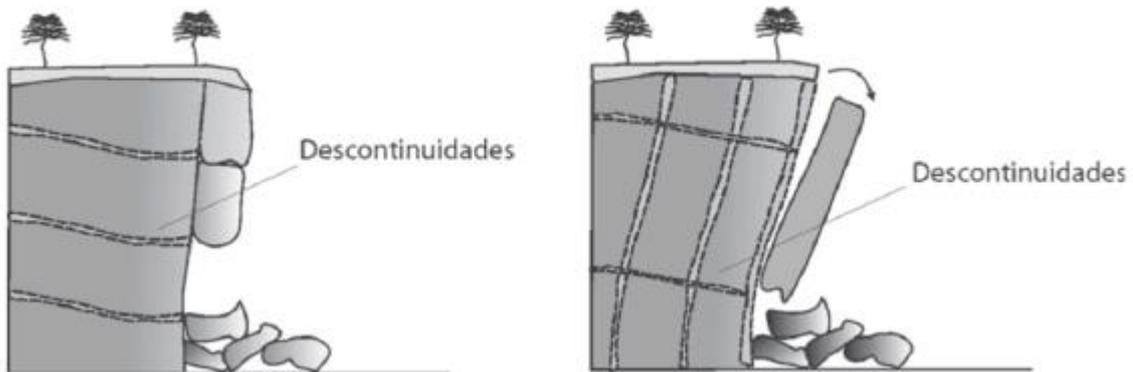
FONTE: Varnes, 1978.

2.1.2.1 Subsidiências

São movimentos de massa essencialmente verticais, podendo ser contínuo ou instantâneo. Esse movimento pode ser classificado como recalque, desabamento ou queda, e até mesmo afundamento. (GERSCOVICH, 2016).

As quedas são típicas de encostas íngremes. Em solos argilosos, o deslizamento é frequente, sendo seu processo composto geralmente por aparecimento de descontinuidades (trincas) na crista do talude. As encostas rochosas através da infiltração de água em suas descontinuidades geram quedas de blocos, como mostrado na Figura 2. (ROSA & RIBEIRO, 2016)

Figura 2 - Exemplo de queda de blocos rochosos e lascas

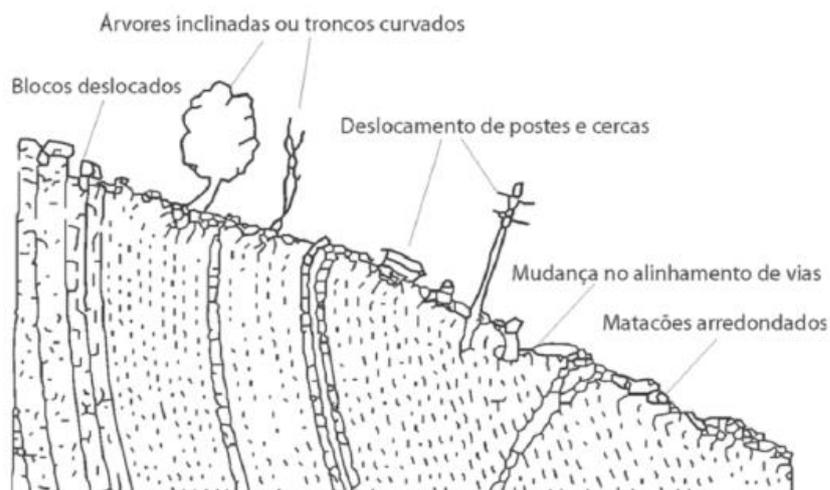


FONTE: GeoRio, 1999.

2.1.2.2 Escoamentos

No escoamento, o solo se movimenta como um líquido viscoso. Ele é tipicamente poroso, resultante de um escorregamento anterior, e se desloca em função do aumento da pressão de água em seus poros e da redução da resistência ao cisalhamento. Quando esta movimentação é perceptível, chama-se corrida de terra ou de areia, e quando é lento, Figura 3, chama-se rastejo (ROSA & RIBEIRO, 2016).

Figura 3 - Exemplo de rastejo



FONTE: Guidicini e Nieble, 1983.

Nas corridas tem-se movimentos de alta velocidade, maiores que 10 km/h, gerados pela perda completa das características de resistência do solo, como mostra a Figura 4. Já no rastejo são movimentos lentos e contínuos, sem superfície de ruptura bem definida. (GERSCOVICH, 2016).

Figura 4 - Exemplo de corrida de terra



FONTE: Conhecimento científico – site R7.²

2.1.2.3 Erosão

Quando se fala em erosão, é com relação a uma ação antrópica, associada com desmatamentos e construções de vias de acesso, principalmente. O desequilíbrio ambiental causado pelas ações sem planejamento resulta na movimentação das camadas superficiais do solo, o que é caracterizado como erosão (GERSCOVICH, 2016).

Além do citado no parágrafo anterior a erosão pode ser proveniente de processos de evolução natural. A potencialidade do desenvolvimento desses processos erosivos depende de diversos fatores externos e internos. Um exemplo dos fatores é apresentado na Tabela 4.

² Disponível em: <<https://conhecimentocientifico.r7.com/deslizamento-de-terra-o-que-e-como-se-forma-sinais-e-como-evitar/>>. Acesso em 31/07/2021.

Tabela 4 - Fatores condicionantes de processos erosivos

Fatores externos	Potencial de erosividade da chuva Condições de infiltração Escoamento superficial Topografia (declividade e comprimento da encosta)
Fatores internos	Fluxo interno Tipo de solo Desagregabilidade Erodibilidade Características geológicas e geomorfológicas Presença de trincas de origem tectônica Evolução físico-química e mineralógica do solo

FONTE: (Gerscovich, 2016).

2.1.2.4 Escorregamento

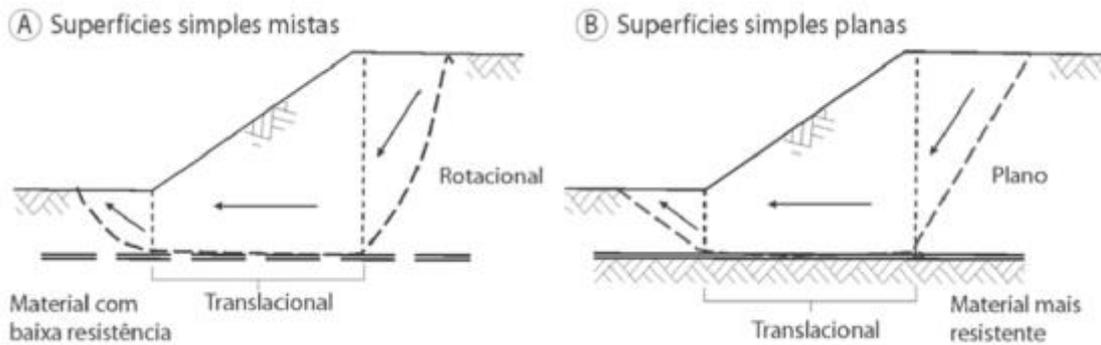
Escorregamentos rotacionais são típicos onde se tem taludes de solos argilosos profundos. Eventualmente, neste tipo de escorregamento o talude é precedido do levantamento do seu pé e abatimento e trincas em sua crista, de maior ou menor extensão (ROSA & RIBEIRO, 2016).

Quando se trata de escorregamentos compostos e translacionais tem-se a heterogeneidade como fator determinante para o desenvolvimento deste. Para o composto, a extensão da superfície de ruptura não é única, tendo uma com formato curvo e outra com formato plano. Casualmente, existe o desprezo das partes curvas, pois são extremamente curtas. Predominando então o movimento de translação, ou seja, com superfície plana (ROSA & RIBEIRO, 2016).

Existem também os escorregamentos múltiplos, que após um deslizamento, a massa de solo que sobra perde o confinamento lateral que era gerado pelo solo deslocado. Ocorre também esforço cisalhante aplicado pelo solo, no momento da ruptura, com tendência de provocar o deslizamento do solo remanescente. Ocorre então um efeito dominó, com vários escorregamentos (ROSA & RIBEIRO, 2016).

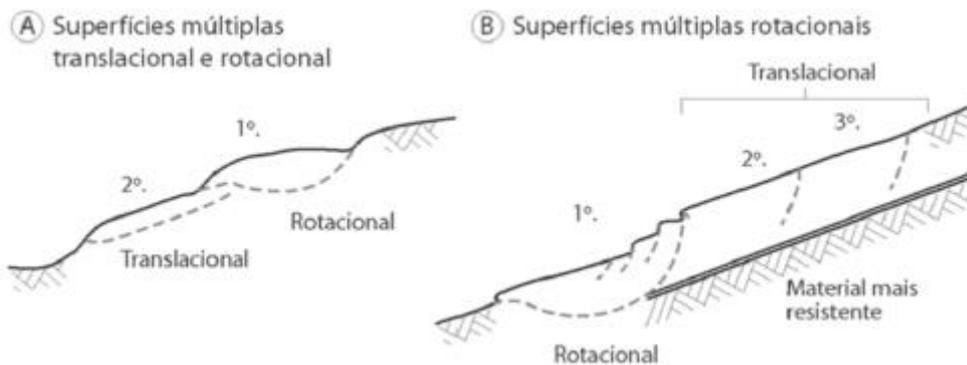
A Figura 5 e a Figura 6 exemplificam os escorregamentos detalhados anteriormente.

Figura 5 - Exemplos de superfícies de ruptura simples mistas.



FONTE: (Gerscovich, 2016).

Figura 6 - Exemplos de superfícies de ruptura múltiplas mistas.



FONTE: (GERSCOVICH, 2016).

A instabilidade do talude ocorre quando as tensões cisalhantes mobilizadas se igualam à resistência ao cisalhamento, que pode ocorrer pelo aumento das tensões cisalhantes mobilizadas ou pela redução da resistência ao cisalhamento. Os mecanismos deflagradores de movimento de massa são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Classificação dos fatores deflagradores dos movimentos de massa.

Ação	FATORES	FENÔMENOS GEOLÓGICOS / ANTRÓPICOS
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou da base) (Fig. 1.22)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo etc. Acúmulo natural de material (depósitos) Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas (Fig. 1.23) Congelamento Material expansivo
Redução da resistência ao cisalhamento	Características inerentes ao material (geometria, estruturas etc.)	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Ação do intemperismo provocando alterações físico-químicas nos minerais originais, causando quebra das ligações e gerando novos minerais com menor resistência. Processos de deformação em decorrência de variações cíclicas de umedecimento e secagem, reduzindo a resistência. Variação das poropressões (Fig. 1.24): Elevação do lençol freático por mudanças no padrão natural de fluxo (construção de reservatórios, processos de urbanização etc.). Infiltração da água em meios não saturados, causando redução das pressões de água negativas (sucção). Geração de excesso de poropressão, como resultado de implantação de obras. Fluxo preferencial através de trincas ou juntas, acelerando os processos de infiltração.

FONTE: (GERSCOVICH, 2016).

2.2 Obras de estabilização de taludes

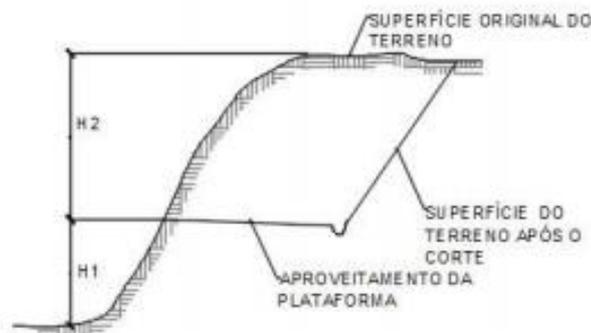
De acordo com Rosa & Ribeiro (2016), sabe-se que existem diversos tipos de obras de estabilização de taludes, para as mais diversas situações encontradas nas obras. Essas intervenções podem ser divididas em dois grandes grupos, obras sem estrutura de contenção e obras com estrutura de contenção, as quais serão descritas a seguir.

2.2.1 Obras sem estrutura de contenção

2.2.1.1 Retaludamento

Segundo Rosa (2016) o retaludamento é um processo de terraplenagem onde através da execução de cortes e aterros, as inclinações originais do local, são alteradas para que se consiga uma estabilidade. Pode-se dizer que esta técnica é muito usada devido a sua simplicidade e eficácia. A Figura 7 ilustra a técnica de retaludamento.

Figura 7 - Retaludamento



FONTE: Carvalho, 1991.

Como citado por Carvalhais (2019), esta técnica além de suavizar a inclinação das encostas, alivia as cargas e minimiza o gradiente hidráulico devido a construção das bancadas de alívio. Tal medida é acompanhada de dispositivos de drenagem para condução do escoamento das águas pluviais.

2.2.1.2 Proteção superficial – materiais naturais e sintéticos

A proteção superficial de taludes envolve uma combinação de cuidados que buscam preservar a superfície do terreno das ações externas. Essa proteção pode ser artificial ou natural.

Quanto aos revestimentos artificiais pode-se citar o uso de geomanta, geocélula, tela argamassada, lonas sintéticas, asfalto ou polietileno; e a proteção natural com utilização de gramíneas e vegetação arbórea.

A utilização do revestimento natural tem como objetivos atenuar o impacto das chuvas sobre o solo, reduzindo a erosão; reduzir a infiltração das águas, permitindo o escoamento sobre a vegetação; proteger a porção superficial do solo devido a trama formada pelas raízes. Além destes fatores vale citar que o revestimento vegetal ainda proporciona uma amenização da temperatura local e cria um ambiente visualmente agradável.

O revestimento com lonas sintéticas é usado somente por curtos períodos para evitar que haja uma alta infiltração no solo em períodos chuvosos. Já a utilização de geomanta, um tipo de material geossintético, atua como proteção contra erosões superficiais provocadas pelo impacto das chuvas e fluxos superficiais durante o período de desenvolvimento e fixação dos vegetais, como mostram as Figuras 8 a 12. Ela é constituída de materiais sintéticos que não degradam, tem a aparência de uma manta extremamente porosa que oferece ancoragem adequada para as raízes após o crescimento da vegetação. Tal solução apresenta vantagem de utilização quando não se dispõe de tempo suficiente para a implantação da cobertura vegetal e/ou quando a inclinação do talude dificulta solução com plantio de gramíneas.

Figura 8 - Proteção de talude com geomanta na Zona Rural de Marataízes – ES – em maio de 2017.



FONTE: Defesa Civil – ES

Figura 9 - Proteção de talude com geomanta na Zona Rural de Marataízes – ES – em maio de 2017.



FONTE: Defesa Civil – ES

Figura 10 - Proteção de talude com geomanta na Zona Rural de Marataízes – ES – em maio de 2017.



FONTE: Defesa Civil – ES

Figura 11 - Proteção de talude com geomanta Bandeirantes - Cariacica – ES – em março de 2015



FONTE: Defesa Civil – ES

Figura 12 - Proteção de talude com geomanta Bandeirantes - Cariacica – ES – em março de 2015



FONTE: Defesa Civil – ES

A tela argamassada, para revestimento de taludes, consiste no preenchimento e revestimento de uma tela galvanizada, por uma argamassa de cimento Portland e areia, no traço 1:3. As Figuras 13 e 14 ilustram tal técnica de contenção.

Figura 13 - Concreto projetado Serra/ES – julho de 2016



FONTE: Defesa Civil – ES

Figura 14 - Revestimento com Tela Argamassada



FONTE: Defesa Civil – ES

2.2.1.3 Estabilização de blocos-desmonte e retenção

Encostas em áreas de rochas cristalinas podem estar sujeitas à instabilização de blocos fraturados ou ao rolamento de matacões.

O clima quente e úmido de uma certa região favorece à decomposição química gradual da rocha, de fora para dentro, e com maior intensidade ao longo das fraturas. Desse modo é pouco provável a ocorrência de encostas naturais em rochas cristalinas que preservem blocos angulosos: a tendência é o seu arredondamento, formando os matacões que se posicionam nas camadas mais superficiais dos solos.

Quando se verifica uma tendência de mobilização desses blocos ou matacões, com risco iminente de afetar moradias ou rodovias, recorre-se às técnicas de remoção (desmonte) e/ou de retenção. A Figura 15 ilustra uma técnica de retenção com telas.

Figura 15 - Proteção de blocos rochosos com tela



FONTE: Defesa Civil/ES

No caso de remoção, pode-se recorrer a diversas técnicas como desmonte de rochas por explosivos ou desmonte de rocha com injeção de argamassa expansiva (desmonte de rocha a frio). A técnica de desmonte de rocha com argamassa, Figura 16, é uma opção quando não é possível utilizar explosivos para fazer a demolição de

rochas. Esse procedimento demanda mão de obra qualificada e pode ser usado na mineração e corte de rocha, desmonte de rocha, escavação das fundações, nivelamento de superfícies e tem ótima aplicação para fragmentar concreto. Esse procedimento é considerado benéfico e ecológico pois, ao se expandir nas paredes do furo, a argamassa provoca fraturas no material sem causar explosões, sem gerar grandes ruídos, e sem a emissão de gases tóxicos e lançamento de fragmentos, causando assim, menor impacto ao meio ambiente.

Figura 16 - Exemplificação da utilização de argamassa expansiva



FONTE: Defesa Civil/ES

2.2.2 Obras com estrutura de contenção

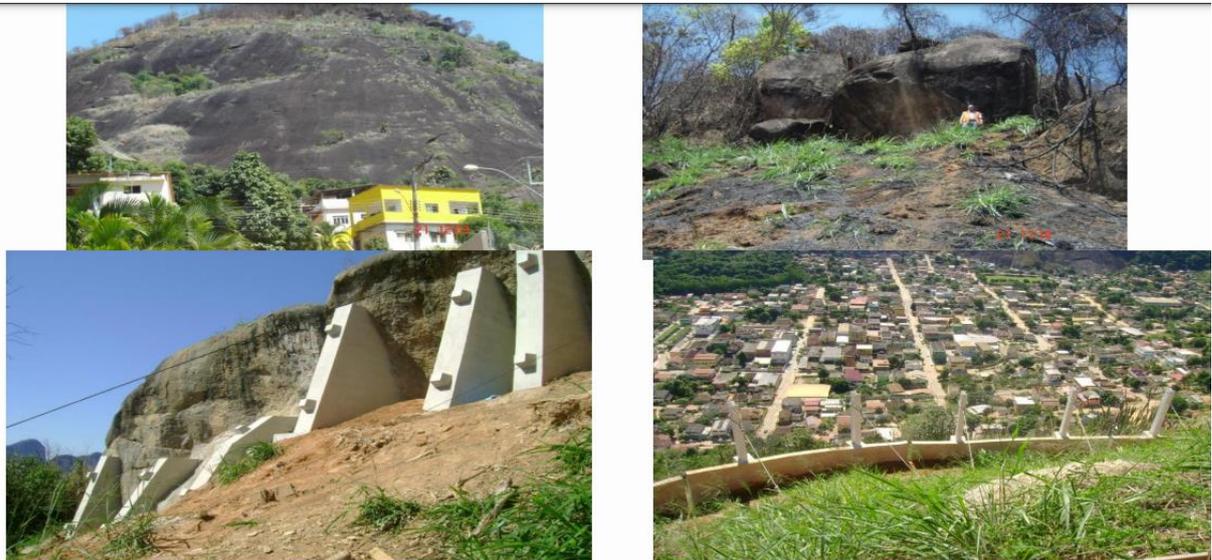
Entende-se como obras de contenção como sendo aquelas estruturas que oferecem resistência à movimentação e ruptura de um talude, ou aquelas que reforçam uma parte do maciço auxiliando a tal parte a resistir aos esforços tendentes à instabilização (Rosa & Ribeiro, 2016). Exemplos são mostrados nas Figuras 17 a 19.

Figura 17 - Estabilização de blocos rochosos Curva do Saldanha – Vitória/ES – maio de 2014



FONTE: Defesa Civil/ES

Figura 18 - Estabilização de blocos rochosos Pancas/ES – setembro de 2007



FONTE: Defesa Civil/ES

Figura 19 - Estabilização de blocos rochosos Morro de Boa Vista, Vila Velha/ES – junho de 2017



FONTE: Defesa Civil/ES

2.2.2.1 Muros de arrimo

O muro de arrimo em uma explicação simples, forma uma parede vertical de blocos apoiados em uma fundação, mas enfatizamos que existem diversas maneiras, sendo estas citadas nas tabelas 6 e 7. Tal obra deve ser executada juntamente com um sistema eficiente de drenagem para alívio dos empuxos hidrostáticos. Tem sua classificação como muros de gravidade, onde utiliza o próprio peso para resistir aos esforços, e muros de flexão, resistindo aos esforços através do peso do maciço sobre o muro. (Carvalhais et al 2019).

Segundo Rosa e Ribeiro (2016) esse tipo de muro é usualmente econômico para contenção de taludes de pequenas alturas (até aproximadamente 4 metros), tomando-se o cuidado de implantar a drenagem do meio por barbacãs. Os autores citam também que os mais empregados atualmente são os do tipo gravidade, crib-walls, gabião e concreto armado. A Tabela 6 apresenta informações sobre muros de contenção.

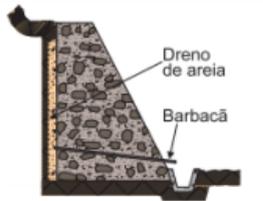
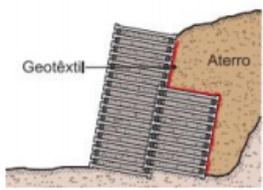
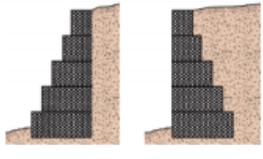
Tabela 6 – Muros de contenção

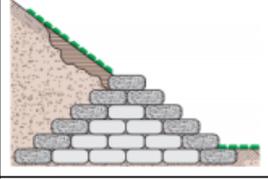
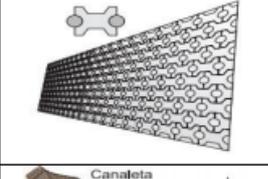
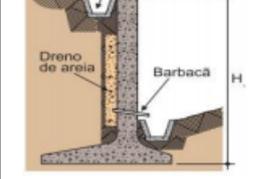
Imagem da Solução	Nome da técnica	Indicação de uso
	<p>Muro de pedra seca Realizado o embricamento de pedras arrumadas manualmente.</p>	<p>Taludes pequenos, até 1,5 m de altura – facilidade de construção e baixo custo.</p>
	<p>Muro de pedra argamassada Se difere em relação aos vazios que são preenchidos com argamassa</p>	<p>Taludes até 3,0 m de altura – facilidade de construção e baixo custo.</p>

FONTE: Neis e Silva, 2018.

Outros exemplos de muro são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Exemplo de muro para contenção de taludes

	<p>Muro de concreto ciclótipo Estrutura feita de concreto e agregados grandes com dimensões variadas</p>	<p>Taludes maiores de 3,0 m de altura – custo baixo para alturas reduzidas</p>
	<p>Muro de arrimo celular de peças pré-moldadas de concreto (crib-wall) Sistema de peças de concreto encaixadas entre si</p>	<p>Obras rodoviárias em áreas íngremes e locais pouco estáveis</p>
	<p>Muro de arrimo de gabiões Formado por redes de aço preenchidos por pedras</p>	<p>Muros de contenção, proteção de margens de cursos d'água, controle de erosão e obras de emergência</p>

 <p>Obturação de erosão com solo ensacado</p>	<p>Muro de arrimo de solo-cimento ensacado Mistura de cimento e solo aumentando as características de cada</p>	<p>Muros de contenção, proteção superficial de taludes e de margens de cursos d'água,</p>
	<p>Muro de arrimo de "Bolsacreto" Formas têxteis preenchidas com concreto fino</p>	<p>Contenção de taludes, proteção de margens e controle de erosão</p>
	<p>Muro de arrimo "Rimobloco" Utiliza-se peças pré-moldadas com chumbadores de 3m de comprimento</p>	<p>Contenções em corte e aterro</p>
 <p>Canaleta Dreno de areia Barbacã H</p>	<p>Muro em "L" de concreto Construído em concreto armado, possível em seções transversais esbeltas</p>	<p>Associados à execução de aterros ou reaterros</p>

FONTE: Neis e Silva, 2018.

2.2.2.2 Solo reforçado (Terra Armada)

A técnica de terra armada é constituída pela associação de solo compactado e armaduras, completada por um paramento externo composto de placas, denominado pele. A execução desse tipo de obra é feita com supervisão e assistência da empresa que detém a patente deste processo no Brasil, visto que é uma tecnologia patenteadada. (Rosa & Ribeiro, 2016). A Figura 20 ilustra a aplicação de terra armada.

Figura 20 - Terra armada



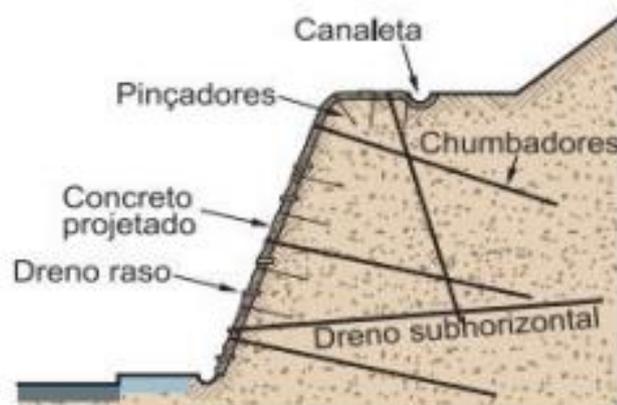
FONTE: Portal virtuhab (Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC)³

³ Disponível em: <<https://portalvirtuhab.paginas.ufsc.br/terra-armada/>>. Acesso em: 28/08/2021.

