



**UNISUL**

**UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA**

**ROBERTA DUARTE DE OLIVEIRA**

**ESTUDO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE NO MUNICÍPIO DE  
JOINVILLE/SC**

Palhoça  
2019

**ROBERTA DUARTE DE OLIVEIRA**

**ESTUDO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE NO MUNICÍPIO DE  
JOINVILLE/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof. Fernanda Soares de Souza Oliveira, MSc.

Palhoça

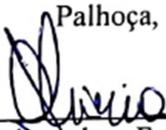
2019

**ROBERTA DUARTE DE OLIVEIRA**

**ESTUDO E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE UM TALUDE NO MUNICÍPIO DE  
JOINVILLE/SC**

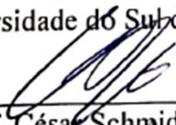
Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.

Palhoça, 14 de junho de 2019.



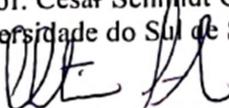
---

Professora e orientadora Fernanda Soares de Souza Oliveira, MSc.  
Universidade do Sul de Santa Catarina



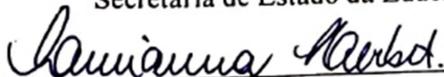
---

Prof. César Schmidt Godoi, MSc.  
Universidade do Sul de Santa Catarina



---

Eng. Civil Christian Fernandes  
Secretaria de Estado da Educação (SC)



---

Eng. Civil Geotécnica Lucianna Herbst, MSc.  
Elmo Engenharia e Infraestrutura

Dedico este trabalho aos meus pais, meu irmão e aos que de alguma forma me ajudaram, incentivaram e contribuíram durante esta trajetória.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela força e sabedoria a mim concedidos durante essa etapa importante da minha vida.

Aos meus pais, que mesmo longe, sempre estiveram presentes dando apoio e suporte necessário, confiando no meu potencial e não medindo esforços para me manter de cabeça erguida nessa caminhada. Agradeço ao meu pai, por me inspirar e ter semeado o gosto pela Engenharia Civil desde cedo.

Ao meu irmão por acreditar em mim e me incentivar a sempre ir mais longe.

A minha orientadora deste trabalho, MSc. Prof. Fernanda Soares de Souza Oliveira, pelo auxílio, dedicação e apoio a mim dados, pelos incentivos e conselhos que me ajudaram a me manter firme até o fim desta etapa.

A engenheira geotécnica Lucianna Herbst, da empresa Elmo Engenharia e Infraestrutura, por fornecer o material para desenvolvimento desse estudo.

A engenheira civil Miryan Yumi, pela paciência e auxílio no desenvolvimento das análises deste trabalho.

Ao engenheiro civil Christian Fernandes pelo conhecimento transmitido e apoio durante esta trajetória.

Aos meus amigos por sempre acreditarem em mim e incentivarem a lutar em prol dos meus objetivos.

E, por fim, a todos que de alguma forma contribuíram para a realização desse trabalho.

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível.”

**(Charles Chaplin)**

## RESUMO

O presente estudo visa avaliar a estabilidade de um talude localizado na região norte do estado de Santa Catarina, mais precisamente no município de Joinville, cidade com constante ocorrência de chuvas e áreas com susceptibilidade a ocorrência de movimentos de massa. Para o desenvolvimento deste estudo foi necessário analisar as características da região e do local de estudo, além de observar os resultados dos ensaios realizados *in loco* e em laboratório, como SPT, análise granulométrica, peso específico e cisalhamento direto. A análise da estabilidade do talude foi realizada pelo método de Bishop Simplificado. Com auxílio do *software Slide* da *Rocscience (2010)* foram inseridos os parâmetros dos solos que formam o talude estudado, simulando as mais diversas situações, entre elas, variações do nível de água e mudanças na sua geometria, a fim de obter um fator de segurança favorável. Assim, através dessas análises determinou-se a estabilidade do talude e verificou-se que as edificações presentes no local ou próximo dele estão seguras.

Palavras-chave: Estabilidade. Talude. Análise. Fator de Segurança.

## **ABSTRACT**

The present study aims to evaluate the stability of a slope located in the northern region of the state of Santa Catarina, more precisely in the county of Joinville, city with a constant occurrence of rain and areas with susceptibility to landslides. For the development of this study it was necessary to analyze the characteristics of the region and the place of study, besides observing the local test results and also the laboratory, ones like Standard Penetration Test, granulometric analysis, specific weight and direct shearing. The slope's stability analysis were realized with the Bishop Simplified method. With the aid of the Rocscience Slide software the soil parameters of the analyzed slope were inserted, simulating different situations, like water level variations and changes in the slope geometry, in order to obtain an appropriate safety factor. Thus, trough this analysis, the slope's stability was determinated, and it was verified that buildings present on or near the site are safe.

Keywords: Stability. Slope. Analysis. Safety Factor.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Talude e suas terminologias.....	20
Figura 2 - Escala de velocidade de Varnes.....	24
Figura 3 - Ensaio de cisalhamento.....	30
Figura 4 - Equipamento utilizado no ensaio triaxial.....	31
Figura 5 - Equipamento utilizado no ensaio SPT .....	33
Figura 6 - Etapas do ensaio de granulometria .....	34
Figura 7 - Divisão de fatias em uma superfície circular e forças atuantes em uma fatia .....	40
Figura 8 - Lamela de Bishop .....	42
Figura 9 - Retaludamento de corte com redução da altura do talude .....	45
Figura 10 - Drenagem superficial e os dispositivos utilizados no sistema.....	46
Figura 11 - Sistema de drenagem profunda.....	47
Figura 12 - Sistema terra armada.....	48
Figura 13 - Sistema Terramesh.....	49
Figura 14 - Muro de pedra.....	50
Figura 15 - Muro de concreto ciclópico e sistema de drenagem.....	51
Figura 16 - Muro de gabião .....	52
Figura 17 - Muro de sacos solo-cimento .....	53
Figura 18 - Muro de solo ensacado .....	53
Figura 19 - Muro de flexão.....	54
Figura 20 - Muro de contrafortes.....	54
Figura 21 - Cortina atirantada.....	55
Figura 22 - Solo grampeado com chumbadores e concreto projetado (revestimento).....	56
Figura 23 - Fluxograma da pesquisa .....	58
Figura 24 - Localização do município de Joinville.....	59
Figura 25 - Relevo de Joinville .....	60
Figura 26 - Bacias hidrográficas da região de Joinville .....	62
Figura 27 - Vegetação da região.....	63
Figura 28 - Mapa geológico de Joinville.....	64
Figura 29 - Legenda mapa geológico de Joinville.....	65
Figura 30 - Pedologia do município de Joinville.....	67
Figura 31 - Localização do talude em relação ao município.....	68
Figura 32 - Localização do talude em relação à quadra .....	69

Figura 33 - Representação da área de estudo .....	69
Figura 34 - Construções próximas à encosta .....	70
Figura 35 - Residências nas proximidades da encosta .....	70
Figura 36 - Vistas da encosta.....	71
Figura 37 - Mapa de susceptibilidade de ocorrência de movimentos de massa.....	72
Figura 38 - Localização dos furos e da extração da amostra no terreno .....	73
Figura 39 - Amostra de solo coletada.....	75
Figura 40 - Local de extração da amostra indeformada de solo.....	75
Figura 41 - Área da extração do bloco indeformado de solo.....	76
Figura 42 - Curva granulométrica do solo.....	79
Figura 43 - Perfil individual de sondagem à percussão, furo 01 .....	82
Figura 44 - Perfil individual de sondagem à percussão, furo 02 .....	83
Figura 45 - Seção geotécnica 1 .....	86
Figura 46 - Seção geotécnica 2.....	87
Figura 47 - Seção geotécnica 3.....	87
Figura 48 - Perfil longitudinal da Seção 1 .....	88
Figura 49 - Perfil longitudinal da Seção 2.....	88
Figura 50 - Perfil longitudinal da Seção 3 .....	89
Figura 51 - Perfil seção 1 pela proposta de Alonso.....	89
Figura 52 - Perfil seção 2 pela proposta de Alonso.....	90
Figura 53 - Perfil seção 3 pela proposta de Alonso.....	90
Figura 54 - Perfil seção 1 pela proposta de Teixeira e Godoy; Teixeira.....	91
Figura 55 - Perfil seção 2 pela proposta de Teixeira e Godoy; Teixeira.....	91
Figura 56 - Perfil seção 3 pela proposta de Teixeira e Godoy; Teixeira.....	92
Figura 57 - Perfil seção 1 pela proposta de Teixeira e Godoy; Godoy .....	92
Figura 58 - Perfil seção 2 pela proposta de Teixeira e Godoy; Godoy .....	93
Figura 59 - Perfil seção 3 pela proposta de Teixeira e Godoy; Godoy .....	93
Figura 60 - Fator de segurança – Seção 1.....	95
Figura 61 - Fator de segurança - Seção 2 .....	96
Figura 62 - Fator de segurança - Seção 3 .....	96
Figura 63 - Geometria proposta para a Seção 2.....	97
Figura 64 - Fator de segurança - Seção 2 com retaludamento.....	98
Figura 65 - Geometria proposta para a Seção 3.....	98
Figura 66 - Fator de segurança - Seção 3 com retaludamento.....	99

Figura 67 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (0,50 m).....	100
Figura 68 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (1,00 m).....	100
Figura 69 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (1,50 m).....	101
Figura 70 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (1,80 m).....	101
Figura 71 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (2,00 m).....	102
Figura 72 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (3,00 m).....	102
Figura 73 - Seção 1 com nível da água a 0,50 metros da superfície do terreno .....	104
Figura 74 - Seção 1 com nível de água a 0,25 metros da superfície do terreno .....	105
Figura 75 - Seção 1 com nível de água a 1,5 metros da superfície do terreno .....	105
Figura 76 - Seção 1 com nível de água a 3 metros da superfície do terreno .....	106
Figura 77 - Seção 1 com nível de água no nível do terreno .....	106
Figura 78 - Seção 1 sem nível d'água .....	107
Figura 79 - Vistas do talude.....	109
Figura 80 - Geometria do muro e do talude.....	110
Figura 81 - Sistema de drenagem executado .....	111
Figura 82 - Canaletas dispostas ao longo do talude .....	111
Figura 83 - Canaletas meia cana utilizadas para drenagem no talude.....	112

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Etapa de consolidação .....	77
Gráfico 2 - Relação entre fator de segurança e nível de água no retaludamento .....	103

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978).....	21
Tabela 2 - Classificação dos tipos de movimentos segundo Augusto Filho (1992).....	22
Tabela 3 - Classificação dos movimentos de massa, segundo Magalhães Freire (1965).....	23
Tabela 4 - Classificação dos fatores causadores dos deslocamentos de massas, segundo Cruden e Varnes (1996) .....	26
Tabela 5 - Parâmetros obtidos em ensaios para solos saturados .....	32
Tabela 6 - Terminologia dos solos e rochas .....	35
Tabela 7 - Grau de segurança necessário – Ocupação humana.....	36
Tabela 8 - Grau de segurança necessário – Danos materiais e ambientais.....	37
Tabela 9 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos segundo NBR 11682/2009 .....	37
Tabela 10 - Métodos variantes do Equilíbrio Limite.....	39
Tabela 11 - Características dos Métodos de Equilíbrio-Limite.....	41
Tabela 12 - Características da amostra .....	77
Tabela 13 - Estados de compacidade e de consistência.....	81
Tabela 14 - Peso específico de solos argilosos.....	81
Tabela 15 - Coesão dos solos conforme SPT, segundo Alonso (2010).....	84
Tabela 16 - Propostas de correlações entre SPT e coesão .....	85
Tabela 17 - Correlação entre SPT e ângulo de atrito, segundo Alonso (2010).....	85
Tabela 18 - Propostas de correlação entre SPT e ângulo de atrito .....	86
Tabela 19 - Análise do FS e dos parâmetros dos solos .....	94
Tabela 20 - Parâmetros dos solos utilizados nas análises de estabilidade.....	95
Tabela 21- Verificação dos fatores de segurança das seções geotécnicas.....	97
Tabela 22 - Verificação do fator de segurança conforme nível de água .....	107

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABGE - Associação Brasileira de Geologia de Engenharia  
ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ASTM - American Society for Testing and Material  
CCD - Centro de Cartografia Digital da Universidade da Região de Joinville  
CD - Consolidated Drained  
CU - Consolidated Undrained  
EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária  
FS - Fator de Segurança  
GAPLAN - Gabinete de Planejamento e Coordenação  
IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística  
IPPUJ - Instituto de Pesquisa e Planejamento para o Desenvolvimento Sustentável de Joinville  
NBR - Norma Brasileira  
Nspt - Índice de resistência à penetração  
PMJ - Prefeitura Municipal de Joinville  
S - Sul  
SEMA - Secretaria de Agricultura e Meio Ambiente do Município de Joinville  
SIMGEO - Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas  
SiBCS - Sistema Brasileiro de Classificação de Solos  
SPT - Standard Penetration Test  
UU - Unconsolidated Undrained  
W - Oeste

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma$  - Tensão normal total  
 $\sigma'$  - Tensão normal efetiva  
u - Poropressão ou pressão neutra  
 $\tau_f$  - Resistência ao cisalhamento  
c - Coesão  
 $\phi$  - Ângulo de atrito interno  
c' - Coesão efetiva  
 $^\circ$  - Grau

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>17</b>
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA .....	17
1.2	JUSTIFICATIVA .....	18
1.3	OBJETIVOS .....	18
<b>1.3.1</b>	<b>Objetivo geral .....</b>	<b>18</b>
<b>1.3.2</b>	<b>Objetivos específicos .....</b>	<b>18</b>
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO .....	19
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>20</b>
2.1	DEFINIÇÃO DE TALUDES .....	20
2.2	MOVIMENTOS DE MASSAS .....	21
2.3	FATORES QUE CONTRIBUEM PARA OS MOVIMENTOS DE MASSA .....	25
2.4	TENSÕES TOTAIS E EFETIVAS .....	27
2.5	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	28
2.6	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS .....	32
2.7	FATOR DE SEGURANÇA.....	35
2.8	MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	38
<b>2.8.1</b>	<b>Método Comum das Fatias.....</b>	<b>39</b>
<b>2.8.2</b>	<b>Método de Bishop Simplificado .....</b>	<b>41</b>
2.9	CONTENÇÕES DE TALUDES.....	43
<b>2.9.1</b>	<b>Retaludamento.....</b>	<b>44</b>
<b>2.9.2</b>	<b>Drenagem .....</b>	<b>45</b>
<b>2.9.3</b>	<b>Proteção superficial.....</b>	<b>47</b>
<b>2.9.4</b>	<b>Reforço do solo .....</b>	<b>48</b>
<b>2.9.5</b>	<b>Muros de arrimo.....</b>	<b>49</b>
2.9.5.1	Muros de alvenaria de pedra.....	50
2.9.5.2	Muros de concreto ciclópico ou de gravidade.....	50
2.9.5.3	Muros de gabião .....	51
2.9.5.4	Muros de sacos de solo-cimento.....	52
2.9.5.5	Muros de flexão.....	53
<b>2.9.6</b>	<b>Cortina atirantada.....</b>	<b>55</b>
<b>2.9.7</b>	<b>Solo grampeado .....</b>	<b>55</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>57</b>

<b>4</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....</b>	<b>59</b>
4.1	CARACTERÍSTICAS GERAIS DA REGIÃO DE ESTUDO.....	59
4.2	DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO .....	68
<b>5</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>73</b>
5.1	SONDAGEM E ENSAIOS PT .....	73
5.2	COLETA DAS AMOSTRAS .....	74
5.3	ENSAIO DO PESO ESPECÍFICO NATURAL.....	76
5.4	CISALHAMENTO DIRETO .....	77
5.5	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA .....	78
5.6	ANÁLISES REALIZADAS .....	79
<b>5.6.1</b>	<b>Fator de segurança admissível .....</b>	<b>79</b>
<b>5.6.2</b>	<b>Análise dos parâmetros dos solos.....</b>	<b>80</b>
<b>5.6.3</b>	<b>Análise da estabilidade do talude através das seções geotécnicas.....</b>	<b>95</b>
<b>5.6.4</b>	<b>Análise de Retaludamento .....</b>	<b>97</b>
5.6.4.1	Análise do nível de água no retaludamento.....	100
<b>5.6.5</b>	<b>Análise do nível de água .....</b>	<b>104</b>
<b>5.6.6</b>	<b>Análise da situação atual da encosta .....</b>	<b>108</b>
<b>5.6.7</b>	<b>Resultados das análises realizadas.....</b>	<b>113</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>115</b>
<b>7</b>	<b>SUGESTÕES.....</b>	<b>117</b>
<b>8</b>	<b>LIMITAÇÕES DA PESQUISA.....</b>	<b>118</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>119</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>125</b>
	<b>ANEXO A – PROJETO GEOTÉCNICO .....</b>	<b>126</b>
	<b>ANEXO B – ENSAIO SPT .....</b>	<b>129</b>
	<b>ANEXO C – DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO NATURAL E ENSAIO DE</b>	
	<b>CISALHAMENTO DIRETO .....</b>	<b>132</b>
	<b>ANEXO D – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA .....</b>	<b>138</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento da população urbana e a conseqüente necessidade de novas construções, muitas vezes é preciso executar edificações em lugares cujo acesso é difícil, como por exemplo, próximo de encostas, o que tornará indispensável a execução de um meio para estabilizar o talude, visto que estará sujeito a diversos fatores que podem causar sua instabilidade.

No cenário brasileiro atual, os movimentos de massa caracterizam a maioria dos acidentes de origem geológica, sobretudo em épocas de chuvas. Por serem acontecimentos frequentes, são responsáveis por eventualidades em diversas cidades, principalmente onde a ocupação acelerada e desordenada avança para áreas geologicamente desfavoráveis à ocupação (PARIZZI, 2011).

Em favor da segurança, percebe-se um avanço nas várias técnicas capazes de estabilizar e conter o solo, a fim de melhorar o comportamento do mesmo frente à possíveis rupturas. Com o progresso da tecnologia, atualmente há diversos softwares disponíveis para auxiliar nos trabalhos de análise de estabilidade de taludes, o que contribui para melhor acurácia nos resultados e possibilita analisar as prováveis causas das rupturas. Para verificar a estabilidade de um talude, calcula-se o fator de segurança para posterior análise de qual a medida mais adequada a ser tomada.

Assim, para qualquer método cujo objetivo é aumentar a estabilidade do talude, é necessário o estudo do local para a determinação das propriedades geotécnicas do solo, identificar a natureza geológica da região e observar o comportamento das construções similares já edificadas no entorno. A partir desses resultados é possível averiguar a melhor alternativa para tornar o talude estável, de modo a garantir segurança e confiabilidade para o local de ocupação.

## 1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Cada vez é mais comum construções próximas a áreas como encostas ou taludes. Nessa vertente, é importante a realização de um estudo prévio sobre o local a ser modificado antes de intervir. Devido à ausência dessa prática, muitas estruturas são edificadas sobre taludes que podem vir a se tornar instáveis. Assim, os erros no corte ou no aterro desses taludes podem acarretar graves conseqüências futuras, como por exemplo, a ruptura do talude. Desta forma, o

presente estudo foi feito com o intuito de analisar um terreno e verificar se há necessidade de uma intervenção para estabilizar o talude.

## 1.2 JUSTIFICATIVA

O estudo justifica-se devido à importância da estabilidade de taludes, por envolver questões de segurança, que nesta esfera passa a ser essencial para evitar possíveis desastres, como deslizamentos e desmoronamentos.

A partir disso, relaciona-se o estudo de alguns conceitos e métodos, que foram abordados neste estudo, com obras – sejam elas residenciais, comerciais, rodoviárias, etc. – de modo que os projetos de estabilização de taludes proporcionem confiabilidade e segurança nessas áreas, visto que cada vez mais o homem intervém no meio para construir.

Deste modo, salienta-se a importância da percepção a respeito dos principais fatores que influenciam na ruptura de um talude, para posteriormente estudar a situação e apresentar a alternativa mais adequada para sua estabilização, dentro da atual condição em que se encontra o talude.

## 1.3 OBJETIVOS

### 1.3.1 Objetivo geral

O trabalho tem como objetivo geral analisar a estabilidade de um talude de corte no município de Joinville, a partir de dados de ensaios realizados “*in situ*” e em laboratório e com o auxílio de um software computacional.

### 1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos traçados são:

- Elaborar pesquisa bibliográfica da dinâmica dos solos e relacionar com métodos matemáticos que analisam a estabilidade geotécnica;
- Analisar os ensaios de laboratório para definição dos parâmetros adotados;

- Estudar e definir parâmetros dos solos do talude por meio de correlações;
- Determinar o fator de segurança do talude pelo Método de Bishop Simplificado, simulando a estabilidade no programa Slide, correlacionando com a NBR 11682/2009;
- Apresentar a solução mais indicada para estabilizar a encosta; e
- Visitar o local da encosta para verificar a solução final adotada.

#### 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho é composto de sete capítulos, estes são:

O capítulo um equivale à introdução, caracterizando os principais motivos do estudo da estabilização de taludes e os principais objetivos deste.

O capítulo dois corresponde à revisão bibliográfica, que norteia esse estudo e abrange os mais diversos conceitos relacionados à taludes, como a definição de movimento de massas e os fatores contribuintes, as tensões que atuam nessa movimentação e resistência ao cisalhamento. Caracteriza-se também o fator de segurança e descrição dos métodos de análise da estabilidade, nos quais, destaca-se o método de Bishop, que foi o empregado nas verificações realizadas nesse trabalho.

O capítulo três caracteriza a metodologia utilizada, com a descrição das etapas para realização do estudo.

O capítulo quatro descreve a área de estudo de forma detalhada e aborda aspectos geográficos.

O capítulo cinco apresenta os resultados dos ensaios realizados para o estudo geotécnico do local, além das análises realizadas através do software Slide.

O capítulo seis traz as conclusões do estudo realizado, relacionando-o com questões sociais e geológicas.

O capítulo sete, por sua vez, apresenta sugestões de estudos para a continuação deste trabalho.

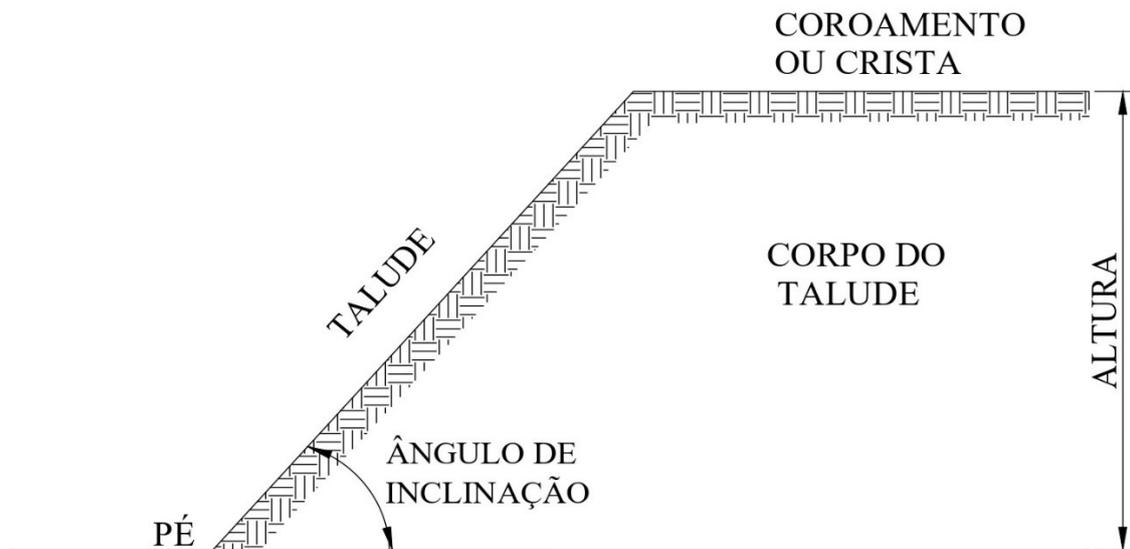
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A fim de fundamentar teoricamente o estudo em questão, foram abordados pontos essenciais para estabelecer relações entre os mais diversos conceitos geotécnicos e o objeto deste trabalho.

### 2.1 DEFINIÇÃO DE TALUDES

Segundo Caputo (2016) o conceito de talude compreende qualquer superfície inclinada que delimita um maciço terroso, rochoso ou misto (terra e rocha). Podem ser de origem natural, como as encostas, ou artificiais, quando há ação do homem, como os taludes de cortes e aterros. A Figura 1 apresenta a composição de um talude.

Figura 1 - Talude e suas terminologias



Fonte: Adaptado de Caputo, (2016).

Por serem decorrentes da ação antrópica, é necessário ter conhecimento do material em questão, visto que as propriedades do maciço interferem na estabilidade deste. Gerscovich (2016) salienta que para garantir a estabilidade da obra, na execução dos taludes originados da intervenção humana (cortes e aterros), a inclinação e altura devem ser apropriadas.

## 2.2 MOVIMENTOS DE MASSAS

Pode-se caracterizar movimentos de massa como deslocamento de uma determinada massa - solo, rocha e/ou vegetação – ao longo de uma superfície devido à ação da gravidade. Geralmente, essa movimentação do material é relacionada diretamente com problemas de instabilidade de encostas.

Selby (1993) afirma que há várias classificações de movimentos, cujos parâmetros de diferenciação levam em conta tipo de material envolvido, velocidade, mecanismo do movimento, modo de deformação, geometria da massa mobilizada e conteúdo de água. Além disso, o fato de envolver processos complexos e ocorrer nos mais diversos ambientes, também contribui para essa categorização.

Cunha e Guerra (2000) destacam que entre as principais classificações, a mais utilizada em todo o mundo é a de Varnes (1978) que não é difícil, e toma como base o tipo de movimento e de material deslocado.

Segundo Gerscovich (2016) a proposta de Varnes pode ser aplicada tanto em solos quanto em rochas e apresenta a seguinte subdivisão dos movimentos: queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e complexo, conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978)

<b>CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE MOVIMENTOS DE ENCOSTA, VARNES (1978)</b>					
<b>Tipo de Movimento</b>			<b>Tipo de material</b>		
			<b>Rocha</b>	<b>Solo</b>	
				<b>Grossoiro</b>	<b>Fino</b>
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
			De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
	Translacional	Muitas unidades	De rocha	De detritos	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 movimento					

Fonte: Adaptado de Varnes, (1978).

Por serem classificações fundamentadas em fatores geológicos e climáticos locais, em sua grande maioria as propostas têm aplicabilidade restrita às regiões. A nível de Brasil, destaca-se a proposta de Augusto Filho (1992) que revisou a classificação de Varnes (1978), e configurou os tipos adotados por ele ao cenário tropical brasileiro, dividindo os movimentos em: rastejo, escorregamento, queda e corrida. A Tabela 2 mostra os grupos de movimentos de massa, segundo Augusto Filho (1992).

Tabela 2 - Classificação dos tipos de movimentos segundo Augusto Filho (1992)

(continua)

<b>CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA, AUGUSTO FILHO (1992)</b>	
<b>PROCESSOS</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA</b>
Rastejo ou Fluência (“Creep”)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Vários planos de deslocamento (internos);</li> <li>➤ Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade;</li> <li>➤ Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes;</li> <li>➤ Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada;</li> <li>➤ Geometria indefinida.</li> </ul>
Escorregamento (“Landslide”)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Poucos planos de deslocamento (externos);</li> <li>➤ Velocidades médias (km/h) a alta (m/s);</li> <li>➤ Pequenos a grandes volumes de material;</li> <li>➤ Geometria e materiais variáveis;</li> <li>➤ Planares: solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza;</li> <li>➤ Circulares: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas;</li> <li>➤ Em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza.</li> </ul>
Queda (“Fall”)	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Sem plano de deslocamento;</li> <li>➤ Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado;</li> <li>➤ Velocidades muito altas (vários m/s);</li> <li>➤ Material rochoso;</li> <li>➤ Pequenos a médios volumes;</li> <li>➤ Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc.;</li> <li>➤ Rolamento de matacão;</li> <li>➤ Tombamento.</li> </ul>

Tabela 2 - Classificação dos tipos de movimentos segundo Augusto Filho (1992)

(conclusão)

<b>CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA, AUGUSTO FILHO (1992)</b>	
<b>PROCESSOS</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA</b>
Corrida ("Flow")	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação);</li> <li>➤ Movimento semelhante ao de um líquido viscoso;</li> <li>➤ Desenvolvimento ao longo das drenagens;</li> <li>➤ Velocidades médias a altas;</li> <li>➤ Mobilização de solo, rocha, detritos e água;</li> <li>➤ Grandes volumes de material;</li> <li>➤ Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.</li> </ul>

Fonte: Adaptado de Augusto Filho, (1992).

Outra proposta de classificação que tem destaque é a de Eduardo Solon Magalhães Freire em 1965 que, por sua vez, apresenta os movimentos das massas divididos em três grupos. Ele foi um dos primeiros autores nacionais a sintetizar e juntar dados para a classificação dos movimentos de massa no território nacional, baseando-se numa série de autores estrangeiros. A Tabela 3 mostra a proposta de Magalhães Freire.

Tabela 3 - Classificação dos movimentos de massa, segundo Magalhães Freire (1965)

(continua)

<b>CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA, MAGALHÃES FREIRE (1965)</b>		
<b>MOVIMENTO</b>	<b>CARACTERÍSTICAS</b>	<b>SUBDIVISÃO</b>
Escoamento	Trata-se da deformação ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de escorregamento	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Corridos (escoamento fluido-viscoso)</li> <li>➤ Rastejo ou reptação (escoamento plástico)</li> </ul>

Tabela 3 - Classificação dos movimentos de massa, segundo Magalhães Freire (1965)

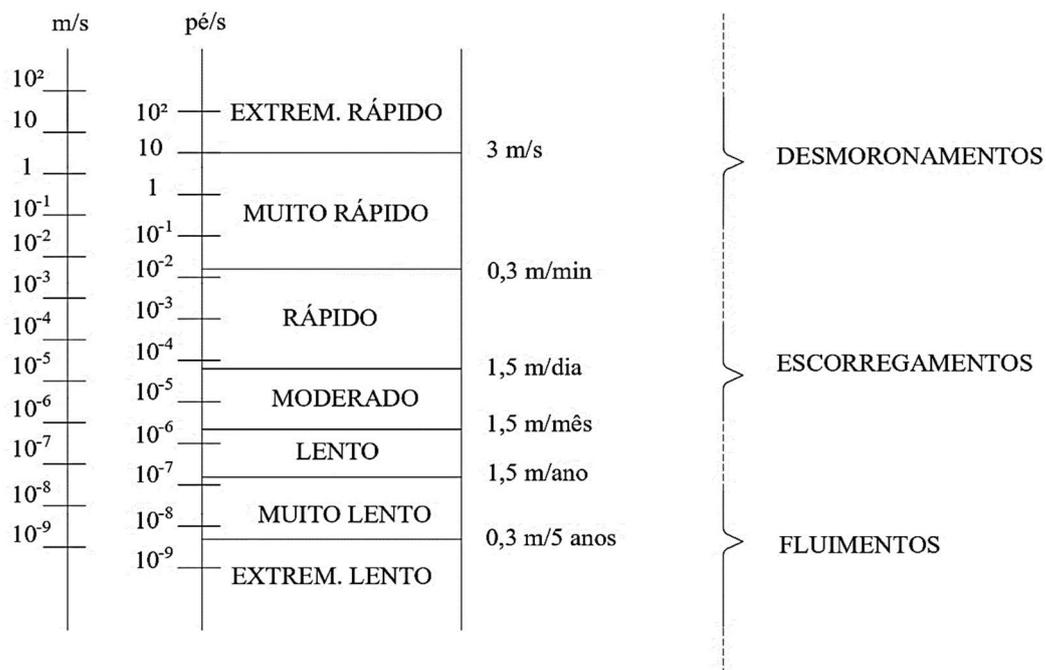
(conclusão)

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE MASSA, MAGALHÃES FREIRE (1965)		
MOVIMENTO	CARACTERÍSTICAS	SUBDIVISÃO
Escorregamento ( <i>strictu sensu</i> )	Trata-se do deslocamento finito ao longo de superfície definida de deslizamento, preexistente ou de neoformação	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Rotacionais</li> <li>➤ Translacionais</li> </ul>
Subsidência	Trata-se do deslocamento finito ou deformação contínua de direção essencialmente vertical	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Subsidência</li> <li>➤ Recalque</li> <li>➤ Desabamento</li> </ul>

Fonte: Adaptado de Freire, (1965).

Varnes (1978) classificou os deslocamentos de terra em função das velocidades com que eles acontecem, com isso, elaborou a Escala de Varnes, conforme Figura 2.

Figura 2 - Escala de velocidade de Varnes



Fonte: Adaptado de Varnes, (1978).

### 2.3 FATORES QUE CONTRIBUEM PARA OS MOVIMENTOS DE MASSA

Há diversos fatores capazes de serem condicionantes dos movimentos de massa e podem estar relacionados à estrutura geológica, à geomorfologia, pluviosidade, cobertura vegetal e ação antrópica. É importante conhecer as características do talude e seu entorno para então identificar de forma correta a causa dos movimentos.

Conforme Augusto Filho e Virgili (1998) os principais motivos dos movimentos de massa no cenário brasileiro são:

- ✓ Características climáticas, com evidência no regime pluviométrico;
- ✓ Características e distribuição dos componentes do substrato dos taludes;
- ✓ Características geomorfológicas, com ênfase na inclinação, amplitude e perfil das encostas;
- ✓ Características relacionadas ao uso e ocupação das áreas, incluindo cobertura vegetal e as formas de intervenção do homem nas encostas; e
- ✓ Regime das águas de superfície e subsuperfície.

Terzaghi (1967) e Caputo (2016) dividem as causas dos movimentos de massa nas encostas em internas e externas. As primeiras são causas que levam ao colapso sem apresentar alterações nas condições geométricas do talude, o que acarreta a redução da resistência ao cisalhamento do solo constituinte. Como exemplo de fatores internos pode-se citar o aumento da pressão na água intersticial e decréscimo da coesão.

As causas externas são aquelas desencadeadas devido às ações externas (aumento da inclinação do talude, deposição de material ao longo da crista do talude, efeitos sísmicos) que alteram o estado de tensão atuante sobre o maciço. A partir disso, há um acréscimo de tensões cisalhantes, que ao se igualarem ou superarem a resistência do solo levam o maciço a condição de ruptura. Além disso, as causas também podem ser intermediárias, que não se encaixam em nenhuma das anteriores citadas, e são decorrentes dos efeitos causados por agentes externos no interior do talude.

Segundo Varnes (1978) os principais fatores contribuintes para a redução da resistência ao cisalhamento e conseqüente instabilidade de talude são o estado inicial do material (composição, textura, estrutura e geometria do talude), e demais mudanças decorrentes de fatores relacionados aos fenômenos naturais.

Os autores Cruden e Varnes (1996) relacionaram as causas dos movimentos de massa dividindo-as em quatro grupos, de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 - Classificação dos fatores causadores dos deslocamentos de massas, segundo Cruden e Varnes (1996)

<b>CLASSIFICAÇÃO DAS CAUSAS DOS DESLOCAMENTOS DE MASSA, CRUDEN E VARNES (1996)</b>			
<b>CAUSAS GEOLÓGICAS</b>	<b>CAUSAS MORFOLÓGICAS</b>	<b>CAUSAS FÍSICAS</b>	<b>CAUSAS HUMANAS</b>
Materiais fracos	Levantamento tectônico ou vulcânico	Chuvas intensas	Escavações de taludes
Materiais sensíveis	Alívio por degelo	Derretimento rápido de neve	Sobrecarga no talude ou na crista
Materiais intemperizados	Erosão fluvial no pé do talude	Precipitações excepcionalmente prolongadas	Rebaixamento (reservatórios)
Materiais fissurados ou fraturados	Erosão glacial no pé do talude	Terremotos	Irrigação
Orientação desfavorável de descontinuidades (acamamento, xistosidade, etc.)	Erosão nas margens laterais	Erupções vulcânicas	Mineração
Orientação desfavorável de descontinuidades estruturais (falhas, contatos, inconformidades, etc.)	Erosão subterrânea (solução e <i>piping</i> )	Descongelamento	Vibração artificial
Contraste de permeabilidade	Deposição de cargas no talude ou na crista	Intemperismo por congelamento e descongelamento	Vazamento de água
Contraste de rigidez (materiais densos, rígidos sobre materiais plásticos)	Remoção da vegetação (fogo, seca)	Intemperismo por expansão e retração	

Fonte: Adaptado de Cruden e Varnes, (1996).

Para Caputo (2016) uma das causas mais comuns dos escorregamentos é a escavação próxima ao pé do talude para implantação de alguma obra. O autor chama causas como essa de reais e afirma que se deve distinguir as mesmas de causas imediatas, como por exemplo, um forte aguaceiro.

## 2.4 TENSÕES TOTAIS E EFETIVAS

Para Marangon (2018) é imprescindível compreender quais as tensões que atuam num maciço, independente da origem (peso próprio, carregamentos em superfície, alívio de cargas devido às escavações) para entender o comportamento das estruturas na engenharia geotécnica e averiguar a melhor solução no caso da ocorrência de possíveis problemas no solo.

Denominado de Princípio das Tensões Efetivas, diante da natureza diferente das forças atuantes, Terzaghi (1943) constatou que a tensão normal (total) de um plano qualquer deve ser considerada como a soma de duas parcelas. A teoria se aplica apenas a solos completamente saturados e relaciona as três tensões: tensão normal total, que é definida pela relação entre força e área transmitida na direção normal através do plano, supondo um solo na fase sólida; poropressão ou pressão neutra, que é a pressão da água que preenche os espaços vazios entre as partículas sólidas; e a tensão normal efetiva, que é a transmitida pelo contato entre as partículas. A relação se dá pela Equação 1.

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{(Equação 1)}$$

Sendo:

$\sigma$  = tensão normal total

$\sigma'$  = tensão normal efetiva

$u$  = poropressão

Além disso, o Princípio das Tensões Efetivas de Terzaghi (1943) verificou que todos os efeitos resultantes das variações de tensões (deformações, deslocamentos, etc.) são decorrentes da variação de tensões efetivas.

Gerscovich (2016) afirma que a resistência dos solos depende também da tensão efetiva, ou seja, quanto maiores essas tensões, maior a resistência às tensões cisalhantes. Ressalta ainda a importância de analisar os termos efetivos, visto que as poropressões geradas na obra podem divergir das desenvolvidas nos ensaios de laboratório.

Desta forma, percebe-se que a relevância do princípio da tensão efetiva reside na enorme importância da própria tensão efetiva no comportamento mecânico dos solos.

## 2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Massad (2010) afirma que a resistência ao cisalhamento está ligada diretamente a vários fatores, como a tensão efetiva, condições de drenagem, trajetória e história das tensões, à estrutura e outras características do solo.

Deste modo, deve-se buscar conhecer a origem da resistência ao cisalhamento para então averiguar os problemas de estabilidade de um determinado solo.

Para Vargas (1977) os problemas relacionados à ruptura envolvem uma superfície de ruptura, isto é, aquela onde em todos os seus pontos a tensão de cisalhamento atuante atinge o valor limite da resistência. Por outro lado, nesses problemas as deformações são indefinidas, isto é, não necessariamente ocorrem.

Gerscovich (2016) justifica que essa resistência ao cisalhamento é decorrente da mobilização desta no contato entre os grãos, e da interferência imposta pelo arranjo estrutural quando há um deslocamento de partículas.

Citado em Das (2007), Mohr apresentou uma teoria para ruptura de materiais, que afirmava que um material se rompe devido à combinação da tensão normal e cisalhante. Caputo (2016) descreve que Coulomb definiu uma equação que permite relacionar a resistência de cisalhamento do solo a duas componentes: a coesão e o atrito.

A expressão ficou conhecida como critério de ruptura de Mohr – Coulomb e é dada pela Equação 2.

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

$c$  = coesão

$\phi$  = ângulo de atrito interno

$\sigma$  = tensão normal no plano de ruptura

$\tau_f$  = resistência ao cisalhamento

Quando se trata de um solo saturado, a tensão total em um ponto se dá pela soma da tensão efetiva ( $\sigma'$ ) e da poropressão ( $u$ ). Nesse caso, a tensão cisalhante é transferida somente para a parte sólida, já que a água não suporta estas tensões (GERSCOVICH, 2016).

A partir disso, considera-se somente as tensões efetivas [ $(\sigma' = \sigma - u)$  tensão total menos a poropressão], expresso pelo critério de Mohr-Coulomb da seguinte forma:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

$\tau_f$  = resistência ao cisalhamento

$c'$  = coesão efetiva

$\sigma'$  = tensão efetiva atuante no plano cisalhado

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo

Porém, os valores de coesão e ângulo de atrito variam de acordo com o tipo de material, e para um mesmo material, depende da densidade, rugosidade, forma, compacidade, etc. Assim, Caputo (2016) recomenda que nos ensaios de laboratório para solos saturados, devem ser reproduzidas as piores situações para determinar a resistência ao cisalhamento.

Hoje em dia há diversos ensaios de laboratório que podem ser utilizados para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c$ ,  $\phi$ ,  $c'$ ,  $\phi'$ ) para os vários corpos de prova de solo. Das (2007) cita os seguintes:

- Ensaio de cisalhamento direto;
- Ensaio triaxial;
- Ensaio de cisalhamento simples;
- Ensaio triaxial de deformação plana; e
- Ensaio de cisalhamento anular ou *ring shear*.

Entre esses, os dois primeiros são as técnicas mais utilizadas, segundo Das (2007).

O ensaio de cisalhamento direto é um ensaio realizado com a finalidade de obter parâmetros para traçar a envoltória de Mohr Coulomb e permite obter informações quanto à deformação volumétrica do solo. É normatizado pela American Society for Testing and Material – ASTM D3080 (2011) e é dividido em duas etapas: consolidação e cisalhamento.

Primeiramente, são moldados corpos de prova com auxílio do anel de cisalhamento. Após, a amostra é colocada em uma espécie de caixa de cisalhamento, que é dividida em duas partes. O material é inundado em água e submetido à uma tensão normal através de pesos suspensos por um pendural apoiado diretamente no corpo de prova, até que a

amostra esteja saturada. A consolidação permite determinar, para um solo confinado lateralmente, as deformações verticais ao longo de um determinado tempo.

Na segunda etapa, no cisalhamento, a força normal aplicada no corpo de prova é mantida. As metades da caixa são afastadas de modo que o atrito entre elas não influencie nos resultados. Durante o ensaio mede-se os deslocamentos horizontal e vertical por meio de extensômetros, além da força de deslocamento que é medida pelo anel de carga. A tensão normal aplicada é proporcional à tensão de cisalhamento do solo quando este é rompido. Assim, a tensão normal e cisalhante são calculadas pela razão entre a força aplicada e a área de seção transversal da amostra.

Os valores são registrados e ao final dos ensaios é possível obter a curva tensão x deformação e a reta que representa a envoltória de ruptura do material, aferindo assim os valores de coesão e ângulo de atrito do solo (ESCOBAR, 2012). A Figura 3 mostra algumas etapas do ensaio de cisalhamento e o equipamento utilizado.

Figura 3 - Ensaio de cisalhamento



Fonte: Godoi, (2016).

O ensaio triaxial, por sua vez, pode ser aplicado na determinação de solos coesivos ou não, além disso suas condições de drenagem podem ser controladas. Trata-se de um ensaio cujo objetivo é semelhante ao de cisalhamento direto, porém, realizado de uma forma um pouco mais refinada, visto que possibilita a obtenção de mais parâmetros. Aplica-se tensões num estado hidrostático sobre um corpo de prova cilíndrico de uma amostra de solo. Coloca-se este corpo de prova em uma câmara de ensaio e envolto por uma membrana de borracha. Enche-se a câmara de água, ou outro fluido, e aplica-se uma pressão (confinante) que atua em todas as direções, até mesmo na vertical. Então, é aplicada a tensão axial (desviadora) através de uma

haste vertical ligada à uma prensa de carregamento até atingir a ruptura e o corpo de prova cislhe. Obtém-se a deformação axial do corpo de prova e é possível aferir a poropressão, caso ocorra. De acordo com Silva e Budny (2017) este ensaio pode ser feito por três metodologias, são elas:

- Ensaio não consolidado não drenado (UU – *Unconsolidated Undrained*): Consiste em um ensaio rápido, onde é aplicada pressão confinante e a tensão vertical aumenta. A válvula de drenagem é mantida sempre fechada. A análise dos resultados é obtida em tensões totais. Assim, não há aguardo para dissipação da poropressão e não é feita drenagem durante a execução do ensaio.
- Ensaio consolidado não drenado (CU – *Consolidated Undrained*): Consiste em um ensaio onde é aplicada pressão confinante e a válvula de drenagem é mantida aberta, permitindo que o solo se consolide sob essa pressão. Ao aplicar-se a tensão axial, durante o ensaio, esta válvula é mantida fechada. A análise dos resultados é obtida em tensões totais, mas podem ser calculadas as tensões efetivas se as pressões intersticiais forem conhecidas.
- Ensaio consolidado drenado (CD – *Consolidated Drained*): Ensaio parecido com o CU, porém, na fase de ensaio a válvula é aberta, o que permite que a água do interior do corpo de prova seja drenada, ocorrendo então dissipação da pressão neutra (fase de consolidação ou adensamento da amostra). A análise dos resultados é obtida em tensões efetivas.

A Figura 4 mostra o equipamento utilizado no ensaio.

Figura 4 - Equipamento utilizado no ensaio triaxial



Fonte: Godoi, (2016).

A seguir, a Tabela 5 mostra os ensaios realizados para obter os parâmetros de resistência, levando em consideração um solo saturado em situação crítica.

Tabela 5 - Parâmetros obtidos em ensaios para solos saturados

<b>PARÂMETROS E ENSAIOS EM SOLOS SATURADOS, GERSCOVICH (2016)</b>			
SITUAÇÃO CRÍTICA	TIPO DE ANÁLISE	PARÂMETROS	ENSAIOS
Final de construção - Não drenado	Tensões efetivas	$c', \phi'$ e $u (= u_o + \Delta u)$ $\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'$	Triaxial CU com medida de poropressão
	Tensões totais $\phi = 0$	$S_u (\tau = S_u (\phi = 0))$	Triaxial UU
Longo prazo - Drenado	Tensões efetivas	$c', \phi'$ e $u$ $\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi'$	Triaxial CD Cisalhamento direto Triaxial CU com medida de poropressão Ensaio de torção

Fonte: Adaptado de Gerscovich, (2016).

Esses parâmetros podem estar sujeitos a incertezas, devido à qualidade dos ensaios ou até mesmo representatividade das amostras dos solos, portanto, muitas vezes os resultados dos ensaios não definem o comportamento de todo o talude. Sendo assim, como forma de garantia, recomenda-se reduzir os parâmetros de resistência por fatores de segurança (GERSCOVICH, 2016).

## 2.6 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

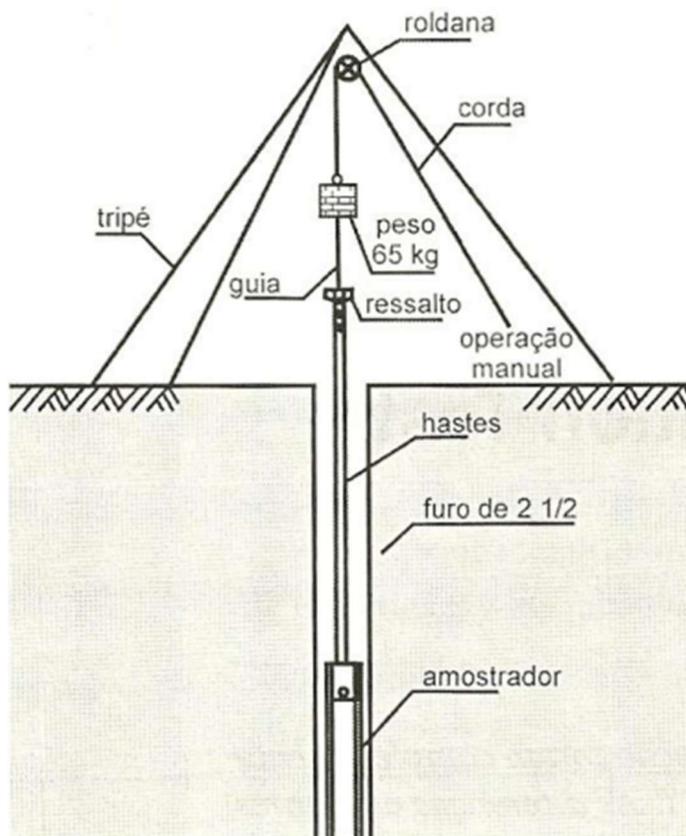
Além desses ensaios, outros são realizados para estudar um solo e determinar os principais parâmetros deste, como o ensaio de sondagem à percussão, *Standard Penetration Test* - SPT, ensaio para determinação do peso específico natural e ensaio de granulometria.

O ensaio SPT consiste na penetração de um amostrador padrão no solo através da queda livre de um martelo com peso de 65 kg a uma altura de 75 cm. Antes de iniciar a sondagem é montado sobre o terreno um cavalete de quatro pernas. Assim, através de uma roldana e de um cabo o peso é orientado sobre o amostrador e solto em queda livre (SOUZA, 2003).

A NBR 6484 (2001) descreve como deve ser executado corretamente o ensaio. Este é iniciado com a sondagem do terreno a partir da superfície de instalação do equipamento até 1 metro de profundidade com o trado concha ou cavadeira manual onde é recolhida uma amostra

inicial. A partir de 2 metros de perfuração, é iniciado o procedimento que conta com o amostrador padrão fixado nas hastes do aparelho. Assim, o martelo de 65 kg cai a uma altura de 75 cm. Este procedimento é repetido até que o amostrador penetre 45 cm no solo, sendo que a cada 15 cm conta-se o número de golpes do martelo para atingir tal profundidade. A partir disto, determina-se o valor de ( $N_{spt}$ ) que consiste na soma do número de golpes necessários para penetrar o amostrador nos últimos 30 cm no solo. A Figura 5 mostra o equipamento utilizado no ensaio SPT.

Figura 5 - Equipamento utilizado no ensaio SPT



Fonte: SCHNAID, (2000).

No ensaio para determinação do peso específico natural, por sua vez, este é determinado pela relação entre o peso total do solo e seu volume total. Essa determinação pode ser feita por vários métodos, sendo o mais comum o método do cilindro de cravação. A norma NBR 9813 (2016) descreve os procedimentos necessários para o ensaio em questão. Resumidamente, o ensaio consiste na cravação no solo de um molde cilíndrico com dimensões e pesos conhecidos.

O ensaio de granulometria é um ensaio que classifica a granulometria dos materiais em argila, silte, areia e pedregulho, através do peneiramento grosso e fino, sedimentação ou

ambos os processos. A partir destes são determinadas as proporções relativas ao peso total da amostra. A NBR 7181 e 6508 (1984) descrevem como deve ser realizado o ensaio.

Após coleta da amostra em campo, esta é seca ao ar livre até que atinja umidade higroscópica, então são desmanchados os torrões existentes. Após, é necessária preparação da amostra, segundo a NBR 6457 (2016) e o material retido na peneira #10 (2 mm) deve ser lavado, seco em estufa para então ser realizado o peneiramento grosso. Assim, o material passante é separado para o peneiramento fino e sedimentação, que devem seguir as diretrizes estabelecidas na NBR 7181 (1984).

O processo de sedimentação determina a granulometria dos solos compostos por materiais finos. Trata-se de um processo que tem como base a Lei de Stokes, onde é estabelecido o princípio de que as partículas de solo ao se dispersarem no meio, a velocidade de sedimentação dos grãos aumenta conforme seus diâmetros. Através do densímetro são aferidas as respectivas densidades das partículas que estão suspensas em água, assim, para cada leitura é determinada uma porcentagem do solo que está suspenso. A Figura 6 mostra algumas etapas do ensaio de granulometria.

Figura 6 - Etapas do ensaio de granulometria



Fonte: Oliveira, (2017).

A NBR 6502 (1995) determina a classificação da partícula de solo conforme o tamanho do grão, conforme mostra a Tabela 6.

Tabela 6 - Terminologia dos solos e rochas

TERMINOLOGIA DOS SOLOS E ROCHAS	
CLASSIFICAÇÃO	TAMANHO DO GRÃO (mm)
Argila	< 0,002
Silte	0,002 – 0,06
Areia fina	0,06 – 0,2
Areia média	0,2 – 0,6
Areia grossa	0,6 – 2,0
Pedregulho	2,0 – 60
Pedra de mão	60 – 200
Matacão	200 – 1000
Bloco de rocha	>1000

Fonte: Adaptado de NBR 6502, (1995).

## 2.7 FATOR DE SEGURANÇA

Para que seja realizada a análise da estabilidade de um talude e a fim de garantir a segurança de uma estrutura, se faz necessária a determinação do fator de segurança (FS). De acordo com Dell'Avanzi e Sayão (1998) ao adotar um valor de FS mínimo admissível para uma determinada obra, adota-se também um risco aceitável.

Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE), ao admitir um valor do coeficiente de segurança com o objetivo de implantar ou conter taludes, devem ser levados em consideração vários fatores, entre eles a dimensão do talude, a heterogeneidade do maciço investigado, a base de dados utilizada, etc. (AUGUSTO FILHO E VIRGILLI, 1998).

Define-se o fator de segurança como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo, em termos de tensões efetivas, e a resistência mobilizada ou tensão cisalhante atuante, sendo esta última obtida através das reações de equilíbrio (DAS, 2007).

A Equação 4 retrata o cálculo do fator de segurança.

$$F_s = \frac{\text{resistência ao cisalhamento (s)}}{\text{tensão cisalhante } (\tau)} = \frac{(c' + \sigma' \text{tg } \phi')}{\tau} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

$F_s$  = fator de segurança em relação à resistência

$S$  = resistência média ao cisalhamento do solo

$\tau$  = resistência média ao cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície potencial de ruptura

$c'$  = coesão efetiva

$\sigma'$  = tensão efetiva atuante no plano cisalhado

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo

Tem-se um talude instável quando as tensões de resistência mobilizada se igualam à resistência ao cisalhamento do solo, resultando num FS igual a 1, podendo deflagrar ruptura no talude. Essa condição pode ser atingida tanto devido ao aumento das tensões cisalhantes mobilizadas quanto à redução da resistência ao cisalhamento (GERSCOVICH, 2016).

Marangon (2009) ressalta que o fator de segurança pode variar com o tempo, visto que um talude pode passar anos sem sofrer deslizamento e em um momento ou situação ter suas condições de estabilidade alteradas. A NBR 11682 (2009) apresenta várias exigências a serem levadas em conta para classificar um projeto de talude. A norma indicada considera que o FS não possui a mesma magnitude em todos os casos, logo, estabelece alguns parâmetros para a determinação deste. A NBR determina que deve-se considerar a possibilidade de perdas humanas (Tabela 7) e danos materiais e ambientais (Tabela 8), e associa esses graus de segurança aos fatores de segurança mínimos (Tabela 9).

Tabela 7 - Grau de segurança necessário – Ocupação humana

<b>NÍVEL DE SEGURANÇA DESEJADO CONTRA A PERDA DE VIDAS HUMANAS, (NBR 11682/2009)</b>	
<b>GRAU DE SEGURANÇA NECESSÁRIO</b>	<b>PARÂMETROS</b>
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: Adaptado de NBR 11682, (2009).

Tabela 8 - Grau de segurança necessário – Danos materiais e ambientais

<b>NÍVEL DE SEGURANÇA DESEJADO CONTRA DANOS MATERIAIS E AMBIENTAIS, (NBR 11682/2009)</b>	
<b>GRAU DE SEGURANÇA NECESSÁRIO</b>	<b>PARÂMETROS</b>
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, 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 alto valor reduzido. - Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: Adaptado de NBR 11682, (2009).

Tabela 9 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos segundo NBR 11682/2009

<b>VALORES MÍNIMOS DE FATOR DE SEGURANÇA, (NBR 11682/2009)</b>			
Nível de segurança contra danos a vidas humana	ALTO	MÉDIO	BAIXO
	Nível de segurança contra danos materiais e ambientais		
ALTO	1,5	1,5	1,4
MÉDIO	1,5	1,4	1,3
BAIXO	1,4	1,3	1,2

Fonte: Adaptado de NBR 11682, (2009).

## 2.8 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

De acordo com Massad (2010), os métodos de análise de estabilidade são, em sua maioria, embasados no método do equilíbrio-limite, isto é, pressupõe-se que há equilíbrio em uma determinada massa de solo, e que ameaça sofrer um escorregamento ou ação do gênero. A partir das forças que atuam nesse maciço define-se as tensões de cisalhamento através das conhecidas por equações de equilíbrio. Logo, realiza-se a comparação das tensões com a resistência ao cisalhamento do solo em questão, ou seja, a condição de estabilidade é determinada a partir do Fator de Segurança.

Para Das (2007), o conjunto de métodos do equilíbrio limite é caracterizado por dividirem a massa rompida em fatias. Mecanicamente, há um escorregamento de massa quando as tensões solicitantes ultrapassam a resistência ao cisalhamento do solo depositado.

A indicação de um solo estável ou instável depende dos valores do FS, podendo ser maiores, menores ou iguais a 1. No entanto, por questões de segurança, devem ser levados em consideração os critérios para adoção dos fatores apresentados na NBR 11682 (2009).

Massad (2010) expõe que os Métodos do Equilíbrio Limite partem de alguns pressupostos, são eles:

- a) o solo se comporta como material rígido-plástico, ou seja, rompe-se de forma brusca, sem deformação;
- b) as equações de equilíbrio estático valem até a iminência da ruptura, quando o processo se configura como dinâmico; e
- c) o fator de segurança (FS) se mantém uniforme por toda a extensão da linha de ruptura, ou seja, despreza-se os possíveis fenômenos de ruptura progressiva.

Para Dyminski (1996) a análise de estabilidade se configura a partir de alguns objetivos, são eles:

- Examinar a estabilidade de um talude em diversas obras geotécnicas, em diferentes condições de solicitação, para que assim sejam executados projetos seguros e econômicos;
- Analisar a possibilidade de deslizamento de taludes naturais ou construídos pelo homem;
- Investigar escorregamentos já ocorridos, juntando dados para melhor análise da ação dos mecanismos de ruptura e da influência dos fatores ambientais;

- Verificar as possibilidades de ações para prevenir ou corrigir para execução de projetos de estabilização de taludes já rompidos;
- Averiguar o efeito de carregamentos extremos naturais ou resultantes da ação antrópica; e
- Compreender o desenvolvimento e forma de taludes naturais e os agentes responsáveis pelas divergências em propriedades naturais e regionais.

No conjunto desses Métodos de Equilíbrio Limite existem diversas variantes, a Tabela 10 apresenta os mais utilizados para resolver situações de estabilidade de taludes.

Tabela 10 - Métodos variantes do Equilíbrio Limite

<b>MÉTODOS VARIANTES - EQUILÍBRIO LIMITE, (MASSAD, 2010)</b>		
Métodos de Equilíbrio Limite	Método do círculo de atrito	
	Método sueco	Método de Fellenius
		Método de Bishop Simplificado
		Método de Morgenstern-Price
Método das cunhas		

Fonte: Adaptado de Massad (2010).

Entre os métodos relacionados na Tabela 10, serão abordados de forma mais específica o Método Comum das Fatias e o Método de Bishop.

### 2.8.1 Método Comum das Fatias

Esse método consiste em dividir em lamelas ou fatias (origem do nome) a massa do solo acima da superfície de ruptura, que pode ter qualquer forma, porém nesse método, admite-se que a linha de ruptura seja um arco de circunferência. As fatias devem ser verticais, e a largura delas não precisa ser constante. A partir da divisão dessas fatias, considera-se as forças atuantes em cada uma para então determinar o equilíbrio do conjunto, somando todas essas forças.

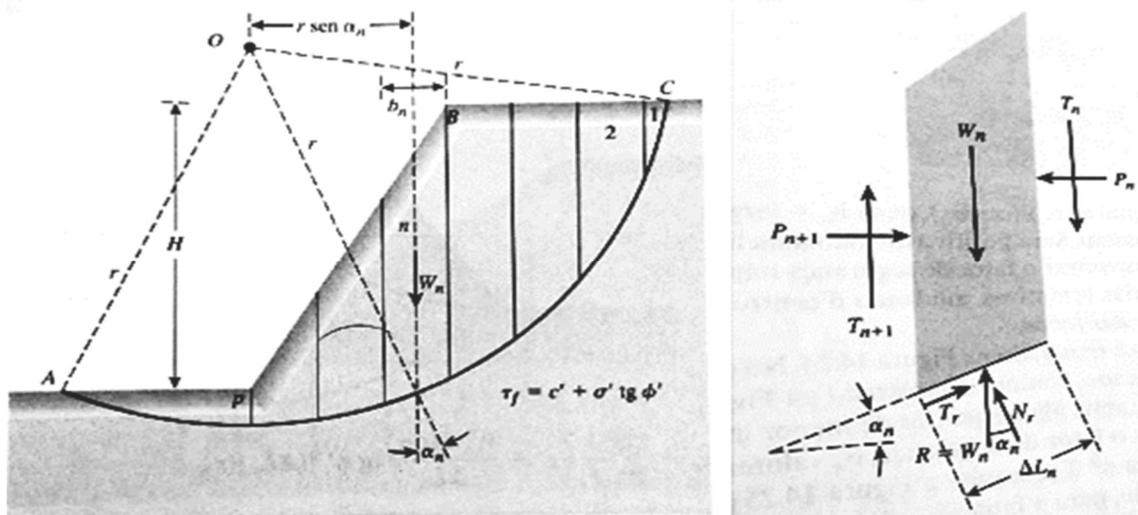
Baseando-se no Método Equilíbrio Limite, Gerscovich (2016) ressalta algumas observações em relação ao método das fatias:

- A base da fatia deve ser assumida como linear, além de pertencer a um único tipo de solo, sem descontinuidades;

- Ao determinar o equilíbrio de forças e momentos de cada fatia, deve-se assumir que as tensões normais existentes na base da fatia são decorrentes do peso de solo de cada fatia; e
- A equação de equilíbrio de momentos em relação ao centro da circunferência permite o cálculo do equilíbrio do conjunto, levando em consideração todas as forças que atuam em uma fatia, inclusive os pesos.