2.2.2.3 Solo grampeado

Essa estrutura de contenção consiste na inclusão de barras de aço lineares, resistentes à flexão composta, com comprimento suficiente para ultrapassar a potencial superfície de ruptura e chegar ao solo firme, não excluindo a possibilidade de não ultrapassar tal superfície. Os grampos são flexíveis permitindo a deformação do terreno, porém sua função é reduzir os deslocamentos através dos acréscimos internos, contrários ao sistema natural do solo que ao se deformar cria tensões nos grampos devidas o atrito, ligando a zona ativa à passiva (Carvalhais et al 2019). A norma ABNT NBR 16920-2:2021 - Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados, estabelece os requisitos de projeto e execução de muros e taludes em solos grampeados. A Figura 21 nos mostra a configuração do solo grampeado.

Figura 21 - Solo grampeado



FONTE: Neis e Silva, 2018.

Como cita Ribeiro (2015), o grampo tem como sua finalidade a distribuição das cargas ao longo do seu comprimento, de modo a interagir com o terreno que o circunda, podendo também uma parte da carga mobilizada ser absorvida pela cabeça.

A utilização do solo grampeado em aterros, terrenos com nível d'água elevado, terrenos arenosos não é recomendada devido à dificuldade que tais fatores trazem ao processo de construção e implantação dos grampos (BOLTON e STEWART, 1990).

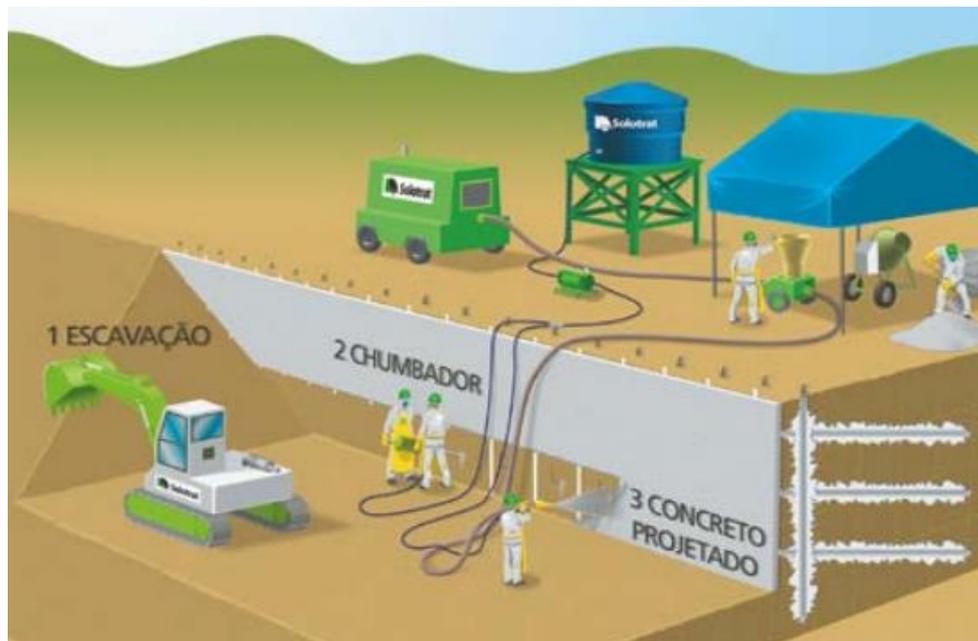
Para introdução dos grampos no talude a ser trabalhado pode-se utilizar a cravação ou injeção. Tratando-se do método de injeção, após o pré-furo e posicionamento das barras no talude é adicionada uma calda de cimento (ZIRLIS E PITTA apud TEIXEIRA, 2011).

Quanto à cravação, os grampos são inseridos por percussão com o auxílio de martetele. Sendo assim, um processo mais rápido, mas como consequência uma menor resistência (ORTIGÃO et al. apud TEIXEIRA, 2011). Cita-se também a existência de grampos helicoidais, que são instalados no solo por rotação.

2.2.2.3.1 Método construtivo do solo grampeado

O solo grampeado tem início com a execução de chumbadores verticais, como medida de melhoria do solo e pré contenção. Em seguida, é realizado o corte do solo de forma descendente na geometria especificada no projeto, com exceção de taludes em que não é necessário alteração de geometria. Continua com a execução da primeira linha de grampos e aplicação do revestimento de concreto projetado. Caso o talude já esteja cortado pode-se trabalhar de forma descendente ou ascendente, conforme a conveniência. Simultaneamente ao avanço dos trabalhos, são executados os drenos profundos (quando necessários) e os de paramento, assim como canaletas ou descidas d'água, conforme especificado no projeto. A Figura 22 tem como objetivo exemplificar a execução.

Figura 22 - Fases Construtivas de solo grampeado em corte

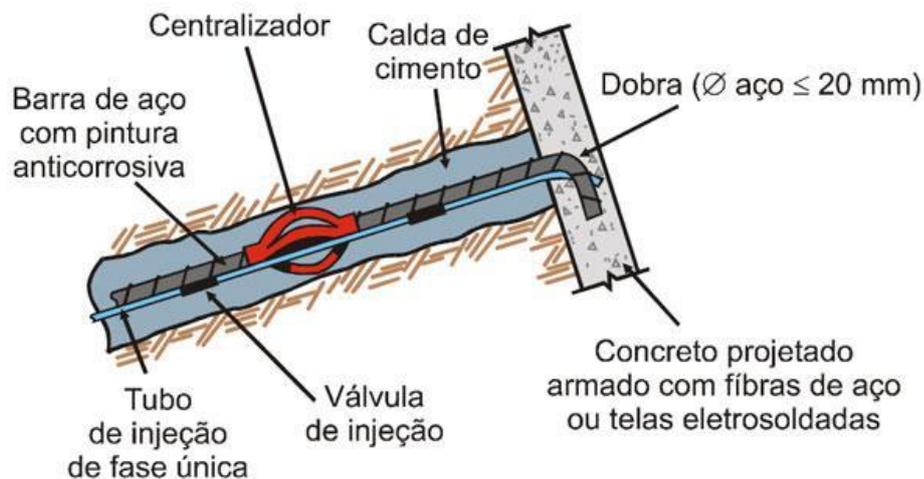


FONTE: SOLOTRAT (2018)

Os grampos, na grande maioria dos casos, são moldados “in loco”, por meio das operações de perfuração, fixação da armação e injeção da calda de cimento. As perfurações são normalmente executadas por equipamentos leves, de fácil manuseio, instalação e trabalho sobre qualquer talude. Com a perfuração concluída, segue-se a instalação e fixação das barras, a Figura 23 mostra a configuração de uma barra. Estas são geralmente de aço CA-50 devendo receber tratamento anticorrosivo.

Segundo a NBR 16920-2, O processo executivo da bainha tem por objetivo o preenchimento integral do furo. A calda de cimento deve ser injetada de forma ascendente, ou seja, deve-se introduzir um tubo auxiliar até o fundo da perfuração, procedendo-se então ao bombeamento do material ligante até que ele extravase pela boca do furo. O bombeamento deve ser mantido até que o material ligante extravasado esteja visualmente isento de resíduos da perfuração. Se necessário, podem ser solicitadas reinjeções.

Figura 23 - Estrutura de fixação e centralização dos grampos



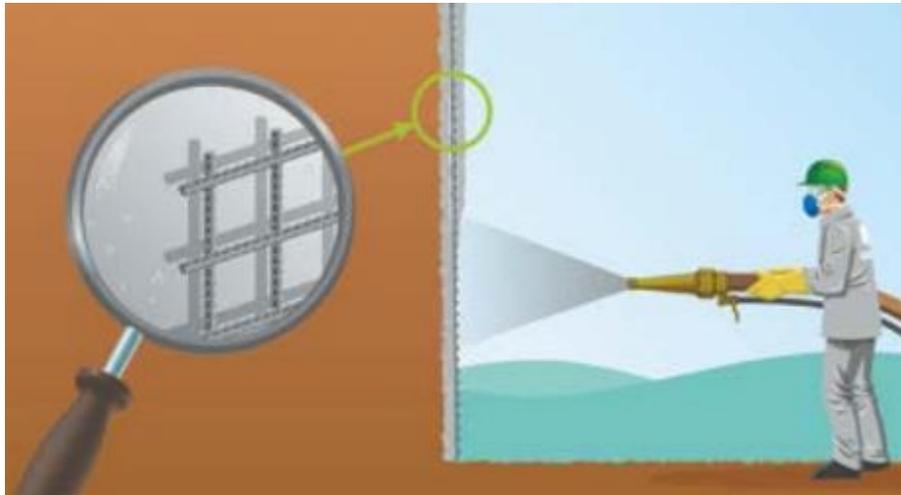
FONTE: GEOSSINTEC (Solo grampeado).⁴

A próxima etapa é o revestimento do talude, geralmente realizado com concreto projetado, armados com fibras de polietileno ou metálicas, ou então aplicado sobre telas de aço eletrossoldadas. As telas têm sua instalação feita em uma ou duas camadas, conforme especificado em projeto. O concreto é aplicado em fases conforme a instalação das telas, da seguinte forma: a primeira camada com a primeira tela, a segunda camada entre a primeira e a segunda tela, e a camada final de

⁴ Disponível em: <<https://www.geossintec.com.br/service/solo-grampeado/>>. Acesso em: 06/01/2022

revestimento, Figura 24. Deve-se ter cuidado para as telas não funcionarem como barreiras para o concreto projetado, criando-se vazios atrás delas.

Figura 24 - Formação de vazios no concreto projetado atrás da tela de aço.



FONTE: Solotrat (2018).

2.2.2.3.2 Sistemas de Drenagem

O sistema de drenagem em solos grampeados pode ser dividido em “drenos sub-horizontais profundos” (DHP) e drenos de paramento. Os DHP, resultam da instalação de tubos de PVC, de 32 a 50 mm, comprimento variando entre 6 e 18 metros e inclinação descendente entre 5° e 10°. Estes tubos podem ter somente micro ranhuras em torno de 0,4 mm, sem recobrimento por manta ou tela, ou perfurações recobertas por manta geotêxtil ou por tela de nylon, para impedir a obstrução dos furos com solo, mas permitir a passagem da água, como mostra a Figura 25.

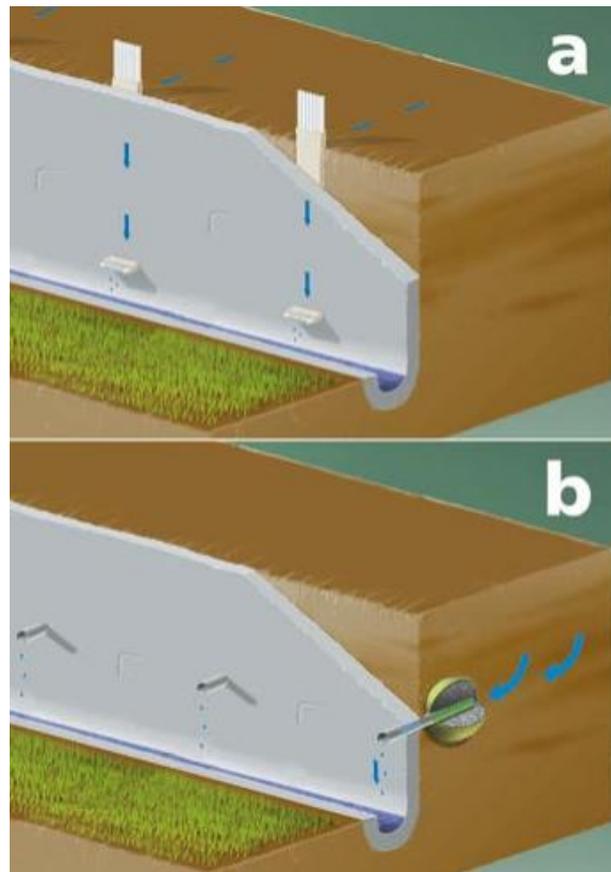
Figura 25 - Funcionamento de um DHP.



FONTE: SOLOTRAT (2018).

Já os drenos de paramento, como o nome sugere, são peças necessárias para promover o adequado fluxo às águas do talude que chegam ao paramento, ou seja, à face do talude impermeabilizada com o concreto projetado. Os mais comuns são o dreno linear contínuo e o barbacã, conforme Figura 26. O dreno linear contínuo é resultado da instalação, numa escavação, de calha plástica drenante revestida por manta geotêxtil comercialmente chamada “PVD” ou “dreno fibroquímico”. Este dreno estende-se continuamente ao longo da direção vertical, da crista até o pé do talude, aflorando na canaleta de pé. O dreno tipo barbacã é resultado da escavação de cavidade com cerca de 30 x 30 x 30 cm, revestida com geotêxtil e preenchida com material granular, brita ou areia. Do seu interior parte um tubo conforme o dreno geotécnico com diâmetro entre 32 e 50mm, e inclinação horizontal descendente.

Figura 26 - Drenos de paramento: a) dreno linear; b) dreno tipo barbacã



FONTE: SOLOTRAT (2018).

2.3 Análise de Estabilidade Global

Segundo Gerscovich (2016), a análise de estabilidade tem como objetivo avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento de massa de solo presente em talude natural ou construído. Há diferentes métodos de análise de estabilidade, mas, em geral, é definido um fator de segurança (FS) a partir da relação das tensões cisalhantes atuantes ($\tau_{atuante}$) com a resistência ao cisalhamento do solo (τ_r) (Equação 1).

Equação 1

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_{atuante}}$$

Onde: $FS > 1$ - obra estável;

$FS = 1$ - ocorre ruptura;

$FS < 1$ - não tem significado físico;

Esse tipo de abordagem é denominado determinístico, uma vez que estabelece um valor determinado para o FS (Gerscovich, 2016). O fator de segurança admissível de um projeto (FS_{adm}) é o mínimo valor permitido para aquela aplicação e varia em função do tipo de obra e vida útil. A NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece os FS_{adm} para diferentes níveis de segurança de risco a vidas humanas e a danos ambientais e materiais, como mostrado na Tabela 8.

Tabela 8 – Fator de segurança a partir dos níveis de segurança de risco

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

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

FONTE: NBR 11682 (2009).

A análise de estabilidade global compreende duas abordagens: análise determinística e análise probabilística. Enquanto a primeira é baseada na quantificação da estabilidade sob a forma de um fator de segurança (FS); a segunda é baseada na análise estatística de dados. Como a proposta desse trabalho é utilizar a análise determinística, será apresentada uma revisão sobre essa abordagem.

As análises determinísticas para se determinar o FS podem se utilizar de métodos de equilíbrio limite e análise de tensões. Neste trabalho serão estudados os métodos de equilíbrio limite que serão utilizados nas análises de estabilidade do talude em estudo.

2.3.1 Métodos de Equilíbrio Limite

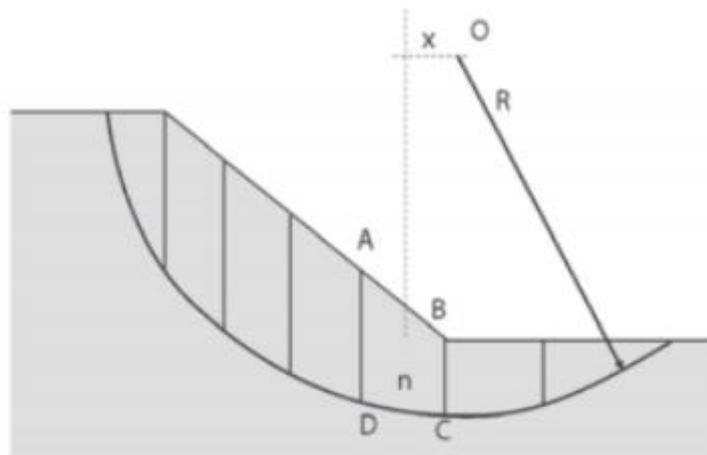
Gerscovich (2016) explica que esse método consiste em determinar o equilíbrio de uma massa ativa de solo, a qual possa ser delimitada por uma superfície de ruptura

circular, poligonal ou de outra geometria qualquer. O equilíbrio limite assume que a ruptura ocorre ao longo de uma superfície, com todos os elementos dessa superfície atingindo simultaneamente a condição de $FS = 1$.

São premissas do método:

- Arbitra-se uma potencial superfície de ruptura acima da qual o solo acima é considerado um corpo livre e é subdividido em fatias (Figura 27).
- O equilíbrio é calculado utilizando as equações da estática. O equilíbrio de forças é dado calculando-se o equilíbrio de cada fatia. Já o equilíbrio de momentos é feito comparando o somatório dos momentos estabilizantes e instabilizantes, sendo a tensão cisalhante atuante também uma incógnita, ou seja, trata-se de um problema estatisticamente indeterminado. Desta forma devem ser adotadas hipóteses sobre as forças entre as fatias para resolver o problema. Assim, surgem métodos de análise, que estabelecem suas respectivas hipóteses para resolução do problema.

Figura 27 - Fatias



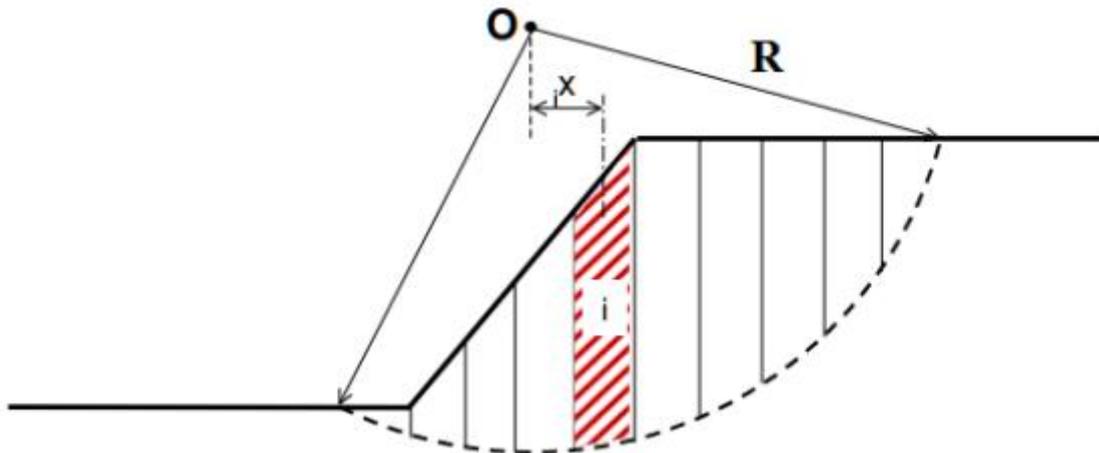
FONTE: Gerscovich (2016)

2.3.2 Método de Fellenius

Como citado por SILVA (2013) o método das fatias foi introduzido por FELLENIUS (1936), sendo este desenvolvido e aperfeiçoado ao longo do tempo. Neste método, a massa potencialmente instável é dividida em fatias verticais, como mostrado na Figura

28, e em seguida é feita uma análise de cada fatia individualmente utilizando as equações de equilíbrio.

Figura 28 - Divisão da superfície Potencial de Ruptura em Fatias

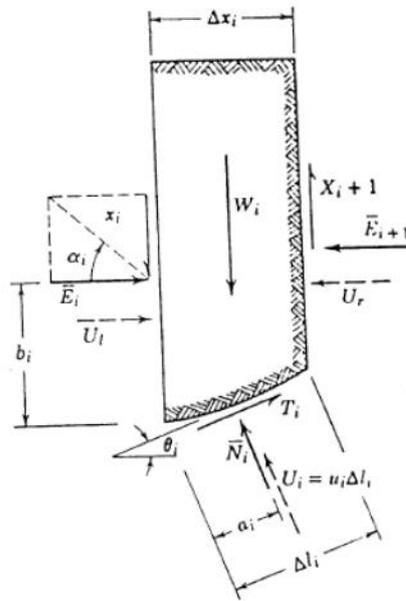


FONTE: Silva, 2013

Como as fatias não precisam possuir a mesma espessura, a análise de estabilidade através desse método pode ser realizada em taludes de superfície irregular, taludes homogêneos e heterogêneos, permitindo que as fatias sejam divididas de forma que a base de cada uma permaneça em um determinado tipo de solo, atribuindo-se assim, apenas um só conjunto de parâmetros de resistência do solo para cada fatia, para o caso de solos heterogêneos. Este método também inclui a distribuição de poropressões (SILVA, 2013).

A Figura 29 apresenta uma fatia e as forças, conhecidas e desconhecidas, que atuam sobre ela.

Figura 29 - Forças atuantes em uma fatia



FONTE: SILVA, 2013

Sendo:

 W_i : Peso da fatia E_{i-1} : Resultante das tensões normais efetivas na face esquerda da fatia X_{i+1} : Resultante das tensões cisalhantes na face direita da fatia E_{i+1} : Resultante das tensões normais efetivas na face direita da fatia T_i : Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia N_i : Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia U_l : Resultante das poro-pressões atuantes na face esquerda da fatia U_r : Resultante das poro-pressões atuantes na face direita da fatia u_i : Poro-pressão atuante na base da fatia U_i : Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia θ_i : Inclinação da base Δl_i : Comprimento da base Δx_i : Largura da fatia a_i : Distância da face esquerda da fatia até o ponto de aplicação de N_i

b_i : Distância da base da fatia até o ponto de aplicação de E_1

A base de cada fatia será representada por uma reta em vez de uma curva, esta modificação simplifica o cálculo do peso próprio, quanto menor a largura das fatias, menor o erro introduzido no resultado.

A resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia será igual a:

Equação 2

$$T_i = \tau \times \Delta l_i$$

Sendo então FS:

Equação 3

$$FS = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{\frac{T_i}{\Delta l_i}}$$

Equação 4

$$T_i = \frac{c' \Delta l_i + \sigma' \Delta l_i \times \tan \phi'}{FS}$$

Como a resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia é igual a:

Equação 5

$$N_i = \sigma' \Delta l_i$$

Logo,

Equação 6

$$T_i = \frac{c' \Delta l_i + N_i \times \tan \phi'}{FS}$$

Com o somatório de momentos em relação a O, tem-se:

Equação 7

$$\Sigma M^O = 0$$

Equação 8

$$\Sigma W_i \times R \sin \theta_i - \Sigma T_i \times R = 0$$

Substituindo T_i :

Equação 9

$$\Sigma W_i \times R \sin \theta_i = \Sigma \left(\frac{c' \Delta l_i + N_i \times \tan \phi'}{FS} \right) \times R$$

Reorganizando:

Equação 10

$$FS = \frac{\sum(c' \Delta l_i + N'_1 \times \tan \phi')}{\sum W_i \times \sin \theta_i}$$

Silva (2013) cita que com a combinação entre as equações e todas as incógnitas apresentadas na Figura 29 nota-se que as incógnitas: a_i , E_i , X_i , b_i , N_i e T_i , são desconhecidas, resultando assim num sistema estaticamente indeterminado, ou seja, existem mais incógnitas que equações para se encontrar a solução. De forma a solucionar este problema, foram desenvolvidas algumas hipóteses simplificadoras, com o objetivo de eliminar o número de incógnitas. Estas hipóteses simplificadoras, criadas por diversos autores, geraram novos métodos que podem ser classificados em: rigorosos e simplificados.

Os métodos rigorosos atendem a todas as equações de equilíbrio da estática, já os simplificados não. A equação final de FS (Equação 10) é a expressão base para o cálculo do fator de segurança de cada novo método. Através da combinação desta com as equações de equilíbrio, segundo as hipóteses adotadas por cada método, é possível obter o valor do fator de segurança para o método considerado (SILVA, 2013)

2.3.3 Método de Bishop

O Método de BISHOP (1955) simplificado, baseado no método das fatias, foi o primeiro método menos rigoroso capaz de analisar superfícies potenciais de ruptura com forma circular. Neste método, o equilíbrio completo de forças e momentos é verificado (SILVA, 2013).

Segundo Silva (2013) a partir deste foi desenvolvido um novo método, o qual adotou uma nova simplificação, conhecido como o método de Bishop Simplificado. Essa nova simplificação considera que as forças de interação entre as fatias são horizontais e se anulam, desconsiderando as forças tangenciais entre elas. O equilíbrio das forças é realizado na vertical, fazendo com que o método satisfaça a mais uma condição de equilíbrio, além do equilíbrio de momentos em relação ao centro do ponto médio da base da fatia.