A Figura 7 mostra uma superfície de ruptura com um solo dividido em fatias e as forças que atuam em uma fatia.

Figura 7 - Divisão de fatias em uma superfície circular e forças atuantes em uma fatia



Fonte: Das, (2007).

Onde:

- $W_n$  é o peso da fatia;
- $N_r$  é a componente normal da reação  $R$ ;
- $T_r$  é a componente tangencial da reação  $R$ ;
- $P_n$  e  $P_{n+1}$  são as forças normais que atuam nas faces da fatia; e
- $T_n$  e  $T_{n+1}$  são as forças de cisalhamento que atuam nas faces da fatia.

O sistema de forças apresentado na Figura 7, configura-se como um sistema indeterminado pois o número de incógnitas é maior que o número de equações, logo, para resolvê-lo e tornar o problema estaticamente determinado, são feitas hipóteses em relação ao esquema das forças associadas às fatias (CAPUTO, 2016; MASSAD, 2010).

Devido a isso, há vários métodos que trazem a proposta de levantar essa indeterminação (Tabela 11), eles diferem essencialmente na forma em como se consideram as forças no contato entre as fatias. Dentre esses métodos, destaca-se, o de Bishop Simplificado, que será apresentado no próximo tópico.

Tabela 11 - Características dos Métodos de Equilíbrio-Limite

<b>MÉTODOS DO EQUILÍBRIO LIMITE E SUAS CARACTERÍSTICAS</b>		
<b>MÉTODO</b>	<b>SUPERFÍCIE DE RUPTURA</b>	<b>CARACTERÍSTICAS</b>
Fellenius (1927)	Circular	Satisfaz o equilíbrio de momentos
Bishop Simplificado (1955)	Circular	Satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais
Morgenstern e Price (1965)	Qualquer	Satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais
Spencer (1967)	Qualquer	Satisfaz o equilíbrio de momentos e forças verticais e horizontais
Janbu Simplificado (1968)	Qualquer	Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais

Fonte: Adaptado de Tonus, (2009).

Dentre esses métodos destaca-se o de Bishop Simplificado, por possuir mais simplicidade de aplicação e ser um dos mais utilizados, de acordo com Silva (2010).

## 2.8.2 Método de Bishop Simplificado

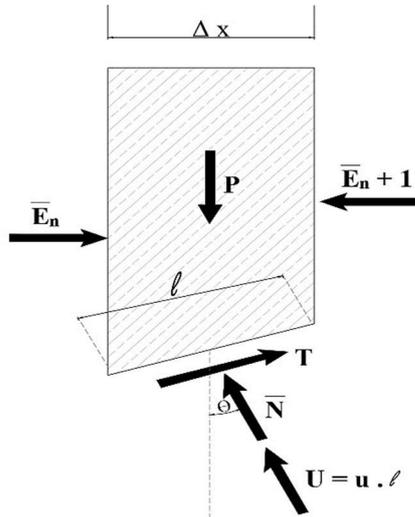
Bishop, como o nome do método sugere, propôs a análise de estabilidade de talude a partir da divisão da cunha de escorregamento em diversas fatias. Segundo Caputo (2016), esse foi considerado o método pioneiro de ruptura circular, menos rigoroso, o que possibilitou analisar as superfícies potenciais de ruptura.

Fiori (2016) afirma que se trata de um método modificado a partir do de Petterson e Hultin, e que foi desenvolvido posteriormente por Fellenius, desprezando as ações entre fatias. Rogério (1977) expõe que na proposta de Fellenius, o valor do Fator de Segurança é superestimado na ordem de até 15% quando comparado ao de Bishop, fornecendo assim um valor conservador.

A hipótese adotada na proposta de Bishop despreza as componentes tangenciais dos esforços entre as fatias, ou seja, desconsidera as componentes horizontais dessas forças. Assim,

o equilíbrio das forças é feito na direção vertical, o que gera a atuação de uma força normal no centro da base da lamela, conforme indica a Figura 8.

Figura 8 - Lamela de Bishop



Fonte: Adaptado de Massad, (2010).

O cálculo do fator de segurança deste método é dado pela Equação 5.

$$F = \frac{\sum \left[ c' \cdot \ell + \frac{P - u \cdot \Delta x - c' \cdot \Delta x \cdot \tan \frac{\theta}{F}}{\cos \theta + \tan \phi' \cdot \sin \frac{\theta}{F}} \cdot \tan \phi' \right]}{\sum (P \cdot \sin \theta)} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

F = fator de segurança

P = peso da fatia

u = poropressão

c' = coesão efetiva

$\Delta x$  = comprimento da fatia da base aproximada por um segmento de reta

$\phi'$  = ângulo de atrito interno efetivo

$\theta$  = ângulo de inclinação da base da fatia com a horizontal

Como o F encontra-se dos dois lados da equação, é necessário realizar um cálculo iterativo para determiná-lo, logo, arbitra-se um valor para F, ou seja, um procedimento de tentativa e erro, até que os dois lados da equação sejam iguais. Do mesmo modo que no Método das Fatias, que se investiga várias superfícies de ruptura, deve ser feito para o cálculo de F no

Método de Bishop, de modo a encontrar a superfície crítica que fornece o fator de segurança mínimo (DAS, 2007; MASSAD, 2010).

Sem considerar as forças na direção horizontal, Bishop verificou que havia uma margem de erro de aproximadamente 1% no valor do Fator de Segurança, o que não comprometia de forma tão crítica o resultado, devido a isso o método ficou chamado de Método Simplificado de Bishop. (DAS, 2007; MASSAD, 2010)

Por ser um dos métodos mais utilizados, foram desenvolvidos vários programas computacionais, que permitem obter resultados mais satisfatórios. Para esse estudo de caso, foi utilizado o software Slide, na versão 6.0. Trata-se de um programa capaz de analisar a estabilidade de taludes em 2D através dos métodos do equilíbrio limite, realizando o cálculo do fator de segurança. Tem uma grande aplicação na esfera de obras civis, o que permite investigar vários problemas geotécnicos. O Slide possibilita realizar análises determinísticas desenvolvidas a partir da proposta da divisão da massa em fatias e na determinação do fator de segurança por meio da relação entre as forças resistentes e solicitantes.

Logo, verifica-se que o que difere os métodos entre si são as hipóteses adotadas para determinar as forças que atuam em cada lamela (fatia) e no conjunto da massa.

## 2.9 CONTENÇÕES DE TALUDES

Após toda a caracterização geológica-geotécnica de um determinado talude, se faz necessário definir qual solução a ser adotada. Há vários métodos utilizados para estabilizar os taludes, estes dividem-se em grupos: obras sem estruturas de contenção (retaludamento, drenagem e proteção superficial) e obras com estruturas de contenção (muros de gravidade e cortinas atirantadas).

É importante realizar a combinação com a drenagem, visto que retaludamentos e até mesmo obras de contenção podem ser destruídos ou sofrer danos quando os projetos não preveem sistemas de drenagem e proteção superficial eficiente.

Os métodos para estabilizar um talude têm dois objetivos: prevenir e corrigir, sendo a prevenção responsável por aumentar o fator de segurança contra os prováveis movimentos das massas relacionando-os com os métodos de estabilidade. A correção, por sua vez, leva em conta a possibilidade de frear o movimento e monitorar as movimentações ocorrentes no talude a fim de obter o diagnóstico adequado. Entre as soluções mais usadas tem-se: retaludamento,

drenagem, proteção superficial, reforço do solo, muros de arrimo, cortina atirantada, solo grampeado e técnicas especiais.

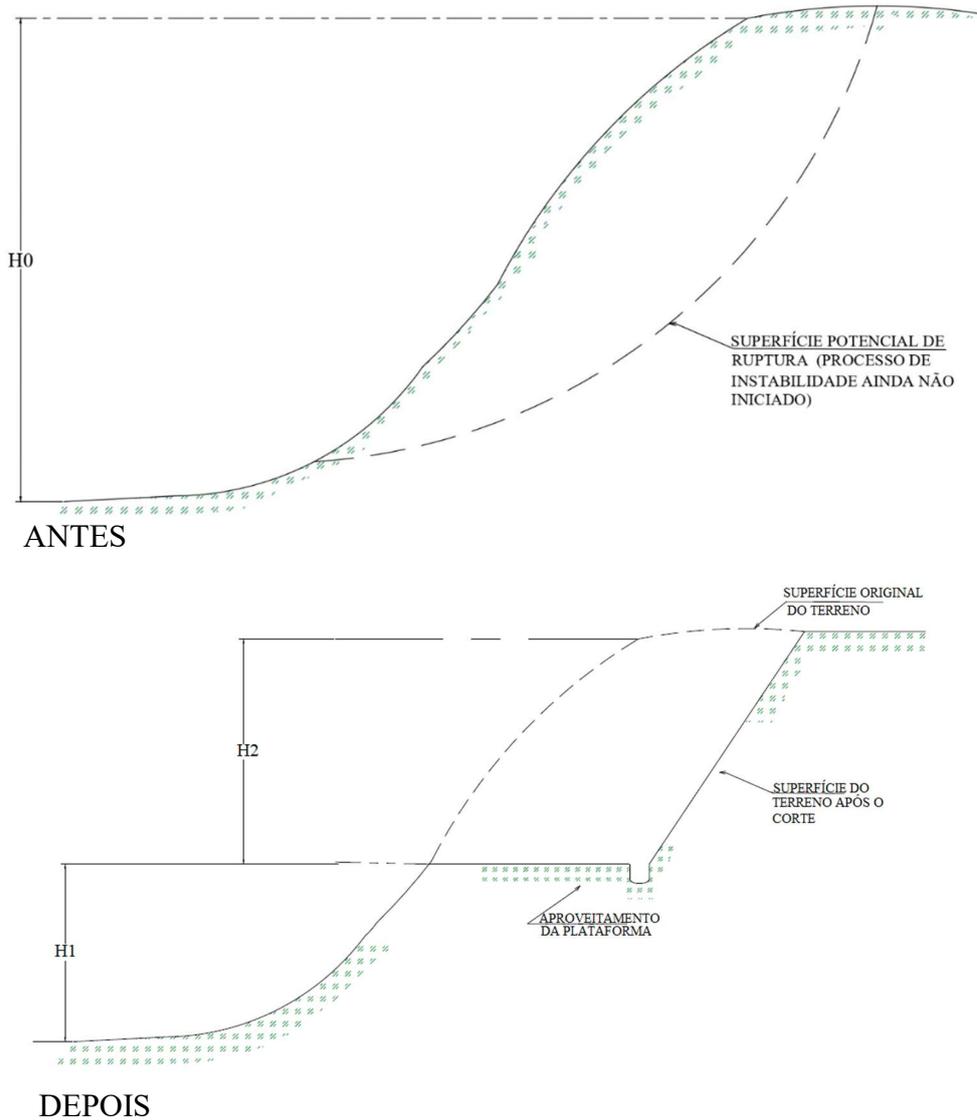
### **2.9.1 Retaludamento**

Trata-se de alteração na geometria de um talude, seja por cortes e/ou aterros, através da terraplanagem, com o intuito de aumentar a estabilidade do mesmo. Segundo Guidicini e Nieble (2013) é um dos métodos mais econômicos e simples de ser executado. Como o próprio nome sugere, diminui-se a angulação e a altura da encosta ou talude de corte. Para que haja um aumento na estabilidade, alivia-se o peso junto à crista e acrescenta-o ao pé do talude, assim, um corte feito na área próxima à crista reduz o momento atuante e a colocação de uma sobrecarga no pé do talude permite que haja um efeito estabilizante (MASSAD, 2010).

Marangon (2009) afirma que a vantagem em relação aos outros métodos é que tem efeitos permanentes, pois as mudanças no sistema de forças atuantes sofrem alterações ao mesmo tempo em que ocorre alteração (melhora) na estabilidade. Pode ser executado, desde que bem estudado e projetado de forma adequada, para taludes de corte com níveis de erosão diferentes e até em locais com deposição de massas coluviais, porém, deve contar com uma boa drenagem.

Para Carvalho (1991), independentemente do tipo de solo ou rocha, da condição de ocorrência e dos esforços atuantes, sempre haverá uma condição geométrica de talude que irá tornar o maciço estável. No entanto, existem alguns casos que o espaço para execução do retaludamento com a declividade desejada é insuficiente, e casos em que esse método acaba não sendo tão econômico devido ao elevado movimento de terra, sendo mais viável, nesses casos, recorrer às obras de contenção e/ou de drenagem. A Figura 9 mostra um retaludamento de corte.

Figura 9 - Retaludamento de corte com redução da altura do talude



Fonte: Adaptado de Carvalho, (1991).

## 2.9.2 Drenagem

As obras de drenagem têm como objetivo captar e direcionar o fluxo d'água, ou seja, as águas que escoam superficialmente, adequadamente, bem como a remoção de parte da água de percolação do maciço de solo ou rocha.

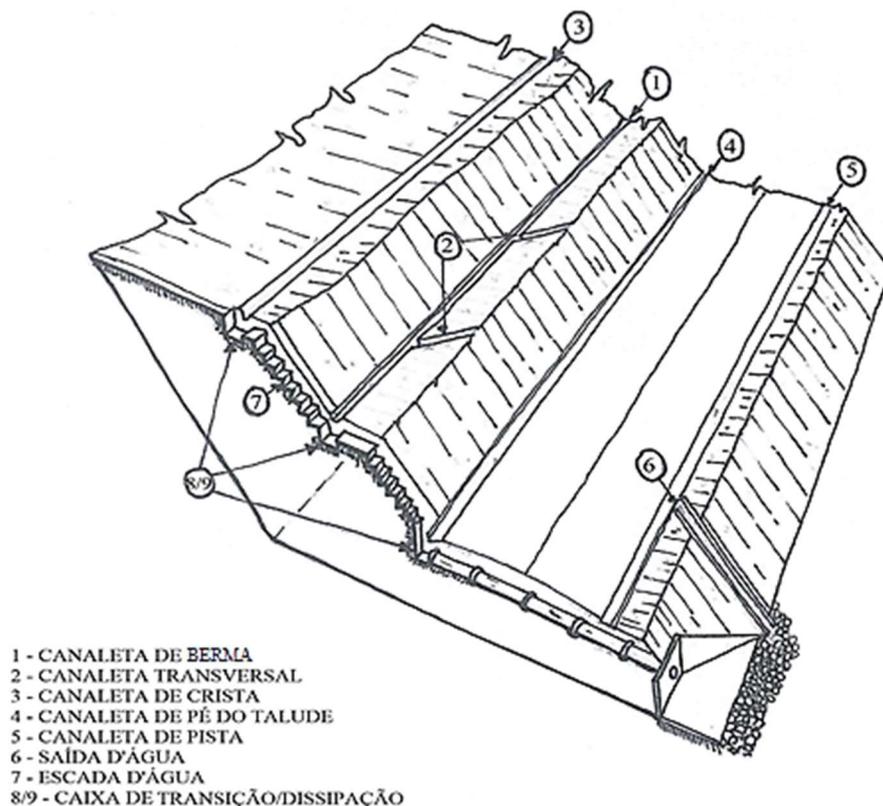
A drenagem é uma solução presente na maioria das obras, e pode ser executada de duas maneiras: superficial ou profunda. A superficial tem o intuito de reduzir os processos de infiltração e a erosão do solo, através da instalação de canaletas para captarem e escoarem as águas pluviais. Além disso, tem baixo custo e não necessita de mão-de-obra especializada (CAPUTO, 2016; GERSCOVICH, 2016; MASSAD, 2010).

A profunda, por sua vez, visa rebaixar o nível do lençol freático por meio de drenos profundos, diminuindo, dessa forma, a poropressão (pressão neutra ou da água) e consequentemente aumentando a estabilidade do talude e a resistência ao cisalhamento do solo. Não é uma solução tão simples, visto que necessita de equipamentos específicos para fazer os furos nos locais onde serão inseridos os drenos, e é uma solução que necessita de mão-de-obra especializada. No entanto, os custos relacionados a este tipo de drenagem são considerados baixos (GERSCOVICH, 2016; MASSAD, 2010).

Para o dimensionamento do sistema de drenagem devem ser feitos estudos sobre a área, envolvendo índices pluviométricos, bacia de contribuição e as características dos materiais onde escoam as águas que se pretende drenar.

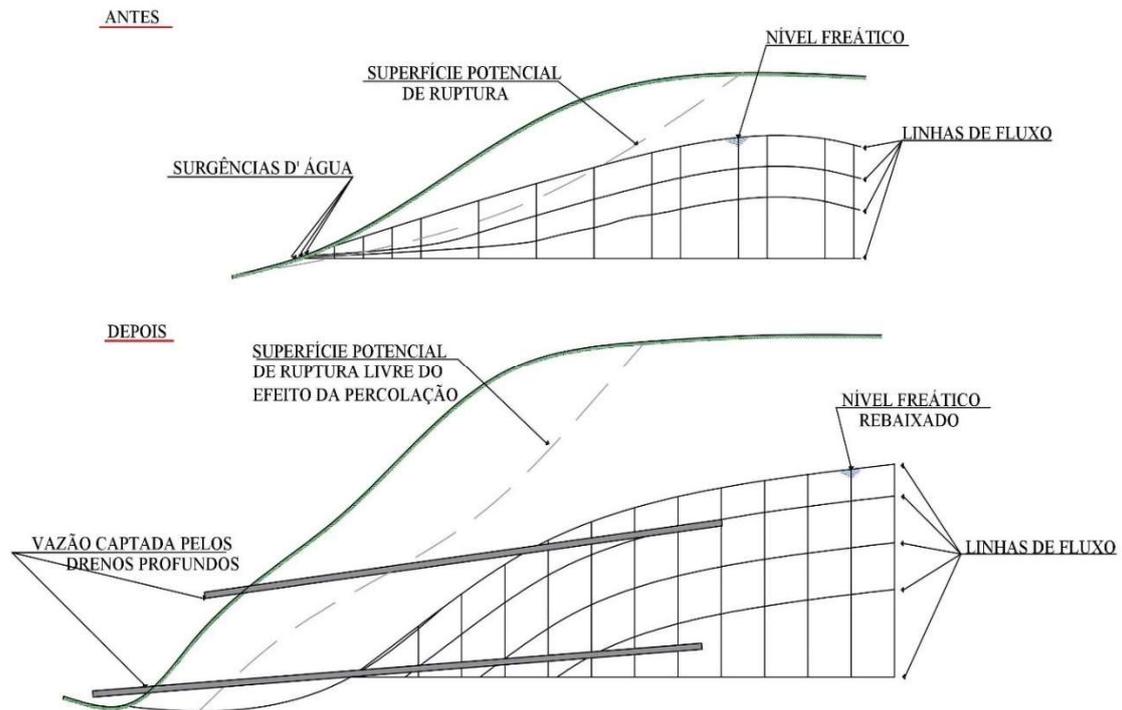
Dutra (2013) relata que grande parte dos dispositivos utilizados na drenagem são suscetíveis a entupimentos e deteriorações em sua estrutura ao longo do tempo, o que pode torná-los ineficientes ou defeituosos. Devido a isso, podem vir a ocorrer possíveis acidentes relacionados a escorregamento de taludes, por isso a importância de fazer manutenções e vistorias constantemente nesses sistemas de drenagem. A Figura 10 e Figura 11 mostram exemplos de drenagem superficial e profunda, respectivamente.

Figura 10 - Drenagem superficial e os dispositivos utilizados no sistema



Fonte: Adaptado de Carvalho, (1991).

Figura 11 - Sistema de drenagem profunda



Fonte: Adaptado de Carvalho, (1991).

### 2.9.3 Proteção superficial

Para impedir a erosão e a infiltração é importante executar a proteção superficial de taludes. Para Caputo (2016) e Massad (2010) revestir o talude consiste em recobrir uma superfície com vegetação, telas, argamassa ou concreto jateado. Essas são opções que possibilitam evitar a erosão superficial, ou seja, a perda de massa, considerada também uma técnica de prevenção. O plantio de grama, por exemplo, é uma técnica fácil de executar e que possui baixo custo.

O revestimento vegetal é o mais simples e eficiente, protegendo da ação das chuvas e do vento. As gramíneas são geralmente as mais utilizadas, as raízes ficam “presas” à superfície do solo, impossibilitando o deslocamento deste com a água.

Para um revestimento vegetal eficaz deve ser analisado o solo, a inclinação do talude e fatores climáticos da área para posteriormente verificar o procedimento e a espécie mais adequada.

#### 2.9.4 Reforço do solo

Para Massad (2010) reforçar o solo consiste em empregar materiais capazes de alterar o estado do solo do aterro para compactado. Esta técnica é utilizada sobre o solo do talude que rompeu com o objetivo de aumentar a sua resistência.

O autor expõe ainda que no mercado há diferentes técnicas e materiais que permitem executar esse reforço. Podem ser de natureza extensível - como mantas geotêxteis e geogrelhas (telas) - ou rígida, como tiras metálicas que são aplicadas na terra armada (solo armado) e as telas usadas no Terramesh.

No sistema terra armada, também conhecido por solo armado, tem-se um maciço que é contido por placas pré-moldadas de concreto, que atuam como uma espécie de paramento. Nelas são fixadas tiras metálicas, que distribuem a pressão do sistema de forma uniforme. Essas fitas são inseridas no solo conforme é feita a compactação, e evitam o deslocamento excessivo do solo, resistindo aos esforços devido ao atrito no maciço (DYMINSKI, 2005).

No sistema Terramesh, por sua vez, são utilizadas malhas hexagonais com torção dupla, associadas a um paramento do tipo gabião. Essas malhas são resistentes ao movimento do solo, isto porque há atrito entre solo e arame de aço e devido também às partículas de solo que travam as malhas. É um sistema composto por duas partes, o paramento externo e o painel de ancoragem, são feitos do mesmo material e contam com a mesma resistência à tração. O sistema utiliza geogrelhas, permitindo então que os taludes sejam reforçados, tornando-os mais íngremes, com maior capacidade de receber cargas e diminuindo a possibilidade de assentamentos (MACCAFERRI, 2018). A seguir imagens dos sistemas terra armada (Figura 12) e Terramesh (Figura 13), os dois sistemas mais utilizados para reforço do solo.

Figura 12 - Sistema terra armada



Fonte: Neves, (2010).

Figura 13 - Sistema Terramesh



Fonte: Maccaferri, (2018).

### 2.9.5 Muros de arrimo

É um dos métodos mais tradicionais e consequentemente o mais utilizado como sistema de contenção, de acordo com Gerscovich (2010).

Trata-se de paredes construídas com o objetivo de conter um maciço através do próprio peso e pelo atrito com a fundação, e podem ser feitas de diversos materiais. A ação do peso desse muro ocorre de forma a evitar que este tombe, o que impossibilita então a ocorrência do movimento rotacional da massa de solo sobre a base externa. Por sua vez, o atrito existente entre a base e o solo é caracterizado pela reação ao empuxo do solo, o que garante então estabilidade à contenção (GERSCOVICH, 2010).

Muros de gravidade são denominados assim pois referem-se a uma determinada estrutura cuja finalidade é conter uma massa de solo que está instável, ou seja, que pode vir a se movimentar para baixo, se houver ruptura por cisalhamento (MARANGON, 2009).

Gerscovich (2010) explica que esses muros são formados por uma estrutura corrida que através de seu peso próprio, se opõe aos empuxos horizontais. Logo, trata-se de um tipo de muro que serve para conter desníveis no intervalo de pequenos a médios, ou seja, inferiores a 5 metros. Podem ser de vários tipos de materiais construtivos como pedra, concreto, gabiões, ou ainda solo-cimento ensacado.

### 2.9.5.1 Muros de alvenaria de pedra

Segundo Gerscovich (2010), trata-se do tipo de muro mais antigo, porém, ultimamente tem caído em desuso, devido ao alto custo da alvenaria. Além de ser um método simples para construir, conta com um material drenante, logo, dispensa quaisquer dispositivos de drenagem, se forem pedras dispostas manualmente. Torna-se econômico principalmente quando há pedras no local. Por outro lado, os blocos de pedra devem possuir dimensões aproximadamente regulares, para que assim, haja estabilidade interna do muro e um menor atrito entre esses blocos. Se não contarem com argamassa são recomendados apenas para taludes com alturas de no máximo 2 metros. Para taludes maiores, recomenda-se a colocação de argamassa, cimento e areia para preencher os espaços vazios entre as pedras, que podem ser de tamanhos variados, nesse caso. Porém, apesar de aumentar a rigidez da estrutura, a argamassa elimina a capacidade auto-drenante da estrutura, sendo necessário então, instalar dispositivos como barbacãs ou drenos para que ocorra a drenagem correta. A Figura 14 apresenta um muro de arrimo executado com pedras.

Figura 14 - Muro de pedra



Fonte: Construindo Decor, (2019).

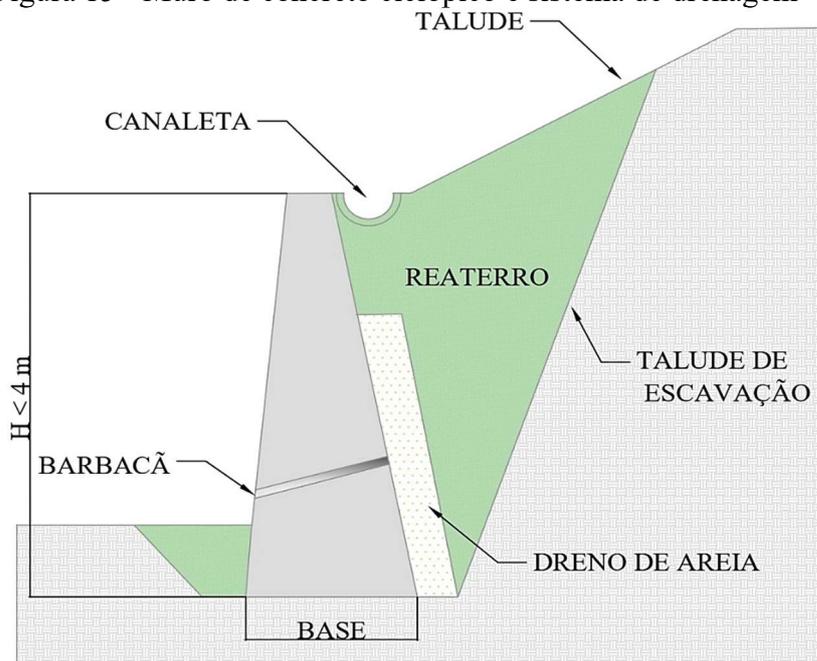
### 2.9.5.2 Muros de concreto ciclópico ou de gravidade

São muros econômicos desde que a altura seja até 4 metros. Como o próprio nome sugere, é uma estrutura feita através de um preenchimento de fôrma com concretos e agregados

de grandes dimensões. Deve ser executado um sistema de drenagem, visto que não é um muro impermeável (GERSCOVICH, 2010).

Júnior (2015) define este tipo de concreto como uma variação do convencional (mistura de água, areia, brita e cimento) porém com adição de pedras grandes. É uma estrutura utilizada na construção de fundações devido sua resistência mecânica e química. Além disso é utilizado em muros de arrimo pois o concreto o torna ainda mais resistente. Este tipo de muro é adotado para barragens de concreto, pois requer grandes volumes deste material, visto que a utilização do concreto convencional sem adição de agregados graúdos torna a solução inviável. O principal material que o diferencia do convencional – as pedras grandes – dão à mistura volume e reduzem a quantidade de ligante, considerado o material com valor mais elevado nesta mistura. Nos muros de concreto ciclópico o concreto não é utilizado somente para realizar ligação entre as pedras, mas é elemento integrante e essencial da estrutura, devido a isto deve haver uma proporção equilibrada entre concreto e pedras. A Figura 15 mostra um exemplo de muro de concreto ciclópico com sistema de drenagem.

Figura 15 - Muro de concreto ciclópico e sistema de drenagem



Fonte: Adaptado de García, (2016).

### 2.9.5.3 Muros de gabião

Paiva (2012) descreve como muros formados por um conjunto de caixas (gaiolas) compostas de armação de fios metálicos preenchida com blocos de rocha, com granulometria

superior a malha e dispostas em arranjos (Figura 16). Entre as principais características, estão a capacidade e auto-drenante, facilidade de implantação em locais que tem acesso difícil, e são flexíveis, o que permite a acomodação da estrutura a recalque diferenciais.

Figura 16 - Muro de gabião

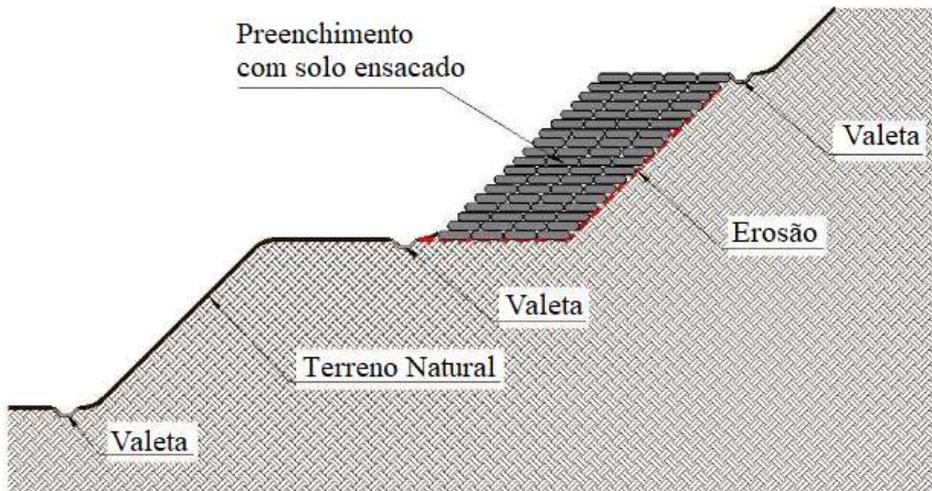


Fonte: Paiva, (2012).

#### 2.9.5.4 Muros de sacos de solo-cimento

São constituídos por sacos preenchidos por uma mistura de solo e cimento. In loco, estes sacos são dispostos na horizontal e então cada camada é devidamente compactada (manualmente) para minimizar o índice de vazios. O modo como eles são arrumados é de forma proposital para que gere um intertravamento entre as camadas, consequentemente, uma maior densidade do muro. Trata-se de uma solução barata, ecológica e que não exige mão-de-obra e equipamentos especializados (GERSCOVICH, 2010). A Figura 17 e Figura 18 mostram sacos de solo-cimento dispostos em um talude.

Figura 17 - Muro de sacos solo-cimento



Fonte: Adaptado de Neto, (2016).

Figura 18 - Muro de solo ensacado



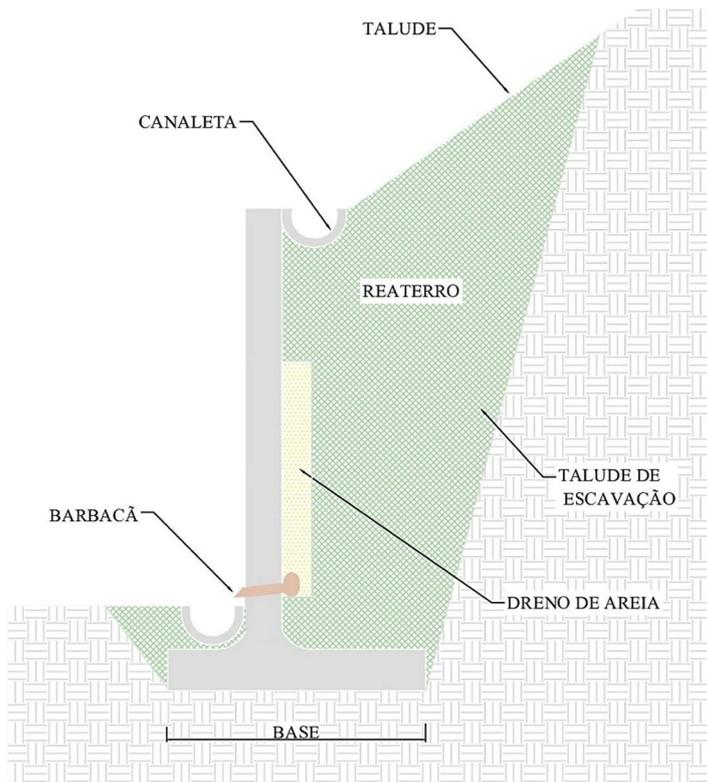
Fonte: Neto, (2016).

#### 2.9.5.5 Muros de flexão

São muros mais esbeltos que os muros de gravidade convencionais, contam geralmente com a estrutura de concreto armado em forma de L ou T invertido. São econômicos para alturas até 5 metros, acima disso, o custo fica mais alto, por serem peças mais elaboradas. Resistem aos empuxos por flexão, ou seja, utilizam parte do peso próprio do maciço, que está apoiado sobre ele, a fim de manter em equilíbrio (GERSCOVICH, 2010; PAIVA, 2012).

Gerscovich ressalta ainda que, se executados com altura maior que 5 m, recomenda-se a utilização de contrafortes, que aumentam a estabilidade contra o tombamento da estrutura. Além disso, esse tipo de muro pode também ser ancorado na base com tirantes ou chumbadores, com o mesmo intuito de aumentar a estabilidade. A Figura 19 e 20 ilustram um muro de flexão.

Figura 19 - Muro de flexão



Fonte: Adaptado de García, (2016).

Figura 20 - Muro de contrafortes



Fonte: Gerscovich, (2016).

### 2.9.6 Cortina atirantada

Trata-se de uma estrutura formada por muros delgados de concreto, contido por tirantes (cordoalhas de aço) protendidas, que são distribuídos uniformemente, com distâncias entre eles variando conforme altura e força atuante. Assim, esses tirantes empurram a estrutura contra o maciço de solo, ou seja, a força é transmitida pela protensão. É necessário executar um sistema de drenagem, que deve preceder o fechamento da parede (DYMINSKI, 2005; PAIVA, 2012). A Figura 21 ilustra uma cortina atirantada.

Figura 21 - Cortina atirantada



Fonte: Paiva, (2012).

### 2.9.7 Solo grampeado

O solo grampeado é também chamado de solo pregado. Esta técnica consiste em reforçar o solo através da inclusão de elementos semi-rígidos, conhecidos popularmente como chumbadores (Figura 22). Esses grampos são introduzidos no maciço, podendo ser cravados ou injetados. Se cravados, dizemos que ocorre por cravação direta. Se injetados, é feito um pré-furo, em seguida introduz-se os grampos e após isso, preenche-se o furo (GERSCOVICH *et al*, 2006; ORTIGÃO *et al*, 1993).

Zirlis, Pitta e Souza (2009) afirmam que ao serem inseridos no solo, na direção perpendicular em relação a linha de ruptura deste, é gerada uma resistência à tração e ao cisalhamento. Devido a não protensão das barras, os esforços só se mobilizam após a

movimentação da massa do solo do talude. A protensão da parte superior do grampo e da face do talude é executada com concreto projetado juntamente com uma tela de aço ou argamassa. Durante a execução deve ser feita análise e verificações necessárias para instalação de sistema de drenagem. A Figura 22 mostra uma situação de solo grampeado.

Figura 22 - Solo grampeado com chumbadores e concreto projetado (revestimento)



Fonte: AECWeb, (2018).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

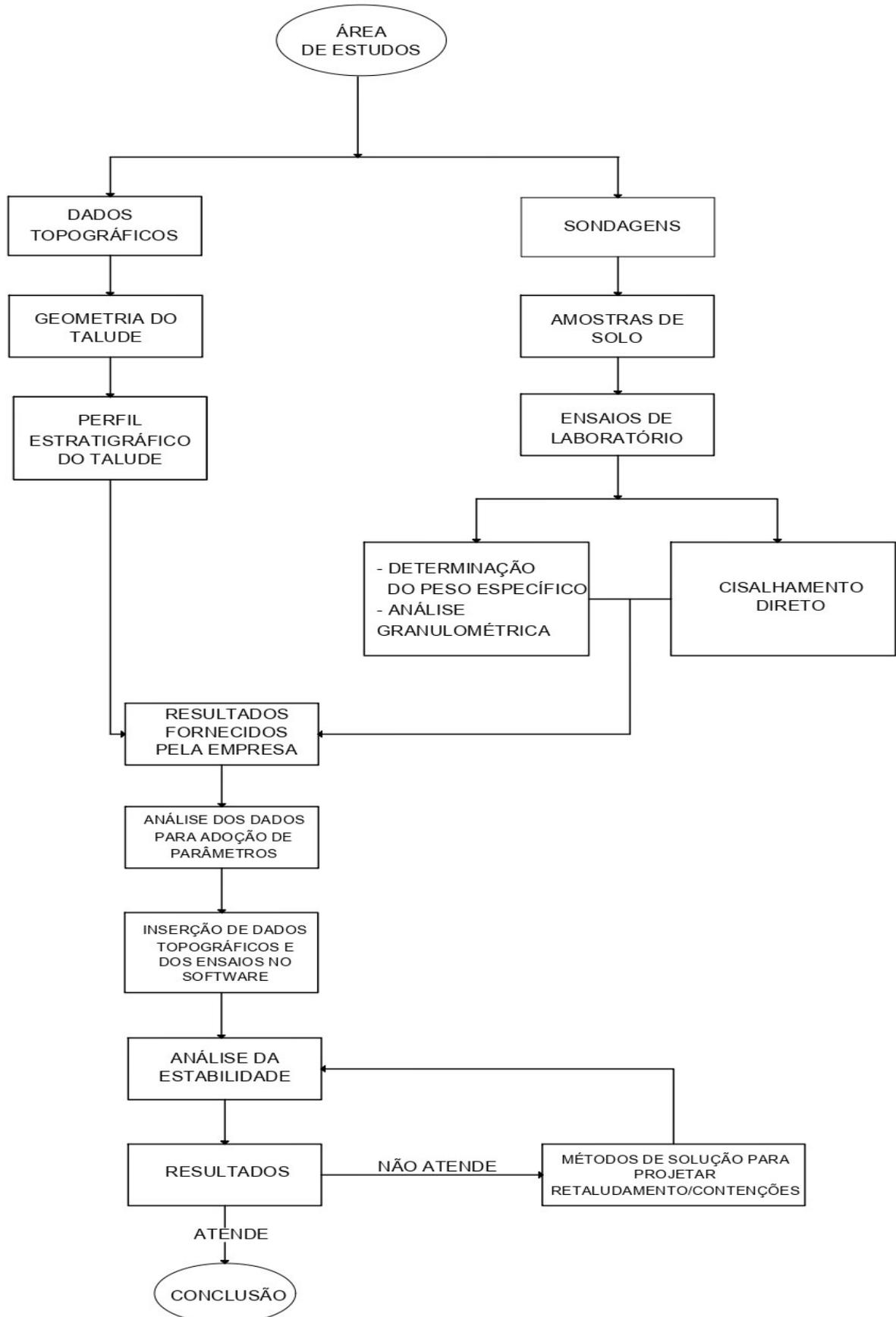
Neste capítulo são descritos os procedimentos utilizados para a realização deste estudo, cujo objetivo é analisar um talude localizado no município de Joinville e relacionar com os métodos matemáticos a fim de verificar qual a melhor solução a ser adotada para estabilizá-lo.

A partir da pesquisa bibliográfica a respeito dos fatores contribuintes para o movimento de massas e métodos de análise de taludes, construiu-se uma revisão literária que juntamente com os resultados dos dados coletados na região de estudo, dados topográficos e resultados dos ensaios realizados em laboratório, todos fornecidos pela empresa Elmo Engenharia e Infraestrutura, foram essenciais na determinação dos parâmetros necessários para analisar a estabilidade do talude.

Baseado nesse conjunto de características foi traçado o perfil estratigráfico do talude. Para investigar a estabilidade do mesmo adotou-se um dos métodos de equilíbrio-limite, o Método de Bishop Simplificado, por ser o mais utilizado e apresentar bons resultados quando associado a programas de computador.

Assim, a análise dos ensaios de laboratório permitiu a adoção de parâmetros para inserir as informações necessárias no software Slide a fim de obter o coeficiente ou Fator de Segurança (FS) de um eventual plano de ruptura supondo a pior situação, ou seja, a que se tem a estabilidade mais crítica. Posteriormente, com o FS fornecido pelo Slide foram avaliadas e projetadas as soluções mais adequadas para estabilizar a encosta. A Figura 23 apresenta um fluxograma com a metodologia adotada na pesquisa.

Figura 23 - Fluxograma da pesquisa



Fonte: Da autora, (2019).

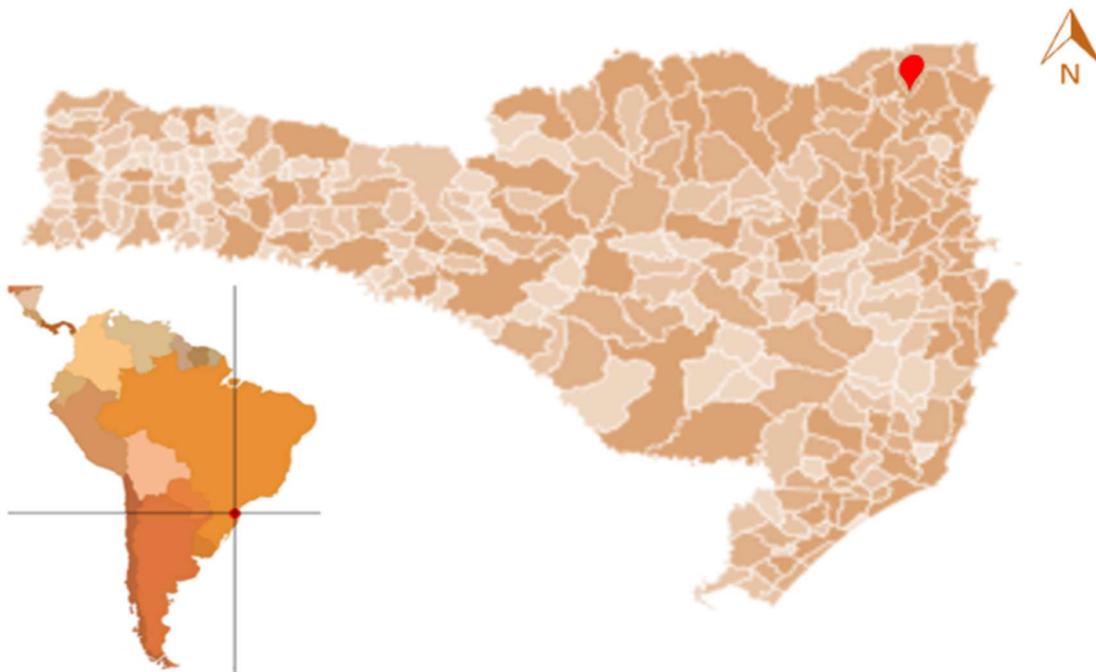
## 4 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

No capítulo a seguir serão apresentados os principais aspectos da área de estudo deste trabalho. Primeiramente abordar-se-á dados gerais referentes ao município de Joinville, no estado de Santa Catarina, local onde encontra-se a encosta objeto deste estudo. Após, as características específicas da área em questão.

### 4.1 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA REGIÃO DE ESTUDO

A área de estudo está localizada no bairro Glória, no município de Joinville no nordeste do estado de Santa Catarina, distando aproximadamente 180 quilômetros da capital, Florianópolis, e localizada próximo a 5 metros de altitude. A Figura 24 demonstra a localização do município em relação ao estado de Santa Catarina e ao Brasil.

Figura 24 - Localização do município de Joinville nos mapas



Adaptado de IPPUJ, (2016).

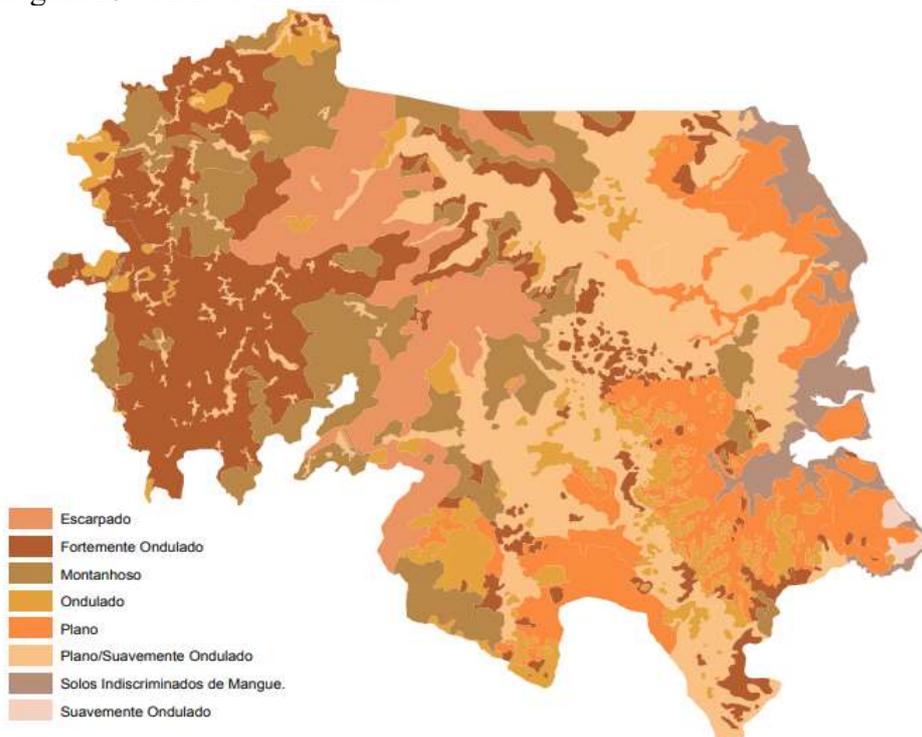
Joinville é considerada a maior cidade do estado, ocupa uma área de aproximadamente 1.124,46 quilômetros quadrados, sendo 207,10 correspondente ao território urbano e 917,36 ao rural, segundo dados do IPPUJ – Fundação Instituto de Pesquisa e Planejamento para o Desenvolvimento Sustentável de Joinville (2016). Atualmente, conta com uma população de aproximadamente 583.144 habitantes (IBGE, 2018). O município está

situado entre a Serra do Mar e a Baía de Babitonga e possui um relevo predominantemente plano, com poucas elevações em torno da cidade e, além disso, há extensas áreas de manguezais. No centro do município passa o Rio Cachoeira que desemboca na Baía de Babitonga, rio este que tem em seu entorno uma área bastante urbanizada, o que mantém alguns mangues preservados.

Segundo dados IPPUJ (2016), o relevo do município desenvolve-se sobre terrenos cristalinos que pertencem à Serra do Mar e em uma área de sedimentação costeira. Entre o Planalto Ocidental e as Planícies Costeiras há escarpas da serra, sendo a parte oeste do município limitada pelos contrafortes da Serra do Mar, que por sua vez, são acompanhados no sentido leste por planícies deposicionais, com destaque para a Serra Queimada com 1317 metros de altitude.

No lado leste do município há predomínio de planície marinhas, resultantes de sedimentações nas regiões mais do interior e do mar, onde há os manguezais. É nesta área que há ocupação dos homens, tanto rural quanto urbana, com variação de altitude entre 0 e 100 metros. Ainda na área de planícies presencia-se morros afastados, que caracterizam a forma de relevo conhecida como Mar de Morros, no qual, destaca-se o Morro da Boa Vista, que conta com 220 metros, sendo o mais alto do território urbano (SEMA, 2015). A Figura 25 mostra a distribuição do relevo no território do município.

Figura 25 - Relevo de Joinville



Fonte: SIMGeo, (2016).

O clima de Joinville configura-se na faixa entre úmido a superúmido, mesotérmico – sem estação seca e dependentes das massas Polar e Tropical Atlântica – e apresenta intervalos pequenos de estiagem. Devido ao relevo, cada área é caracterizada por um clima, sendo superúmido na planície costeira e úmido no planalto ocidental e nas regiões mais altas. A temperatura média anual fica entre 21°C e 22°C, sendo janeiro e julho o mês mais quente e frio, respectivamente. A precipitação média anual, por sua vez, fica em torno de 2.312,3 mm, com incidências durante o ano todo, porém, com maior frequência no verão. A umidade relativa média anual do ar é de 76,04% (GAPLAN, 1986; IPPUJ, 2016).

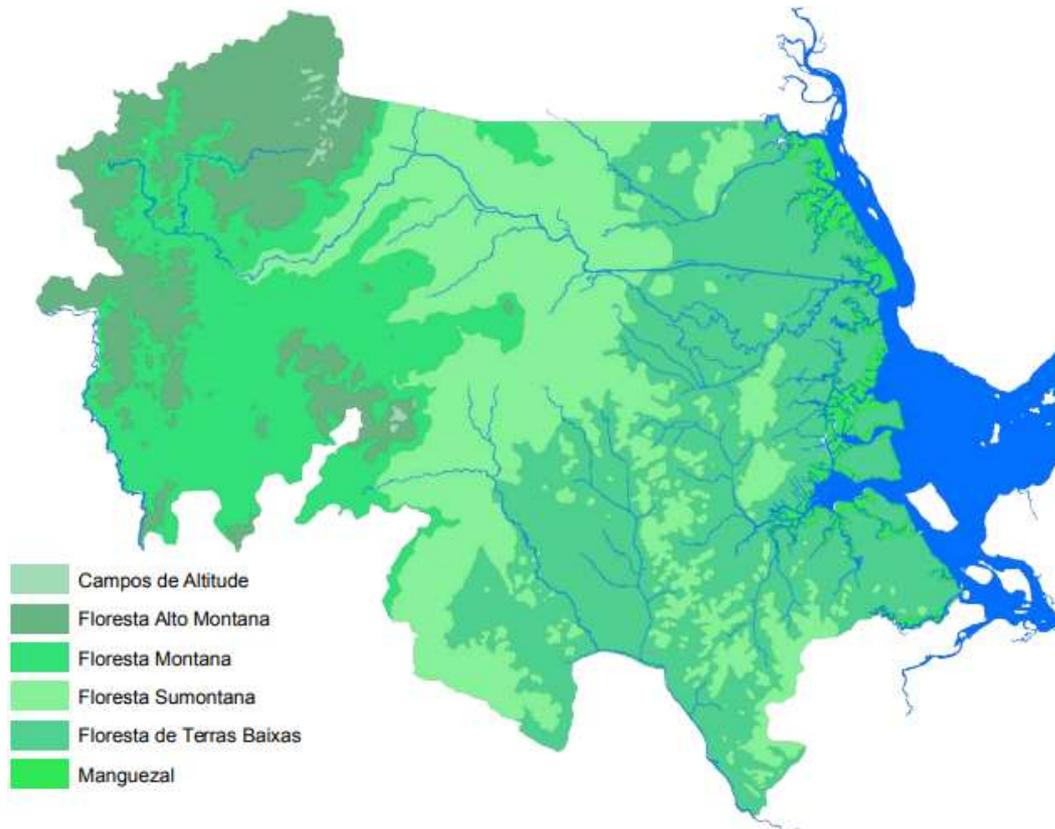
Em relação à hidrografia, o município de Joinville dispõe de uma capacidade considerável de recursos hídricos, devido à grande incidência de chuvas aliada à cobertura florestal existente. Ao relacionar relevo, clima e vegetação verifica-se grandeza do potencial hídrico do município. Como característica principal da hidrografia de Joinville, destaca-se o fato de que as nascentes dos rios são pequenas e localizam-se junto a Serra do Mar, sendo quase todas contidas dentro dos próprios limites do município. As principais bacias hidrográficas que compreendem Joinville são divididas em sete:

- Bacia Hidrográfica do Rio Palmital
- Bacia Hidrográfica do Rio Cubatão
- Bacia Hidrográfica do Rio Pirai
- Bacia Hidrográfica do Rio Itapocuzinho
- Bacia Hidrográfica do Rio Cachoeira
- Bacias Hidrográficas Independentes da Vertente Leste
- Bacias Hidrográficas Independentes da Vertente Sul

Merecem destaque as bacias do Rio Cubatão e Pirai no tocante abastecimento público de água, e a do Rio Cachoeira, que é contribuinte dos efluentes da área das indústrias e residências (MAIA *et al*, 2013). A Figura 26 apresenta a localização destas bacias e seus principais afluentes.



Figura 27 - Vegetação da região

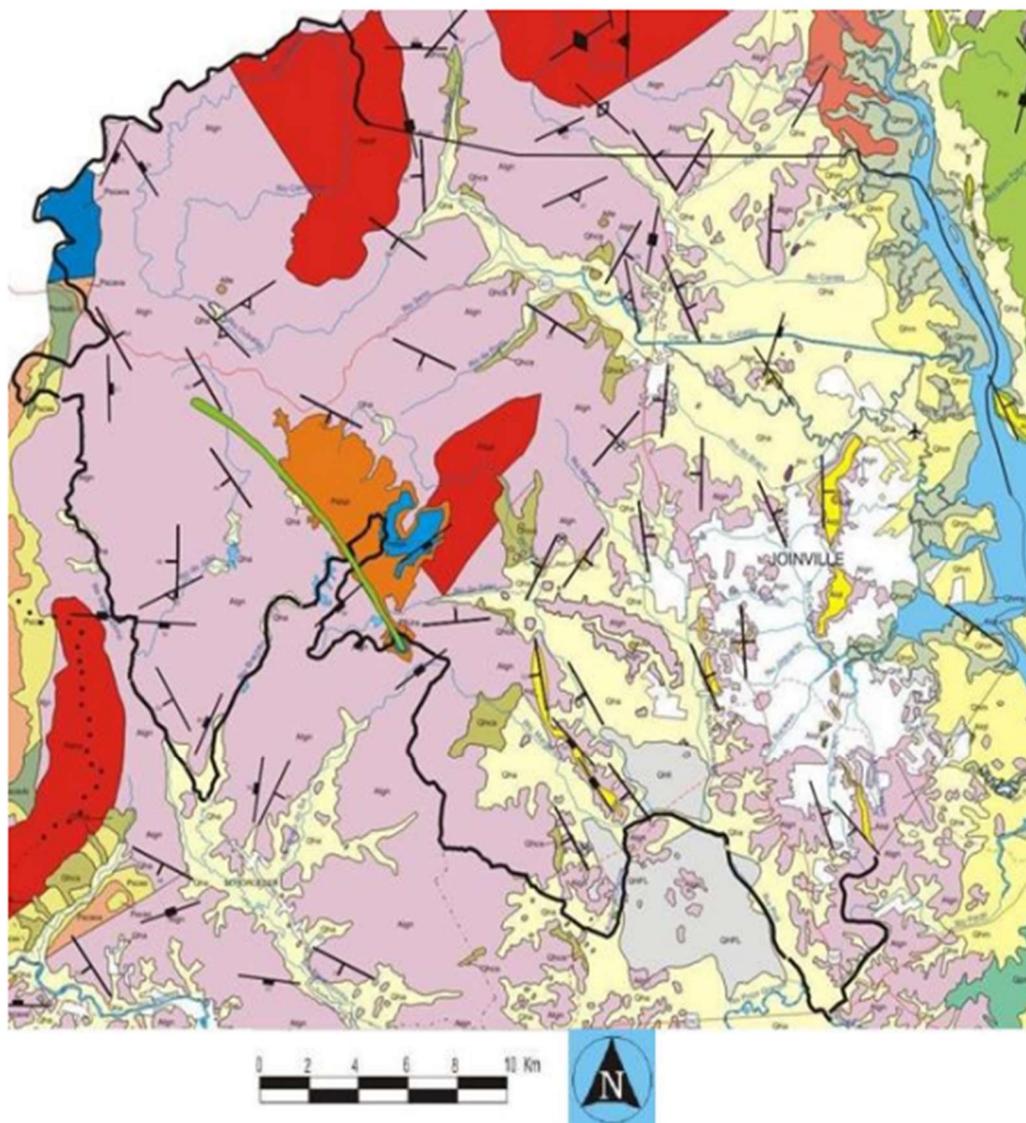


Fonte: SIMGeo, (2016).

Para Oliveira (2010), a geologia da região de Joinville é formada basicamente por gnaisses, rochas sedimentares e vulcânicas, diques de rocha metabásica e diabásio, bem como sedimentos quaternários. O Complexo Granulítico de Santa Catarina ou Complexo Luiz Alves, como também é conhecido, engloba as rochas mais antigas como diabásio e diques de rocha metabásica. São consideradas formações antigas e pertencem ao Período Arqueano/Proterozóico. Procedentes das ações magnéticas ocorridas no período proterozoico/paleozoico, os granitos alcalinos, por sua vez, integram a Suíte Intrusiva Serra do Mar, conhecida por Morro Redondo, Dona Francisca e Piraí.

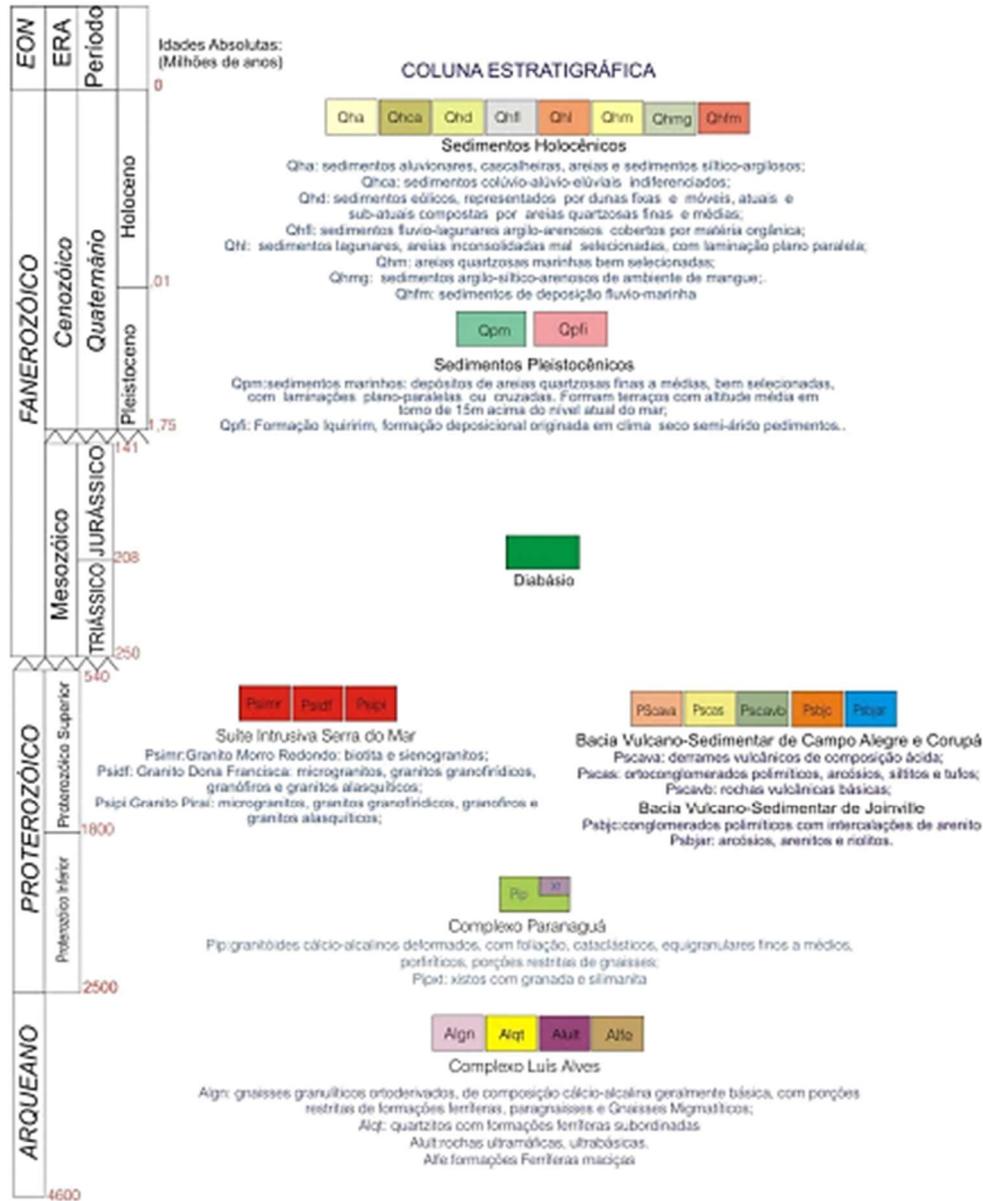
Oliveira (2010) afirma também que para a constituição das Bacias Vulcano-Sedimentares de Joinville, houve o aparecimento de tufos vulcânicos, quase ao mesmo tempo que os granitos, decorrentes de algumas deposições ocorridas em depressões com sedimentos grosseiros e mais tarde mais finos, alternados por derrames de basaltos e explosões de riolitos. As Figura 28 e Figura 29 retratam a geologia da região de Joinville.