Portanto:

Equação 11

$$(X_i - X_{i+1}) = 0$$

Aplicando-se o equilíbrio de forças verticais tem-se:

Equação 12

$$\sum F_v = 0$$

Equação 13

$$W_i - N_i \times \cos \theta_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i - T_i \times \sin \theta_i = 0$$

Equação 14

$$N_i \times \cos \theta_i + u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i = W_i - T_i \times \sin \theta_i$$

Equação 15

$$N_i \times \cos \theta_i + u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i = W_i - \left(\frac{c' \Delta l_i + N_i \times \tan \phi'}{FS} \right) \times \sin \theta_i$$

Equação 16

$$N_i \times \cos \theta_i = W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \sin \theta_i}{FS} - \frac{N_i \times \tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS}$$

Equação 17

$$N_i \times \left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS} \right) = W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \sin \theta_i}{FS}$$

Equação 18

$$N_i = \frac{W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \sin \theta_i}{FS}}{\left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS} \right)}$$

Substituindo o valor de na equação:

Equação 19

$$FS = \frac{\sum (c' \Delta l_i + N_i \times \tan \phi')}{\sum W_i \times \sin \theta_i}$$

e rearranjando os termos, encontra-se a equação para cálculo do fator de segurança pelo método de Bishop:

Equação 20

$$FS = \frac{\sum \left[c' \Delta l_i + \left(\frac{W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i - \frac{c' \Delta l_i \times \sin \theta_i}{FS}}{\left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS} \right)} \right) \times \tan \phi' \right]}{W_i \times \sin \theta_i}$$

Equação 21

$$FS = \frac{\sum\{c'\Delta l_i + [(W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i)] \times \tan \phi'\} \times \frac{1}{\left(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS}\right)}}{\sum W_i \times \sin \theta_i}$$

Por fim, considerando-se:

Equação 22

$$m_\theta = \cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS}$$

Tem-se:

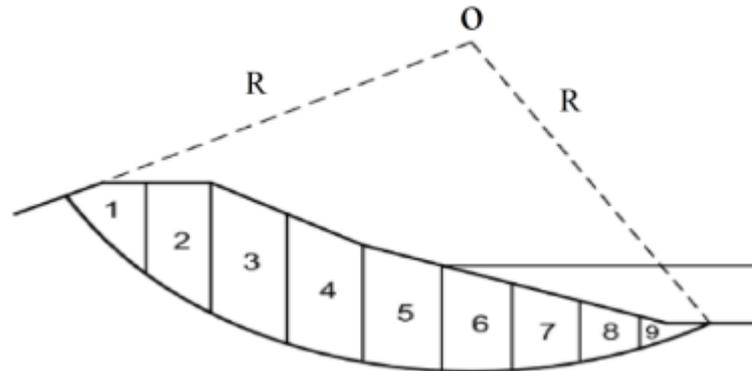
Equação 23

$$FS = \frac{\sum\{c'\Delta l_i + [(W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i)] \times \tan \phi'\} \times \frac{1}{m_\theta}}{\sum W_i \times \sin \theta_i}$$

Observa-se que a incógnita (FS) está presente nos dois membros da equação, logo o processo de cálculo para a sua obtenção deve ser iterativo. A partir da equação, a análise de estabilidade através deste método deve ser feita seguindo as seguintes etapas:

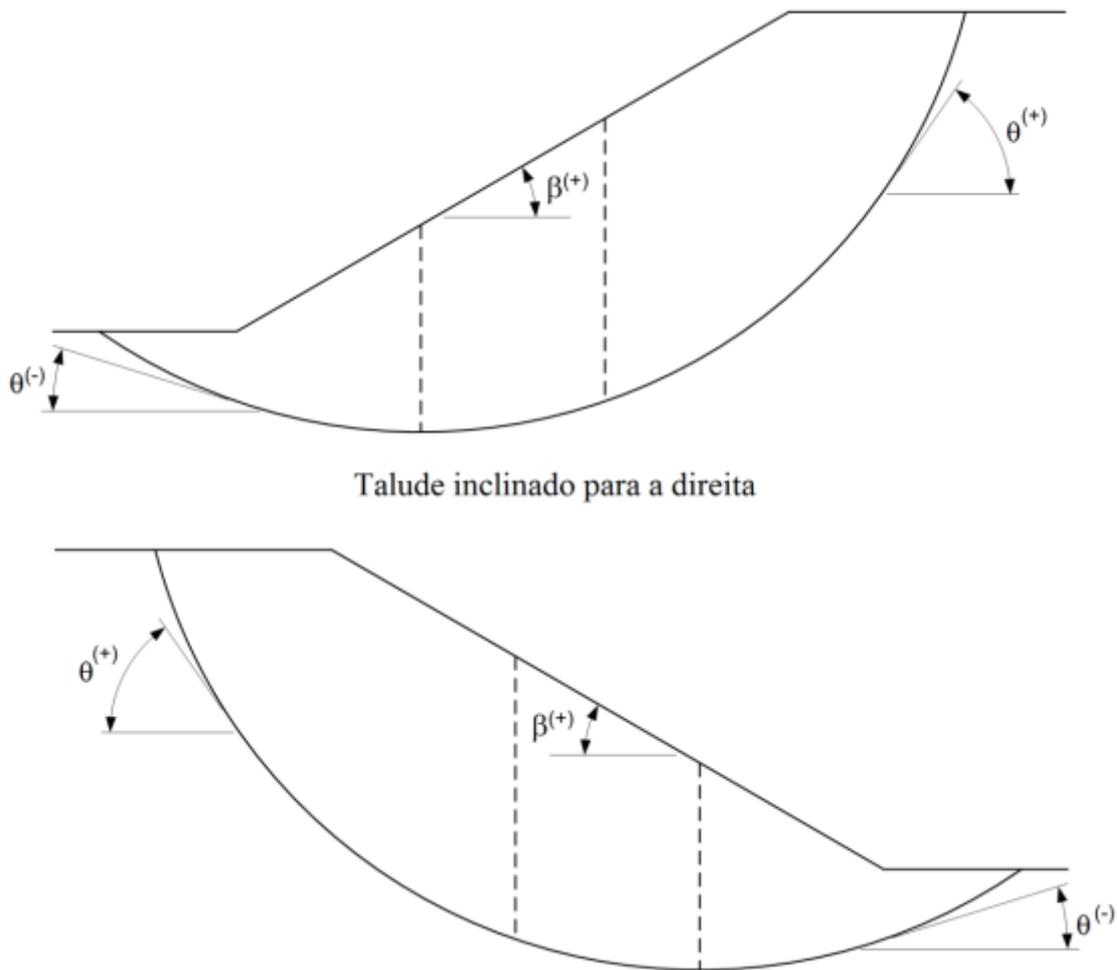
- 1) Arbitra-se uma superfície potencial de ruptura de raio (R) conhecido.
- 2) Divide-se o talude em fatias verticais, numerando-as conforme o exemplo na Figura 30 e respeitando-se as seguintes condições:
 - A base das fatias deve estar localizada no mesmo tipo de solo, ou seja, não pode existir mais de dois materiais na base da mesma fatia;
 - Deve evitar descontinuidades no topo das fatias;
 - Deve passar pelos pontos de mudança de geometria do talude.

Figura 30 - Divisão do Talude em fatias.



FONTE: USACE, 2003

3) Mede-se a largura (Δx) e os ângulos (θ) de cada fatia. O ângulo será positivo quando possuir o mesmo sentido do ângulo de inclinação do talude, conforme Figura 31.

Figura 31 - Convenção de Sinais para θ 

FONTE: USACE, 2003

4) Calcula-se o peso (W), para cada fatia.

Equação 24

$$W = \gamma \times \text{área da fatia}$$

5) Calcula-se a poro-pressão média (u_i), na base de cada fatia.

6) Arbitra-se um Fator de Segurança (FS_0) que será utilizado na expressão de m_θ .

7) Calcula-se o fator de segurança (FS) a partir da equação final apresentada anteriormente.

8) Repetir os cálculos por tentativas, até que os valores de FS e FS_0 estejam próximos.

9) Arbitrar outras superfícies potenciais de ruptura, com diferentes centros (O) e raios (R) e repetir o processo.

10) Adotar como FS, o menor valor encontrado.

Apesar de ser simplificado e não considerar equilíbrio de forças horizontais, este método fornece resultados próximos aos dos métodos rigorosos (SILVA, 2013)

2.3.4 Método de Janbu

O método generalizado de fatias (Janbu, 1968) pode ser utilizado para resolver problemas de estabilidade em situações de topografia irregular e solos em camadas de diferentes resistências ao cisalhamento, com superfície de cisalhamento de qualquer formato. As considerações básicas do método de Janbu são:

- Condições de deformação plana;
- A tensão cisalhante de equilíbrio ao longo da superfície de cisalhamento segue a equação do fator de segurança:
- Assume-se que a resultante total age onde a componente do peso intercepta a base da fatia;
- A posição da linha de ação da força lateral total E é considerada como conhecida.

Existem duas formulações para o método de Janbu: considerando-se uma simplificação relativa as forças de cisalhamento que atual nas faces das fatias e sem considerá-la. Na formulação simplificada ou método de Janbu simplificado, examinando-se o equilíbrio de força global obtém-se uma expressão para o fator de segurança, sendo considerado que as forças cisalhantes entre as fatias têm valor 0 (zero), mas devido a isto, um fator de correção é introduzido. No método de Janbu generalizado, as forças entre as fatias são avaliadas considerando-se o equilíbrio de momento em cada fatia. Para isto é necessário assumir a posição da linha de empuxo onde atuam as forças entre as fatias. Considera-se, então implicitamente, o equilíbrio global de momento (SILVA, 2013)

Em ambas as formulações, os parâmetros do solo utilizados são: ângulo de atrito, ϕ' , coesão, c' , e peso específico γ . Na base da fatia atuam: tensão normal total σ , tensão cisalhante τ e poro-pressão u . O critério de ruptura considerado é:

Equação 25

$$s = c' + (\tau - u)\tan\phi'.$$

No método de Janbu simplificado, como dito anteriormente, na formulação do FS é aplicado um fator de correção (f_0), de forma inserir no cálculo do FS os efeitos das forças cisalhantes interlamelares. Deste modo, a equação do FS para este método, de forma geral, é:

Equação 26

$$FS = f_0 \frac{\left(\frac{\sum \{c' + (p - u)tg\phi'\}}{n\alpha} \right)}{\sum(Wtg\alpha) + Et}$$

Onde:

α = inclinação da base da fatia (varia entre $-90^\circ < \alpha < 90^\circ$);

$p = dW/dx$ = peso médio por unidade de largura;

u = poropressão média na base da fatia;

ET = empuxo de água na trinca;

W = peso da fatia.

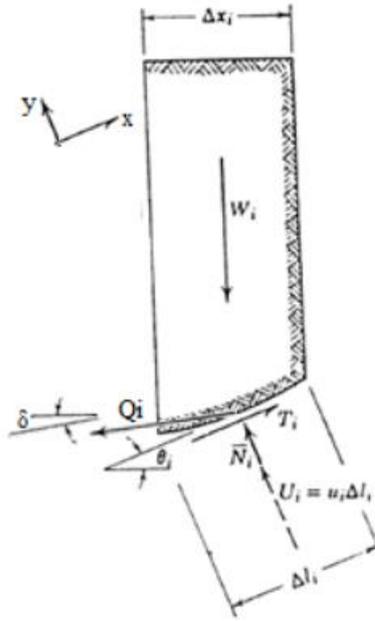
2.3.5 Método de Spencer

O Método de SPENCER (1967) foi, inicialmente, desenvolvido para análises cujas superfícies potenciais de ruptura possuam formato circular, sendo adaptado posteriormente para superfícies de formato não circular. É considerado, juntamente com o método de MORGENSTERN & PRICE (1965), um método de análise rigoroso, pois satisfaz todas as condições de equilíbrio, tanto as de forças quanto as de momento.

SPENCER (1967) assume que as forças de interação entre as fatias são paralelas entre si, ou seja, todas elas possuem o mesmo ângulo de inclinação o qual também será calculado como parte da solução de equilíbrio, ao invés de ser adotado. Este método considera uma força Q_i , que equivale a resultante das forças X_i , X_{i+1} , E_i e

E_{i+1} . Também assume que Q_i e atuam no ponto médio da base da fatia. Essas representações podem ser vistas na fatia da Figura 32.

Figura 32 - Forças Atuantes em uma Fatia pelas considerações de SPENCER (1967)



FONTE: Adaptado de LAMBE & WHITMAN, 1962

Sendo:

W_i : Peso da fatia

T_i : Resultante da resistência ao cisalhamento ao longo da base da fatia

N_i : Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia

U_i : Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia

Q_i : Resultante das forças atuantes nas laterais da fatia

δ : Ângulo de inclinação da resultante Q_i

θ_i : Inclinação da base

Δl_i : Comprimento da base

Δx_i : Largura da fatia

Adotando-se o eixo x paralelo à base da fatia, conforme mostrado na Figura 32, faz-se o equilíbrio de forças em x e y:

Equação 27

$$\sum F_x = 0 \wedge T_i - Q_i \times \cos(\theta - \delta) - W_i \times \sin \theta = 0$$

Equação 28

$$\sum F_y = 0 \wedge N_1 + u_i \times \Delta l_i + Q_i \times \sin(\theta - \delta) - W_i \times \cos \theta = 0$$

Combinadas:

Equação 29

$$Q_i \wedge \frac{T_i - W_i \times \sin \theta}{\cos(\theta - \delta)}$$

Equação 30

$$N_1 \wedge W_i \times \cos \theta - Q_i \times \sin(\theta - \delta) - u_i \times \Delta l_i$$

Ao substituir T_i :

Equação 31

$$Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + N_1 \times \tan \phi'}{FS} - W_i \times \sin \theta}{\cos(\theta - \delta)}$$

Das equações anteriores:

Equação 32

$$Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + [W_i \times \cos \theta - Q_i \times \sin(\theta - \delta) - u_i \times \Delta l_i] \times \tan \phi' - W_i \times \sin \theta}{FS}}{\cos(\theta - \delta)}$$

Equação 33

$$Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + [W_i \times \cos \theta - u_i \times \Delta l_i] \times \tan \phi' - W_i \times \sin \theta}{FS}}{\cos(\theta - \delta) \times \left[1 + \frac{\sin(\theta - \delta) \times \tan \phi'}{FS} \right]}$$

Supõe-se que o talude esteja em equilíbrio. E se não existirem forças externas atuando, as componentes verticais e horizontais de Q_i serão nulas. Caso houvesse alguma força externa, como por exemplo, pela presença de ancoragens a resultante Q_i apresentaria valor igual ao dessa força. (SILVA, 2013)

Equação 34

$$\sum Q_i x \cos \delta = 0$$

Equação 35

$$\sum Q_i x \sin \delta = 0$$

Considera-se δ constante para todas as fatias, então as equações anteriores se reduzem a:

Equação 36

$$\sum Q_i = 0$$

Sendo a soma dos momentos provocados pelas forças externas em relação ao centro (O) nula, a soma dos momentos das forças entre as fatias também será igual a zero, assim:

Equação 37

$$\sum Q_i x (\theta_i - \delta) = 0$$

Como R=Constante:

Equação 38

$$\sum Q_i (\theta_i - \delta) = 0$$

Ainda segundo Silva (2013) observa-se que, para este método, existem duas incógnitas para o cálculo do fator de segurança, Q_i e δ . Portanto, a solução também envolve um processo iterativo, onde se adota valores para o fator de segurança (FS) e para a inclinação (δ), da resultante das forças de interação entre as fatias, até que se alcance o equilíbrio de forças e momento para cada fatia.

A solução final é obtida através dos seguintes passos:

1) Arbitrar δ .

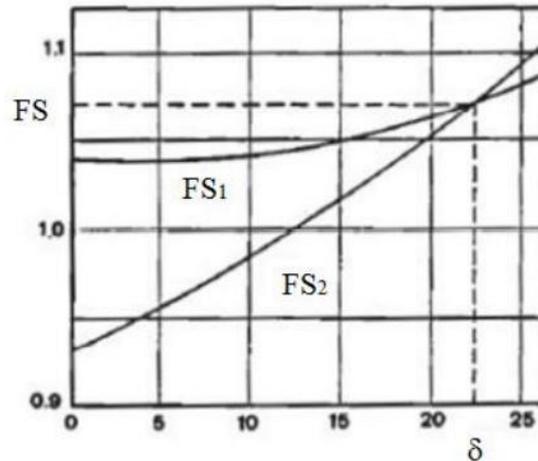
2) Substituir $Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + [W_i \times \cos \theta - u_i \times \Delta l_i] \times \tan \phi' - W_i \times \sin \theta}{FS}}{\cos (\theta - \delta) \times \left[1 + \frac{tg (\theta - \delta) \times tg \phi'}{FS} \right]}$ em $\sum Q_i = 0$ e determinar FS1.

3) Substituir $Q_i = \frac{\frac{c' \Delta l_i + [W_i \times \cos \theta - u_i \times \Delta l_i] \times \tan \phi' - W_i \times \sin \theta}{FS}}{\cos (\theta - \delta) \times \left[1 + \frac{tg (\theta - \delta) \times tg \phi'}{FS} \right]}$ em $\sum Q_i x \cos (\theta_i - \delta) = 0$ e determinar FS2.

4) Repetir o procedimento até obter as curvas FS1 x δ e FS2 x δ .

5) O fator de segurança será o valor para o qual as curvas se interceptam, conforme gráfico da Figura 33.

Figura 33 - Determinação do fator de segurança



FONTE: Adaptado de SPENCER, 1967

Devido a sua complexidade, a verificação analítica do Método de Spencer se torna inviável, o que requer utilização de programas computacionais para execução dos cálculos. Geralmente, utiliza-se o método de Newton-Raphson com o objeto de acelerar o processo de cálculo (SILVA, 2013)

O método de MORGENSTERN & PRICE (1965) é outro método rigoroso, o que o difere do método de Spencer é que o segundo considera o valor da inclinação da resultante (δ) como uma constante, enquanto o primeiro considera δ como uma função, sendo assim, mais trabalhoso.

2.3.6 Método de Morgenstern-Price

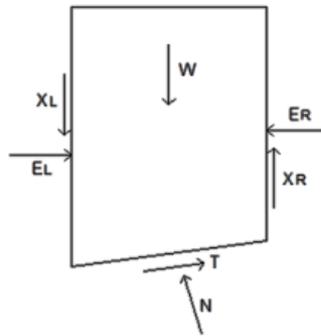
Segundo SILVA (2013) o método de Morgenstern-Price levanta a indeterminação assumindo uma relação entre as forças de interação traduzida por:

Equação 39

$$X = \lambda f(x)E$$

Sendo este método pertencente ao grupo dos métodos rigorosos, tem em conta o equilíbrio das forças e o equilíbrio dos momentos e satisfaz qualquer superfície de ruptura. (SILVA, 2013) A Figura 34 representa as forças atuantes numa fatia utilizando o método de Morgenstern-Price.

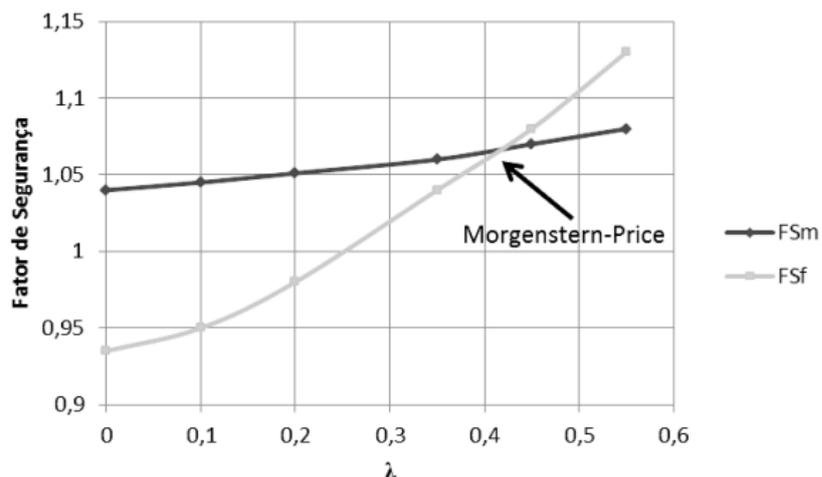
Figura 34 - Forças atuantes numa fatia no método.



FONTE: Silva, 2013

Silva (2013) também cita que o pressuposto em relação às forças de interação e os elementos da estática utilizados na formulação de Morgenstern-Price são os mesmos que os utilizados na formulação de Equilíbrio Limite Geral. Logo o fator de segurança do método de Morgenstern-Price corresponde no gráfico da Figura 35 ao ponto de intersecção entre as duas curvas. Reforçando, neste ponto o fator de segurança satisfaz quer o equilíbrio de momentos quer o equilíbrio de forças.

Figura 35 - Gráfico fator de segurança versus λ (Método de Morgenstern-Price)

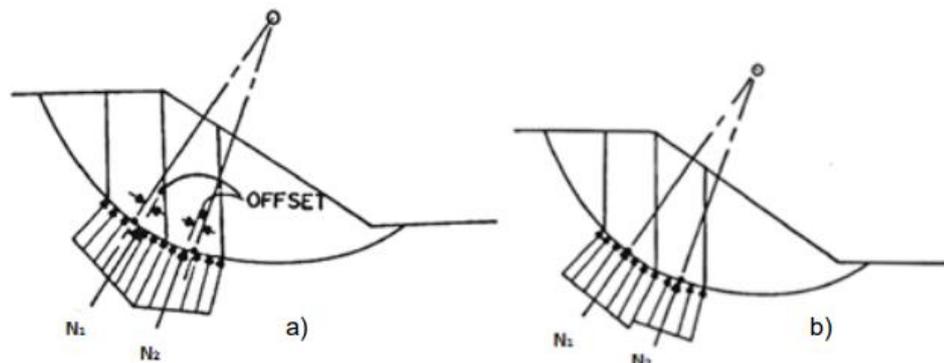


FONTE: Silva, 2013

No entanto, Silva (2013) cita que existe uma diferença entre os dois métodos na forma como as forças normais são aplicadas na base da fatia. O método de Morgenstern-Price na sua formulação original utiliza integração ao longo da inclinação, e isto resulta

em variação linear da tensão normal ao longo da base da fatia. Como resultado, o ponto de aplicação da força normal resultante, N , pode ter um pequeno desvio do centro da fatia (offset). Já o método de Equilíbrio Limite Geral assume que a resultante da tensão normal atua no centro da base de cada fatia. A Figura 36 nos mostra o ponto de aplicação da força normal nos métodos.

Figura 36 - Ponto de aplicação da força normal, N , para o método de Morgenstern-Price (a) e para o método de equilíbrio limite geral (b)



FONTE: Silva, 2013

Atualmente, as análises de estabilidade de taludes são realizadas com o auxílio de softwares específicos. Tais programas computacionais possuem, além de maior velocidade de cálculos, capacidade de dividir a massa de solos em diversas fatias, gerando uma maior precisão nos resultados obtidos. É fornecido o valor de segurança mínimo para o talude analisado e a superfície potencial de ruptura correspondente, a partir do requerido processo iterativo. Neste trabalho será utilizado o software SLOPE/W para realização das análises de estabilidade.

3. ESTUDO DE CASO

3.1 Generalidades

Neste tópico será caracterizado o talude objetivo de estudo deste trabalho, que visa atender às necessidades de contenção da encosta por meio da sua análise de estabilidade e dimensionamento de contenção em solo grampeado.

A encosta está localizada no Bairro Vista da Serra I, que se situa na região central do Município da Serra, fazendo divisa com os bairros Vista da Serra II e Campinho da Serra II.

3.2 Caracterização preliminar e geométrica do local

Trata-se de um talude de corte com altura máxima de 22 metros, o qual se estende por aproximadamente 250 metros, tendo início na Avenida Argentina e se prolongando até a Rua Guarani. A avaliação inicial traz a percepção que a encosta apresenta indícios de condições críticas de estabilidade, tendo em vista sua significativa altura, inclinação acentuada, e os conhecidos processos de deslocamento de massa, muitos com visíveis cicatrizes de escorregamento, sendo que muitos desses deslocamentos já chegaram próximo às residências na região. Outro problema identificado é a grande presença de sulcos profundos causados pela evolução da erosão.

Dentre as evidências de movimentação de massas no local pode ser citada a presença de cicatrizes de escorregamentos, árvores inclinadas, depósito de material ao pé da encosta e muros inclinados. Na Figura 37 pode-se visualizar a encosta.

Figura 37 – Imagem de satélite da encosta com destaque na cicatriz de escorregamento



FONTE: Próprio autor, 2022

O pé da encosta é caracterizado por intensa ocupação urbana, com residências extremamente próximas ao talude (5 a 10 metros), sendo uma população em uma condição social frágil. Já a crista da encosta é caracterizada por uma propriedade rural sem a presença de residências. Na Figura 38 apresenta-se uma vista aérea da encosta em estudo e as residências próximas ao local.

Figura 38 - Vista aérea da encosta em estudo e as residências próximas ao local.



FONTE: Próprio autor, 2022

Com base nessa análise preliminar, foi possível identificar que algumas residências se encontram em situação de risco, tendo em vista a proximidade com a encosta, a qual já está apresentando sinais visíveis de instabilidade. Segundo informações dos moradores, a residência localizada no final do trecho pavimentado da Av. Argentina,

logo abaixo da encosta (vide Figuras 39 e 40) já foi condenada pela Defesa Civil do município e os moradores já foram orientados a deixar o local.

Figura 39 - Vista aérea da encosta em estudo e as residências próximas ao local.



FONTE: Próprio autor, 2022

Figura 40 - Vista da encosta e das residências próximas



FONTE: Próprio autor, 2022

Além dessas informações, tem-se os dados coletados pela visita de inspeção local realizada pela equipe de topografia de uma empresa terceirizada contratada e

também pelos profissionais executores do projeto. As Figuras 41 e 42 apresentam fotos dessa visita local, disponibilizadas no relatório da empresa.

Figura 41 - Encosta em estudo



FONTE: Próprio autor, 2022

Figura 42 - Local em estudo



FONTE: Próprio autor, 2022

Em uma análise macro da região, segundo o Plano Municipal de Redução de Risco - PMRR (2016), a área em estudo encontra-se inserida na Zona Especial de Interesse Social 02 (ZEIS 02/06), sendo a delimitação da Av. Argentina caracterizada por uma área suscetível a erosão, deslizamento e inundação, classificada como risco de escorregamento R4, de acordo com a Tabela 9, a qual se refere ao grau de risco.