Figura 28 - Mapa geológico de Joinville



Fonte: Adaptado de Oliveira, (2010).

Figura 29 - Legenda mapa geológico de Joinville



Fonte: Oliveira, (2010).

Ribeiro e Oliveira (2014) consideram que os solos na região da Baía da Babitonga estão diretamente relacionados ao relevo e amplitude. De acordo com os mapeamentos pedológicos feitos para o município de Joinville, é possível verificar a predominância de cambissolos. De acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS), publicado pela EMBRAPA (1999), organiza os solos classificam-se em seis categorias. A partir disto, na região de Joinville tem-se os seguintes tipos de solo:

- Argissolos: caracterizados pela presença do horizonte B e de argila com baixa atividade, sendo essa passagem geralmente clara, abrupta ou gradual entre os

horizontes A e B. A profundidade deste solo é variável, bem como a textura, que pode ser de arenosa a argilosa no horizonte A e em B de média a muito argilosa;

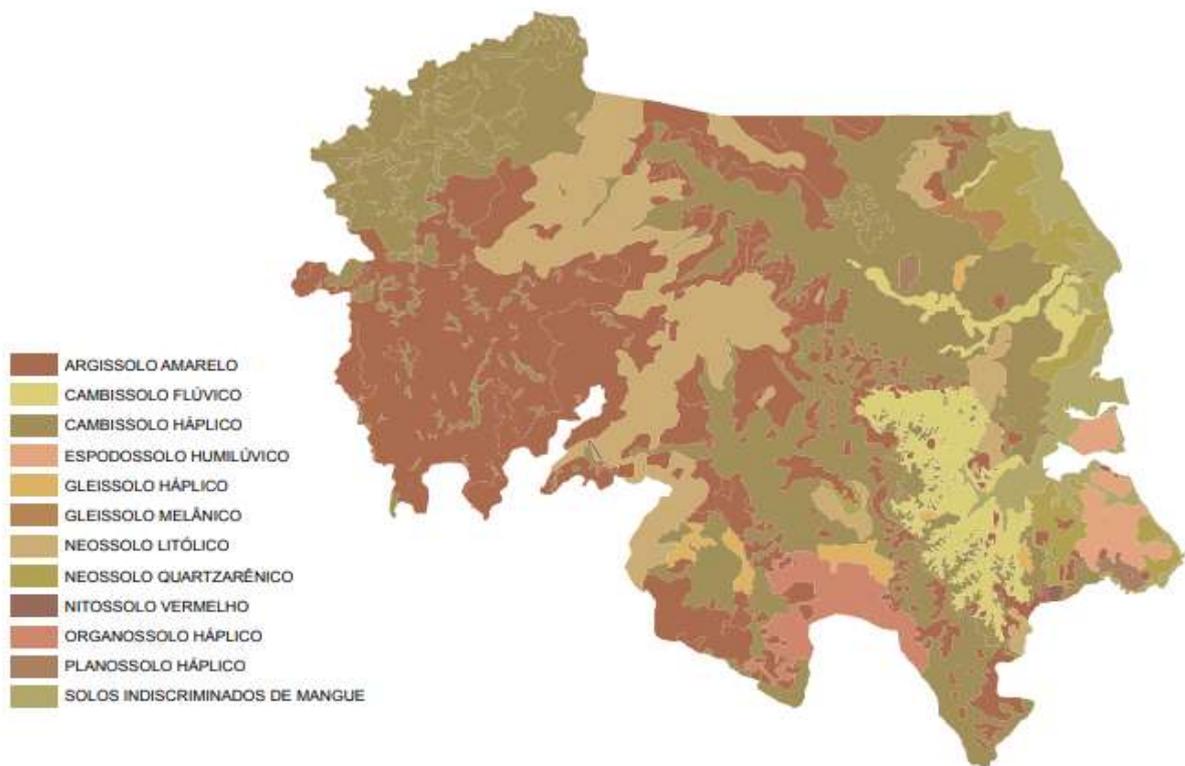
- Cambissolos: solos não muito desenvolvidos, podendo variar de acordo com o local, caracterizados por textura com aspecto arenoso ou mais argiloso;
- Espodossolos: solos que se desenvolvem geralmente em locais com condições de alta umidade, como em relevos no intervalo de plano a suavemente ondulados ou em áreas de depressões. A profundidade deste solo é variável e geralmente são pobres, com área de transição bem marcada e nítida entre os horizontes;
- Neossolos: solos que se caracterizam por serem pouco desenvolvidos, não possuem horizonte B, e tem espessura menor que 30 cm. Há pouca modificação dos materiais que lhes deram origem, como litossolos, regossolos, solos aluvionais e areias quartzosas;
- Nitossolos: solos formados por materiais de origem mineral, com horizonte B (argila de baixa atividade) subsequente ao A;
- Organossolos: solos formados por materiais orgânicos, cuja espessura parte de 60 cm e depende da quantidade de matéria, saturação com água por um mês (deve possuir 20 cm ou mais de espessura, ou partículas de rochas ou então possuir 40 cm de espessura) e por um período de doze meses quando tiver mais de 40 cm;
- Planossolos: solos formados por materiais de origem mineral, com horizonte B subsequente ao A ou E;
- Solos indiscriminados de mangues: solos caracterizados por concentração de matéria orgânica, geralmente próximos a áreas de marés.

Ao considerar esses tipos de solos, na região, o IPPUJ (2016) divide a região em Terras Altas e Baixas. Sabendo-se que a formação e o tipo de solo estão associados ao material de origem, clima, relevo, presença de organismos vivos e tempo de atuação destes fatores, nas Terras Altas os solos tem a origem autóctone, ou seja, tem relação com a rocha matriz, que por sua vez são rochas do tipo cristalinas, predominando então, os Argissolos Amarelos, Neossolos Litólicos e Cambissolos Háplicos. Nos depósitos arenosos dessas Terras, há ocorrência de perfis de Neossolo Quartzarênicos Hidromórfico, Neossolo Quartzarênico Órtico (bem drenado), Espodossolo Hidromórfico, Planossolo e Neossolo Litólico. As Terras Baixas, por sua vez, caracterizam-se por solos de origem sedimentares, correspondendo, em sua maioria, a depósitos aluvionares formados por areias grossas e finas, silte, cascalho e argila, além de material de

origem orgânica, sendo solos jovens, bem ou mal drenados. Nas áreas de relevo plano, onde os depósitos recentes são formados por argila e silte e não apresentam boa drenagem, ocorrem os Gleissolos Melânico e Háptico. Caso contrário, nas regiões de relevo plano com boa drenagem, há o Cambissolo Háptico, predominante nas Terras Baixas. Outra representação da geologia da região são as rochas metamórficas do Complexo Granulítico de Santa Catarina, ou Complexo Luiz Alves, que compreendem fases do relevo com ondulações suaves, ondulações normais, ondulações acentuadas e montanhosas. Nas áreas suavemente onduladas e de ondulações normais predomina o Cambissolo Háptico alternando com o Argissolo Amarelo, nas áreas montanhosas e com ondulações acentuadas ocorrem somente o Argissolo Amarelo.

Existem também as regiões onde os sedimentos orgânicos recentes predominam, como na Bacia Hidrográfica do Rio Pirai, nessas áreas tem-se a presença de Organossolo. A Figura 30 retrata a pedologia da região de Joinville.

Figura 30 - Pedologia do município de Joinville



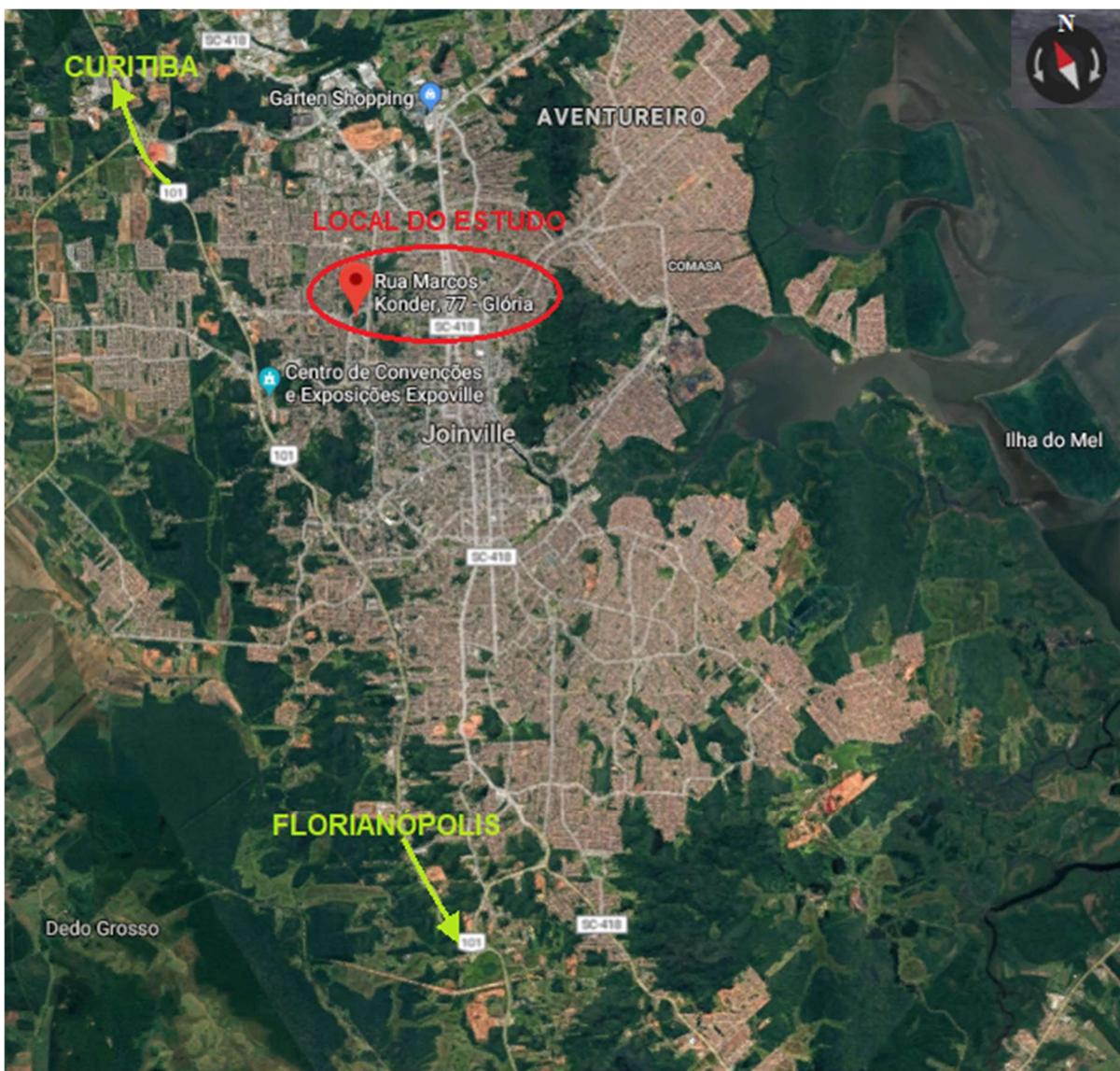
Fonte: SIMGeo, (2016).

Assim, Gonçalves e Oliveira (2001) destacam que ao associar os fatores geográficos, pode-se verificar que a densidade alta de recursos hídricos do município reflete tanto a composição do solo argiloso, menos permeável, obstaculizando a infiltração da água no solo, quanto o alto índice pluviométrico da região.

## 4.2 DELIMITAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo delimitada na Figura 31 consiste em um talude antropizado, que se situa em um terreno de um bairro residencial/comercial. Sua localização tem como coordenadas latitude 26.2868 S e 48.8665 W. Está localizada no final da Rua Marcos Konder, no bairro Glória, bairro este que é circundado pela BR-101, e está a uma distância de aproximadamente 3 km do centro de Joinville.

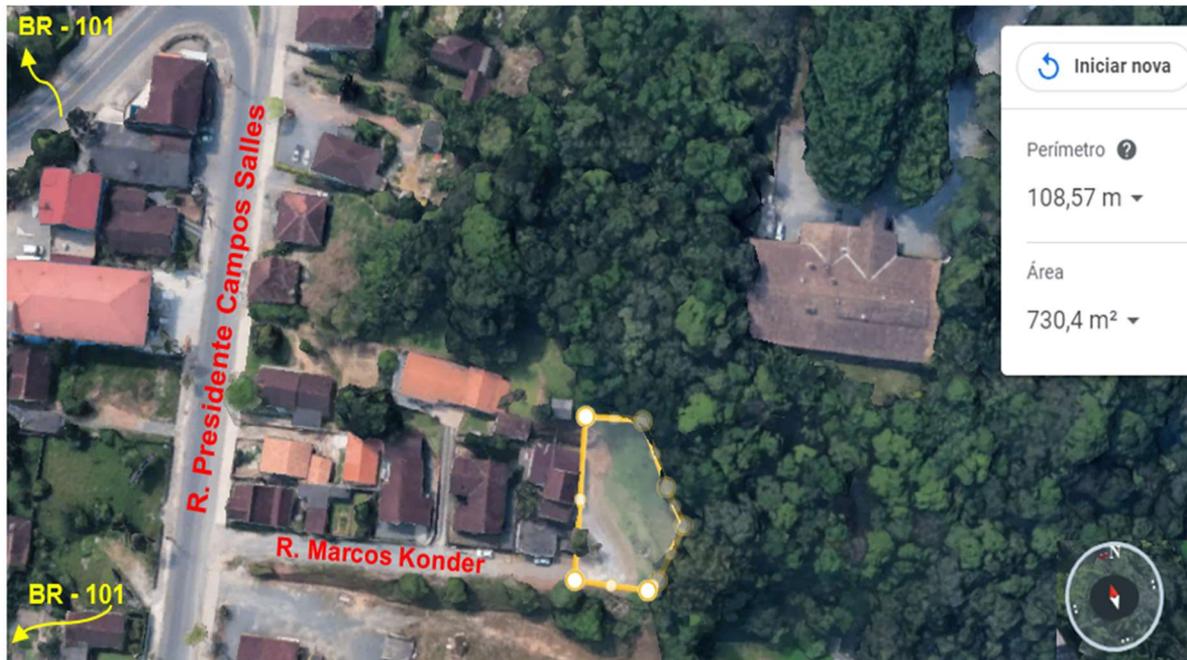
Figura 31 - Localização do talude em relação ao município



Fonte: Google Maps, (2017).

O talude está voltado para nordeste e localiza-se no final da rua. Atualmente, verifica-se a existência de construções residenciais bem próximas ao talude com inclinação relativamente alta, ou seja, numa área de risco, como mostram as Figuras 32 a 36.

Figura 32 - Localização do talude em relação à quadra



Fonte: Google Earth, (2017).

Figura 33 - Representação da área de estudo



Fonte: Da Autora, (2019).

Figura 34 - Construções próximas à encosta



Fonte: Google Earth, (2017).

Figura 35 - Residências nas proximidades da encosta



Fonte: Da Autora, (2019).

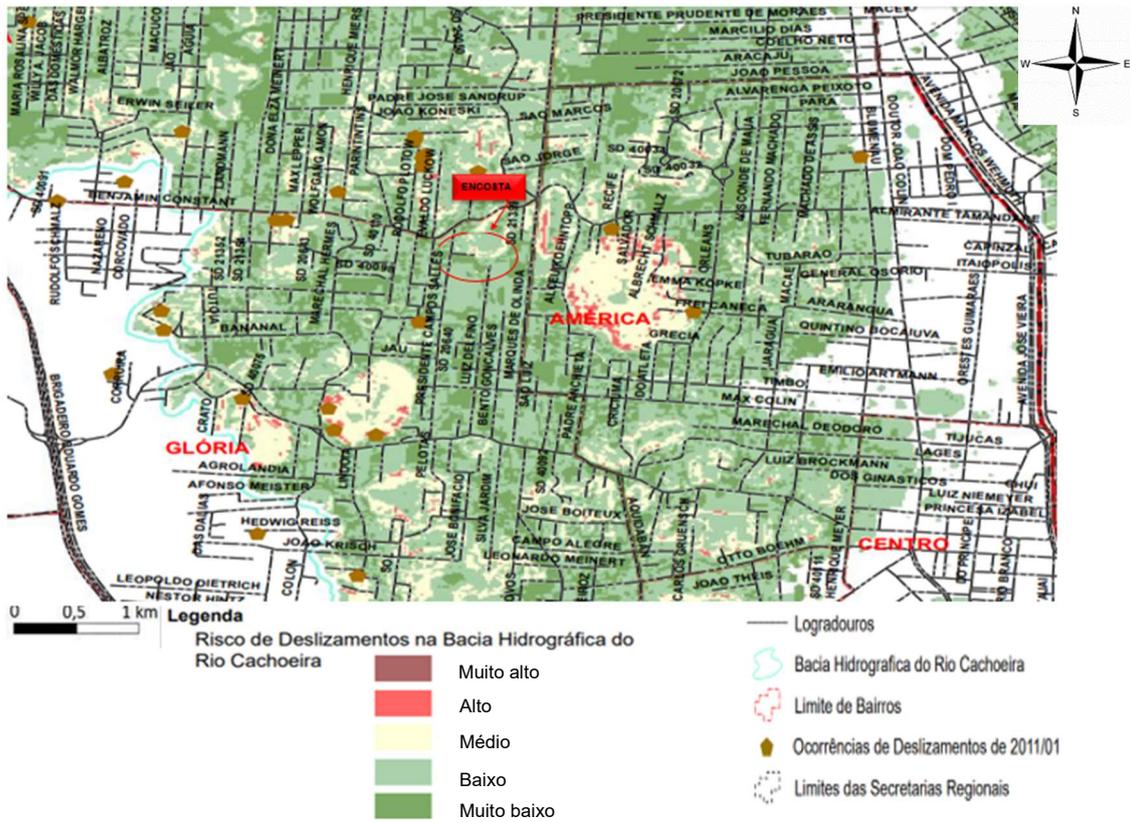
Figura 36 - Vistas da encosta



Fonte: Da Autora, (2019).

No ano de 2011, a Prefeitura Municipal de Joinville – PMJ, juntamente com a Defesa Civil do município, elaborou um mapa que classificava a gravidade dos movimentos de massa em cada bairro da cidade, este, foi nomeado como “Susceptibilidade e Ocorrências de Movimentos de Massa” (PMJ, 2011). Na Figura 36 é possível verificar que a área onde localiza-se o talude apresenta uma cicatriz de escorregamento antigo. Dessa forma, associando ao conteúdo da Figura 37, verifica-se que a região do bairro Glória é classificada em sua maioria com baixa probabilidade de deslizamentos. Porém, ao analisar a mesma figura, nas redondezas da Rua Marcos Konder (terreno do estudo), há probabilidade média de deslizamentos. O bairro Glória está sempre entre as áreas de risco alertadas pela Defesa Civil do município quando há probabilidade de chuvas fortes, por ter um solo instável, podendo ocorrer movimentações de terra.

Figura 37 - Mapa de susceptibilidade de ocorrência de movimentos de massa



Fonte: Adaptado de PMJ, (2011).

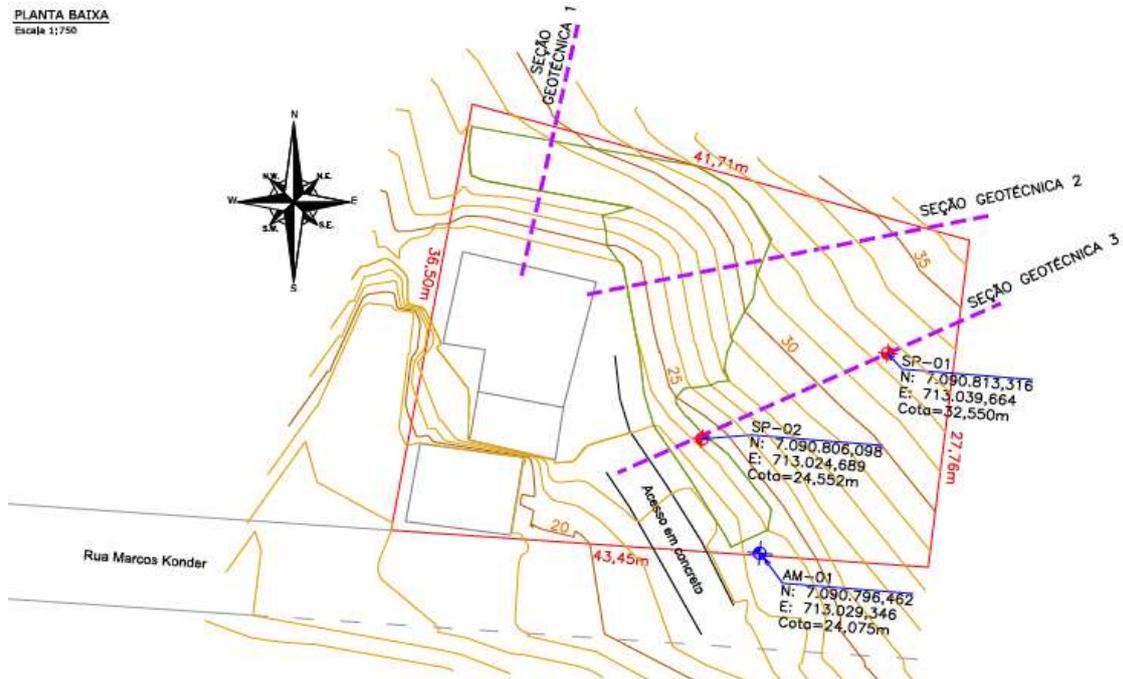
## 5 RESULTADOS

A fim de determinar as propriedades do solo em questão, foram realizados ensaios de caracterização física e mecânica, ensaios estes, que permitem verificar os parâmetros necessários para analisar a estabilidade do talude estudado.

### 5.1 SONDAGEM E ENSAIOS PT

Para estudo do solo do terreno em questão, foi realizado o ensaio de sondagem a percussão (SPT) em dois furos. A Figura 38 mostra onde foram feitos os furos da sondagem SPT e a área em que foi extraída a amostra de solo. Para melhor análise, o Anexo A conta com o projeto geotécnico que compreende a planta baixa e as seções transversais do local de estudo.

Figura 38 - Localização dos furos e da extração da amostra no terreno



#### LEGENDA:

- CURVAS DE NIVEL DO PROJETO DE TERRAPLENAGEM
- EIXO DAS SEÇÕES GEOTÉCNICAS
- ÁREA DE INTERVENÇÃO DO PROJETO DE TERRAPLENAGEM
- PERÍMETRO DA MATRÍCULA
- EDIFICAÇÃO
- COLETA DE AMOSTRA
- SONDAGEM SPT

Fonte: Herbst, (2017).

A partir dos perfis geotécnicos traçados após realização dos furos, verificou-se que no primeiro, os 45 cm iniciais apresentaram  $N_{spt}$  igual a 4, caracterizando assim um solo argiloso marrom com restos vegetais. Nos 1,30 metros seguintes o  $N_{spt}$  manteve-se constante, assim, notou-se a presença de argila arenosa mole com a coloração marrom avermelhado. Após esses 2,15 metros iniciais, nos 13 metros seguintes o  $N_{spt}$  ficou entre 9 e 23, caracterizando assim um solo siltoso pouco arenoso, fofo à compacto, da cor marrom avermelhado com a presença de veios brancos. Dessa forma, terminou-se o primeiro furo com 15,45 metros limitados pelo cliente e o nível de água não foi encontrado.

No segundo furo, o primeiro metro apresentou  $N_{spt}$  igual a 4, caracterizando assim um solo argiloso pouco siltoso amarelo e com restos vegetais. Nos 2,10 metros seguintes o  $N_{spt}$  foi de 7 e 9, assim, notou-se a presença de silte arenoso, de fofo a medianamente compacto, com a coloração rosada e porções brancas. Após esses 3,10 metros iniciais, nos 5 metros seguintes o  $N_{spt}$  apresentou valores entre 13 e 15, sofrendo ascendência e descendência ao longo da profundidade, porém, sendo mais constante o valor de 14. Nos próximos 2 metros obteve-se um  $N_{spt}$  de 12 e 16, respectivamente, caracterizados por um solo com silte pouco arenoso, com argila, medianamente compacto, rosado e com porções brancas. Dessa forma, terminou-se o segundo furo com 10,45 metros limitados pelo cliente e o nível de água não foi encontrado.

No Anexo B encontram-se os laudos de sondagem dos dois furos.

## 5.2 COLETA DAS AMOSTRAS

Para a caracterização do solo foi necessária extração de amostra da encosta. Sendo assim, retirou-se um fragmento indeformado da camada superficial, em formato de bloco cúbico, no corte do talude objeto deste estudo (Figura 39, 40 e 41). Após a preparação e devido armazenamento da amostra, esta foi transportada até o laboratório – com os devidos cuidados para evitar desagregação do material – a fim de ser analisada para definir suas propriedades geotécnicas.

Figura 39 - Amostra de solo coletada



Fonte: Herbst, (2017).

Figura 40 - Local de extração da amostra indeformada de solo



Fonte: Herbst, (2017).

Figura 41 - Área da extração do bloco indeformado de solo



Fonte: Herbst, (2017).

Após a amostra coletada, foram realizados os seguintes ensaios:

- I. Peso específico natural;
- II. Cisalhamento direto; e
- III. Granulometria.

### 5.3 ENSAIO DO PESO ESPECÍFICO NATURAL

Realizado através do cilindro de cravação, de acordo com Herbst (2017), este ensaio foi realizado 14 dias após a coleta da amostra. Assim, na determinação da massa do cilindro este apresentou 9,0 g. Ao adicionar solo úmido, apresentou 42 g, cilindro este com volume interno de 17,318 cm<sup>3</sup>. Levando em consideração o peso total da amostra mais o do cilindro, tem-se que o peso total da amostra de solo é de 33 g. A partir destes valores determinou-se o peso específico natural do solo, que resultou em 1,906 g/cm<sup>3</sup>.

#### 5.4 CISALHAMENTO DIRETO

Para realização do ensaio foram determinadas algumas características da amostra, como peso, umidade, densidade, índice de vazios e grau de saturação.

Sendo assim, através das pressões 50, 100 e 200 kN/m<sup>2</sup> determinou-se os índices físicos, conforme mostra a Tabela 12.

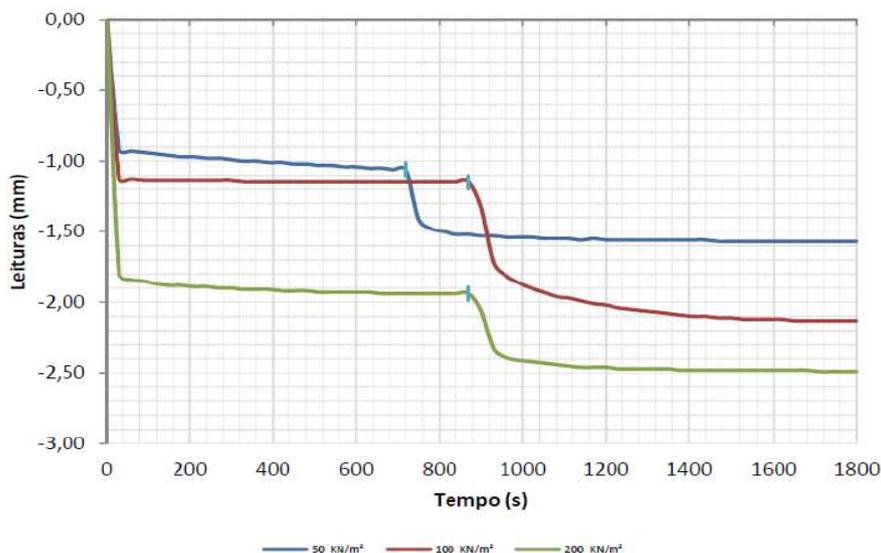
Tabela 12 - Características da amostra

CARACTERÍSTICAS DA AMOSTRA			
PRESSÃO NORMAL (kN/m <sup>2</sup> )	50	100	200
Massa do vazador + Solo úmido (g)	220,28	217,11	218,37
Massa de solo inicial (g)	128,45	125,28	126,54
Umidade inicial (%)	27,61	25,12	27,56
Massa específica aparente úmida (g/cm <sup>3</sup> )	1,78	1,74	1,76
Massa específica aparente seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,40	1,39	1,38

Fonte: Adaptado de Herbst, (2017).

Em seguida, deu-se início à etapa de inundação dos corpos de prova, onde foram efetuadas leituras da variação de volume nos tempos entre 30 seg e 30 min (1800 seg). As deformações estabilizaram-se nos tempos de 12, 14,5 e 14,5 minutos, respectivamente, na condição de inundação. Após isto, traçou-se um gráfico para retratar as leituras do adensamento inicial, onde tem-se tempo (s) x leituras (mm), conforme Gráfico 1.

Gráfico 1 – Etapa de consolidação



Fonte: Herbst, (2017).

Iniciou-se então o cisalhamento, propriamente dito, onde foram aplicadas as pressões normais de 50 kN/m<sup>2</sup>, 100 kN/m<sup>2</sup> e 200 kN/m<sup>2</sup>, sendo cada uma caracterizada por um molde de formato quadrado.

No Anexo C, pode observar-se as curvas de (tensão cisalhante x deformação horizontal), (deformação vertical x deformação horizontal) para as três pressões aplicadas juntamente com os dados verificados durante o ensaio para elaboração das curvas.

Como resultado do ensaio, obteve-se também o ângulo de atrito interno no valor de 30° e o intercepto coesivo no valor de 11,5 kPa. A envoltória de Mohr-Coulomb do cisalhamento direto do solo da amostra pode ser verificada no Anexo C.

## 5.5 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

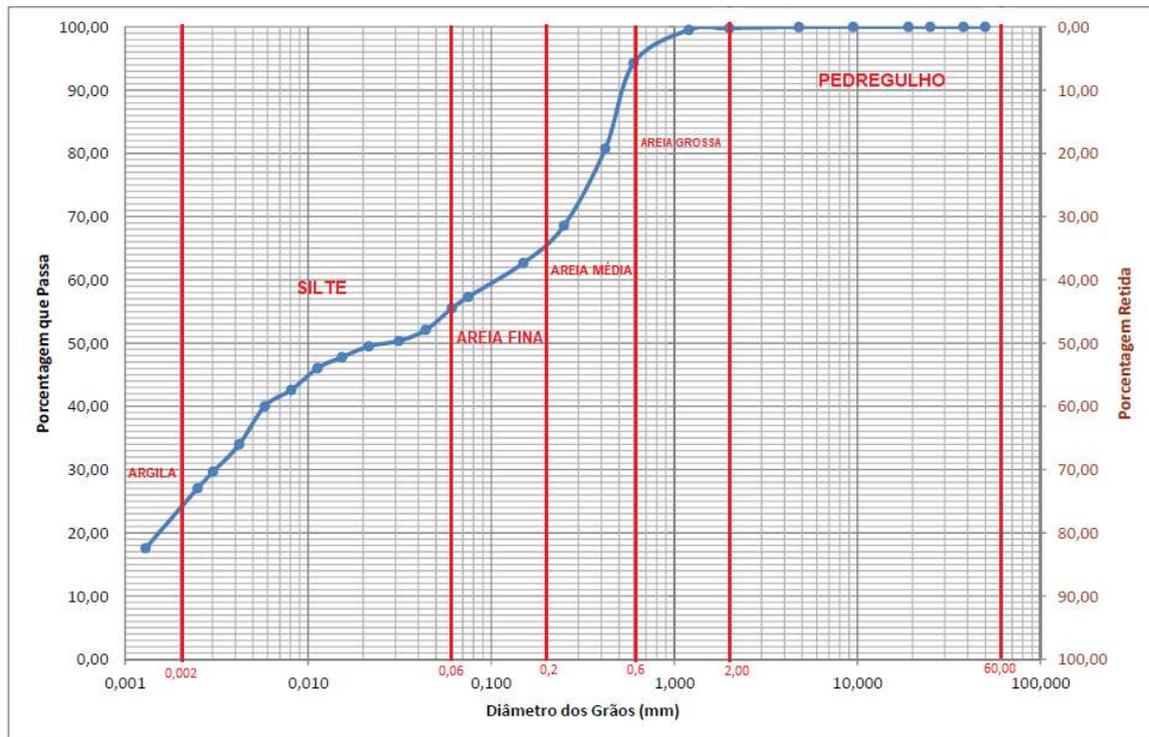
A análise da granulometria do solo em questão foi realizada pelo processo de peneiramento e sedimentação. A partir disto, utilizou-se a massa retida na peneira 2 mm (#10) para o peneiramento grosso. Por sua vez, a massa passante da mesma peneira foi utilizada para determinar o peso específico do solo, além do processo de sedimentação e peneiramento fino.

Para o processo de peneiramento, a amostra de solo foi seca ao ar até que seu teor de umidade reduzisse ao máximo, ou seja, chegasse no ponto de umidade higroscópica. Em seguida, os torrões foram desmanchados para então caracterização do solo, a fim de determinar as frações da amostra, definindo o diâmetro e demais propriedades do material.

Os ensaios de caracterização física forneceram os dados para elaboração da curva granulométrica da amostra. Para determinação da classe do grão, adotou-se a classificação da NBR 6502 (1995).

Sendo assim, no estudo em questão, a amostra possui 0,22% de pedregulho, 44,26% de areia, 28,45% de silte e 27,07% de argila (Figura 42). Dessa forma, é possível verificar que predomina a fração de areia seguida de finos. Logo, conclui-se que o solo desta amostra apresenta variação uniforme e mal graduada no diâmetro dos grãos. No Anexo D constam os dados do ensaio realizado.

Figura 42 - Curva granulométrica do solo



Fonte: Adaptado de Herbst, (2017).

## 5.6 ANÁLISES REALIZADAS

Sabe-se que talude se refere à uma superfície exposta de solo que forma um ângulo com o plano horizontal, e está sujeito a diversos tipos de ruptura, como deslizamentos, tombamentos, quedas, etc. A fim de verificar a estabilidade de um talude e a probabilidade de ocorrência de desastres como os citados anteriormente, foram realizadas análises e ensaios específicos para a superfície desejada.

A seguir, são apresentados os elementos imprescindíveis na análise da estabilidade de um talude.

### 5.6.1 Fator de segurança admissível

O fator de segurança é um elemento que tem como objetivo garantir a estabilidade do talude das ações naturais, considerando sempre as condições atuais e futuras deste. De acordo com os riscos aos quais um talude está sujeito, a NBR 11682 (2009) apresenta

classificações do nível de segurança mínimo. Tem-se que próximo ao local onde localiza-se o talude analisado neste estudo, há uma indústria de porte pequeno e uma universidade. Porém, a indústria não possui grande área construída e não utiliza sua área externa para depósito de materiais.

Ao associar os valores da Tabela 7 (Ocupação humana) e da Tabela 8 (Danos materiais e ambientais) com os constantes na Tabela 9 (Fator de segurança para deslizamento), a área da encosta estudada classifica-se no grau alto com relação a perdas de vidas humanas e médio grau de segurança com relação à danos materiais e ambientais. Dessa forma, tem-se definido o Fator de Segurança mínimo de 1,5 para o talude, de acordo com a classificação estabelecida na NBR 11682 (2009), fator este que balizou todas as análises de estabilidade do talude em questão.

### **5.6.2 Análise dos parâmetros dos solos**

Nos dados fornecidos pela empresa constavam apenas os parâmetros do silte arenoso definidos em ensaios de laboratório, visto que foi coletada apenas uma amostra. Os parâmetros da camada intermediária consistem no peso específico de  $19,06 \text{ kN/m}^3$ , coesão de  $11,5 \text{ kPa}$  e ângulo de atrito interno de  $30^\circ$ . Por não ser possível o acesso aos dados dos ensaios realizados para as demais camadas, para analisar a estabilidade da encosta pelo método de Bishop Simplificado foi necessário adotar métodos empíricos para a determinação do intercepto coesivo, peso específico e ângulo de atrito da camada de solo de argila arenosa e de silte.

Porém, é importante salientar que essas correlações são indicadas somente em fases de pré-projeto e projeto básico, pois apesar dos métodos de correlação estarem consolidados no meio geotécnico, eles não devem substituir os ensaios de laboratório, principalmente por serem valores estimados, ou seja, não garantem tanta precisão.

Através da análise dos resultados do ensaio SPT tem-se os índices de resistência à penetração (número de golpes) das camadas que formam o talude, valores usados para determinação do peso específico, coesão e ângulo de atrito. Porém, nos ensaios SPT não foi possível observar o nível do lençol freático do terreno estudado, dessa forma, esse nível foi estimado a fim de ter uma condição mais favorável à segurança para a análise do presente talude.

Para determinação do peso específico de um solo, Godoy (1972) sugere que na ausência de ensaios de laboratório, sejam adotados valores aproximados de acordo com a

consistência da argila e da compactidade da areia, valores estes que são dados em função do índice de resistência à penetração (N) do SPT. A NBR 6484 (2001) apresenta em seu anexo A uma síntese da classificação conforme o valor de N, como mostra a Tabela 13.

Tabela 13 - Estados de compactidade e de consistência

<b>ESTADOS DE COMPACTIDADE E CONSISTÊNCIA DE UM SOLO</b>		
<b>SOLO</b>	<b>Índice de resistência à penetração (N)</b>	<b>Designação</b>
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacto (o)
Argila e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 18	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: Adaptado de NBR 6484, (2001).

A Tabela 14 mostra as correlações feitas por Godoy (1972).

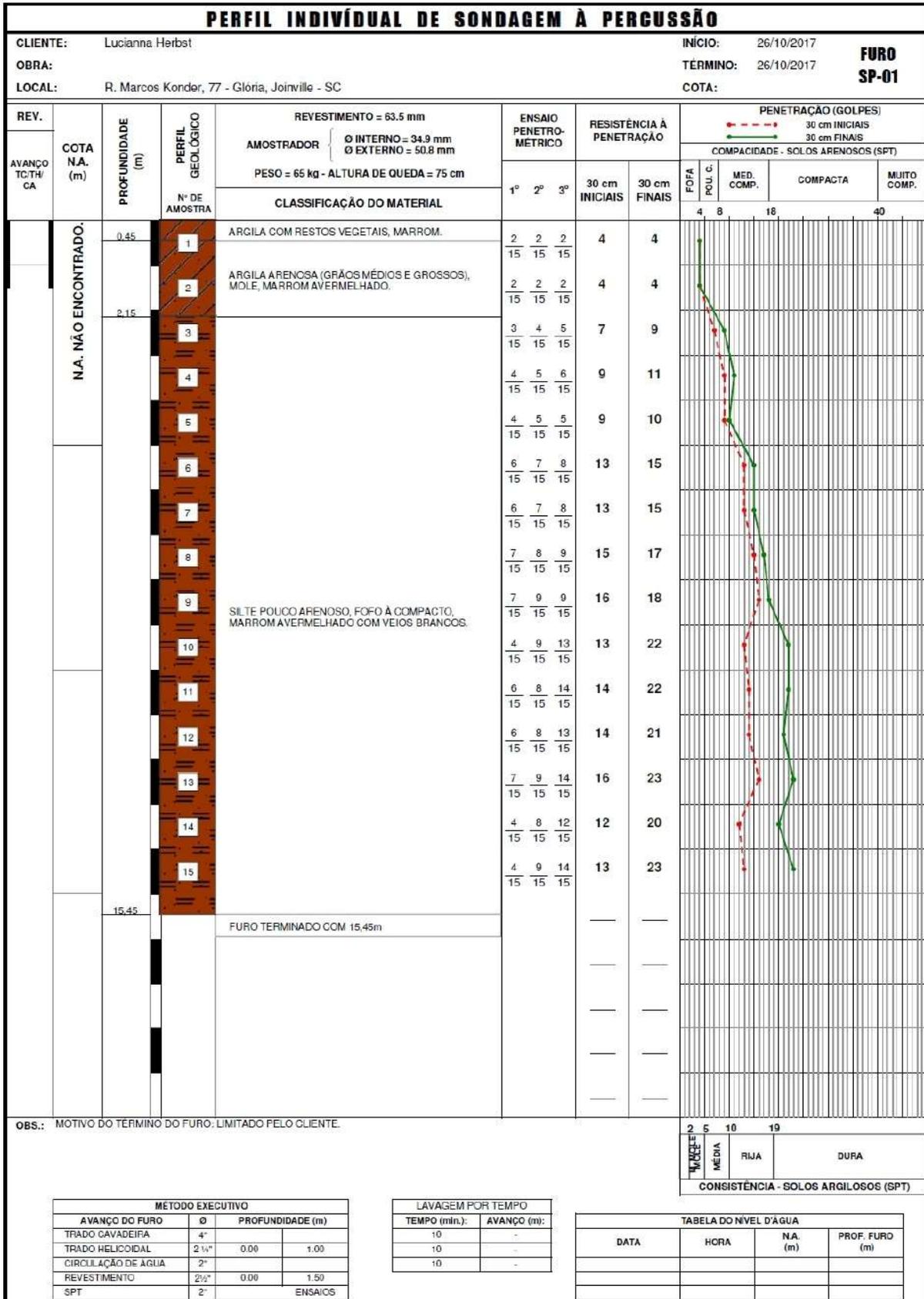
Tabela 14 - Peso específico de solos argilosos

<b>PESO ESPECÍFICO DE SOLOS ARGILOSOS</b>		
<b>N (golpes)</b>	<b>Consistência</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>)</b>
≤ 2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Adaptado de Godoy, (1972).

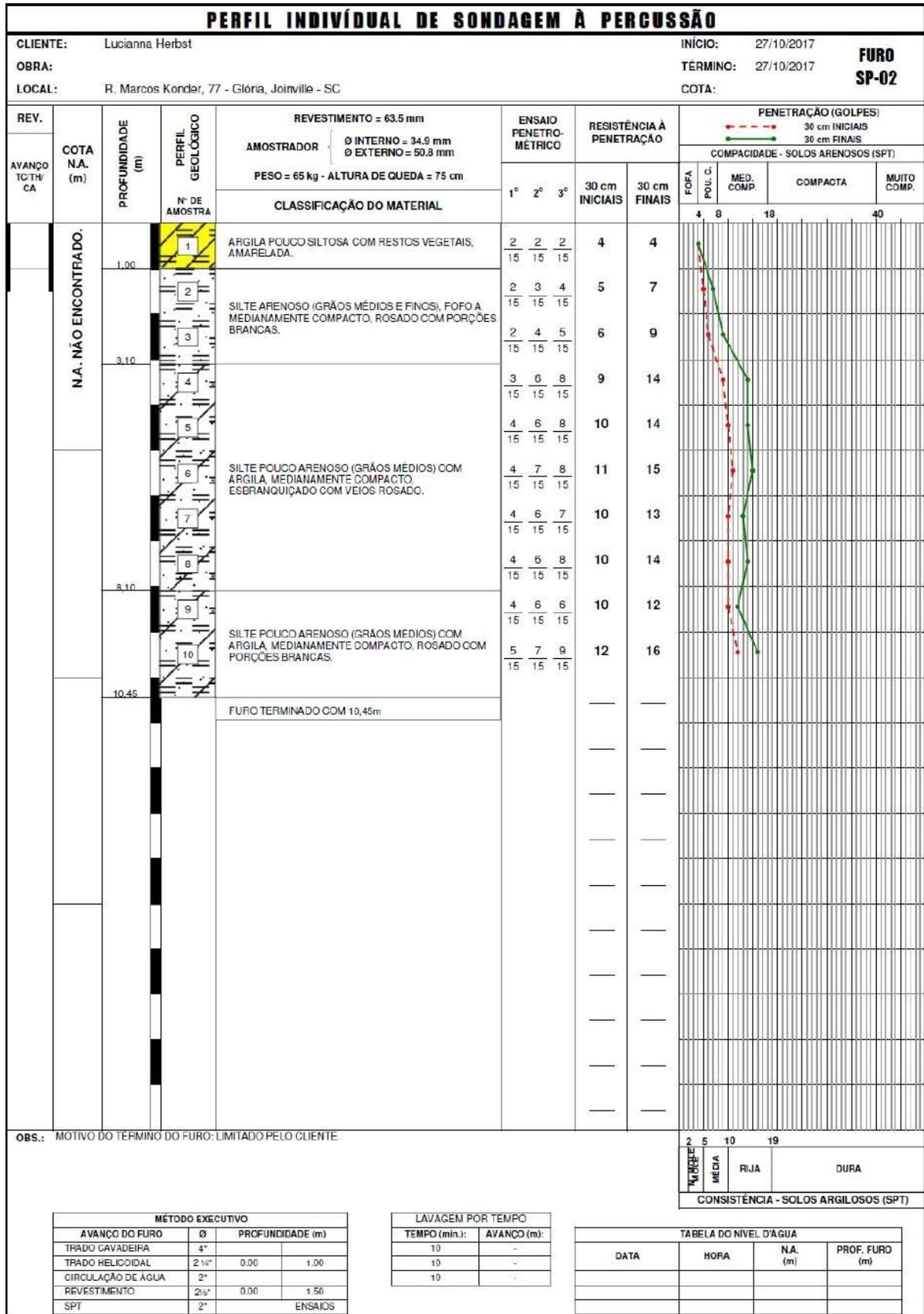
A Figura 43 e 44 apresentadas nas páginas seguintes, para melhor visualização, mostram os perfis individuais de sondagem à percussão dos dois furos realizados no terreno e permitem analisar os índices de penetração de ambos os solos e demais dados do SPT.

Figura 43 - Perfil individual de sondagem à percussão, furo 01



Fonte: Herbst, (2017).

Figura 44 - Perfil individual de sondagem à percussão, furo 02



Fonte: Herbst, (2017).

Ao verificar os dados obtidos no ensaio SPT, percebe-se que a camada mais superficial é formada por argila arenosa, cujo índice de resistência à penetração é menor que 5. Desta forma, correlacionando os valores da NBR 6484 (2001), constantes na Tabela 13 com os valores sugeridos por Godoy (1972) na Tabela 14, verifica-se que é um solo com consistência mole e peso específico de 15 kN/m<sup>3</sup>. A camada mais profunda, por sua vez, é formada por silte, com média de índice de resistência à penetração maior que 10. Logo, fazendo a mesma correlação feita para a camada superficial, tem-se que, a favor da segurança, é um solo com compactidade média e peso específico de 17 kN/m<sup>3</sup>.

Para determinação da coesão da camada de argila arenosa e de silte, verificou-se algumas correlações, como a de Alonso (2010) e de Teixeira e Godoy (1996). A Tabela 15 mostra os valores propostos por Alonso (2010).

Tabela 15 - Coesão dos solos conforme SPT, segundo Alonso (2010)

<b>DETERMINAÇÃO DA COESÃO DOS SOLOS CONFORME SPT</b>		
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: Adaptado de Alonso, (2010).

Teixeira e Godoy (1996), por sua vez, propõem uma equação para estimativa da coesão:

$$C = 10 \times N \text{ (kPa)} \quad \text{(Equação 6)}$$

Onde C= coesão

N= índice de resistência à penetração

A partir das duas propostas de correlação, comparou-se os valores de coesão para as camadas de argila arenosa e silte, conforme mostra a Tabela 16.

Tabela 16 - Propostas de correlações entre SPT e coesão

<b>CORRELAÇÕES ENTRE SPT E COESÃO</b>				
Solo	Método	Correlação	Índice de resistência à penetração (N)	Coesão (kPa)
Argila arenosa	Alonso (2010)	SPT de 2 a 4 → coesão entre 10 e 25	4	25
	Teixeira e Godoy (1996)	C= 10 x N	4	40
Silte	Alonso (2010)	SPT de 8 a 15 → coesão entre 50 e 100	10	70
	Teixeira e Godoy (1996)	C= 10 x N	10	100

Fonte: Da autora, (2019).

Para determinação do ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) da camada de argila arenosa e de silte, verificou-se algumas propostas que o correlacionam com o SPT, como a de Alonso (2010), Teixeira (1996) e Godoy (1983). A Tabela 17 mostra a proposta de Alonso (2010).

Tabela 17 - Correlação entre SPT e ângulo de atrito, segundo Alonso (2010)

<b>DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO CONFORME SPT</b>		
Areia	Standard Penetration Test (SPT)	$\phi$ (°)
Fofa	< 4	< 30
Pouco compacta	4 a 10	30 a 35
Medianamente compacta	10 a 30	35 a 40
Compacta	30 a 50	40 a 45
Muito compacto	> 50	> 45

Fonte: Adaptado de Alonso, (2010).

Teixeira (1996) e Godoy (1983), por sua vez, estabelecem essa correlação através de uma equação para estimativa do ângulo de atrito. A proposta de Teixeira (1996) é dada por:

$$\phi = \sqrt{20 \times N} + 15^\circ \quad (\text{Equação 7})$$

Onde  $\phi$  = ângulo de atrito interno

N= índice de resistência à penetração

A proposta de Godoy (1983) utiliza a seguinte equação:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N \quad (\text{Equação 8})$$

Onde  $\phi$  = ângulo de atrito interno

N= índice de resistência à penetração

A partir das três propostas de correlação entre SPT e ângulo de atrito para as camadas de argila arenosa e silte, verificou-se os valores apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Propostas de correlação entre SPT e ângulo de atrito

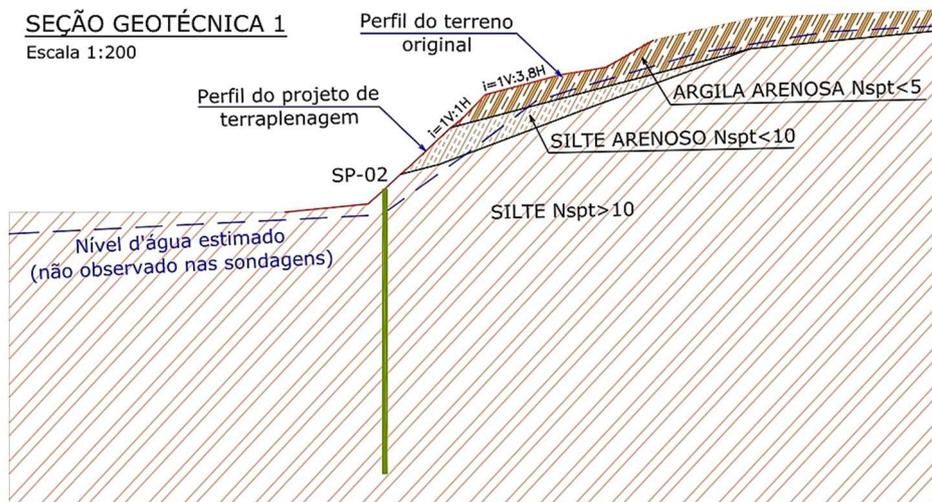
CORRELAÇÕES ENTRE SPT E ÂNGULO DE ATRITO				
Solo	Método	Correlação	Índice de resistência à penetração (N)	$\phi$ (°)
Argila arenosa	Alonso (2010)	SPT de 4 e 10 $\rightarrow \phi$ entre 30 e 35	4	30
	Teixeira (1996)	$\phi = \sqrt{20 \times N} + 15^\circ$		23,94
	Godoy (1983)	$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N$		29,60
Silte	Alonso (2010)	SPT de 4 e 10 $\rightarrow \phi$ entre 30 e 35	10	35
	Teixeira (1996)	$\phi = \sqrt{20 \times N} + 15^\circ$		29,14
	Godoy (1983)	$\phi = 28^\circ + 0,4 \times N$		32

Fonte: Da autora, (2019).

Dessa forma, foram realizadas algumas análises de modo a comparar as propostas dos autores e ver quais parâmetros a serem adotados como padrão para as análises posteriores do talude.

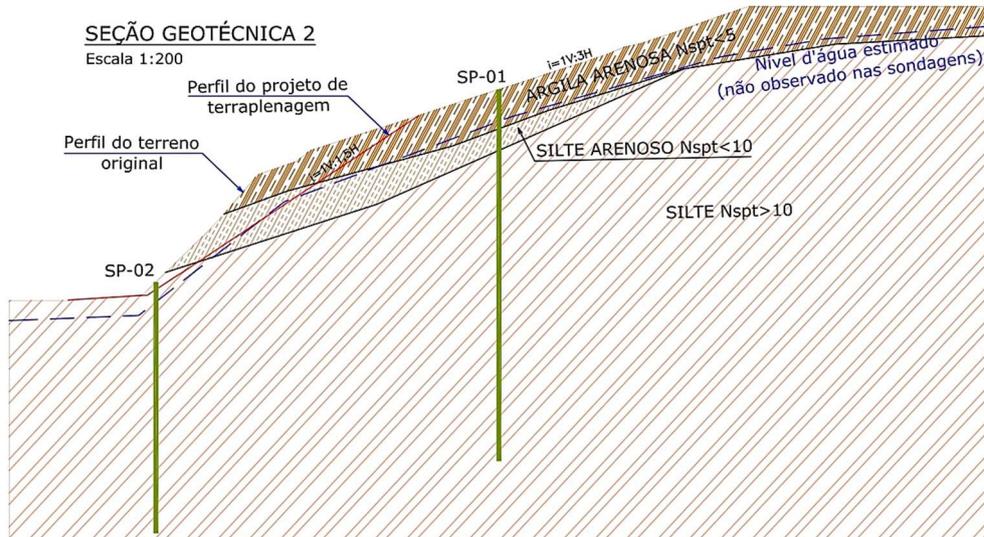
Através dos perfis longitudinais das seções geotécnicas, dos ensaios realizados e parâmetros obtidos foram traçadas as superfícies e realizados os cálculos pelo método de Bishop Simplificado, no Software Rocscience Slide, versão 6.0, específico para o cálculo de estabilidade de taludes. A Figura 45, Figura 46 e Figura 47 mostram as seções geotécnicas do talude estudado.

Figura 45 - Seção geotécnica 1



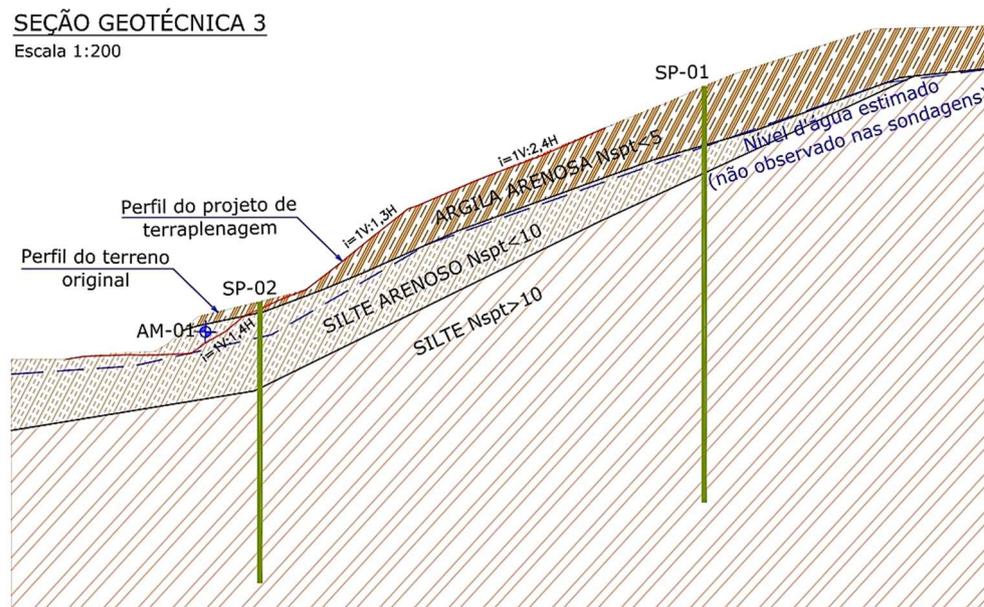
Fonte: Herbst, (2017).

Figura 46 - Seção geotécnica 2



Fonte: Herbst, (2017).

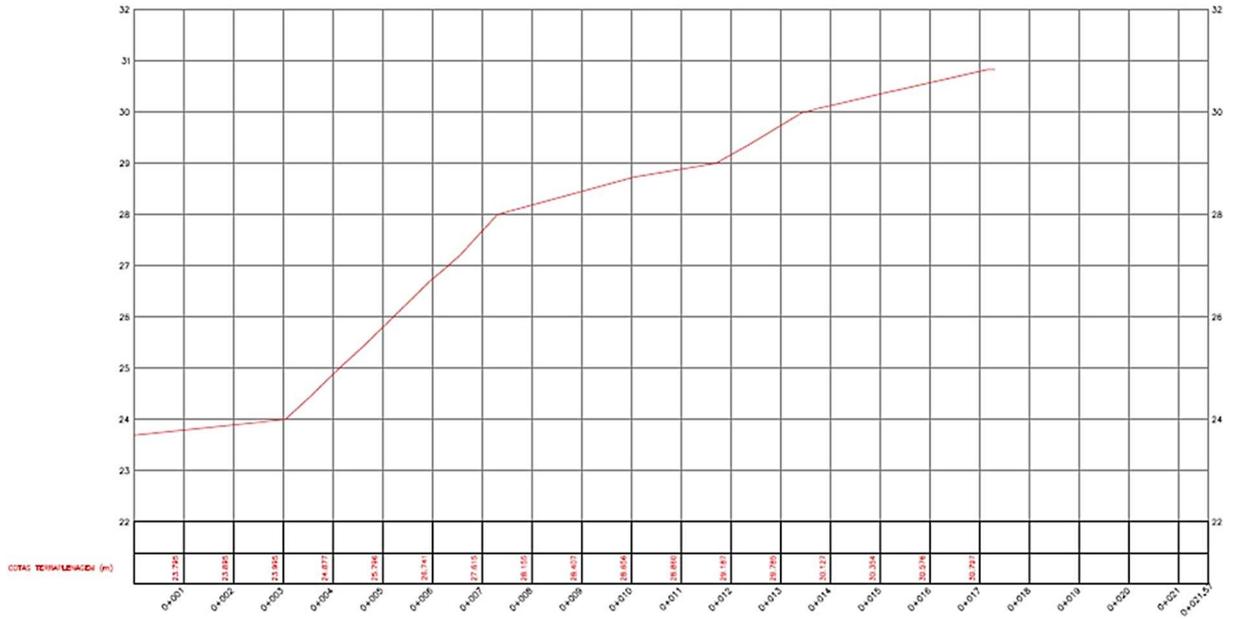
Figura 47 - Seção geotécnica 3



Fonte: Herbst, (2017).

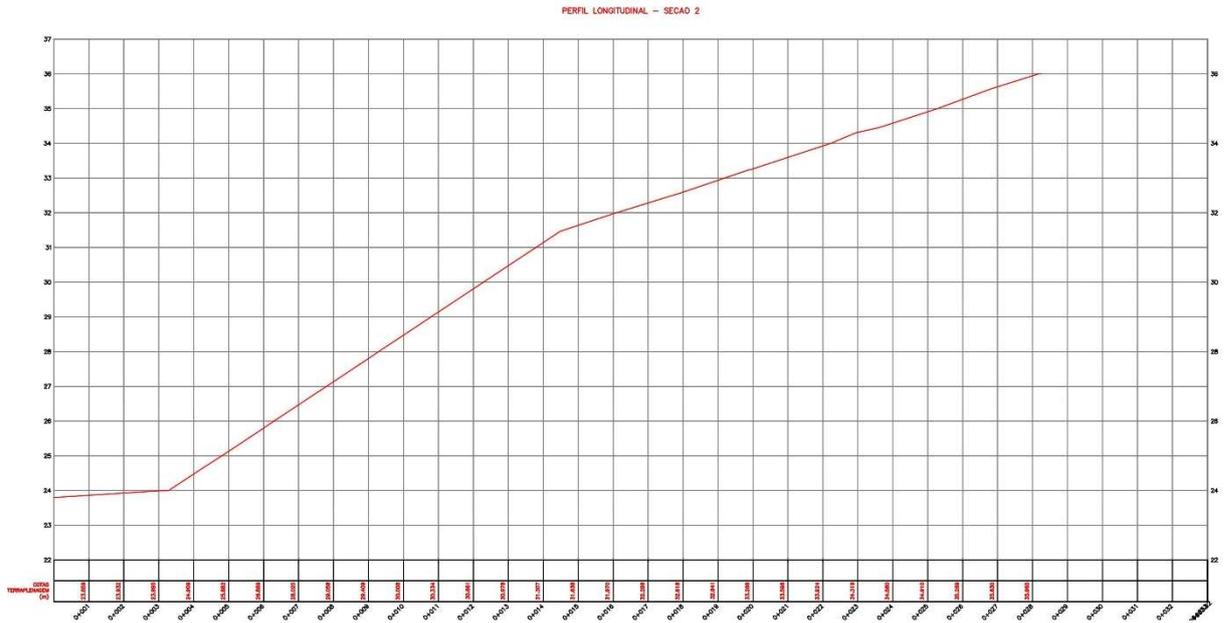
Os perfis longitudinais do talude em questão também foram necessários para a inserção da geometria do talude no software. As Figuras 48, 49 e 50 apresentam os perfis de cada seção geotécnica.