Tabela 9 - Classificação de risco de escorregamento

Grau de risco	Condição da rocha obtida na ficha de campo	Caracterização do risco	Condicionante	Ação
R1	Estável	Risco baixo ou inexistente	Sinais de escavação ou outra atividade antrópica	-
R2	Instável	Risco Médio	Já ocorreu a ruptura. Remanescente em direção da área de influência	Alerta - Indicação
R3	Instável	Risco Alto	Não ocorreu a ruptura. Direção de queda provavelmente na área de influência	Alerta-Interdição
R4	Muito instável	Risco muito alto	Qualquer atividade de uso e ocupação no entorno.	Alerta-Interdição

FONTE: Próprio autor, 2022

Ainda de acordo com o levantamento realizado pelo PMRR (2016) a encosta localizada na Avenida Argentina se caracteriza como um talude de corte de aproximadamente 20 metros de altura e 80° de inclinação, com moradias situadas entre 5 e 10 metros de distância da base do talude, com a presença de várias cicatrizes de escorregamentos planares, além de depósitos de escorregamentos pretéritos e trincas no terreno. Há lançamento de água servida, acúmulo de lixo e entulho em alguns pontos e, em um trecho de uma das vias de acesso, observa-se uma ravina gerada pelo escoamento de águas pluviais, impedindo o uso da via. Tais informações corroboram os dados apresentados pela empresa executora do projeto.

O PMRR (2016) ainda ressalta em seu levantamento na região (Avenida Argentina e Rua Conceição da Barra) a existência de 124 moradias em situação de risco, sendo equivalente a cerca de 496 pessoas afetadas.

De acordo com o Diagnóstico de Situação Fundiária do Município da Serra, a área onde hoje observa-se o avançado processo erosivo da encosta está inserida em uma área parcelada (particular) do Loteamento Residencial Vista da Serra, o qual foi aprovado em 1979. A Avenida Argentina nesse segmento, segundo as características do loteamento original, seria destinada a servidão de pedestres, no entanto, o trecho mais plano dela foi direcionado para tráfego de veículos, sendo este pavimentado. Já o segmento onde tem-se um grande desnível não se faz possível o acesso de veículos, sendo este em leito natural.

De acordo com o histórico de fotografias aéreas obtidas pelo Google Earth de 2003 a 2020 e por meio de levantamento aéreo realizado em agosto de 2020, foi possível verificar que em novembro de 2003 a encosta já se apresentava como um talude suscetível a escorregamentos, possuindo um processo erosivo em andamento. No entanto, na imagem de junho 2007 já se observa a ocorrência de um grande deslocamento de massa, o qual deixou uma grande cicatriz de deslizamento (Figura 43). Nos anos seguintes, as imagens demonstram um aumento significativo do processo de erosão, gerando grandes sulcos e ravinas que hoje estão presentes na encosta (Figura 44).

Figura 43 - Evolução do processo de escorregamento e erosão entre novembro de 2003 e junho de 2007



FONTE: Próprio autor, 2022

Figura 44 - Evolução do processo de escorregamento e erosão entre junho de 2007 e agosto de 2020



FONTE: Próprio autor, 2022

3.3 Caracterização geológica-geotécnica do talude

Para a encosta da Av. Argentina o estudo geotécnico foi realizado a partir de dezesseis furos de sondagem à percussão SPT (Standart Penetration Test), todos de acordo com o procedimento especificado na norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) Norma Brasileira (NBR) 6484/2020.

Na prática da engenharia o ensaio SPT é a investigação geotécnica mais utilizada para determinação de parâmetros geotécnicos em projetos de fundações e contenções, sendo a maioria dos projetos geotécnicos embasados em correlações do NSPT (Índice de Resistência de Penetração do Solo) com parâmetros de resistência.

No estudo em questão, para a realização do ensaio foi utilizado um amostrador padrão interno de 34,9 mm e externo de 50,8 mm, martelo com peso de 65 kg e queda de 75

cm, revestimento com diâmetro de 2 ½” e comprimento de pelo menos 3,0 m. A eficiência do equipamento é de 67%, dados fornecidos pela empresa.

Durante a fase de campo foi realizada a classificação pedológica do solo. Foram identificadas e descritas as principais características do material investigado, definindo as classes de solos e suas subdivisões, segundo os seguintes critérios de origem do solo, composição textural e cor predominante. Essa classificação do solo em campo obedeceu aos seguintes critérios, sendo descritas as características sedimentares, de acordo com cada estrato:

- Composição textura: avaliação tátil-visual e descrição em campo das proporções de areia, silte e argila, obtidos no amostrador.
- Granulometria principal e secundária: indicação da variação granulométrica dos elementos observados na fração areia, de acordo com a sua predominância.
- Cor: indicação das cores características/predominantes.

A Figura 45 apresenta a localização dos 16 furos de sondagem SPT realizados na encosta e a Tabela 10 as informações de cada um deles. A Figura 46 apresenta um exemplo de boletim de sondagem realizado. Constam em anexo, os outros boletins de sondagem.

Figura 45 - Localização dos furos de sondagem SPT na encosta

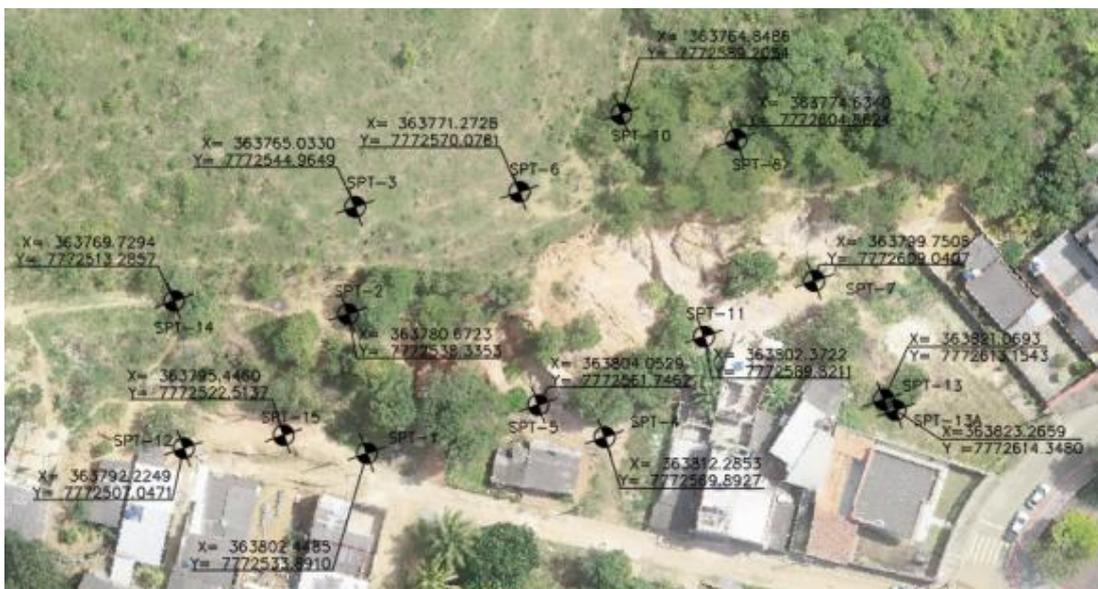


Tabela 10 - Informações dos furos de sondagem na encosta

Identificação	X	Y	Metragem	NA inicial
SP-01	363802.4485	7772533.8910	25,05	5,60
SP-02	363780.6723	7772538.3353	31,45	16,55
SP-03	363765.0330	7772544.9649	35,45	seco
SP-04	363812.2853	7772569.8927	15,05	2,20
SP-05	363804.0529	7772561.7463	16,04	2,10
SP-06	363771.2728	7772570.0781	28,80	seco
SP-07	363799.7508	7772609.0407	12,30	2,66
SP-08	363774.6340	7772604.8624	29,75	seco
SP-09	363769.6829	7772721.0667	31,05	3,75
SP-10	363764.8486	7772589.2054	28,45	seco
SP-11	363802.3722	7772589.8211	15,05	2,80
SP-12	363792.2249	7772507.0471	22,90	13,60
SP-13	363821.0693	7772613.1543	3,90	2,80
SP-13A	362823.2659	7772614.3480	4,00	2,85
SP-14	363769.7294	7772513.2857	20,14	9,80
SP-15	363795.4460	7772522.5137	29,10	15,70
Total (m)			348,48	

FONTE: Próprio autor, 2022

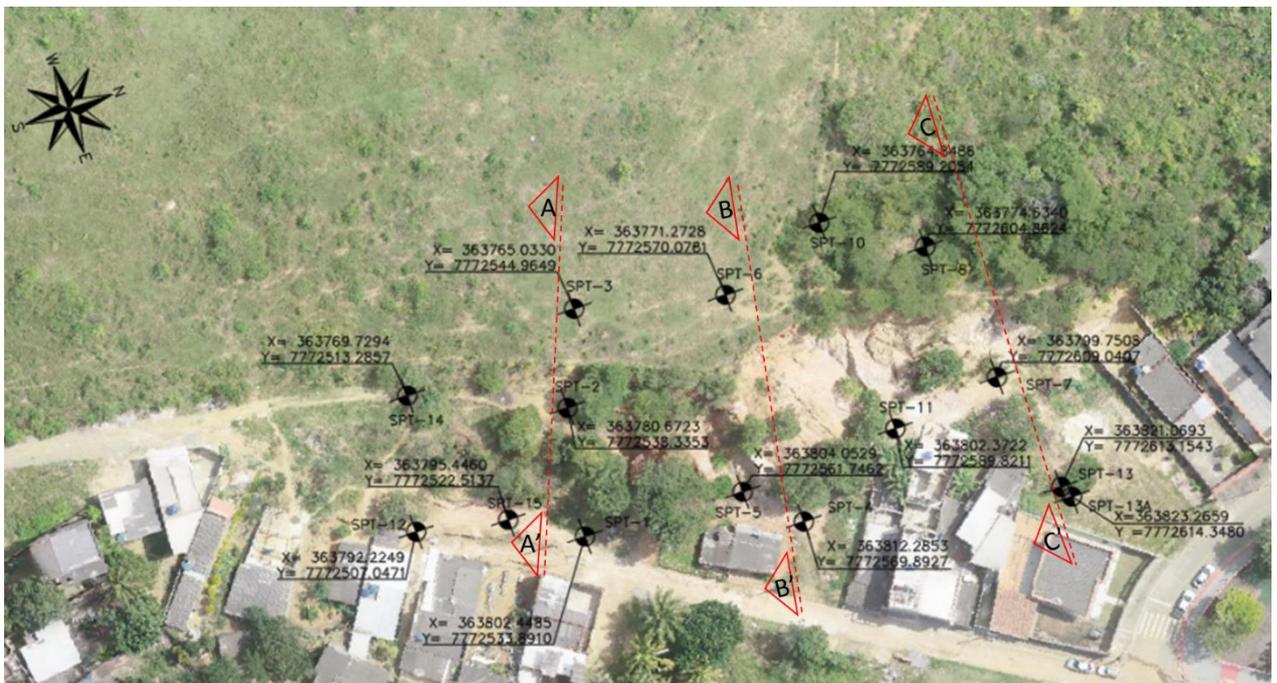
Com os dados de campo da sondagem do terreno, foi possível construir um modelo da extensão longitudinal da encosta, apresentando o perfil geotécnico do talude a partir dos respectivos furos da sondagem SPT. Esse desenho encontra-se no Apêndice A.

3.4 Parâmetros geotécnicos adotados

A princípio definiu-se as seções críticas a serem analisadas, sendo aquelas com as maiores alturas, as mais intemperizadas e aquelas onde já ocorreram deslizamentos. Estas foram determinadas com base na visita técnica e no levantamento topográfico realizado. Assim foram definidas 03 (três) seções de análise, Figura 47, que caracterizam as diferentes geometrias da encosta.

Por meio da localização dos furos de sondagem SPT nas seções foi possível traçar o perfil estratigráfico do solo de cada seção de talude, apresentados no Anexo A. Em cada seção foram identificadas e caracterizadas todas as camadas do maciço e na sequência foram definidos os parâmetros geotécnicos do material identificado.

Figura 47 - Seções de análise do talude



FONTE: Próprio autor, 2022

A caracterização geotécnica das camadas de solo das seções, a partir dos respectivos dados de sondagem são apresentadas nas Tabelas 11 a 13.

Tabela 11 - Seção A-A'

Camada	Material	Nspt médio
1	ARGILA ARENOSA, COR MARROM	12
2	ARGILA ARENOSA, COR VERMELHA	34
3	ARGILA ARENOSA, COR VARIEGADA	30
4	ARGILA ARENOSA, COR VARIEGADA	19
5	ARGILA SILTO-ARENOSA, COR VARIEGADA	15
6	SILTE ARENOSO, COR VARIEGADA	32

FONTE: Próprio autor, 2022

Tabela 12 - Seção B-B'

Camada	Descrição	Nspt médio
1	ARGILA ARENOSA, COR AMARELA	8
2	ARGILA ARENOSA, COR VERMELHA	24
3	AREIA ARGILOSA, COR VERMELHA	35
4	ARGILA ARENOSA, COR AMARELA	33
5	ARGILA POUCO ARENOSA, COR VARIEGADA	28
6	AREIA POUCO ARGILOSA, COR VARIEGADA	15
7	ARGILA POUCO ARENOSA, COR VARIEGADA	13
8	AREIA SILTOSA, COR VARIEGADA	26

FONTE: Próprio autor, 2022

Tabela 13 - Seção C-C'

Camada	Descrição	Nspt médio
1	ARGILA ARENOSA, COR VERMELHA	38
2	AREIA POUCO ARGILOSA, COR VARIEGADA	36

3	ARGILA POUCO ARENOSA, COR VARIEGADA	35
4	ARGILA POUCO ARENOSA, COR VARIEGADA	20
5	ARGILA SILTO-ARENOSA, COR VARIEGADA	20
6	AREIA SILTO ARGILOSA, COR VARIEGADA	34

FONTE: Próprio autor, 2022

A definição dos parâmetros geotécnicos a serem utilizados nas análises de estabilidade tem como premissa as correlações existentes na literatura geotécnica com os resultados do ensaio SPT (N_{spt}). Para realizar as correlações foi adotado o N_{spt} médio normalizado das camadas (N_{60}), obtido multiplicando o valor de N_{spt} pela eficiência do equipamento (em decimal) e dividindo por 0,6.

Conforme relatado por Santos (2017), o valor de N_{spt} pode ser utilizado para estimar o peso específico, o ângulo de atrito interno, a resistência não drenada de argilas, o módulo de variação volumétrica, o coeficiente de compressibilidade, a capacidade de carga do terreno, a tensão admissível de fundações diretas e a previsão de recalques em areias, por meio de métodos semiempíricos e empíricos.

Neste projeto importa aquelas correlações para determinação do ângulo de atrito interno (Φ), da coesão (S_u) e o peso específico (γ). No entanto, não existem correlações diretas para obtenção do ângulo de atrito interno de solos coesivos, apenas de solos arenosos, em que neste caso define-se Φ' e não Φ . Para se obter o ângulo de atrito (Φ) seria necessário fazer uma análise quanto ao índice de plasticidade dos solos presentes no talude, e relacioná-los a um valor de ângulo de atrito de argilas. Infelizmente, não foram realizados ensaios para determinação do índice de plasticidade dos solos, sendo impossível, portanto, fazer essas correlações.

Deste modo, para efeitos acadêmicos e para possibilitar as análises pertinentes a este trabalho, serão utilizados para os solos argilosos, as mesmas correlações presentes na literatura, entre N_{spt} e o ângulo de atrito de solos arenosos (Φ'). A Tabela 14 apresenta algumas dessas correlações utilizadas na determinação do ângulo de atrito interno dos solos arenosos (Φ'), a partir de N_{spt} .

Tabela 14 - Correlações para determinação do ângulo de atrito interno do solo.

Autor	Correção proposta
Godoy (1983)	$\Phi' = 28^\circ + 0,4N_{spt}$
Teixeira (1996)	$\Phi' = 15^\circ + \sqrt{20 N_{spt}}$
Muromachi (1974)	$\Phi' = 20^\circ + 3,5\sqrt{N_{spt}}$

FONTE: Próprio autor, 2022

Para determinação da coesão não drenada (S_u) dos solos argilosos, foram utilizadas as correlações propostas na Tabela 15 e na Equação 40 (Teixeira & Godoy (1996)).

Tabela 15 - Coesão dos solos argilosos conforme SPT

Argilas	Standard Penetration Test (SPT)	Coesão (kPa)
Muito Mole	<2	<10
Mole	2 a 4	10 a 25
Média	4 a 8	25 a 50
Rija	8 a 15	50 a 100
Muito Rija	15 a 30	100 a 200
Dura	>30	>200

FONTE: Alonso, 1983

Equação 40

$$S_u = 10 N_{spt} \text{ (kPa)}$$

Segundo Teles (2013), a resistência ao cisalhamento dos solos se deve principalmente ao atrito, cabendo à coesão apenas uma pequena contribuição. No caso das areias, a resistência por coesão é muito pequena, geralmente sendo adotada coesão nula.

Já para a determinação do peso específico dos materiais identificados foram utilizados os resultados dos trabalhos elaborados por Godoy (1972) e Hunt (1984) conforme pode ser visto nas Tabela 16 e Tabela 17.

Tabela 16 - Peso específico de solos arenosos

N _{SPT}	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
<5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco compacta			
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta			

FONTE: Godoy, 1972

Tabela 17 - Propriedades comuns de solos argilosos

Consistência	N _{SPT}	Identificação manual	γ _{sat} (g/cm ³)	Resistência à compressão simples (MPa)	Su (kPa)
Dura	>30	Marca-se dificilmente	>19,61	>0,4	>200
Muito rija	15-30	Marca-se com a uma do polegar	20,4 - 21,97	0,2-0,4	100 - 200
Rija	8-15	Marcar-se com o polegar	18,83 -20,4	0,1-0,2	50 - 100
Media	4-8	Moldável sob pressões fortes	17,26 – 18,83	0,05-0,1	25 - 100
Mole	2-4	Moldável sob pressões fracas	15,69-17,26	0,025-0,05	12,5 - 25
Muito Mole	<2	Desfaz entre os dedos	14,12-15,69	0-0,025	0 – 12,5

FONTE: Hunt, 1984

Com base nas tabelas e formulações descritas anteriormente, apresenta-se nas tabelas 18 a 20, a relação dos valores adotados para cada parâmetro geotécnico utilizado.

Tabela 18 - Características dos materiais Seção A-A'

Camada	Descrição	N _{spt} SP-03	N _{spt} SP-02	N _{spt} SP-15	N _{spt} médio	N _{spt} ,60	Peso específico γ (kN/m ³)			Coesão Su (kN/m ²)				Ângulo de atrito φ (°)			
							γ (Godoy, 1972)	γ (Hunt, 1984)	Adotado	Teixeira e Godoy (1996)	Alonso (1983)	Hunt (1984)	Adotado	Teixeira (1966)	Godoy (1983)	Mauromachi (1974)	Adotado
1	Argila arenosa, cor marrom	8 a 15	14	-	12	13		19	19	115	75	70	25	30	33	32	30
2	Argila arenosa, cor vermelha	22 a 39	16 a 42	-	34	38		20	20	344	200	200	25	41	42	42	41
3	Argila arenosa, cor variegada	31 a 38	21 a 23	-	30	33		20	20	301	200	200	25	40	40	40	40
4	Argila arenosa, cor variegada	13 a 30	10 a 37	-	19	21		21	21	188	150	150	25	34	36	36	34
5	Argila silto-arenosa, cor variegada	15 a 30	20 a 22	05 a 11	15	16		21	21	149	150	150	25	32	34	34	32
6	Silte arenoso, cor variegada	19 a 36	23 a 46	11 a 42	32	36	20		20				0	40	41	41	40

FONTE: Próprio autor, 2022

Tabela 19 - Características dos materiais Seção B-B'

Camada	Descrição	Nspt SP-06	Nspt SP-05	Nspt SP-04	Nspt médio	Nspt,60	Peso específico γ (kN/m ³)			Coesão Su (kN/m ²)				Ângulo de atrito ϕ (°)			
							γ (Godoy, 1972)	γ (Hunt, 1984)	Adotado	Teixeira e Godoy (1996)	Alonso (1983)	Hunt (1984)	Adotado	Teixeira (1966)	Godoy (1983)	Mauromachi (1974)	Adotado
1	Argila arenosa, cor amarela	8	-	-	8	9		18	18	80	75	70	25	28	31	30	28
2	Argila arenosa, cor vermelha	9 a 39	-	-	24	27		21	21	244	150	150	25	37	38	38	37
3	Areia argilosa, cor vermelha	32 a 38	-	-	35	39	20		20					41	42	42	41
4	Argila arenosa, cor amarela	32 a 34	-	-	33	36		20	20	330	200	200	25	41	41	41	41
5	Argila pouco arenosa, cor variegada	13 a 38	-	-	28	30		20	20	277	200	200	25	39	39	39	39
6	Areia pouco argilosa, cor variegada	13 a 36	-	-	15	16	19		19					32	34	34	32
7	Argila pouco arenosa, cor variegada	16 a 30	6 a 13	4 a 11	13	14		19	19	128	75	70	25	31	33	33	31
8	Areia siltosa, cor variegada	15 a 28	13 a 41	15 a 47	26	28	20		20					38	38	39	38

FONTE: Próprio autor, 2022

Tabela 20 - Características dos materiais Seção C-C'

Camada	Descrição	Nspt SP-08	Nspt SP-07	Nspt SP-13	Nspt médio	Nspt,60	Peso específico γ (kN/m ³)			Coesão Su (kN/m ²)				Ângulo de atrito ϕ (°)			
							γ (Godoy, 1972)	γ (Hunt, 1984)	Adotado	Teixeira e Godoy (1996)	Alonso (1983)	Hunt (1984)	Adotado	Teixeira (1966)	Godoy (1983)	Mauromachi (1974)	Adotado
1	Argila arenosa, cor vermelha	36 a 40	-	-	38	42		20	20	380	200	200	25	43	43	43	43
2	Areia pouco argilosa, cor variegada	31 a 42	-	-	36	40	20		20				0	42	42	42	42
3	Argila pouco arenosa, cor variegada	32 a 37	-	-	35	38		20	20	345	200	200	25	41	42	42	41
4	Argila pouco arenosa, cor variegada	17 a 29	7 a 8	8	20	21		21	21	195	150	150	25	35	36	36	35
5	Argila silto-arenosa, cor variegada	16 a 25	11 a 34	7 a 22	20	22		21	21	202	150	150	25	35	36	36	35
6	Areia silto argilosa, cor variegada	-	28 a 41	-	34	37	20		20				0	41	41	41	41

FONTE: Próprio autor, 2022

Vale ressaltar que a coesão adotada para os solos argilosos foi de 25 kPa, uma vez que os valores de coesão encontrados por meio das correlações com Nspt foram muito altos e que não são observados na prática. Já para os solos arenosos foi adotada coesão nula.

Além dos parâmetros acima mencionados, foi considerado nas análises de estabilidade uma sobrecarga de 20 kPa uniformemente distribuída sobre o topo dos taludes, conforme recomendação da norma ABNT NBR 11682/2009.

4. SOLUÇÃO ADOTADA: CONSIDERAÇÕES E DIMENSIONAMENTO

4.1. Critério para escolha da solução adotada

A adoção de uma solução de contenção de encostas é um processo multicritério. Além das características de cada técnica (método executivo, velocidade) deve ser realizada uma avaliação de sua aplicação à situação específica de cada obra: sua eficiência, fatores econômicos, localização do talude, sua geometria, características geotécnicas e o seu entorno.

Para o presente caso, o retaludamento seria a opção inicialmente pensada para se obter a estabilidade do talude, mas sua elevada altura (próximo a 20 metros de altura), dificultaria os trabalhos de movimentação de terra. Além disso, verificou-se que para se estabilizar o talude utilizando apenas a técnica, seria necessário produzir inclinações que inviabilizariam o projeto rodoviário que será feito futuramente na área do topo do talude.

Neste caso, como forma de simplificar a análise, o método de grampeamento se apresenta como solução ideal para o problema, uma vez que não há necessidade de uma técnica de estrutura rígida, com restrição total dos deslocamentos, como uma cortina atirantada, por exemplo. O solo grampeado, garantindo a estabilidade a partir de um deslocamento do solo, é uma solução mais simples, em geral mais econômica e com maior velocidade de execução que a cortina atirantada.

Algumas vantagens do método do grampeamento, segundo Teixeira (2011), são listadas abaixo.

- Baixo custo – A técnica utiliza somente grampos para estabilização do maciço. A utilização também de concreto projetado e outras soluções ainda é mais barato se comparado com soluções convencionais.
- Equipamentos leves – O solo grampeado pode ser executado utilizando-se equipamentos leves e de fácil manuseio.

- Velocidade na execução – Tanto o grampeamento do solo, quanto a execução do paramento são etapas de rápida execução.
- Adaptação às condições locais – Devido à utilização de equipamentos de pequeno e médio porte e ao seu processo executivo, o solo grampeado é de fácil adaptação a diferentes tipos de condições geométricas de taludes, com inclinações e sinuosidades.
- Flexibilidade – Essa característica traz vantagens na aplicação em regiões de atividade sísmica ou em áreas com cargas dinâmicas. • Possibilidade de estruturas mistas – A técnica permite concomitância entre o uso de solo grampeado e outra solução.

Obviamente, nenhuma técnica é imune a desvantagens, e o grampeamento, não é diferente. São alguns pontos “negativos”, de acordo com Teixeira (2011):

- Presença de nível d’água – A execução do método de solo grampeado exige um eficiente rebaixamento do lençol freático. No caso em questão, não há presença de nível d’água, logo não é um fator limitante para o uso da técnica.
- Condições de drenagem – Em situações de drenagem insuficiente, a água no solo, em conjunto com o aumento da poropressão, leva a redução do atrito entre o solo e o grampo, fazendo com o haja perda de resistência ao cisalhamento, podendo o chumbador escorregar. Assim como, nessas situações podem ocorrer problemas de durabilidade dos grampos.