Figura 48 - Perfil longitudinal da Seção 1



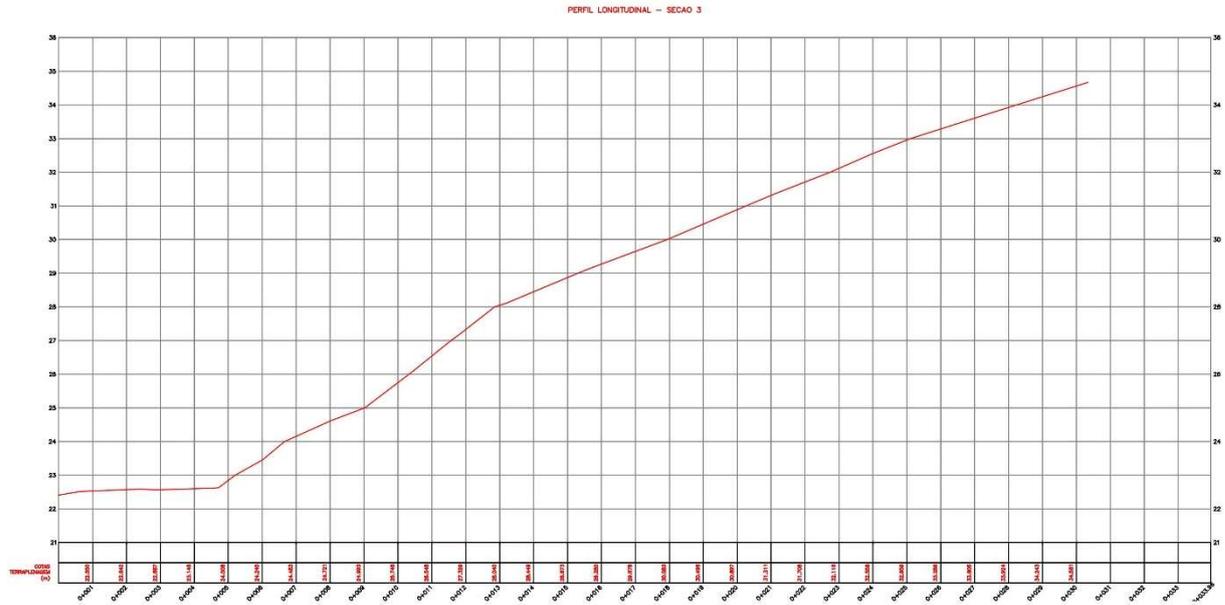
Fonte: Herbst, (2017).

Figura 49 - Perfil longitudinal da Seção 2



Fonte: Herbst, (2017).

Figura 50 - Perfil longitudinal da Seção 3

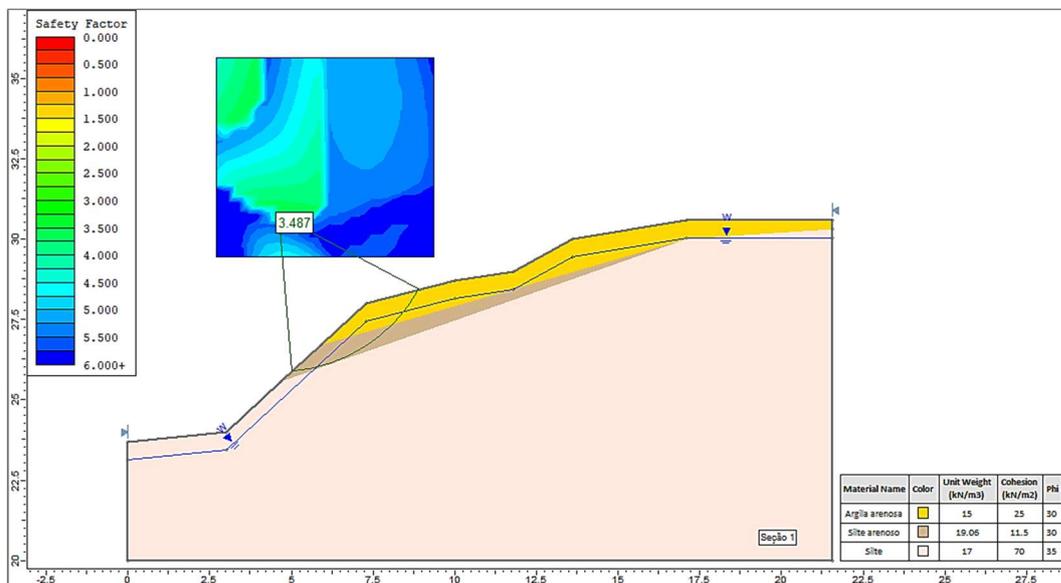


Fonte: Herbst, (2017).

Após a inserção da geometria do talude no software realizou-se as simulações com a alternância dos parâmetros obtidos através das correlações entre estes e o SPT, apenas os parâmetros do solo silte arenoso ficaram fixos pois foram obtidos através de ensaios. Além disso, os valores dos pesos específicos também não mudaram, visto que a única correlação apresentada foi a de Godoy (1972).

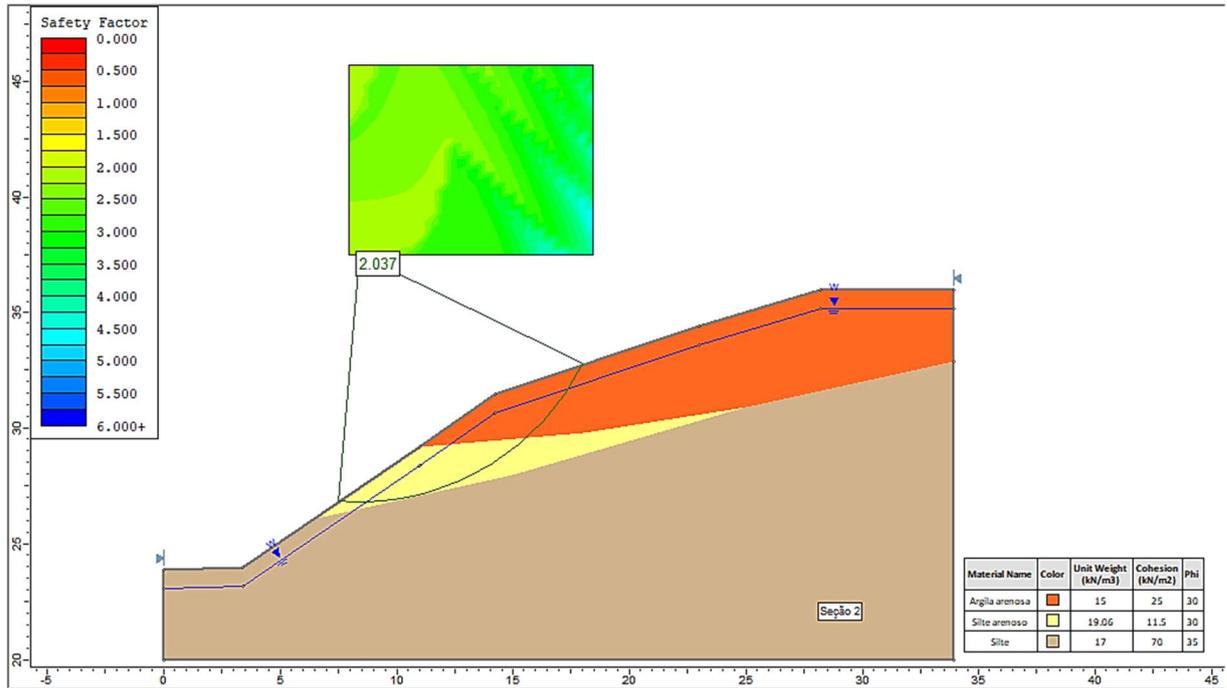
Para os perfis da Figura 51, Figura 52 e Figura 53 adotou-se a proposta de Alonso (2010) para a coesão e ângulo de atrito da argila arenosa e silte.

Figura 51 - Perfil seção 1 pela proposta de Alonso



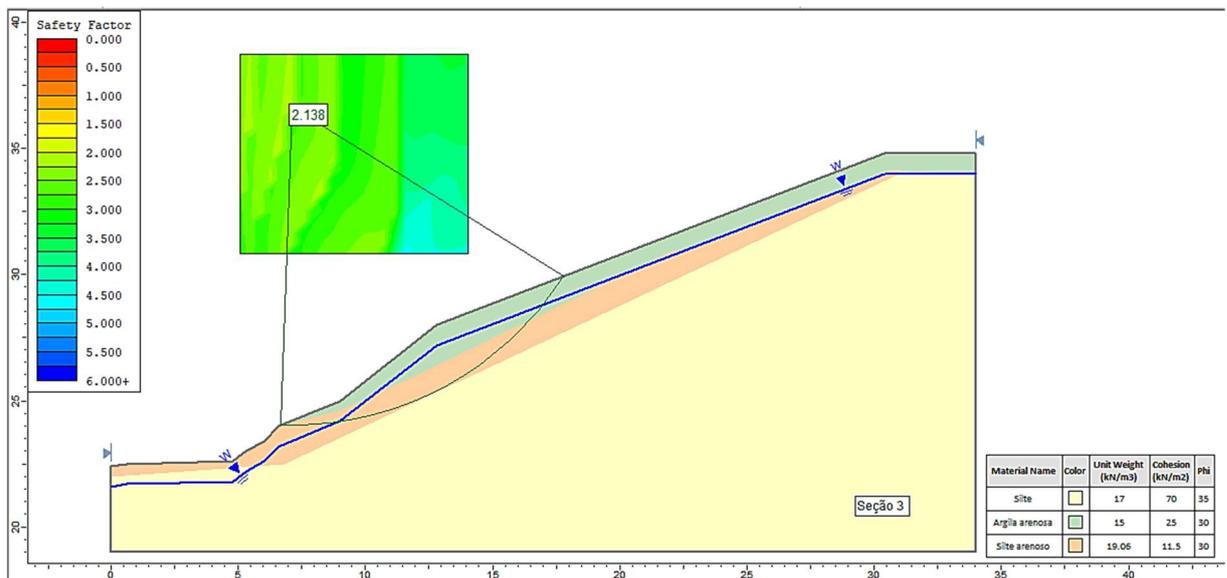
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 52 - Perfil seção 2 pela proposta de Alonso



Fonte: Da autora, (2019).

Figura 53 - Perfil seção 3 pela proposta de Alonso

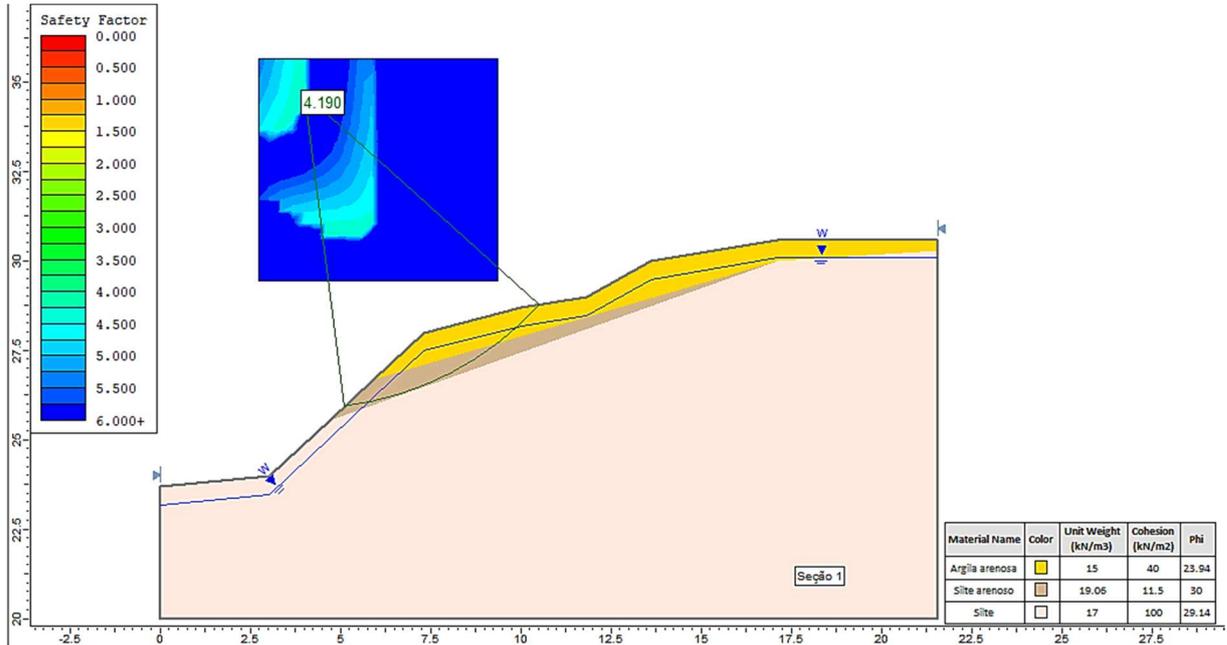


Fonte: Da autora, (2019).

É possível perceber que em todas as seções obteve-se um FS alto, porém, a camada do silte não foi alcançada, fato este justificado pelo valor alto da coesão (70 kPa) estabelecida como parâmetro para este solo.

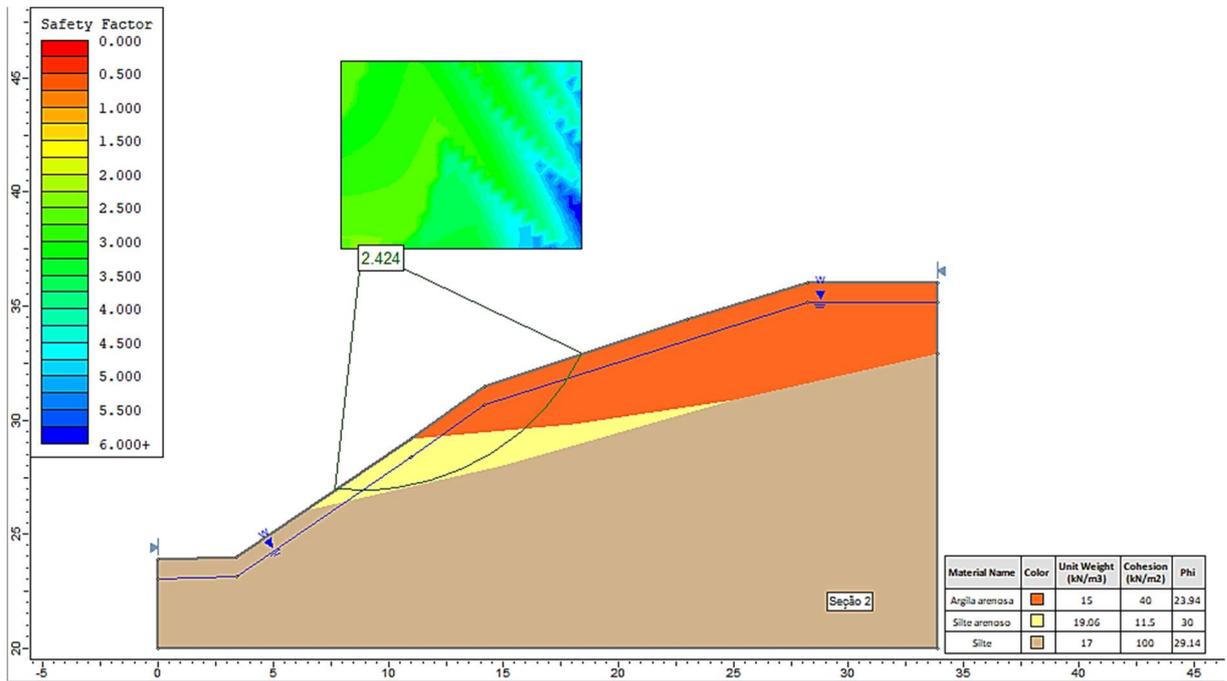
Para os perfis da Figura 54, Figura 55 e Figura 56 adotou-se a proposta de Teixeira e Godoy (1996) para a coesão e a proposta de Teixeira (1996) para o ângulo de atrito da argila arenosa e silte.

Figura 54 - Perfil seção 1 pela proposta de Teixeira e Godoy; Teixeira



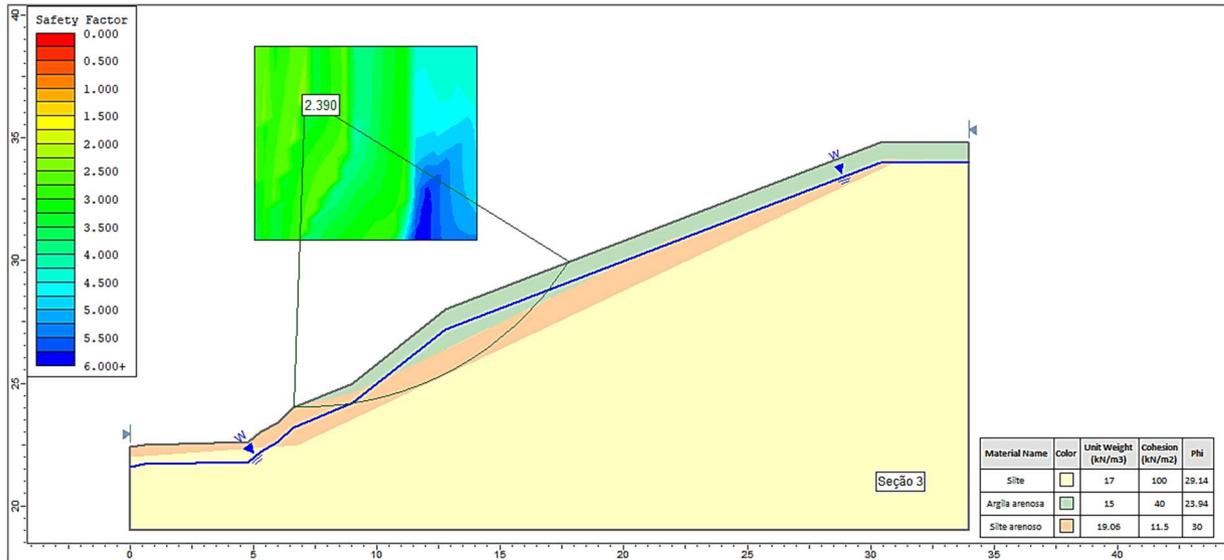
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 55 - Perfil seção 2 pela proposta de Teixeira e Godoy; Teixeira



Fonte: Da autora, (2019).

Figura 56 - Perfil seção 3 pela proposta de Teixeira e Godoy; Teixeira

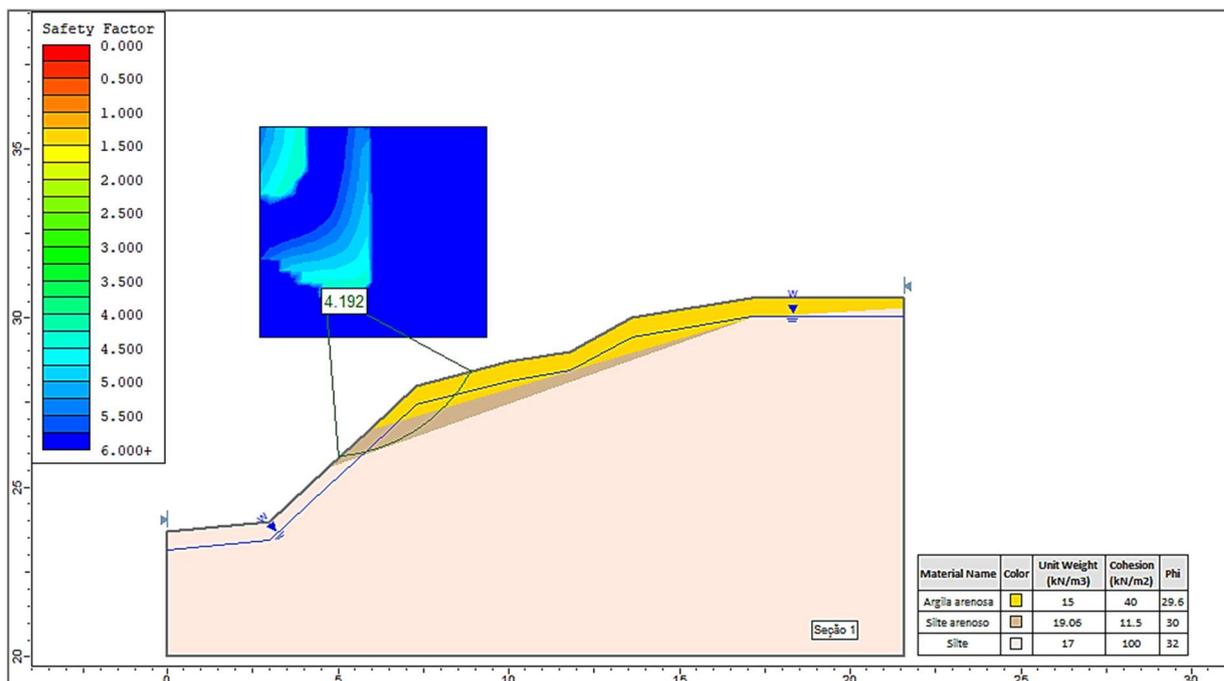


Fonte: Da autora, (2019).

Novamente, nos três perfis anteriores o FS foi alto, porém, a camada do silte também não foi alcançada. Nessa proposta de Teixeira e Godoy (1996) a coesão deste solo chega ao valor de 100 kPa, motivo que também justifica o valor do FS.

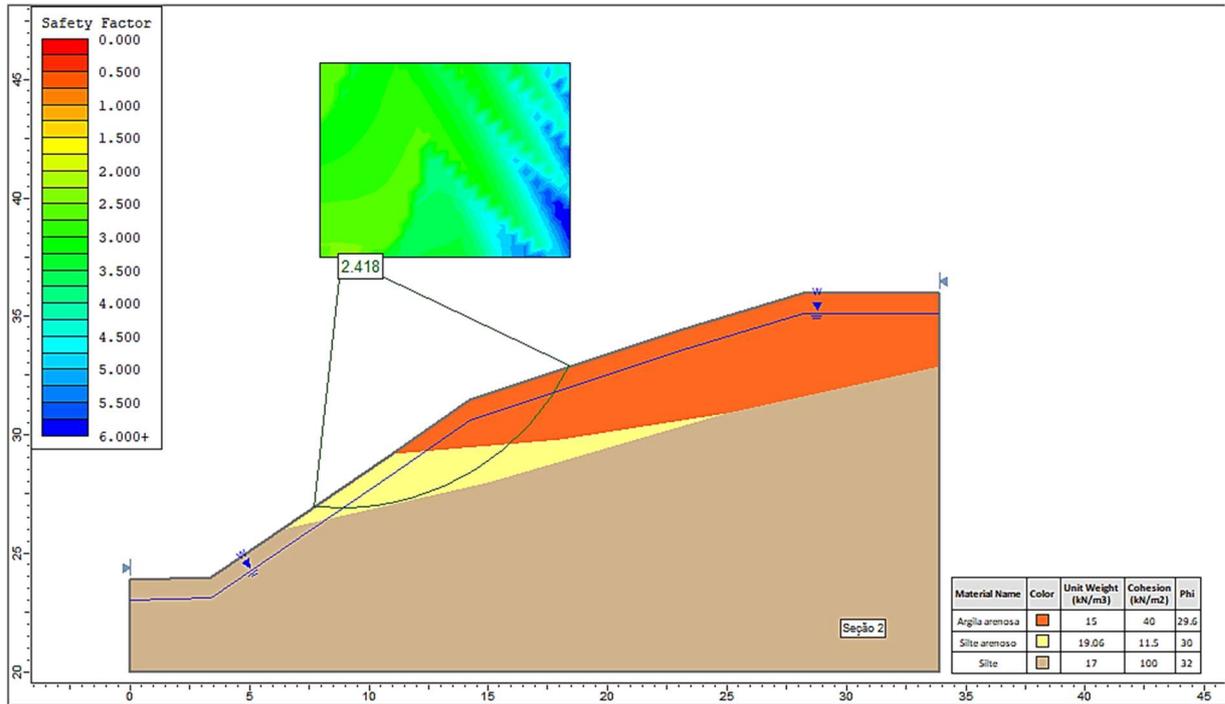
Para os perfis das Figura 57, Figura 58 e Figura 59 adotou-se a proposta de Teixeira e Godoy (1996) para a coesão e a proposta de Godoy (1983) para o ângulo de atrito da argila arenosa e silte.

Figura 57 - Perfil seção 1 pela proposta de Teixeira e Godoy; Godoy



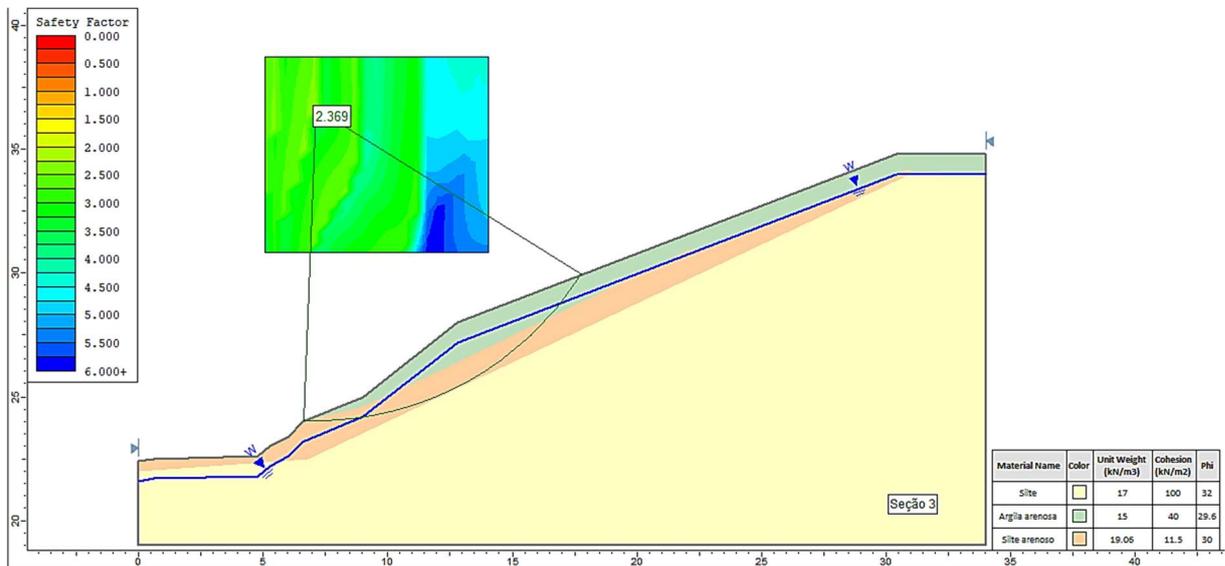
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 58 - Perfil seção 2 pela proposta de Teixeira e Godoy; Godoy



Fonte: Da autora, (2019).

Figura 59 - Perfil seção 3 pela proposta de Teixeira e Godoy; Godoy



Fonte: Da autora, (2019).

A mudança da proposta foi apenas para o ângulo de atrito, desta forma, a coesão permaneceu constante e a camada de silte continuou a não ser alcançada na verificação do FS.

A Tabela 19 mostra os valores envolvidos nas análises dos parâmetros dos solos do talude em questão.

Tabela 19 - Análise do FS e dos parâmetros dos solos

<b>ANÁLISE DO FS E DOS PARÂMETROS DOS SOLOS POR SEÇÃO</b>			
Proposta	Alonso p/ coesão e $\phi$	Proposta Teixeira e Godoy p/ coesão e Teixeira p/ $\phi$	Proposta Teixeira e Godoy p/ coesão e Godoy p/ $\phi$
Parâmetros			
ARGILA ARENOSA	C=25 kPa $\phi= 30^\circ$	C=40 kPa $\phi= 23,94^\circ$	C=40 kPa $\phi= 29,60^\circ$
SILTE	C=70 kPa $\phi= 35^\circ$	C=100 kPa $\phi= 29,14^\circ$	C=100 kPa $\phi= 32^\circ$
SILTE ARENOSO	C= 11,5 kPa $\phi= 30^\circ$	C= 11,5 kPa $\phi= 30^\circ$	C= 11,5 kPa $\phi= 30^\circ$
FS da Seção 01	3,487	4,190	4,192
FS da Seção 02	2,037	2,424	2,418
FS da Seção 03	2,138	2,390	2,369

Fonte: Da autora, (2019).

A partir das análises realizadas no software Slide e dos dados da Tabela 19, pode-se observar que os valores estabelecidos para coesão do silte são extremamente altos, principalmente ao compará-los com os valores dos outros solos que formam o talude, logo, estes não puderam ser utilizados nas próximas análises de estabilidade, visto que a camada do silte fica inatingível, o que acaba resultando num FS alto. A coesão da argila, por sua vez, contou com valores um pouco menores em relação aos do silte.

Como os valores da coesão do silte impedem uma análise completa do talude, foi estabelecido que a camada de silte terá os mesmos parâmetros da camada de silte argiloso, que foram obtidos em ensaios. Apesar de possuírem texturas diferentes ambos se classificam como silte, portanto, para as análises de estabilidade do talude será adotada a proposta de Godoy (1972) para o peso específico da argila arenosa e a proposta de Alonso (2010) para coesão e ângulo de atrito do mesmo solo. A Tabela 20 apresenta os solos do talude e seus respectivos parâmetros para efeito de análise de estabilidade no software Slide.