4.2. Concepção do projeto de estabilidade

No que diz respeito ao fator de segurança admissível para taludes, como apresentado anteriormente no item 2.3, a NBR 11682/2009 (Estabilidade de encostas) determina o nível de segurança das estruturas projetadas com base nos riscos envolvidos, os quais são classificados a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas e danos materiais e ambientais. Juntando esses dois dados é possível definir fatores de segurança mínimos para cada situação, segundo as classificações da norma, apresentadas nas Tabelas 21 e 22.

Tabela 21 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

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

FONTE: NBR 11682, 2009.

Tabela 22 - Nível de segurança desejado contra 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 sujeitos 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 acidentes ambientais reduzidos

FONTE: NBR 11682, 2009.

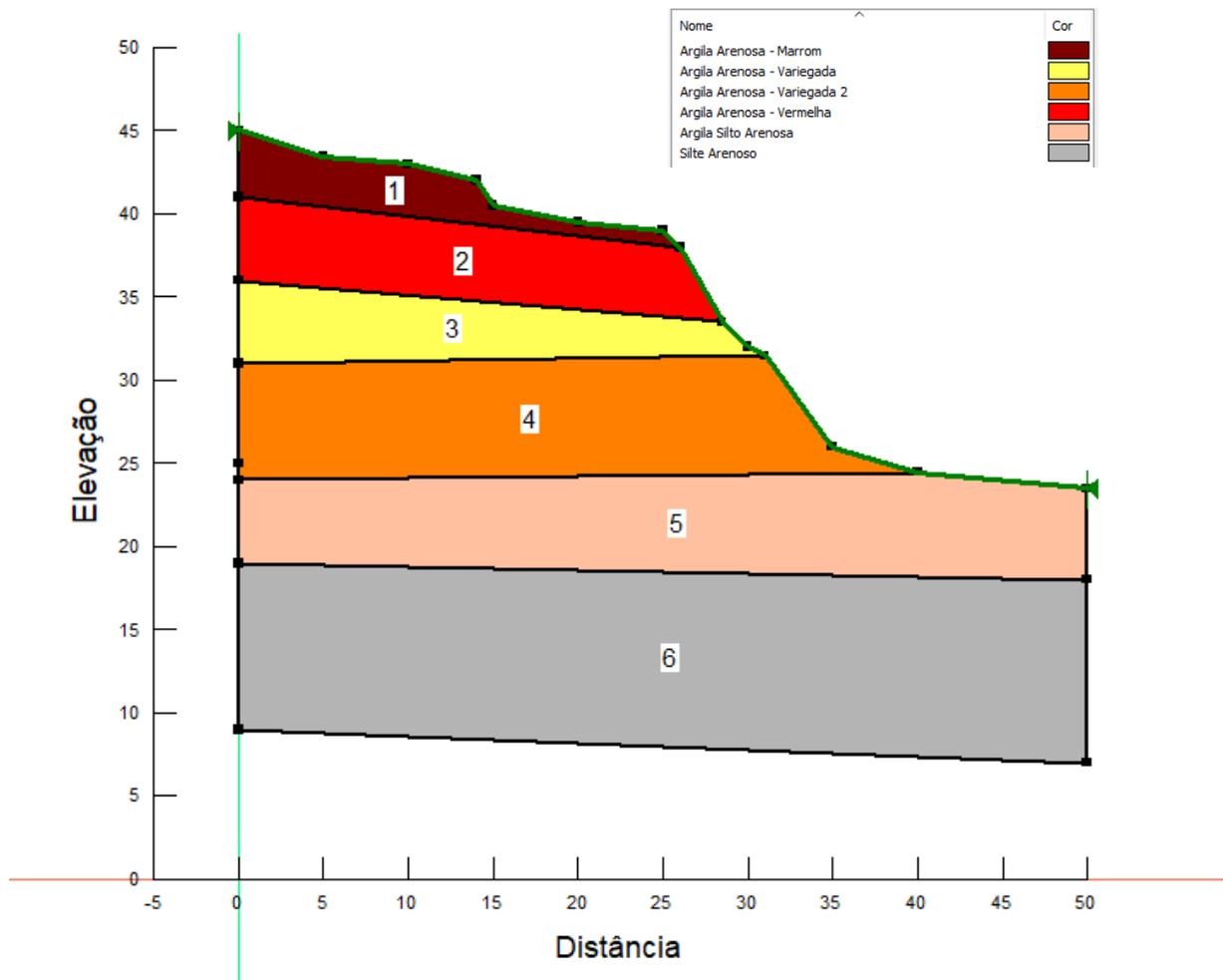
Desta forma, de acordo com os critérios descritos nas tabelas acima e com as características da região em estudo onde localiza-se a encosta, é possível definir o nível de segurança como alto para perda de vidas humanas, já que se trata de uma área urbana com intensa movimentação e permanência de pessoas e nível de segurança também alto para danos materiais e ambientais. Sendo assim, pode-se definir para o talude em estudo um fator de segurança mínimo de 1,5, de acordo com a Tabela 8.

4.3 Análise de Estabilidade Global

Para a análise de estabilidade do talude foi utilizado o software da GeoStudio, o Geoslope – Slope/W. Nele, foram modeladas as seções A-A', B-B' e C-C' obtidas dos parâmetros de campo, sendo incluídos os parâmetros dos solos por camada (cada

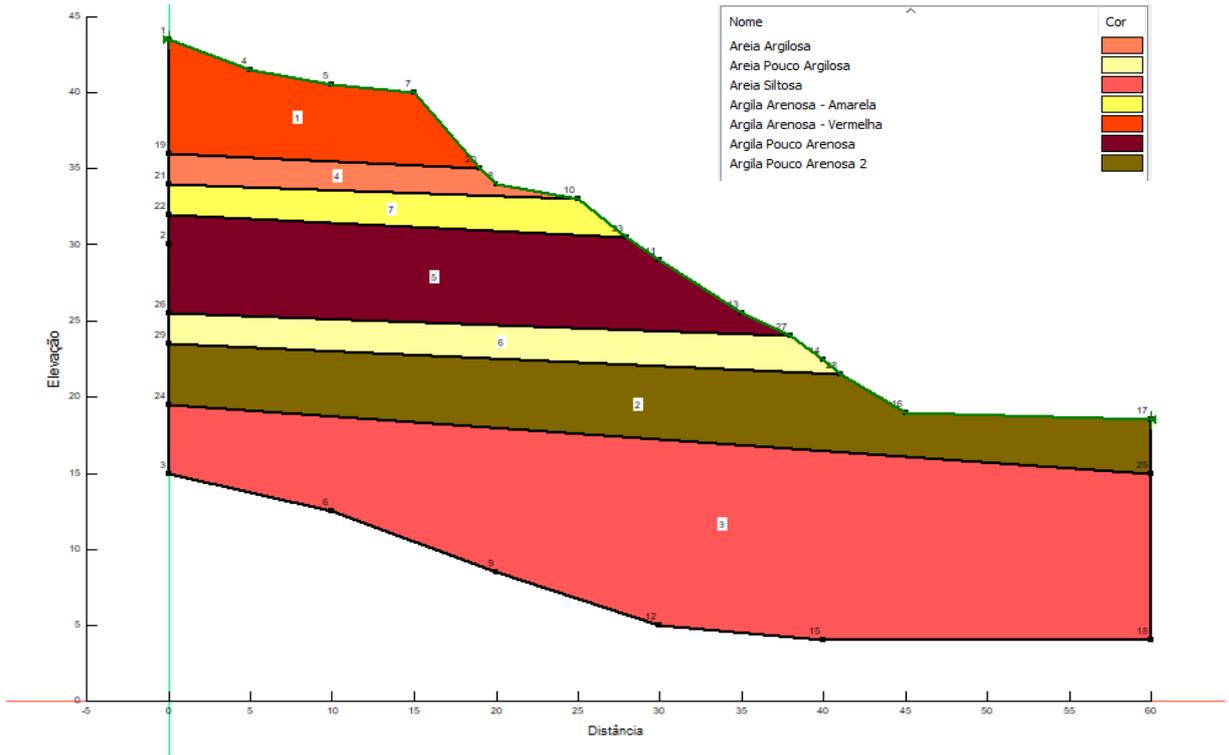
camada de solo é representada por uma cor) segundo os ensaios SPT e as correlações apresentadas anteriormente. Dessa forma, as Figuras 48 a 50 apresentam cada seção, com suas respectivas dimensões e camadas de solo.

Figura 48 - Seção A-A' – Modelagem Geoslope



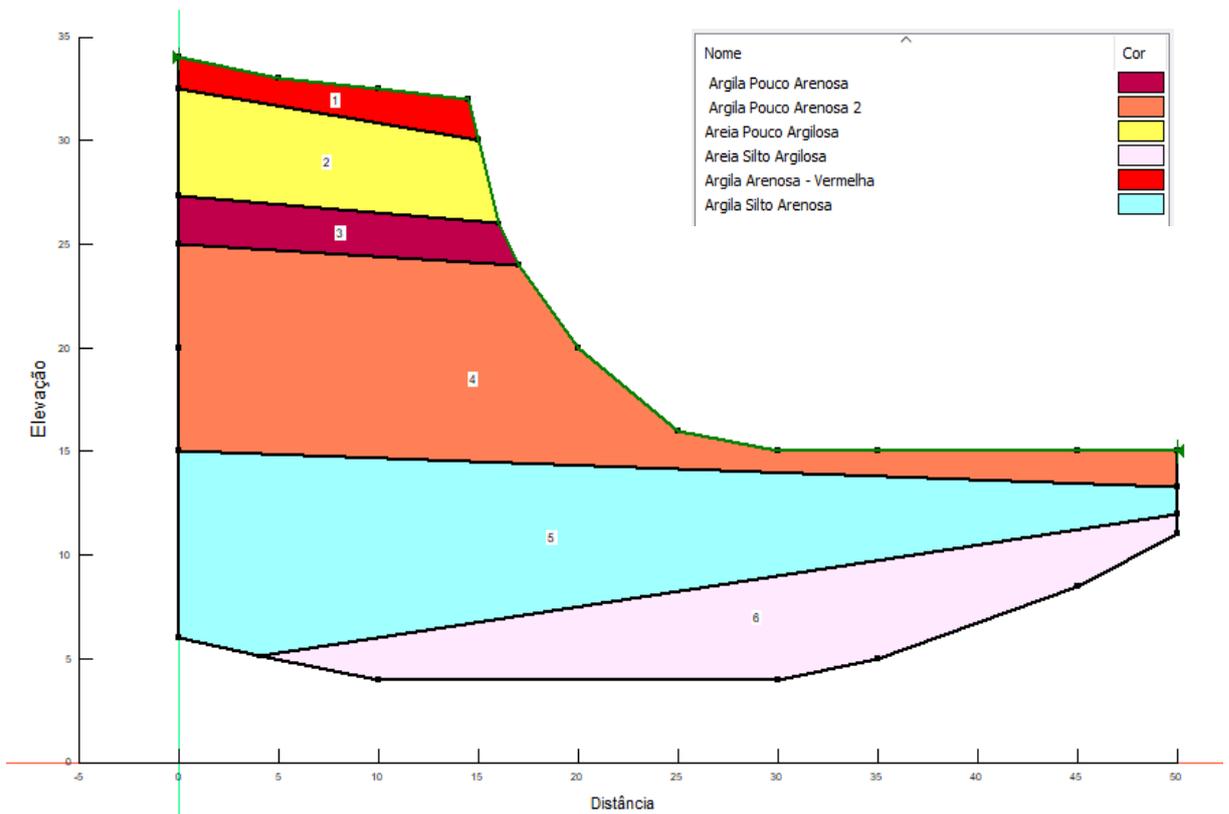
FONTE: Próprio autor, 2022.

Figura 49 - Seção B-B' – Modelagem Geoslope



FONTE: Próprio autor, 2022.

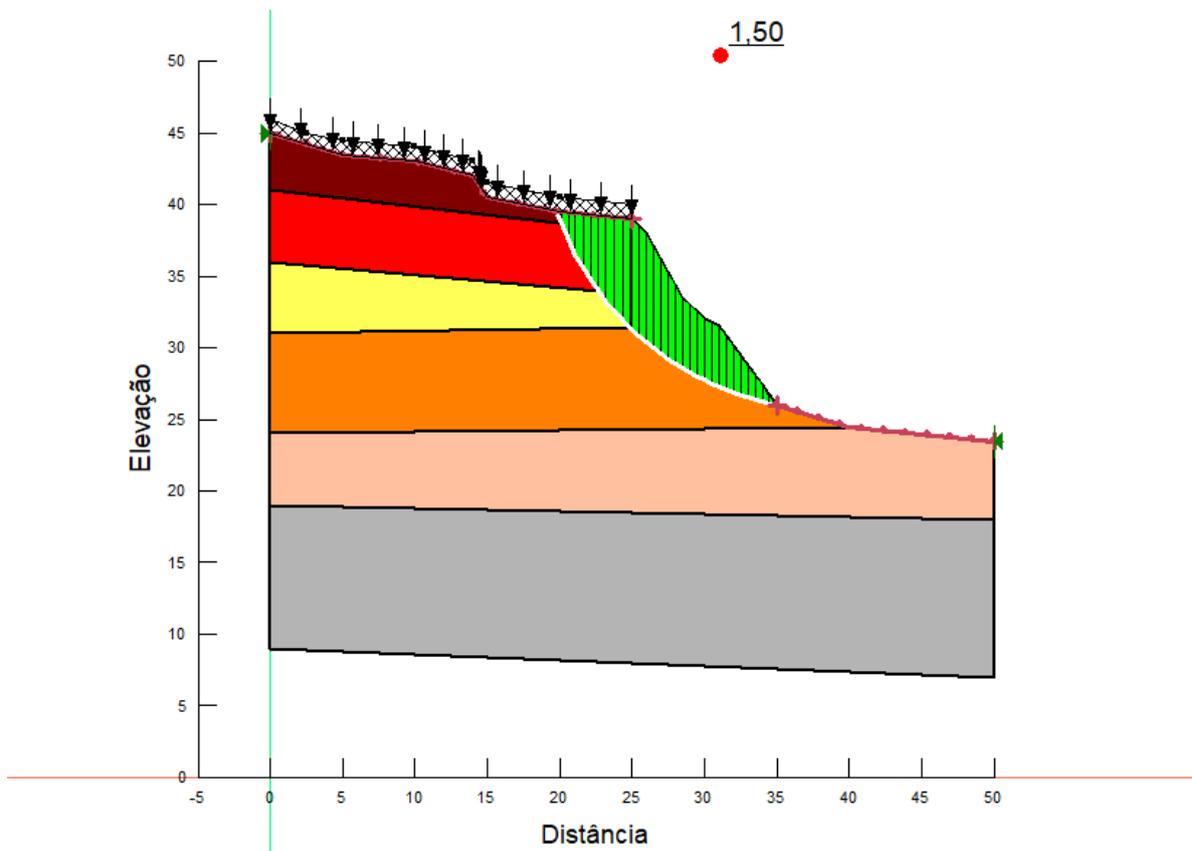
Figura 50 - Seção C-C' – Modelagem Geoslope



FONTE: Próprio autor, 2022.

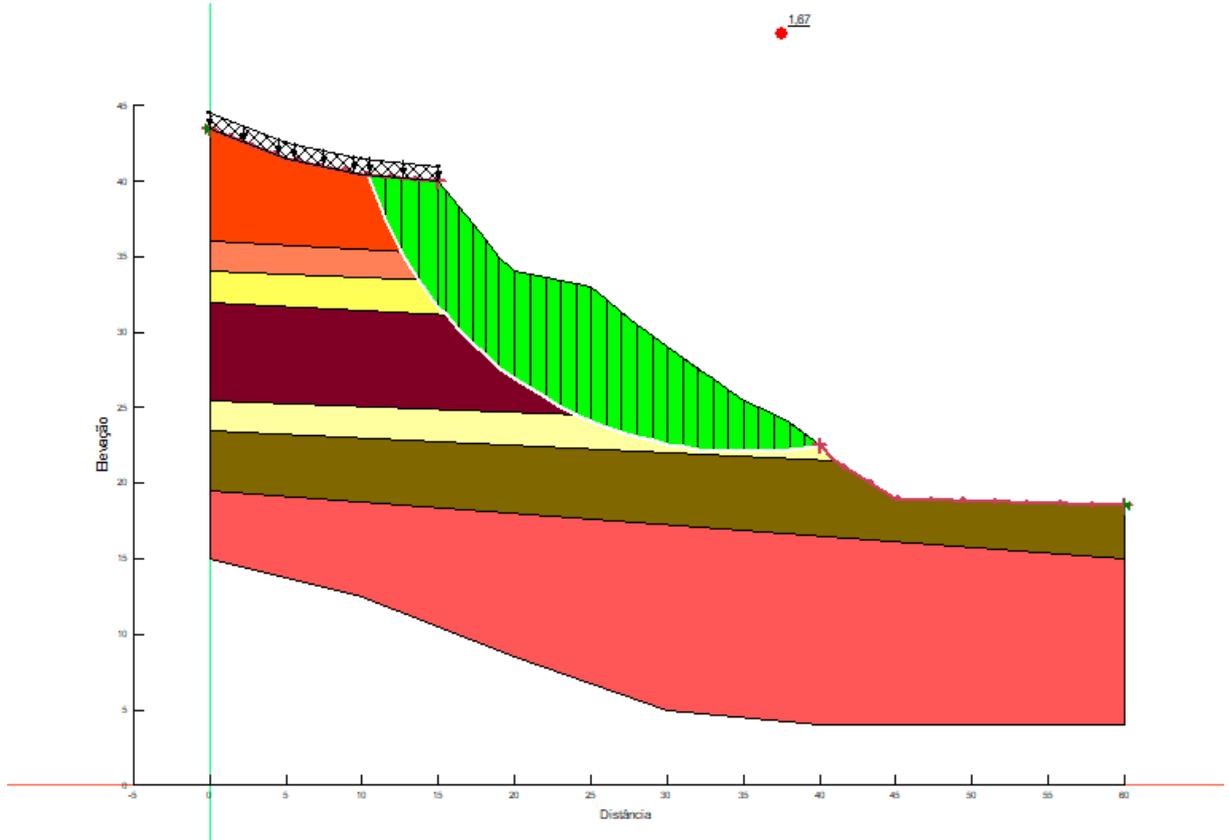
Uma vez modeladas as seções, foi possível fazer a análise de estabilidade dos taludes. Para determinação do fator de segurança, foi utilizado o método de Morgenstern-Price. Para isso, delimita-se uma superfície de pesquisa no topo e na base do talude. O programa, daí, calcula os fatores de segurança para diferentes regiões da face do talude (arcos de circunferência), retornando o FS e a superfície crítica correspondente. Para cada uma das seções acima, foi calculado o FS crítico, sendo considerada a sobrecarga de 20 kPa prevista na norma. Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 51 a 53.

Figura 51 - Seção A-A' – FS = 1,50



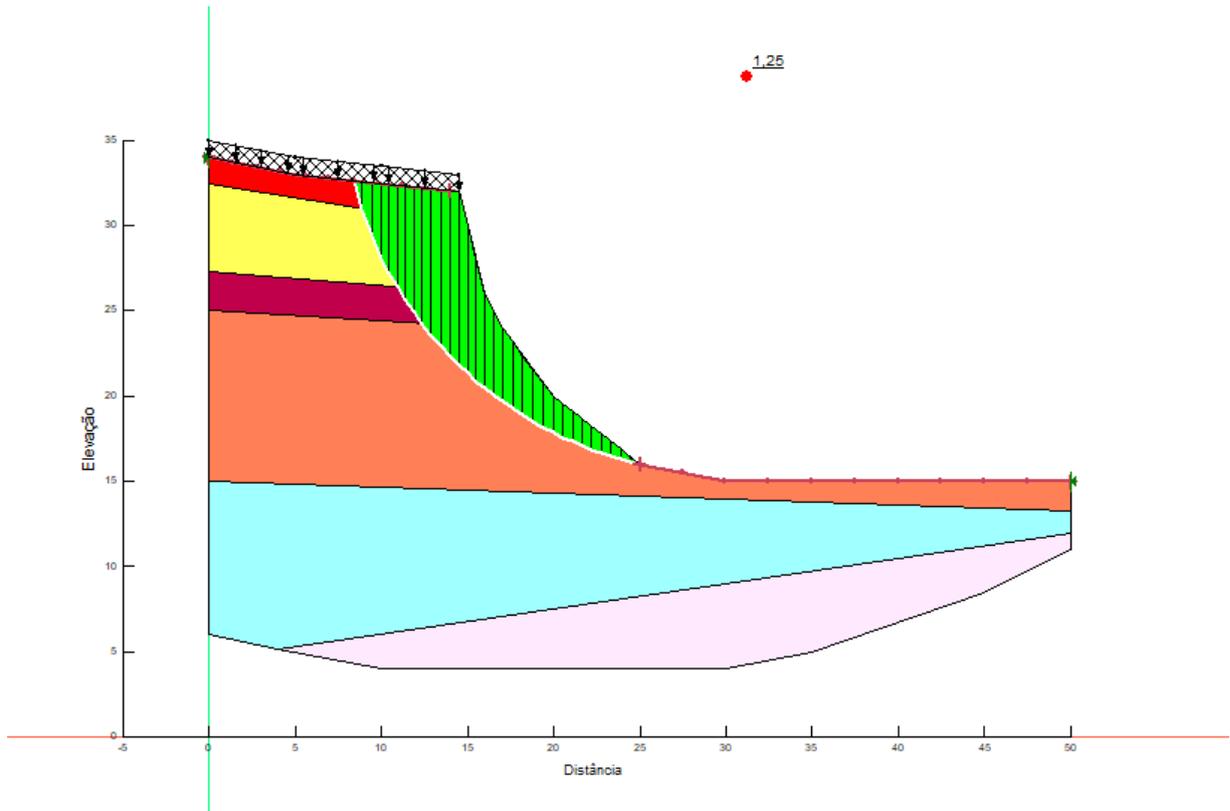
FONTE: Próprio autor, 2022.

Figura 52 - Seção B-B' – FS = 1,67



FONTE: Próprio autor, 2022.

Figura 53 - Seção C-C' – FS = 1,25



FONTE: Próprio autor, 2022.

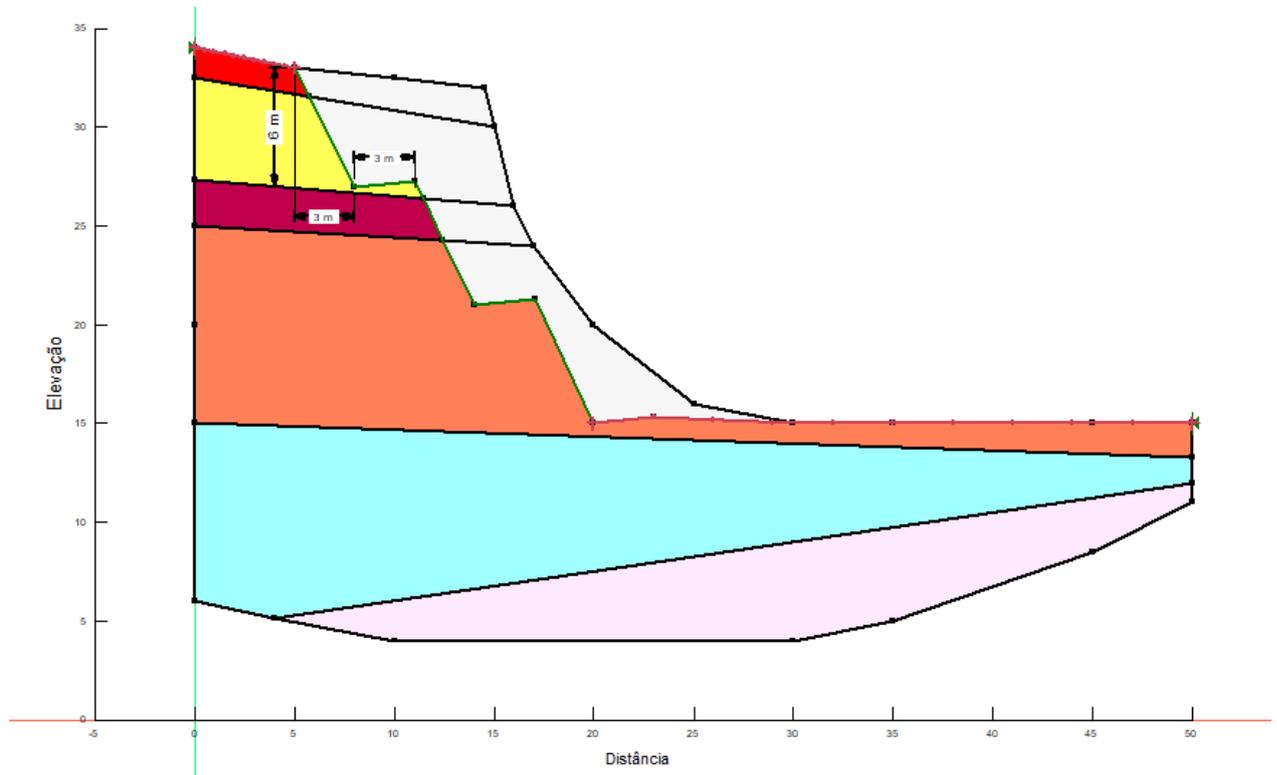
A partir dos resultados acima, a seção C-C' foi apontada como a seção crítica de projeto, por possuir o menor coeficiente de segurança e o único menor que 1,5, requisito mínimo de projeto. Desta forma, as análises subsequentes foram realizadas tomando como base essa seção do talude.

4.4 Análise sem Reforço e com a técnica de retaludamento

Inicialmente foi realizada a análise sem o dimensionamento de estrutura de reforço, apenas com o corte do talude (retaludamento). Os critérios de projeto apontam que a cota horizontal máxima da base do talude deveria estar em 20 m e que a cota vertical deveria estar na altura de 15 m, logo o corte foi realizado a partir desse ponto. Como trata-se de um talude alto (18 metros de altura), optou-se por fazer o corte em 3 banquetas de 6 m de altura, configurando uma inclinação de 2:1. Além disso, cada banquetta de 3 metros de comprimento possui uma inclinação de 10% em direção à face do talude para escoar a água superficial por canaletas. A configuração do corte,

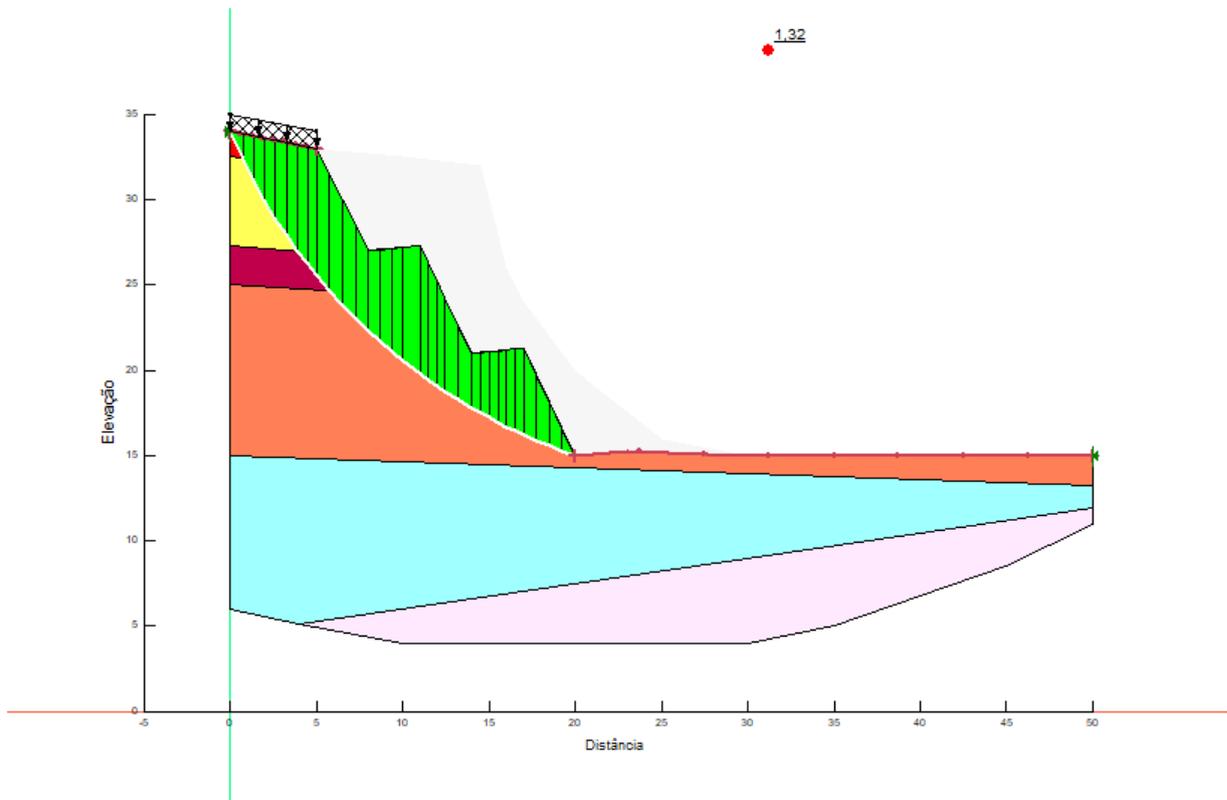
bem como a análise de estabilidade do talude após o corte é apresentada nas Figuras 54 e 55, respectivamente.

Figura 54 - Corte de projeto da seção C-C'



FONTE: Próprio autor, 2022.

Figura 55 - Análise de estabilidade da seção após o corte – FS = 1,32



FONTE: Próprio autor, 2022.

É possível observar que após o retaludamento houve aumento do fator de segurança, mas que ainda assim encontra-se inferior a 1,5. Logo, conforme exposto anteriormente, foi dimensionada uma estrutura de reforço do solo por grampeamento, com objetivo de aumentar o fator de segurança do talude em questão.

3.5. Análise com Introdução do Reforço

4.5.1 Pré dimensionamento dos grampos

Normalmente os grampos são dimensionados levando-se em conta a altura máxima do talude a ser cortado, definindo-se os comprimentos dos grampos, sua densidade e os espaçamentos verticais e horizontais a partir de correlações empíricas. Autores como Bruce e Jewell (1986) apresentaram números baseados em correlações empíricas obtidas em alguns casos de obras em solo grampeado na França, Inglaterra e Estados Unidos que podem ser utilizadas nessas determinações para efeito de pré-

dimensionamento. Dessa forma, dois diferentes parâmetros podem ser definidos: a razão entre o comprimento dos grampos e a altura do talude, e a área disponível para mobilização do atrito. São eles, respectivamente L/H e $C.L/Sh.Sv$, onde L é o comprimento dos grampos, H a altura de contenção, C a circunferência do furo no qual o grampo é injetado ($\pi.d$) e Sh e Sv os espaçamentos horizontais e verticais entre os grampos, respectivamente.

Assim utilizou-se as correlações estabelecidas por Bruce e Jewell (1986) para o pré-dimensionamento da solução em solo grampeado, conforme apresentado na Tabela 23.

Tabela 23 - Índices característicos em obras internacionais

Índice	Relação	Grampo Injetado
Comprimento	L_{max}/H	0,5 a 0,8
Contato	$C.L/Sh.Sv$	0,3 a 0,6

Desta forma, considerando a altura máxima do talude, na seção C-C', igual a 18 m, pode-se determinar o comprimento dos grampos:

$$L_{mín} = 0,5.H = 0,5.18 = 9 \text{ m}$$

$$L_{máx} = 0,8.H = 0,8.18 = 14,4 \text{ m}$$

Foi adotado inicialmente o valor mínimo de 9 metros. Daí, é possível determinar o espaçamento entre os grampos, substituindo o comprimento encontrado na equação empírica de contato (Tabela 23). Para este estudo foi considerado o diâmetro do furo de 10 cm (com fator de segurança de 1,5), e os espaçamentos verticais e horizontais iguais, sendo $Sh=Sv=h$. Assim, tem-se:

Equação 41

$$h_{máx} = \sqrt{\quad}$$

Equação 42

$$h_{mín} = \sqrt{\quad}$$

A partir do intervalo encontrado acima, fixou-se inicialmente o espaçamento horizontal e vertical dos grampos em 2 metros.

A inclinação dos grampos é em relação à horizontal e deve estar compreendida entre 10° e 20°, sendo comumente empregado o valor de 15°. Entretanto, este valor não deve ser menor que 10°, pois pode criar bolsas de ar durante as injeções que conseqüentemente diminuiriam o valor da resistência de aderência (pullout resistance) (Gondim, 2018). Deste modo, foi adotada a inclinação de 15°.

Foram adotadas também, inicialmente, barras de aço do tipo CA-50, de 20 mm de diâmetro. A resistência à tração máxima da barra foi calculada conforme recomendações da norma ABNT NBR 5629/2018: Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução, como apresentado a seguir.

Equação 43

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{f_{yk} \cdot 0,9 \cdot A}{1,75}$$

Onde:

$T_{m\acute{a}x}$ = resistência à tração máxima da barra;

f_{yk} = resistência característica do aço;

A = área da seção transversal da barra.

Para o caso inicial, onde o diâmetro adotado foi de 20 mm, a resistência a tração máxima das barras é, portanto, de 80,75 kN. Já a resistência ao cisalhamento das barras estruturais é desconsiderada em estruturas do tipo solo grampeado.

Para a determinação da resistência ao arrancamento (q_s) do contato solo-grampo utilizou-se correlações empíricas com o índice de resistência à penetração médio NSPT do solo (Jiménez, 2008). São elas:

Ortigão (1997):

Equação 44

$$q_s = 50 + (7,5 \times NSPT)$$

Ortigão e Sayão (2004):

Equação 45

$$q_s = 67 + [60 \times \ln(NSPT)]$$

Springer (2006):

Equação 46

$$q_s = 45,1 \times \ln(NSPT) - 15.$$

Considerando o NSPT médio das camadas de solo da seção C-C' igual a 33, foi adotada então resistência ao arrancamento (q_s) igual a 140 kPa, correspondente à correlação de Springer (2006), que apresentou o menor resultado, entre as correlações apresentadas.

Vale ressaltar que este valor prévio da resistência da interface solo-grampo (q_s) considerado deve ser validado através de ensaios de arrancamento a serem realizados em campo no início das obras de contenção dos taludes, conforme anexo A da NBR 16920-2.

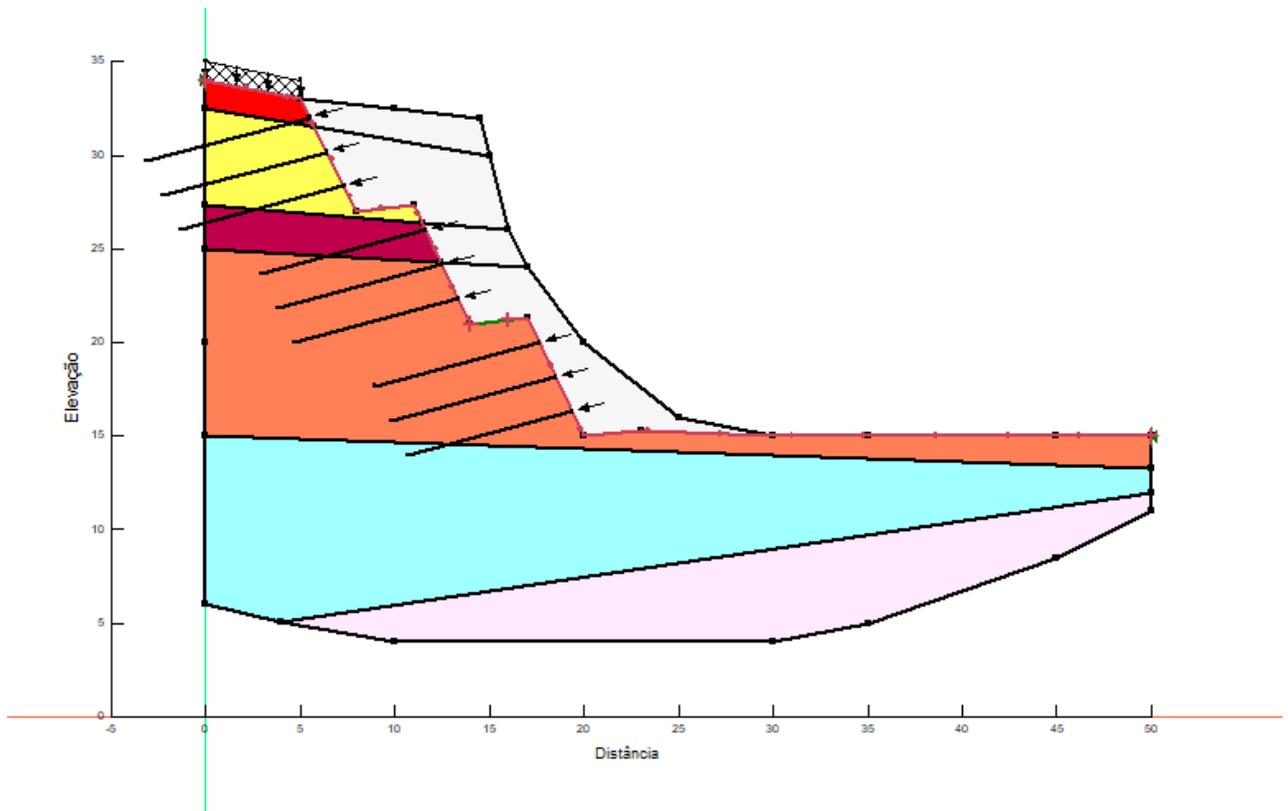
Resumo do pré-dimensionamento:

- Resistência ao arrancamento – parâmetro q_s : adotado o valor de 140 kPa;
- Diâmetro do bulbo de perfuração: adotado 0,10 m;
- Fator de segurança da aderência solo – bulbo: adotado um valor de referência igual a 1,5;
- Espaçamento horizontal e vertical entre os grampos no talude: adotado 2,0m;
- Comprimento dos grampos do talude: adotado 9 m para todos os grampos;
- Direção: ângulo de inclinação do grampo com a horizontal adotado na análise: 15°;
- Resistência à tração das barras de aço CA – 50 (tensão de escoamento de 500 MPa) com 20 mm de diâmetro: 80,78 kN

3.6. Resultados das análises

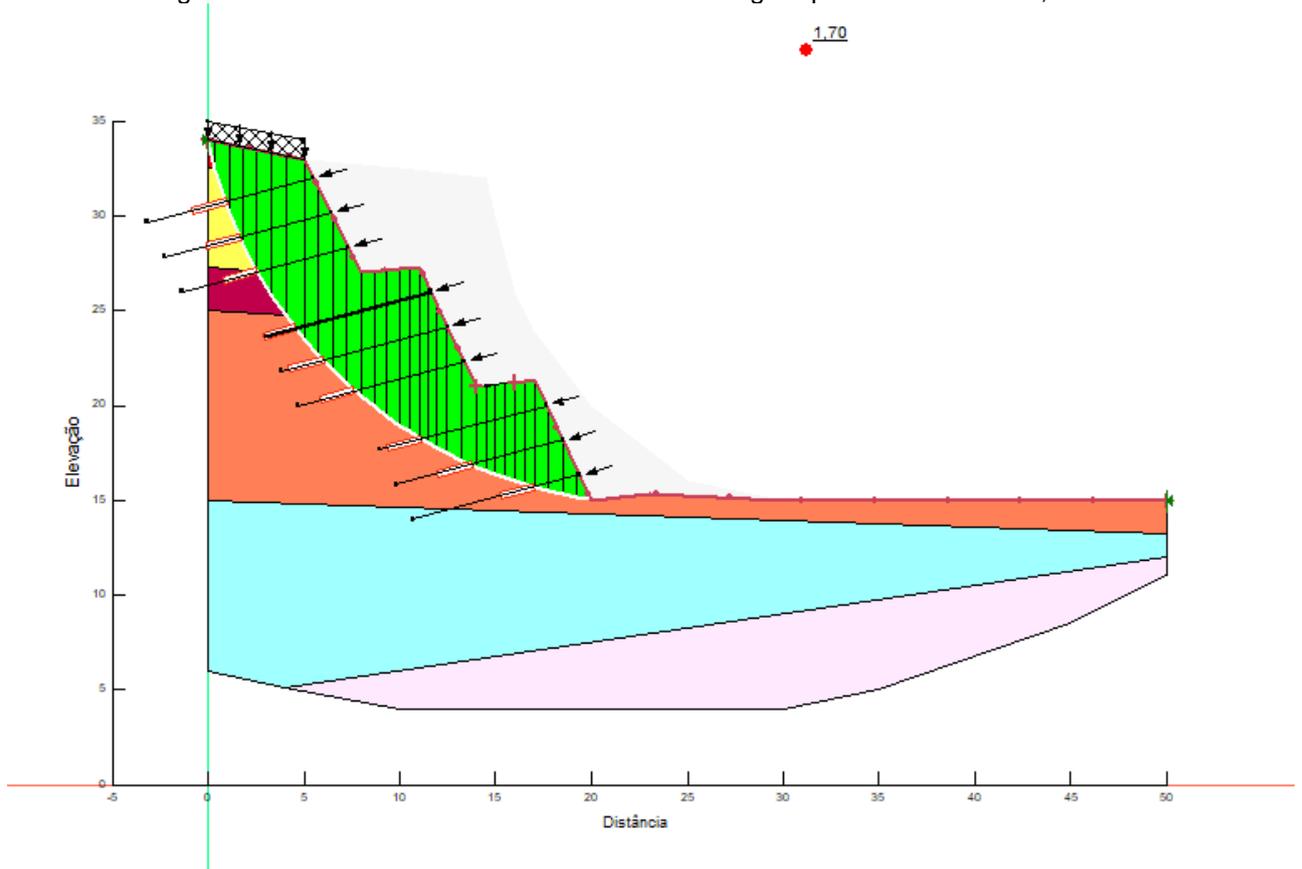
A Figura 56 apresenta a configuração inicial da solução encontrada no pré-dimensionamento dos grampos, modelada no software, e a Figura 57 apresenta o resultado da respectiva análise de estabilidade.

Figura 56 - Projeto de grampeamento, solução inicial (pré-dimensionamento)



FONTE: Próprio autor, 2022.

Figura 57 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento – FS = 1,70

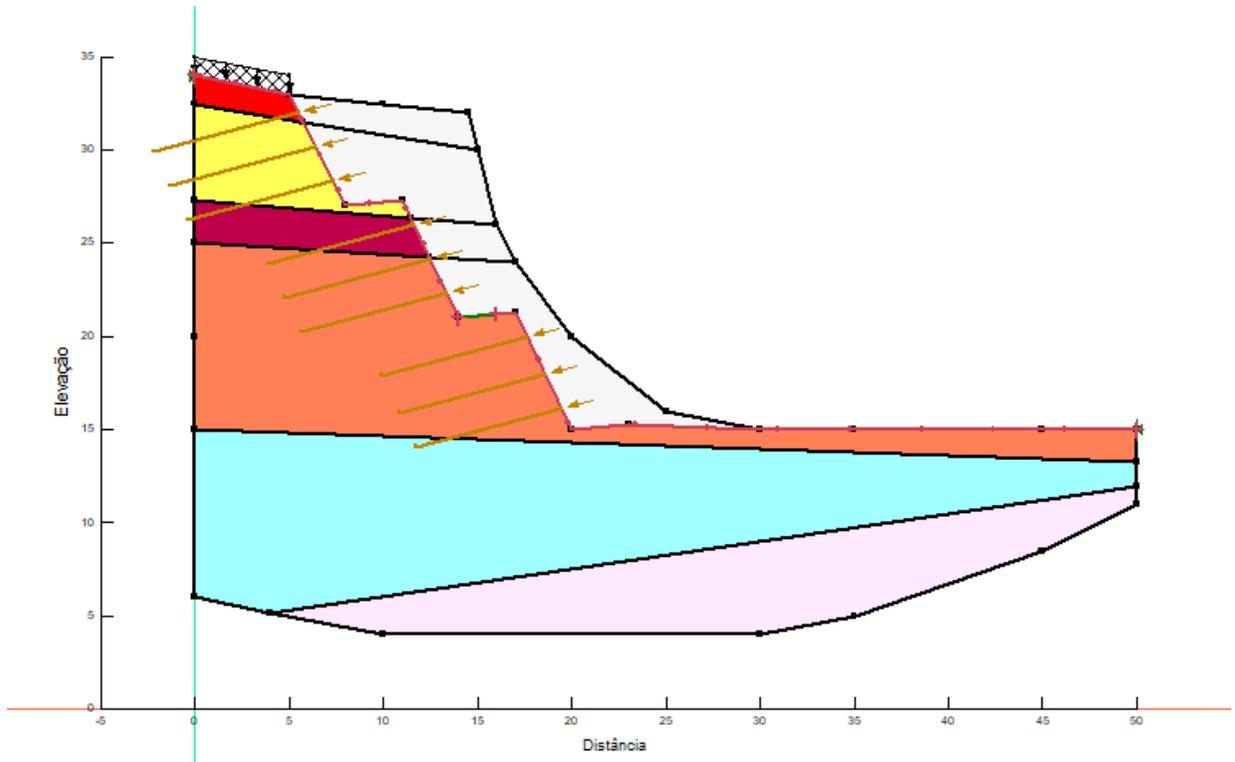


FONTE: Próprio autor, 2022.

A análise acima encontra-se satisfatória para os critérios de segurança, mas o FS de 1,70 evidencia um superdimensionamento da estrutura de contenção, que pode gerar custos desnecessários. Com o objetivo de otimizar o projeto, encontrando uma solução que seja tanto a favor da segurança, quanto da economia, foram realizadas alterações no comprimento e espessura das barras e no espaçamento entre os grampos, até se obter a solução considerada ideal. Nessa solução, identificada na Figura 58, a barra de aço utilizada é a de 12,5 mm de espessura, ou seja, há redução da resistência à tração do aço para 35,06 kN. Os comprimentos utilizados foram de 8 metros para todos os grampos, os espaçamentos foram mantidos em 2 metros, o bulbo de perfuração em 10 cm e a inclinação dos grampos em 15°.

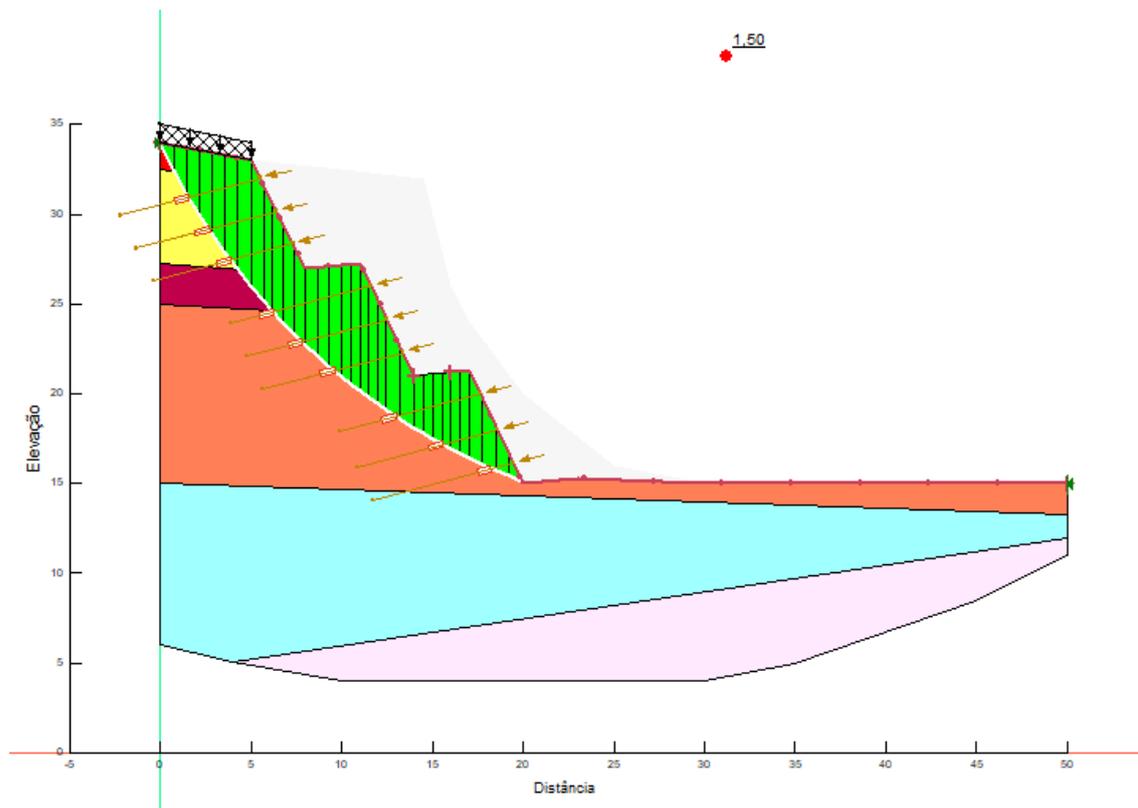
As Figuras 58 e 59 apresentam o projeto de solução final e o resultado da análise de estabilidade, respectivamente, comprovando que a solução se encontra dentro do critério de segurança adotado.

Figura 58 - Projeto de grampeamento, solução final



FONTE: Próprio autor, 2022.

Figura 59 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento, solução final – FS = 1,50



FONTE: Próprio autor, 2022.

Resumo do dimensionamento:

- Diâmetro do bulbo de perfuração: 10 cm;
- Fator de segurança da aderência solo – bulbo: 1,5;
- Espaçamento horizontal e vertical entre os grampos no talude: 2,0 m;
- Comprimento dos grampos do talude: 8 m para todos os grampos;
- Espessura da barra de aço CA-50: 12,5 mm;
- Quantidade de grampos por fileira: 9;
- Ângulo de inclinação do grampo com a horizontal: 15°;

No entanto, uma análise pertinente que cabe ser feita diz respeito a resistência ao cisalhamento mobilizada ($\tau_{mobilizada}$) com relação à resistência disponível ($\tau_{disponível}$). Pelo conceito de Fator de Segurança, tem-se que:

Equação 47

$$FS = \frac{Tens\tilde{a}o\ c\ i\ s\ a\ l\ h\ a\ n\ t\ e\ d\ i\ s\ p\ o\ n\ í\ v\ e\ l\ (\tau_{d\ i\ s\ p\ o\ n\ í\ v\ e\ l})}{Tens\tilde{a}o\ c\ i\ s\ a\ l\ h\ a\ n\ t\ e\ a\ t\ u\ a\ n\ t\ e\ (\tau_{a\ t\ u\ a\ n\ t\ e})}$$

Uma vez definido o Fator de Segurança, pode-se calcular a tensão cisalhante atuante máxima, também denominada de resistência ao cisalhamento mobilizada, conforme a Equação 47, abaixo.

Equação 48

$$\tau_{mobilizada} = \frac{\tau_{disponível}}{FS}$$

Observa-se que a resistência ao cisalhamento mobilizada expressa o quanto o solo está resistindo ou pode resistir em relação ao seu máximo de resistência, para um determinado fator de segurança. Por outro lado, sabe-se que a resistência ao cisalhamento disponível pode ser expressa pela envoltória de Mohr-Coulomb. Desta forma, a Equação 48 pode ser reescrita pelas Equações 49 e 50.

Equação 49

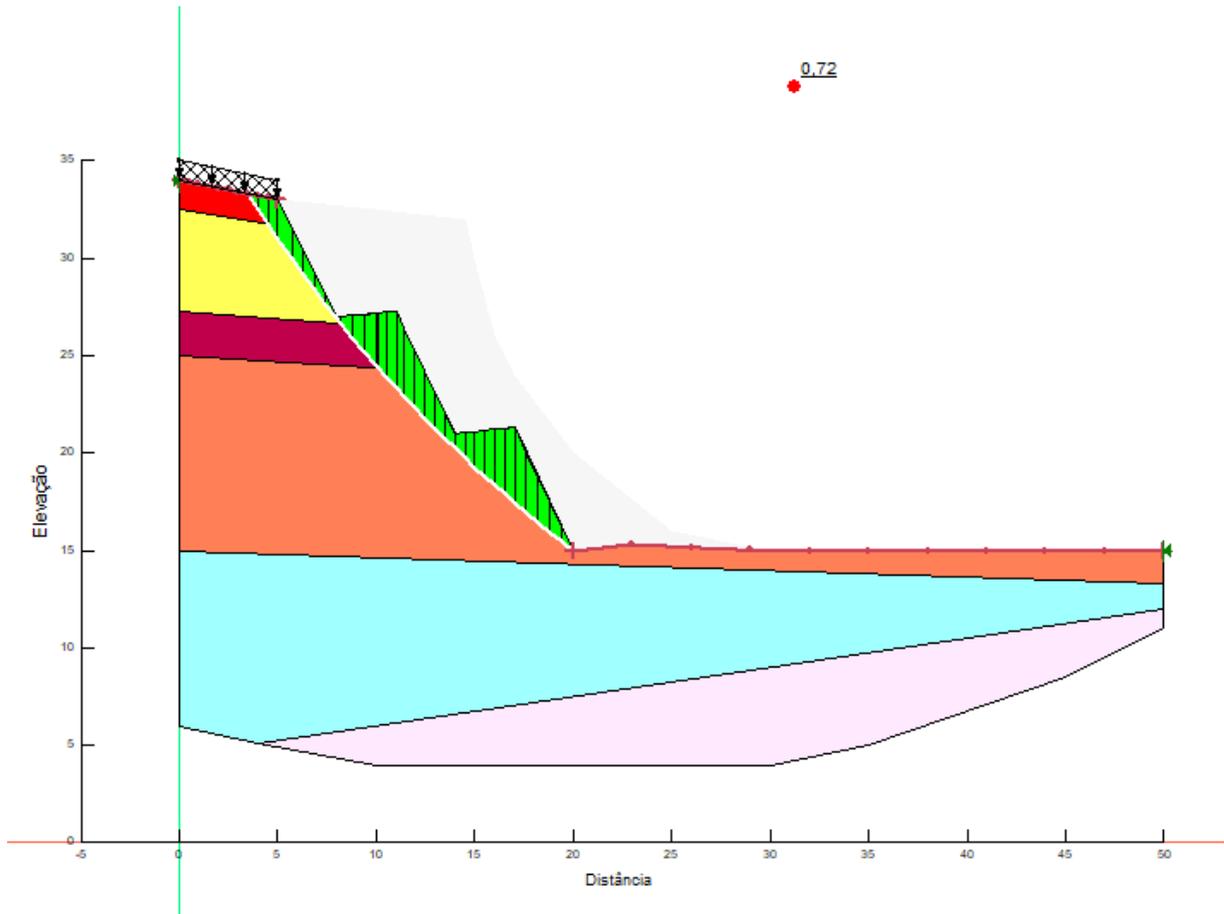
$$\tau_{mobilizada} = \frac{c + \tau \cdot tg\phi}{FS}$$

$$\tau_{mobilizada} = \frac{c}{FS} + \frac{\tau \cdot tg\phi}{FS}$$

Ou seja, a resistência ao cisalhamento mobilizada pode ser definida como a soma da componente coesão mobilizada com a componente atrito mobilizado. No entanto, cabe lembrar que a coesão de um solo está relacionada à estrutura química das partículas de solos (mineralogia) e a agentes cimentantes; enquanto o atrito está relacionado aos contatos entre os grãos, de forma que o efeito da água é muito mais pronunciado na primeira componente. Assim, com a saturação do solo, a mobilização da parcela coesiva é rápida e antecede a mobilização devido ao atrito. Ou seja, a coesão aparente é perdida.

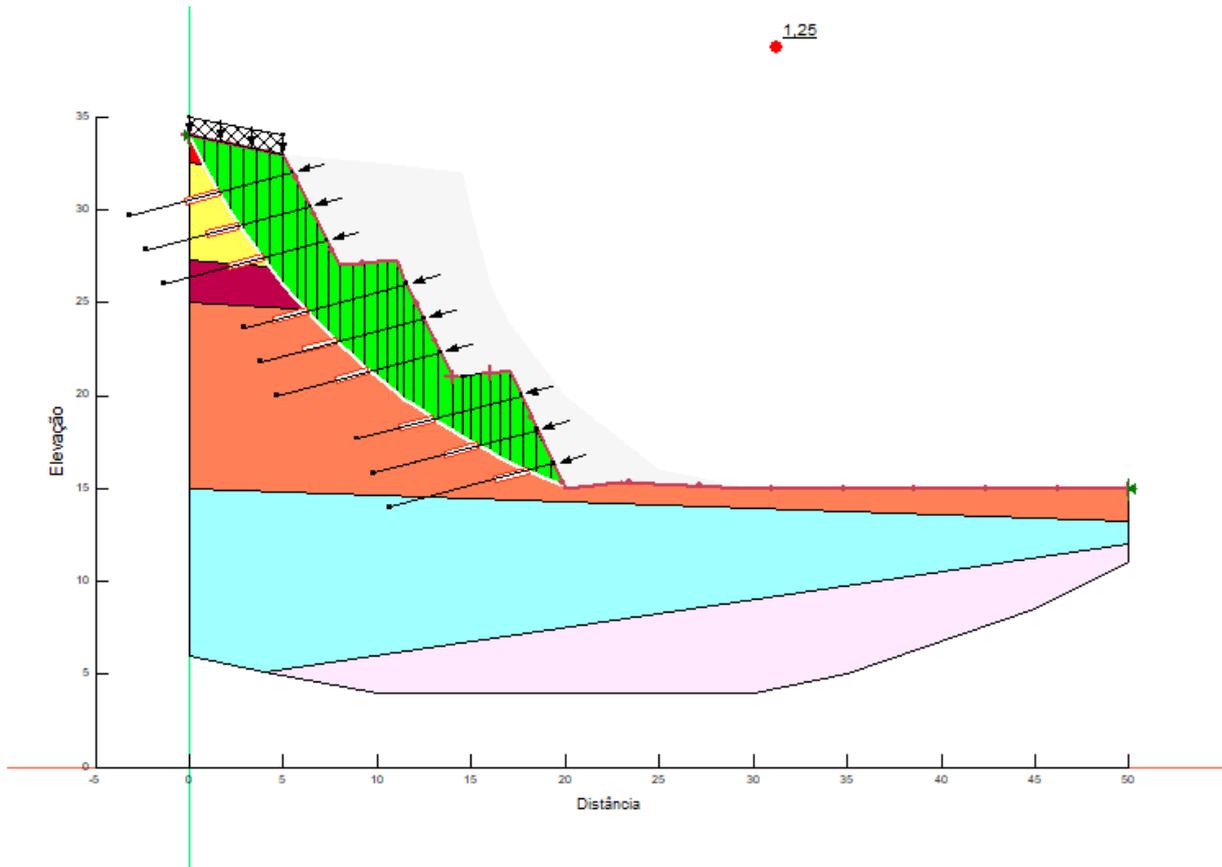
Sabe-se que a coesão dos solos é formada pela coesão aparente e pela coesão verdadeira, esta última que é mantida. Mas ao se fazer retroanálises de rompimento de taludes reais, verifica-se comumente que a perda da coesão aparente foi um fator importante na desestabilização e consequente rompimento da encosta. Sendo assim, a fim de se compreender mais profundamente a parcela de contribuição do valor de coesão dos solos no FS foi proposta uma nova análise de estabilidade da seção C-C', mas adotando a coesão igual a 0 (zero) para todas as camadas de solo, ou seja, desconsiderando a parcela coesiva. Essa é uma análise acadêmica com objetivo de se simular as possíveis condições que uma encosta pode estar sujeita em caso de elevação do grau de saturação do solo causada pelas chuvas. O resultado encontra-se abaixo.

Figura 60 - Análise de estabilidade da seção após o corte, considerando $c=0$ – FS = 0,72



FONTE: Próprio autor, 2022.

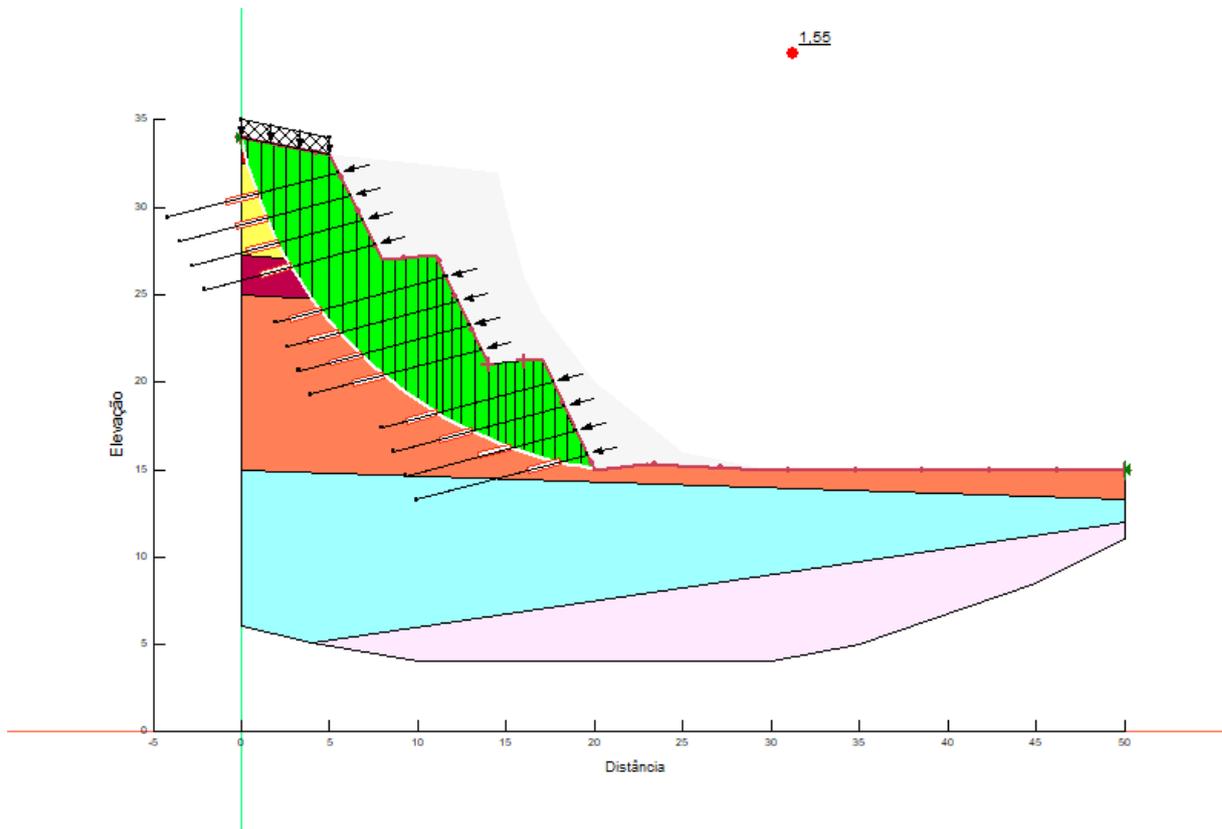
Observa-se claramente a acentuada redução do fator de segurança para o caso de saturação do solo. Com o parâmetro de coesão igual a 0 (zero), foi refeita a análise com as soluções de grampeamento proposta e nenhuma obteve o FS maior que 1,5. A solução final, com as barras de aço de 12,5 mm apresentou FS igual a 1,01 e a solução inicial, com as barras de 20 mm, 1,25, como mostra a Figura 61.

Figura 61 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento, considerando $c=0$ – FS = 1,25

FONTE: Próprio autor, 2022.

Deste modo, para se obter o fator de segurança desejado, foram realizados ajustes no projeto de grampeamento, até se chegar na solução ideal, apresentada na Figura 62.

Figura 62 - Análise de estabilidade do talude com grampeamento, considerando $c=0$, solução final – $FS = 1,55$



FONTE: Próprio autor, 2022.

Para se obter o FS igual a 1,55, foram reduzidos os espaçamentos horizontais e verticais para 1,5 metros e aumentado o comprimento das barras de aço (com diâmetro de 20 mm) para 10 metros. Os demais parâmetros foram mantidos.

Observa-se, portanto, uma diferença significativa no dimensionamento, quando se leva em conta a possibilidade de saturação do solo. Neste caso, a solução acima encontra-se muito mais a favor da segurança, por garantir a integridade do talude, mesmo para o caso extremo de saturação do solo e, por esse motivo, seria a mais indicada.

No entanto, o volume de materiais utilizado (aço e cimento, por exemplo) seria muito maior, bem como o processo de execução mais demorado e custoso, elevando significativamente o custo da proposta de contenção. Logo, uma alternativa para garantir a segurança, aliada à economia do custo de execução seria o desenvolvimento de um projeto de drenagem robusto, com a utilização de drenos

horizontais profundos por exemplo, de forma a escoar a água infiltrada no solo e impedir a condição de saturação.

3.7. Análise dos Métodos

4.7.1 Comparação dos métodos de análise:

A análise de estabilidade apresentada foi realizada utilizando-se o método de Morgenstern-Price, mas foram também obtidos os coeficientes de segurança para os demais métodos de análise, tanto para o talude em sua condição natural, quanto para a solução final de grampeamento. A Tabela 24, apresenta um resumo dos resultados obtidos, de forma a comparar os métodos de análise de estabilidade, para a seção crítica C-C' dimensionada com a coesão de 25 kPa.

Tabela 24 - Resultados das análises de estabilidade da seção C-C', utilizando $S_u = 25$ kPa, pelos diferentes métodos de análise

Método de Análise	Fator de Segurança (FS)	
	Talude Natural	Com Grampeamento
Morgenstern-Price	1,25	1,50
Spencer	1,25	1,50
Fellenius	1,15	1,39
Bishop	1,27	1,52
Janbu	1,14	1,39

FONTE: Próprio autor, 2022.

A comparação dos valores de FS obtidos com os respectivos métodos de análise de estabilidade, revelaram os métodos de Janbu e Fellenius como os mais conservadores. Era esperado que o método de Fellenius apresentasse valores mais baixos para o FS, devido à natureza simplificadora do método, que o distancia da realidade. Já para o método de Janbu, foi identificado que o Slope/W não aplica o fator de correção pela consideração de não haver forças cisalhantes entre as fatias (vide Equação 26), fazendo com que o fator de segurança apresentado pelo software seja menor que o esperado.

Já os métodos de Spencer e Morgenstern-Price apresentaram os mesmos resultados, como já esperado, sendo os métodos mais rigorosos em sua formulação e que mais se aproximam da realidade. O método de Bishop, apesar de ser menos preciso e ser um método iterativo, apresentou resultados muito próximo dos de Spencer e Morgenstern-Price, também como esperado, e por isso é um método comumente empregado no mercado.

4.7.2 Efeito da perda de coesão

Como descrito nos parágrafos anteriores, a adoção da coesão com valor maior ou igual a zero faz com que se tenha uma enorme diferença nos valores finais do fator de segurança, conseqüentemente, no valor final do projeto, devido a necessidade de aumento do número de materiais a serem utilizados.

Sendo assim, foi elaborada a análise comparativa dos resultados de análise de estabilidade e também do dimensionamento dos grampos, resultante da adoção do valor de coesão em 25 kPa e 0 kPa para os solos argilosos. A Tabela 25 apresenta a redução do fator de segurança e a conseqüente diferença no dimensionamento dos grampos quando o efeito da perda de coesão do solo é considerado.

Tabela 25 - Comparação do dimensionamento dos grampos para $S_u = 25$ kPa e $S_u = 0$ kPa

Valor de Coesão Adotado	Fator de segurança (FS)		Dimensionamento dos grampos para $FS \geq 1,50$			
	Talude Natural	Com grampeamento	Espessura (mm)	Comprimento (m)	Espaçamento (m)	Quantidade
$S_u = 25$ kPa	1,25	1,5	12,5	8	2	9
$S_u = 0$ kPa	0,53	1,01	20	10	1,5	12

FONTE: Próprio autor, 2022.

5. CONCLUSÃO

A proposta do trabalho de se dimensionar uma estrutura de contenção da encosta apresentada, foi atingida com sucesso. A técnica de retaludamento e solo grampeado são práticas comuns e relativamente simples de serem empregadas em campo, e promoveram a elevação do fator de segurança do talude ao valor mínimo recomendado pela norma, para a aplicação em questão. Contudo, observa-se que há variações significativas no valor do coeficiente de segurança obtido, quando são utilizados diferentes métodos de análise de estabilidade, bem como parâmetros dos solos, sendo necessário ao projetista identificar a solução mais eficiente, tanto do ponto de vista financeiro quanto de segurança estrutural.

Com os resultados apresentados observa-se a importância de uma investigação geotécnica local acurada, uma vez que os parâmetros modelados em software partem de correlações com os resultados de sondagem de campo. Desta forma, uma investigação mal feita poderá fornecer dados inconsistentes com a realidade aos projetistas, resultando em falhas no projeto de contenção proposto. Em relação aos métodos de análise, Bishop, Spencer e Morgenstern-Price apresentam grande semelhança de resultados, sendo os mais comumente utilizados. No entanto, os dois últimos apresentam maior rigor de análise, sendo optado neste trabalho, portanto, pela utilização do método de Morgenstern-Price. Já o método de Janbu, por necessitar de um fator de correção, não contemplado pelo software, e o método de Fellenius, por ser um método muito simplificado, apresentam resultados mais distantes da realidade, não sendo recomendado o uso para dimensionamentos reais.

Observou-se também que as maiores variações do fator de segurança se dão por alterações no parâmetro de coesão dos solos. A análise de estabilidade mostrou que a consideração da parcela coesiva indica uma estabilidade do talude, ainda que os fatores de segurança sejam menores do que o desejado. Ao se desconsiderar essa parcela, observa-se que nessa condição o talude teria se rompido, condição essa muito verificada nos períodos de chuva. Essa verificação destaca não somente a influência da coesão do solo, assim com a escolha de parâmetros geotécnicos adequados e a importância do projeto de drenagens superficial e profunda. Além disso cita-se a altura como uma influenciadora do FS, quanto maior a altura do talude, menor será seu FS.

5.1. Sugestões para trabalhos futuros

Sendo atualmente amplamente utilizados, os geossintéticos mostram-se importantes para a proteção dos solos principalmente quanto à erosão, pois reduzem o escoamento superficial e os efeitos climáticos à superfície, além de auxiliarem na estabilidade do talude. Além disso, ao permitir a utilização conjunta com vegetação, o revestimento da face de taludes com geossintético, melhora o aspecto visual uma vez que se integra melhor à paisagem local, e causa também menor impacto ambiental.

Sendo assim acredita-se que para um trabalho futuro seja interessante a aplicação de geossintéticos de forma a se avaliar a situação de proteção superficial da encosta contra a erosão.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7681-1**: Calda de cimento para injeção – Parte 1: Requisitos. 2013.

_____.**NBR 5629**: Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução. 2018

_____.**NBR 11682**: Estabilidade de taludes. 2009.

_____.**NBR 16920-2**: Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados. 2021.

BRUCE, D. A. & JEWELL, R. A. **Soil Nailing: Application and Practice**. Parte 1, Ground Engineering,19 (8): Novembro, 1986.

BOLTON, M. D.; STEWART, D. I. **The response of nailed walls to the elimination of suction in clay**. Proceedings of the international conference on reinforced soil. Glasgow,1990.

CARVALHO, P. A. S. **Manual de Geotecnia**: Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. São Paulo, 1991.

FELLENIUS, W., 1936, **Calculation of the Stability of Earth Dams**, Trans. 2nd Congress on Large Dams (Washington), 4, pp.445.

GEOSTUDIO 2021.3, **SLOPE/W**. Versão 11.2.2.23310. GEOSPLOPE International Ltd., Calgary, Canada.

GERSCOVICH, Denise Maria Soares. **Estabilidade de taludes**. Universidade Estadual do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

GONDIM, Adileisson. **Dimensionamento Geotécnico de Solo Grampeado**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Uberlândia. Minas Gerais, 2018.

GODOY, N. S.; TEIXEIRA, A. T. (1996). **Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas**. Fundação: Teoria e Prática, Hachich et al (eds.), Ed Pini Ltda., São Paulo, Cap 7, p 227-264

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos Manoel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Editora Universidade de São Paulo, 1976.

JANBU, N. (1968), **Slope Stability Computations**. Soil Mechanics and Foundation Engineering Report. Technical University of Norway, Trondheim, Noroega, 1968.

JIMÉNEZ, A.G.N. **Análises Tensão-Deformação de Estruturas de Solo Grampeado**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

LAMBE, T. W. & WHITMAN, R. V., 1969. **Soil Mechanics** (SI Version ed.). New York, USA: John Wiley & Sons, Inc.

LIS Serviços e Obras. **Projeto para Estabilização de Talude**. Seara. Santa Catarina. 2014.

MEDEIROS, Marcelo. **Sistemas de contenções**. Universidade Federal do Paraná.

NORMA **DNIT 079 – ES**. Plataformas de trabalho – Especificação de serviço. 2006

ORTIGÃO, J. A. R. **Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado, Nota técnica**. Solos e Rochas, ABMS, 1997. V. 20:1, pp. 39-43.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. **Experiência com solo grampeado no Brasil**. São Paulo: Solos e rochas, 1993.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYAO, A. S. **Handbook of Slope Stabilisation**. Nova York: Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, 2004.

ORTIGÃO, J. A. R., D'ÁVILA, C. J. R., SILVA, S. P., MAIA, H. S., 1992, **Solo grampeado no morro da formiga, RJ**. Anais da I Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas (COBRAE), v. 1, pp. 47-56, Rio de Janeiro, 1992.

ROSA, Rodrigo de Alvarenga; RIBEIRO, Rômulo Castello Henriques. **Estradas de ferro: projeto, especificação & construção**. Vitória, ES: EDUFES, 2016.

RIBEIRO, S. G. S. GU6 – **Solo Grampeado**. Belo Horizonte, Geofast, 2015.

SILVA, Rafael L. M.; NEIS, Pablo. **Estabilização de taludes em obras civis**. Universidade do Sul de Santa Catarina. Palhoça, 2018

SILVA, Vanessa Coutinho. **Métodos analíticos para avaliar a contribuição de estacas para o fator de segurança de taludes**. 2013. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

SILVA, Maria João Félix da. **Análise de estabilidade de taludes pelo método de equilíbrio limite geral**. 2013. 109 p. 2013. Tese de Doutorado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Porto, Portugal.

SPENCER, E., 1967. **A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces**. Géotechnique, 17, pp. II-26. APUD: FREITAS, M. A. C., **Análise de Estabilidade de Taludes Pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia**, Tese de M.Sc., FEUP, Porto, Portugal, 2011.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

SOLOTRAT. **Solo grampeado**. Grajaú. São Paulo, 2017. Disponível em: <www.solotrat.com.br/assets/pdf/solo-grampeado.pdf> Acesso em: 08 novembro 2017.

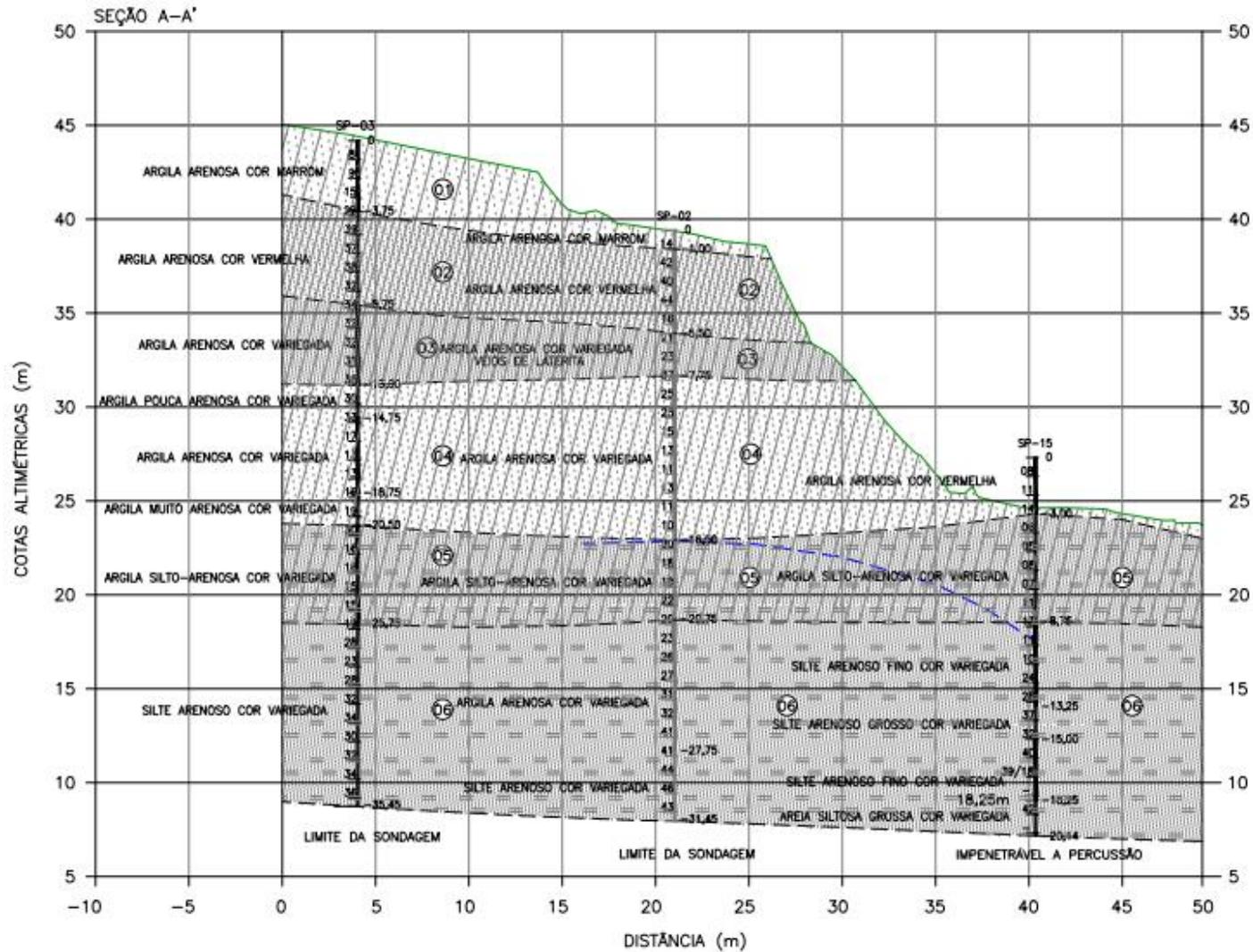
TEIXEIRA, I. J. R. **Estudo comparativo de duas alternativas para contenção de taludes verticais: solo grampeado e cortina atirantada**. Monografia. (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2011.

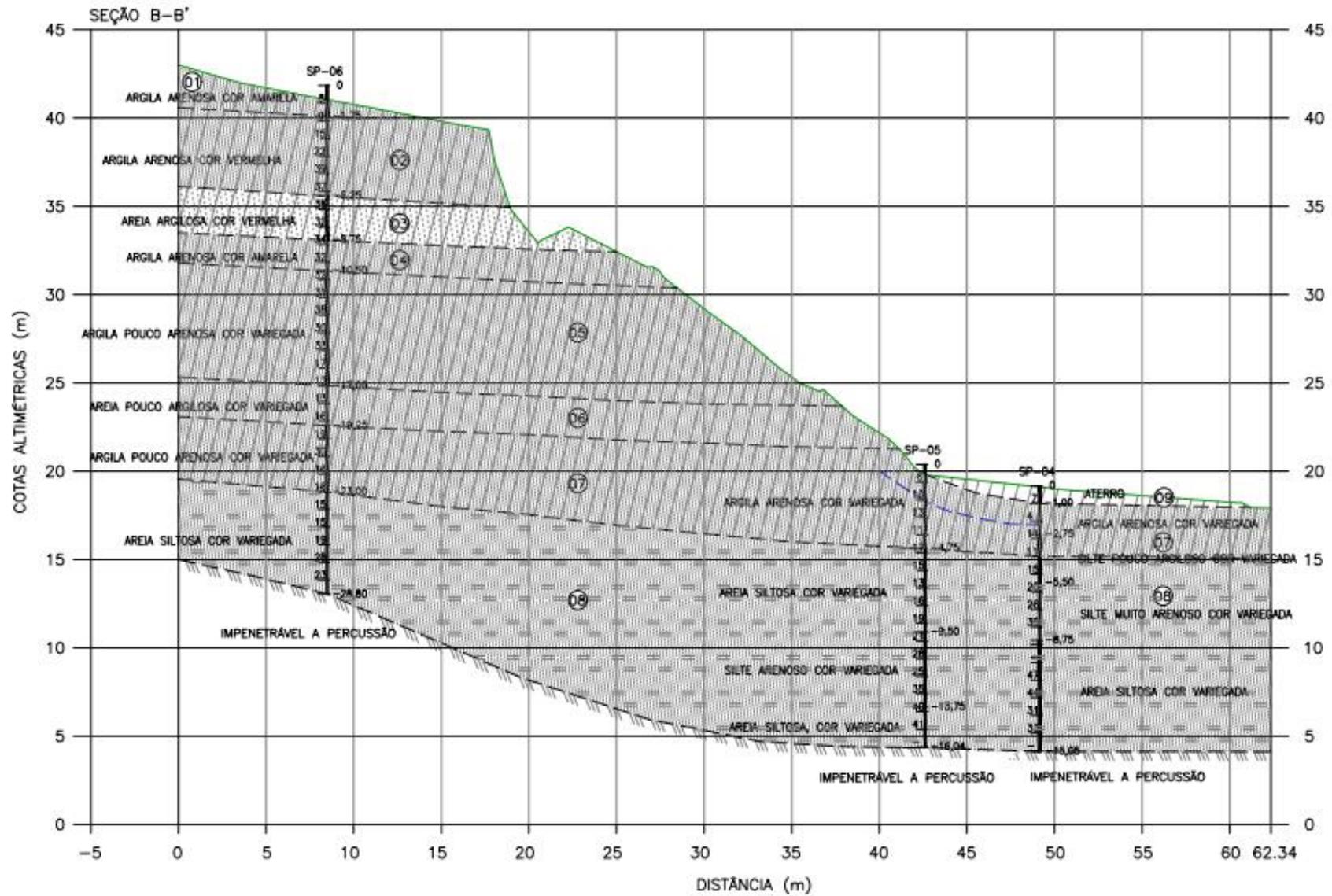
USACE, 2003. **Slope Stability - Engineer Manual**. Washington, USA.

VARNES, D.J. (1978). **Slope movement types and processes**. Landslides: Analysis and Control. Special Report 176, Transportation Research Board, Washington, pp. 11-33.

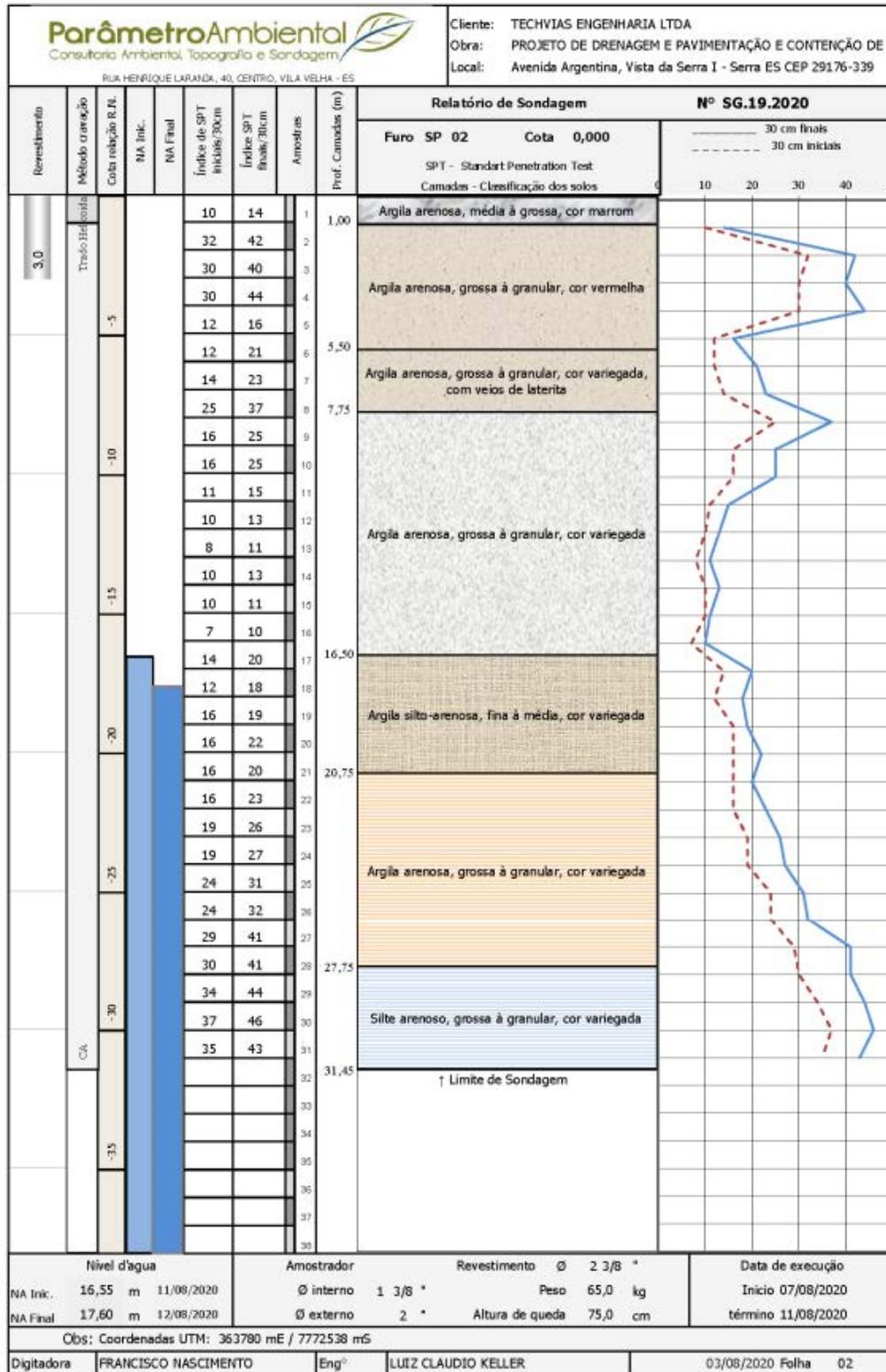
ZIRLIS, A. C.; PITTA, C. A.; SOUZA, G. J. T.; OLIVEIRA, M. **Soil mailing: Chumbamento de solos – Experiência de uma equipe na aplicação do método**. COBRAE (Conferência Brasileira de Encostas), vol. 1, 81-99, Rio de Janeiro, 1992.

ANEXO A – PERFIS ESTATIGRÁFICOS DAS SEÇÕES ESTUDADAS

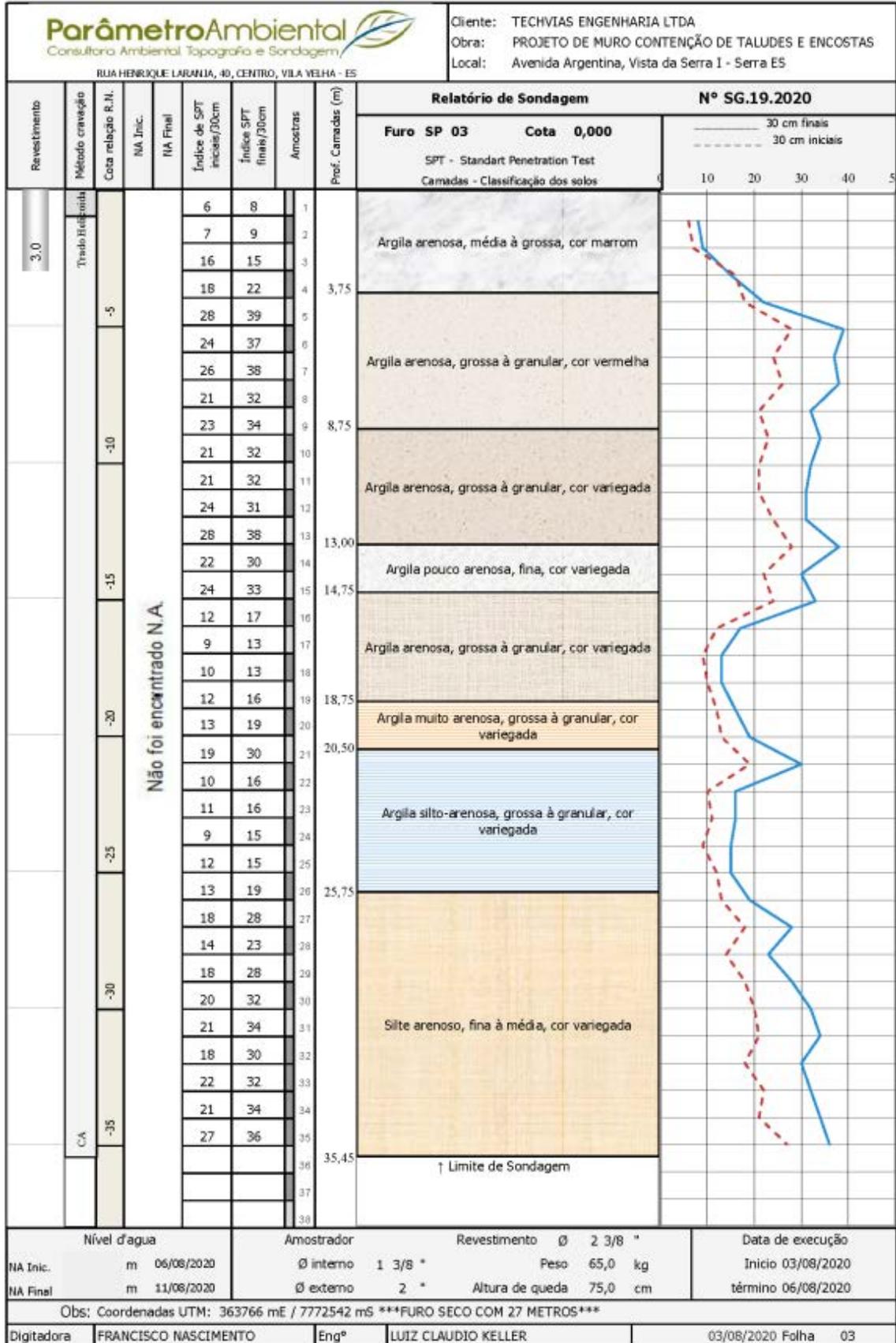




ANEXO B – RELATÓRIOS DE SONDAGEM SPT UTILIZADOS



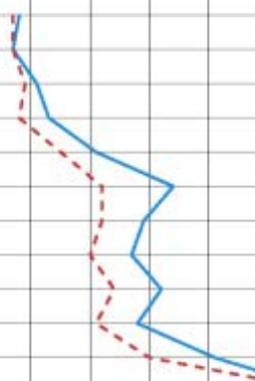
SP-02



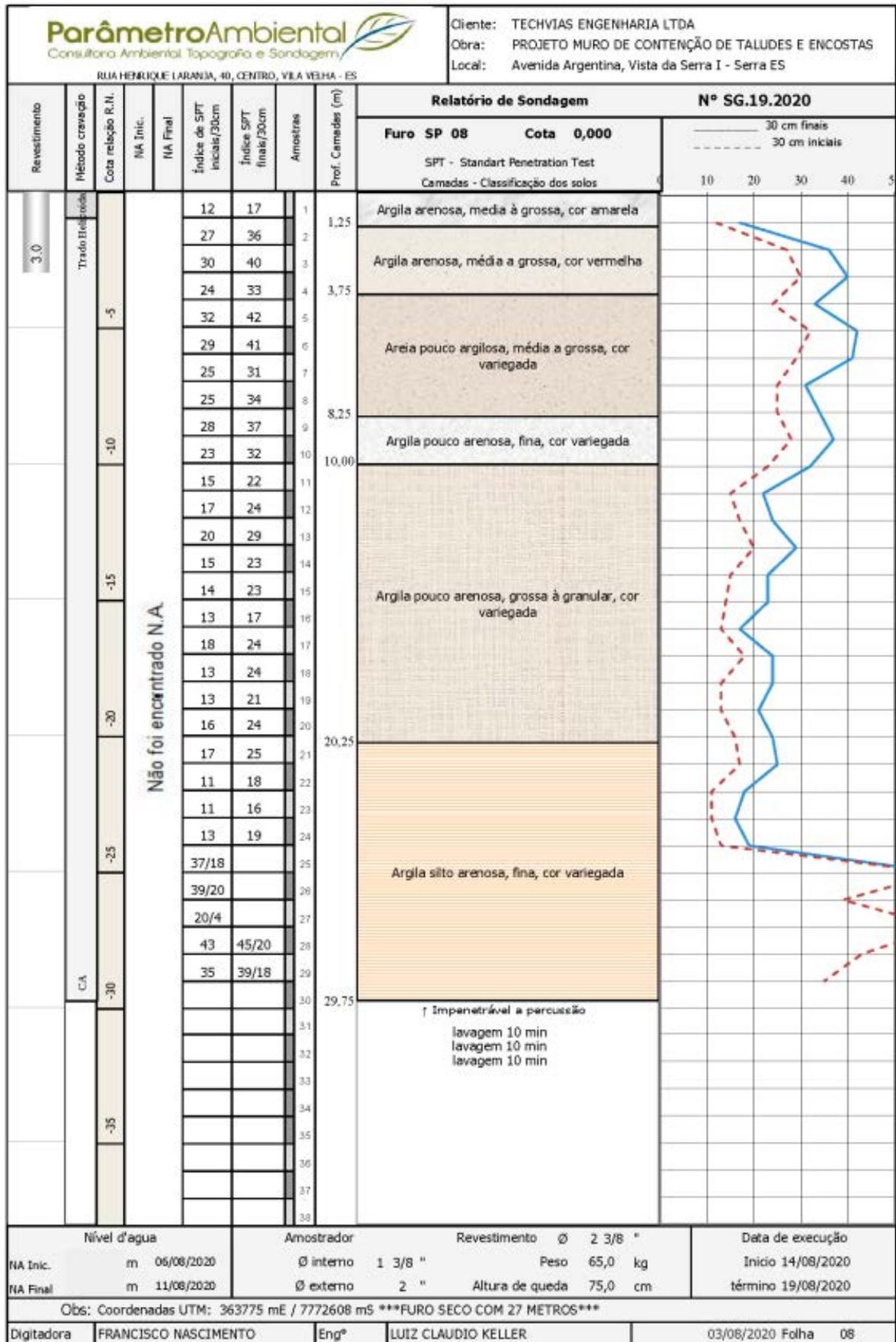
SP-03

 Cliente: TECHVIAS ENGENHARIA LTDA Obra: PROJETO DE MURO DE CONTENÇÃO DE TALUDES E ENCOSTAS Local: Avenida Argentina, Vista da Serra I - Serra ES										
RUA HENRIQUE LARANJA, 40, CENTRO, VILA VELHA - ES										
Revestimento	Método cronômetro	Cota relação R.M.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem	
									Furo SP 05	Cota 0,000
								N° SG.19.2020 SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos		
3,0	Trecho Helicópio	-5			5	6	1	4,75	Argila arenosa, grossa a granular, cor variegada	
					7	10	2			
					8	13	3			
					8	11	4			
					10	17	5			
					10	15	6			
					9	13	7	9,50	Areia siltosa, grossa à granular, cor variegada	
					10	16	8			
					11	19	9			
					13	21	10			
					19	28	11			
					17	25	12	13,75	Siltos arenoso, grossa à granular, cor variegada	
					26	35	13			
					27	40	14			
					28	41	15	16,04	Areia siltosa, granular, cor variegada.	
					20/4		16			
							17		↑ Impenetrável a percussão lavagem 10 min lavagem 10 min lavagem 10 min	
							18			
							19			
							20			
							21			
							22			
							23			
							24			
							25			
							26			
							27			
							28			
							29			
							30			
							31			
							32			
							33			
							34			
							35			
							36			
							37			
							38			
Nível d'água		Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução				
NA Inic.	2,10 m	20/08/2020	Ø interno 1 3/8 "	Peso 65,0 kg	Início 19/08/2020					
NA Final	0,00 m		Ø externo 2 "	Altura de queda 75,0 cm	término 20/08/2020					
Obs: Coordenadas UTM: 363802 mE / 7772558 mS										
Digitadora	FRANCISCO NASCIMENTO			Engº	LUIZ CLAUDIO KELLER			03/08/2020 Folha 05		

SP-05

 Parâmetro Ambiental Consultoria Ambiental Topografia e Sondagem										Rua Henrique Laranja, 40, Centro, Vila Velha - ES Cliente: TECHVIAS ENGENHARIA LTDA Obra: PROJETO MURO DE CONTENÇÃO DE TALUDES E ENCOSTAS Local: Avenida Argentina, Vista da Serra I - Serra ES					
Revestimento	Método cravação	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.19.2020				
									Furo SP 07	Cota 0,000	SPT - Standert Penetration Test Camadas - Classificação dos solos				
3,0	Tubo Helicoidal	-5	C/A	-	7	8	1	0,75	Material de aterro		30 cm finais 30 cm iniciais				
					7	7	2	2,50	Solo natural, argila arenosa, grossa à granular, cor variagada						
					9	11	3		Argila silto arenosa, grossa à granular, cor variagada						
					8	13	4								
					15	21	5	5,75	Arela silto argilosa, grossa à granular, cor variagada						
					22	34	6								
					22	29	7	11,25	Areia silto argilosa, grossa à granular, cor variagada						
					20	27	8								
					24	32	9								
					21	28	10	20/4	Areia siltoosa, granular, cor variagada						
					30	41	11								
					20/4		12	11,25	↑ Impenetrável a percussão lavagem 10 min lavagem 10 min lavagem 10 min						
		13	12,30												
		14													
		15													
		16													
		17													
		18													
		19													
		20													
		21													
		22													
		23													
		24													
		25													
		26													
		27													
		28													
		29													
		30													
		31													
		32													
		33													
		34													
		35													
		36													
		37													
		38													

SP-07



SP-08

				Cliente: TECHVIAS ENGENHARIA LTDA Obra: PROJETO CONTENÇÃO DE TALUDES E ENCOSTAS Local: Avenida Argentina, Vista da Serra I - Serra ES								
RUA HENRIQUE LARANJA, 40, CENTRO, VILA VELHA - ES												
Revestimento	Método cravado	Cota relação R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		N° SG.19.2020	
									Furo SP 10	Cota 0,000	SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos	
3,0	Trado Hidráulica	-5			17	29	1	5,00	Argila arenosa, média a grossa, cor amarela			
					22	32	2					
					22	31	3					
					19	28	4					
					29	42	5					
					32	42	6					
					30	39	7	7,75	Argila pouco arenosa, fina, cor vermelha			
					24	31	8					
					24	33	9					
					32	41	10					
					27	34	11	11,25	Areia pouco argilosa, média à grossa, cor variegada			
					30	39	12					
					17	26	13					
					13	22	14	14,00	Argila pouco arenosa, fina, cor variegada			
					16	24	15					
					18	27	16					
					23	33	17					
					21	29	18					
					12	19	19					
					11	16	20					
					22	30	21					
					28	37	22					
					24	33	23	23,00	Areia pouco argilosa, grossa a granular, cor variegada			
					35	39/20	24					
					33	41	25					
					35	43	26					
					37/22		27					
					35	43	28	28,45	Areia siltosa, grossa à granular, variegada			
							29					
							30					
							31					
							32					
							33					
							34					
							35					
							36					
							37					
							38					
							38					
Nível d'água			Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução					
NA Inic.	m	06/08/2020	Ø interno	1 3/8 "	Peso	65,0 kg	Início 11/08/2020					
NA Final	m	11/08/2020	Ø externo	2 "	Altura de queda	75,0 cm	término 13/08/2020					
Obs: Coordenadas UTM: 363768 mE / 77722590 mS ***FURO SECO COM 20 METROS***												
Digitadora	FRANCISCO NASCIMENTO		Engº	LUIZ CLAUDIO KELLER		03/08/2020		Folha 10				

SP-10

 Parâmetro Ambiental Consultora Ambiental, Topografia e Sondagem RUA HENRIQUE LARANJA, 40, CENTRO, VILA VELHA - ES				Cliente: TECHVIAS ENGENHARIA LTDA Obra: PROJETO CONTENÇÃO DE TALUDES E ENCOSTAS Local: Avenida Argentina, Vista da Serra I - Serra ES													
Revestimento	Método cravado Cota religio R.N.	NA Inic.	NA Final	Índice de SPT iniciais/30cm	Índice SPT finais/30cm	Amostras	Prof. Camadas (m)	Relatório de Sondagem		Nº SG.19.2020							
								Furo SP 13	Cota 0,000	30 cm finais ----- 30 cm iniciais SPT - Standart Penetration Test Camadas - Classificação dos solos							
3,0				7	8		1										
				6	7		2	1,75									
				16	22		3	3,00									
							4	3,90									
							5										
							6										
							7										
							8										
							9										
							10										
							11										
							12										
							13										
							14										
							15										
							16										
							17										
							18										
							19										
							20										
							21										
							22										
							23										
							24										
							25										
							26										
							27										
							28										
							29										
							30										
							31										
							32										
							33										
							34										
							35										
							36										
							37										
							38										
Nível d'água		Amostrador		Revestimento Ø 2 3/8 "		Data de execução											
NA Inic.	2,80 m	01/09/2020	Ø interno 1 3/8 "	Peso 65,0 kg		Início 31/08/2020											
NA Final	0,00 m	00/01/1900	Ø externo 2 "	Altura de queda 75,0 cm		término 31/08/2020											
Obs: Coordenadas UTM: 363823 mE / 7772610 mS																	
Digitadora	FRANCISCO NASCIMENTO		Engº	LUIZ CLAUDIO KELLER		03/08/2020 Folha 13											

SP-13