Tabela 20 - Parâmetros dos solos utilizados nas análises de estabilidade

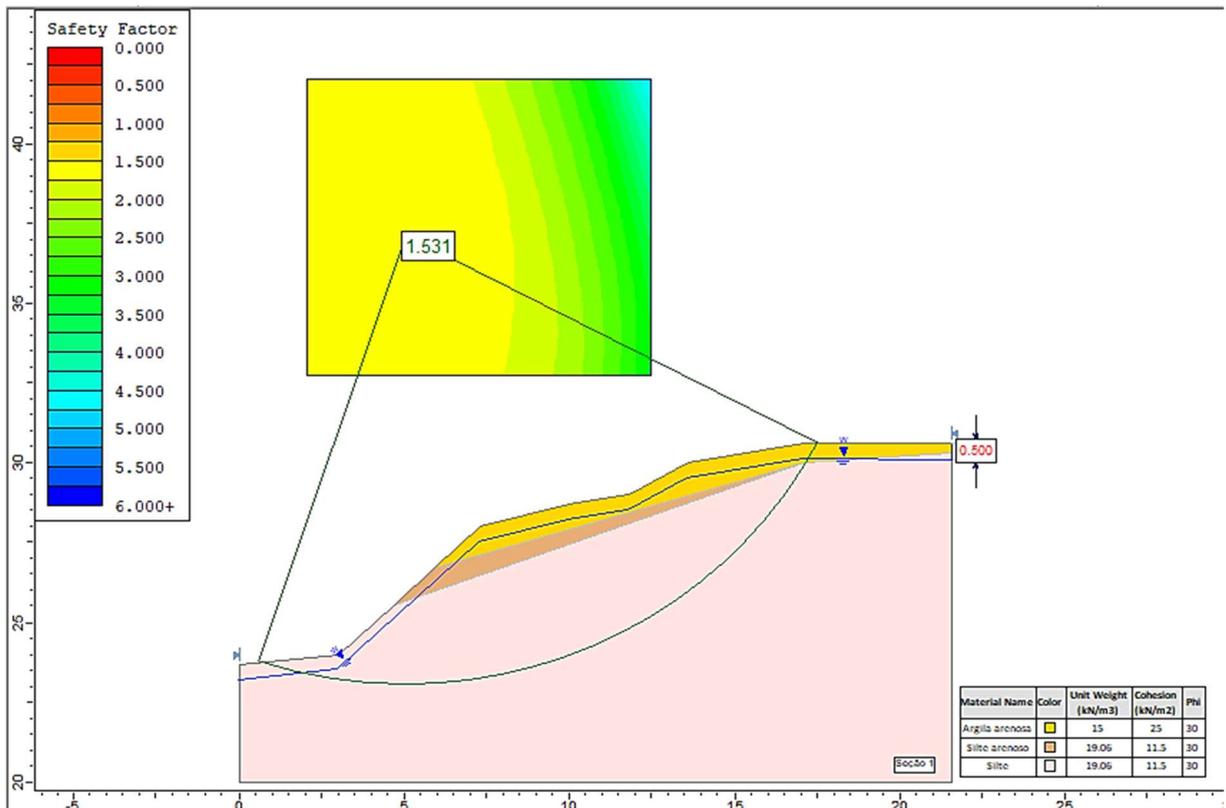
PARÂMETROS ADOTADOS PARA ANÁLISES DE ESTABILIDADE				
Solo	Camada	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Argila arenosa	Superficial	15	25	30
Silte arenoso	Intermediária	19,06	11,5	30
Silte	Profunda	19,06	11,5	30

Fonte: Da autora, (2019).

### 5.6.3 Análise da estabilidade do talude através das seções geotécnicas

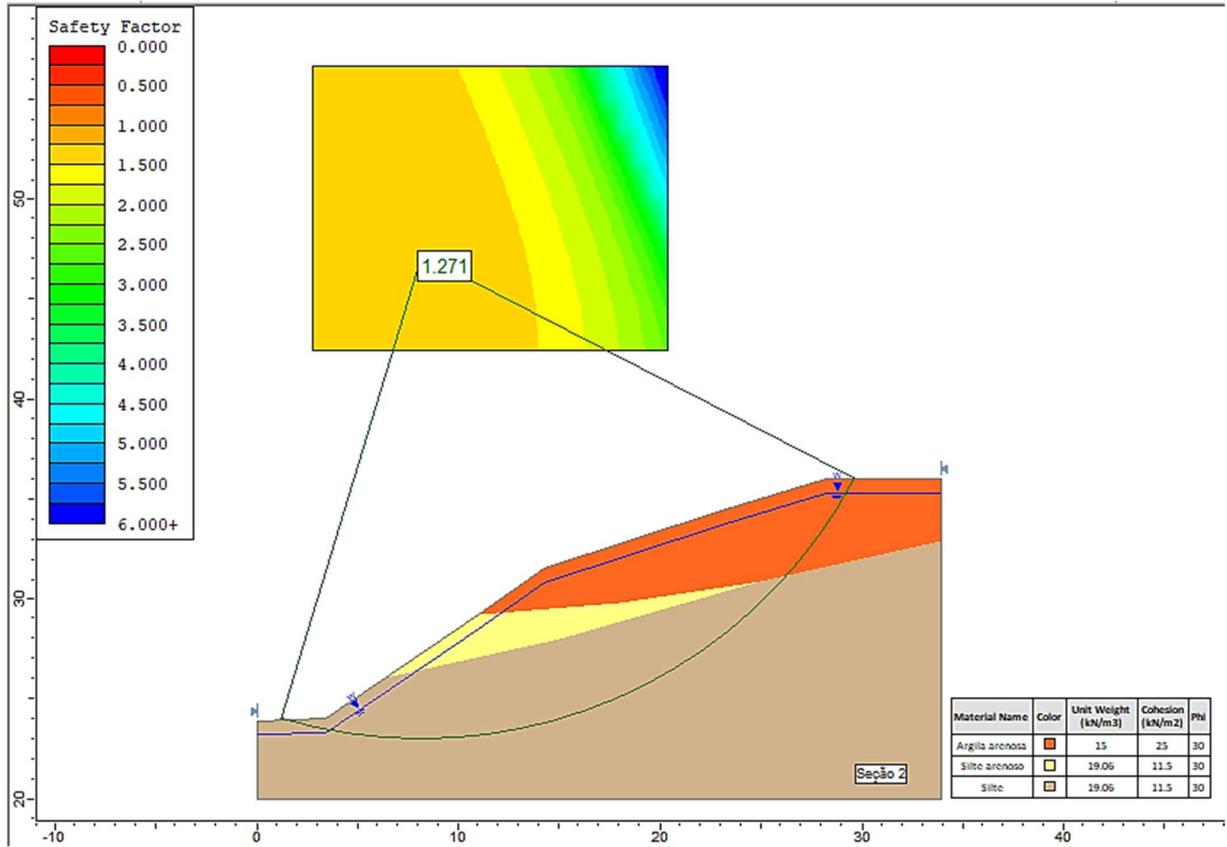
Após as configurações necessárias para análise da estabilidade foram inseridos no software, os parâmetros definidos para cada camada de solo do talude e realizado o cálculo do fator de segurança da encosta estudada a partir do método de Bishop Simplificado. A Figura 60, Figura 61 e Figura 62 apresentam os resultados dos cálculos realizados pelo software, para cada seção geotécnica com nível de água estimado no projeto geotécnico, aproximadamente 0,50 metros.

Figura 60 - Fator de segurança – Seção 1



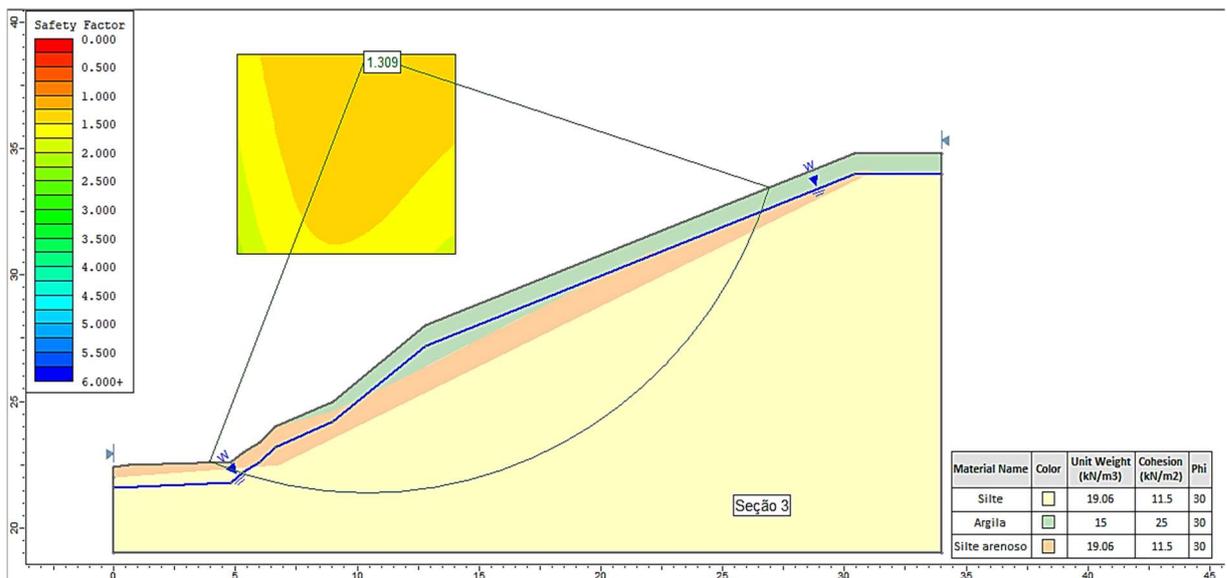
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 61 - Fator de segurança - Seção 2



Fonte: Da autora, (2019).

Figura 62 - Fator de segurança - Seção 3



Fonte: Da autora, (2019).

A Tabela 21 apresenta os valores encontrados a partir das análises realizadas e verificação do fator de segurança para as três seções geotécnicas.

Tabela 21- Verificação dos fatores de segurança das seções geotécnicas

VERIFICAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA			
Seção	Fator de Segurança mínimo	Fator de Segurança calculado	Verificação
1	1,5	1,531	FS calculado > FS mínimo - Adequado
2	1,5	1,271	FS calculado < FS mínimo – Inadequado
3	1,5	1,309	FS calculado < FS mínimo – Inadequado

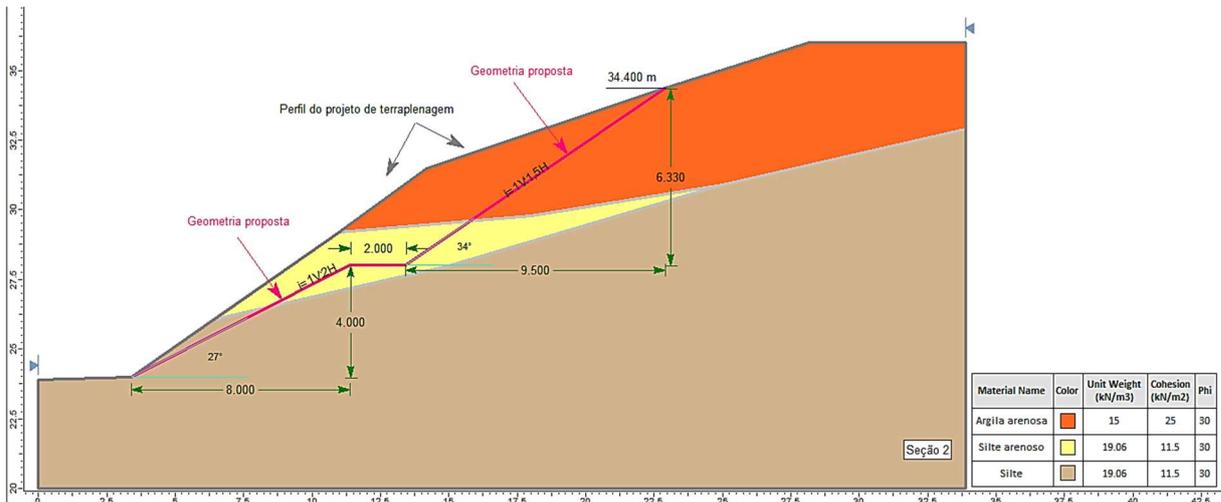
Fonte: Da autora, (2019).

Dessa forma, verificou-se que o fator de segurança calculado para seção 1 atendeu ao mínimo, logo, tem-se uma condição estável. No entanto, para as seções 2 e 3 os fatores de segurança calculados foram menores que o fator de segurança admissível normatizado. Assim, por não atenderem o valor mínimo estabelecido, é necessário projetar uma solução de modo a tornar o talude seguro em conformidade com a norma. Dessa forma, optou-se por realizar análise a partir de um retaludamento de corte.

**5.6.4 Análise de Retaludamento**

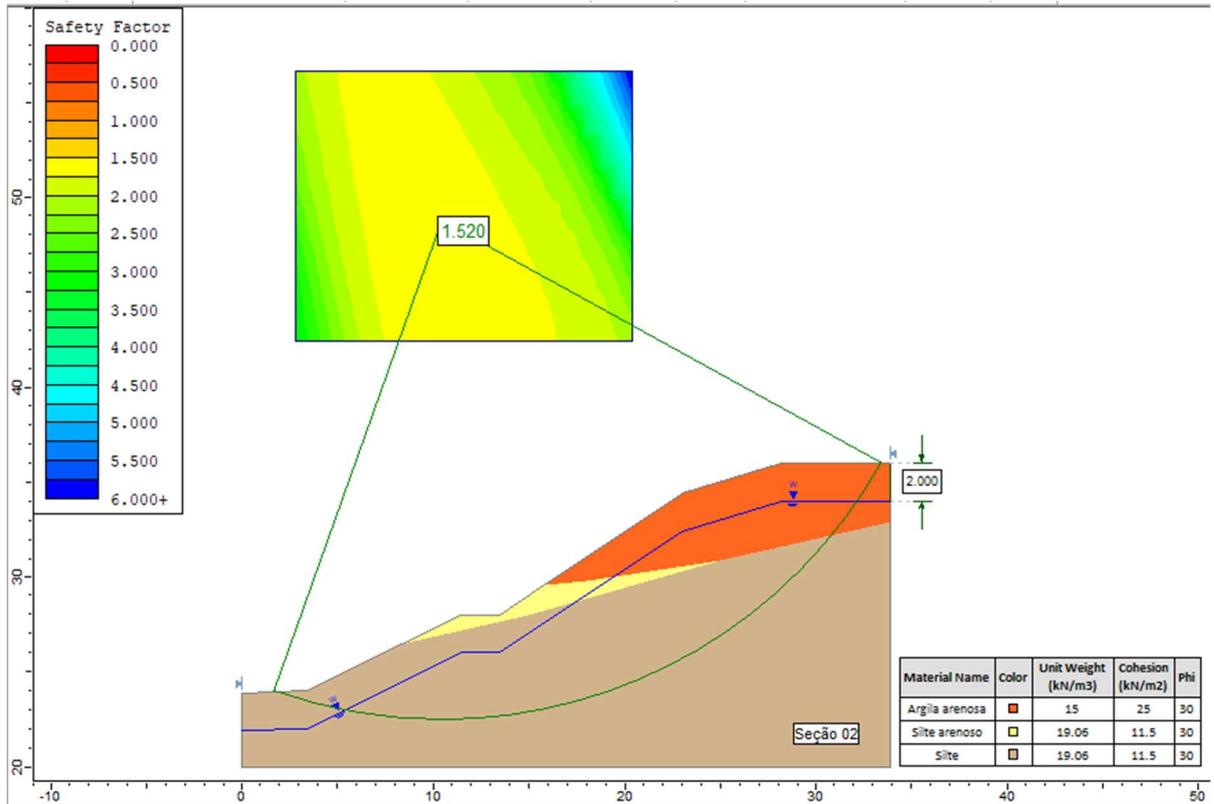
Visto que as seções 2 e 3 não atenderam o Fator de Segurança de 1,5, realizou-se uma simulação para cada seção a fim de deixar o talude estável. Para esta análise, adotou-se o lençol freático um pouco abaixo da superfície do terreno. As Figuras 63 a 66 mostram as geometrias propostas para ambas seções e o cálculo do fator de segurança.

Figura 63 - Geometria proposta para a Seção 2



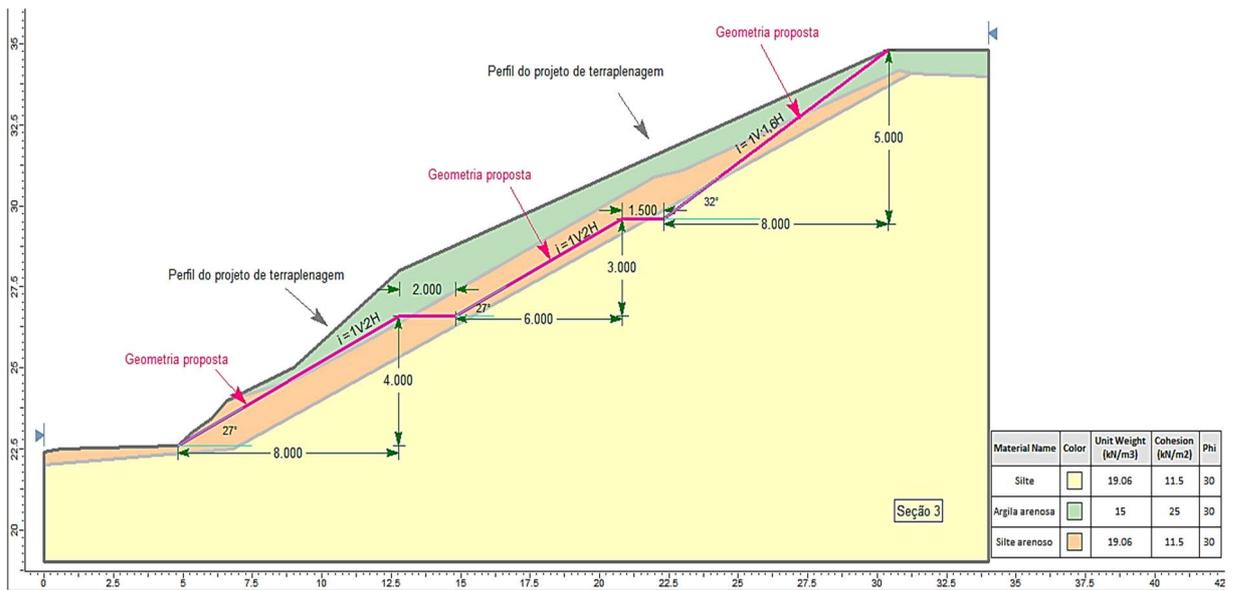
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 64 - Fator de segurança - Seção 2 com retalhamento



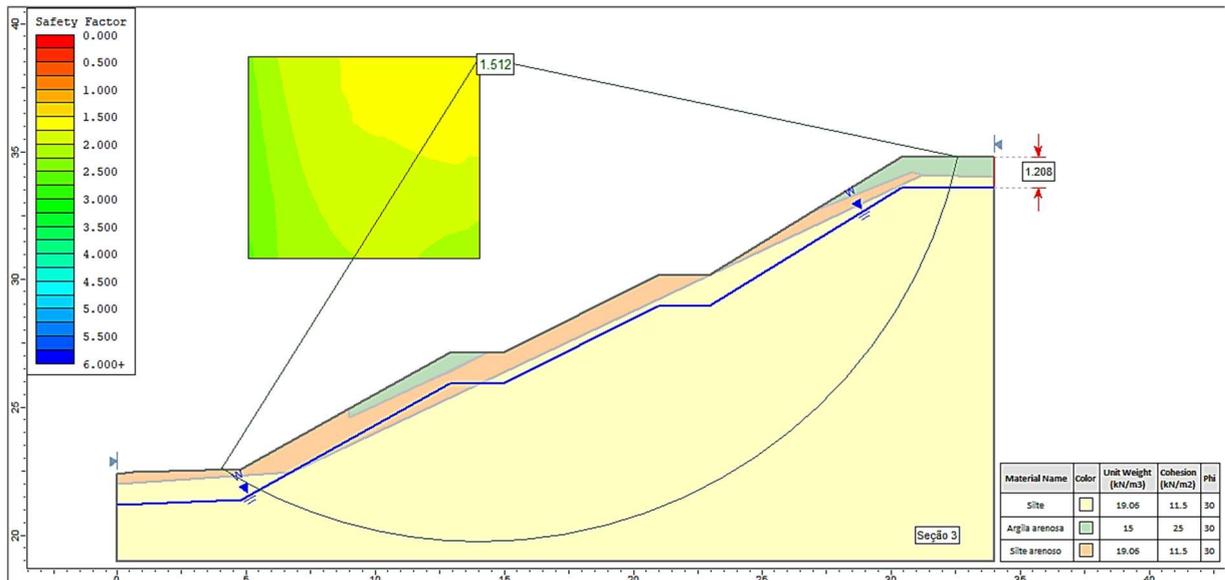
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 65 - Geometria proposta para a Seção 3



Fonte: Da autora, (2019).

Figura 66 - Fator de segurança - Seção 3 com retaludamento



Fonte: Da autora, (2019).

Ao analisar o caso da Figura 64 e Figura 66, obteve-se um fator de segurança de 1,520 e 1,512, respectivamente, considerando o nível de água a 2 metros abaixo da superfície do terreno para a seção 2 e 1,20 para a seção 3. Dessa forma, observa-se que ambos valores são maiores que o Fator de Segurança de 1,5 definido por norma, tornando o talude estável.

Na geometria proposta para a seção 2 foram propostos dois cortes com inclinações de 27° e 34°, respectivamente. Assim, teve-se um retaludamento de corte de 4 metros de altura a partir do pé do talude e com banquetas de 2 metros. A partir disso teve-se outro corte com 6,33 metros de altura até a cota 34,40 metros do talude.

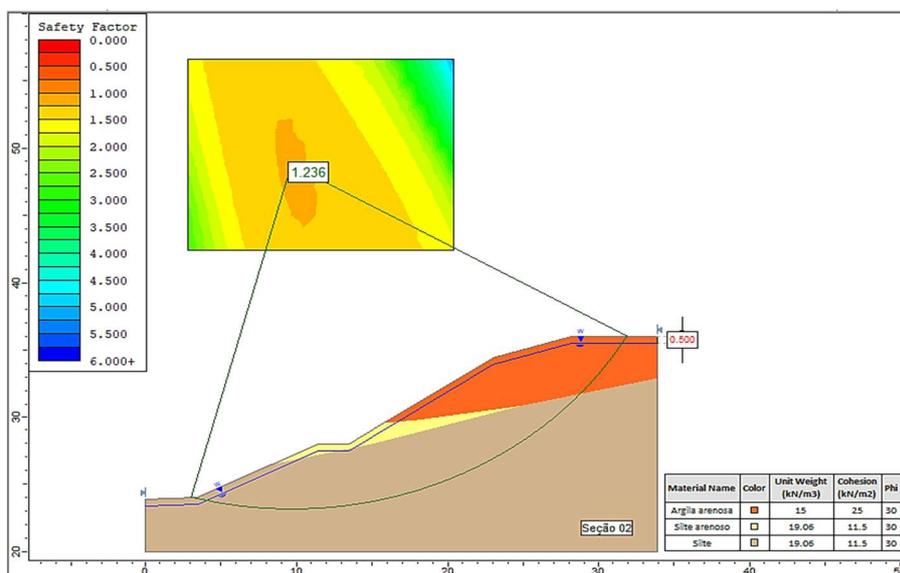
Na geometria proposta para a seção 3 foram propostos três cortes com inclinações de 27°, 27° e 32°, respectivamente. Através da análise do fator de segurança na superfície de ruptura do talude verificou-se que este estava instável devido à sobrecarga. Assim, teve-se um retaludamento de corte de 4 metros de altura a partir do pé do talude e com banquetas de 2 metros. Seguindo, foi projetado outro corte com 3 metros de altura e banquetas de 1,5 metros. O terceiro corte foi de 5 metros abaixo do topo, a partir da cota 38,800 metros.

Assim, as soluções para estabilidade do talude em questão não são únicas e é importante associá-las a necessidade e importância da implantação de um sistema de drenagem eficiente, como canaletas, descidas d'água, entre outras, a fim de garantir uma maior segurança para o talude.

### 5.6.4.1 Análise do nível de água no retaludamento

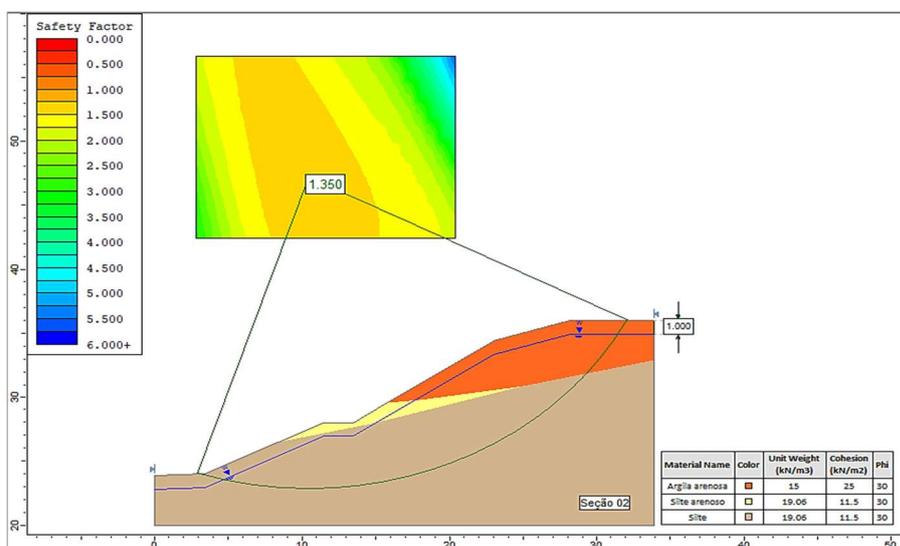
Devido não ter sido observado o nível de água do terreno nos dois furos executados no ensaio SPT, para o retaludamento adotou-se um nível de água que garantisse segurança à encosta. A fim de verificar a influência do nível de água no solo e como este interfere no fator de segurança do talude, analisou-se algumas variações possíveis do nível de água na seção 2 do após alteração da geometria, ou seja, considerando o talude após retaludamento. As Figuras 67 a 72 apresentam os FS apresentados calculados a partir da variação do nível de água na seção 2.

Figura 67 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (0,50 m)



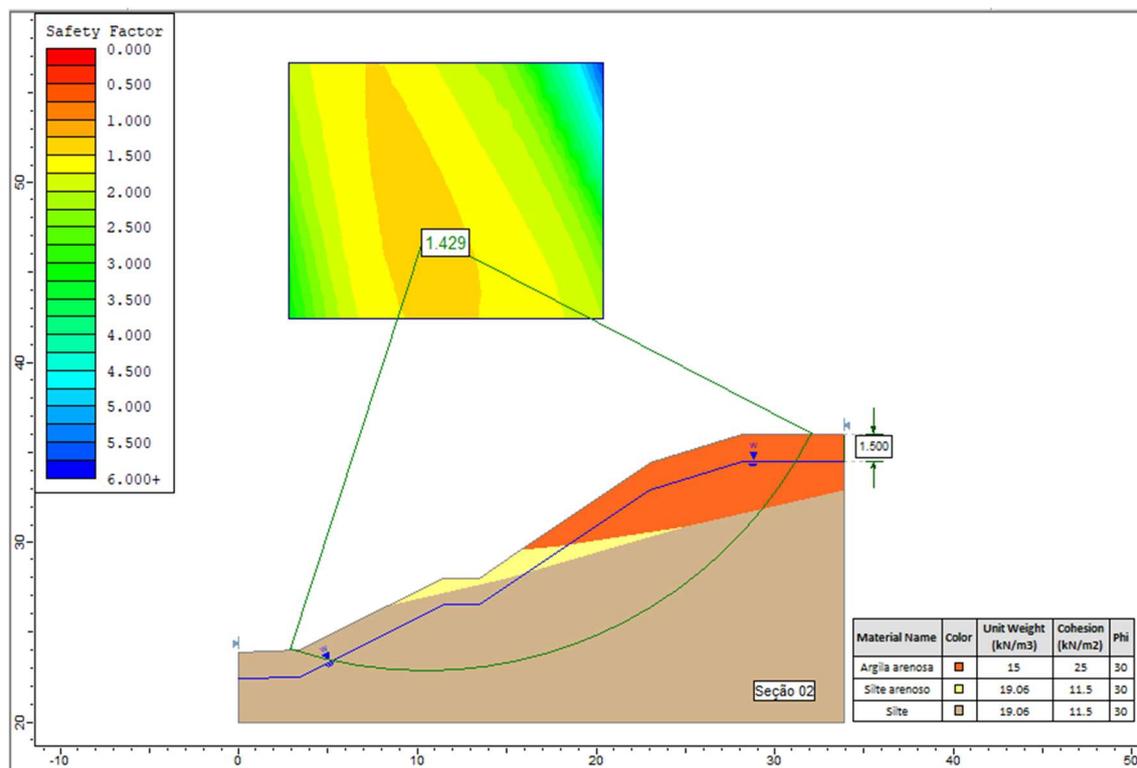
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 68 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (1,00 m)



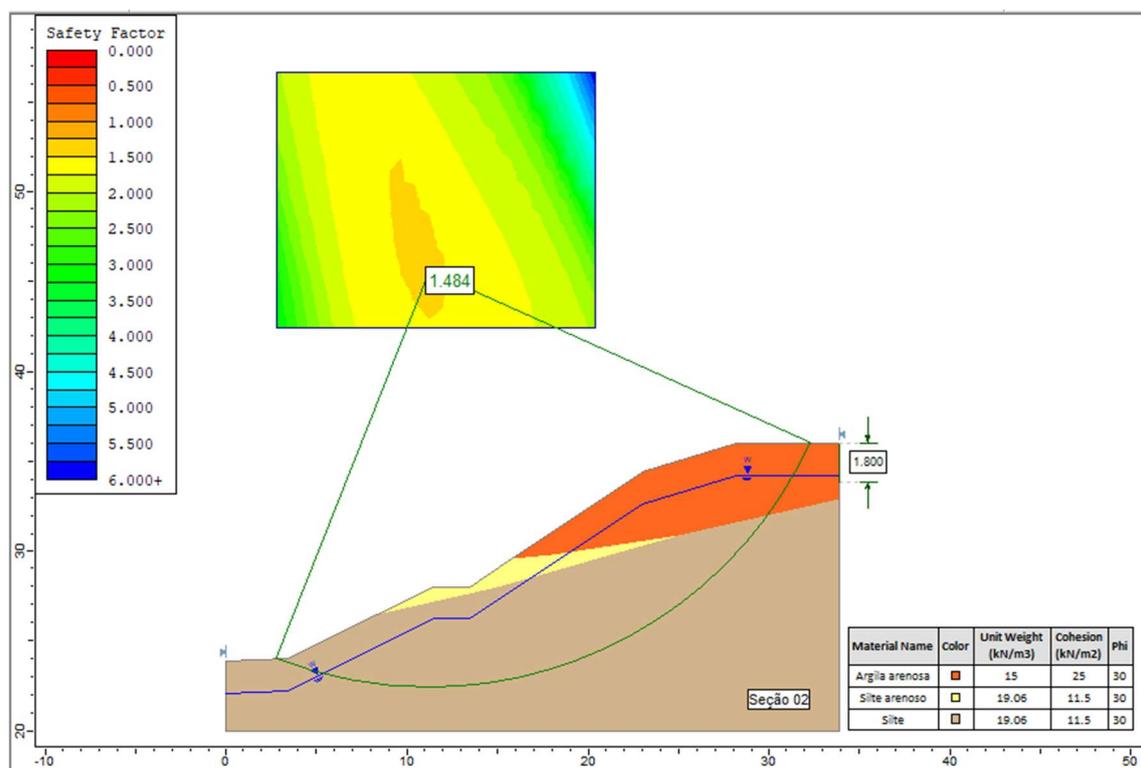
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 69 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (1,50 m)



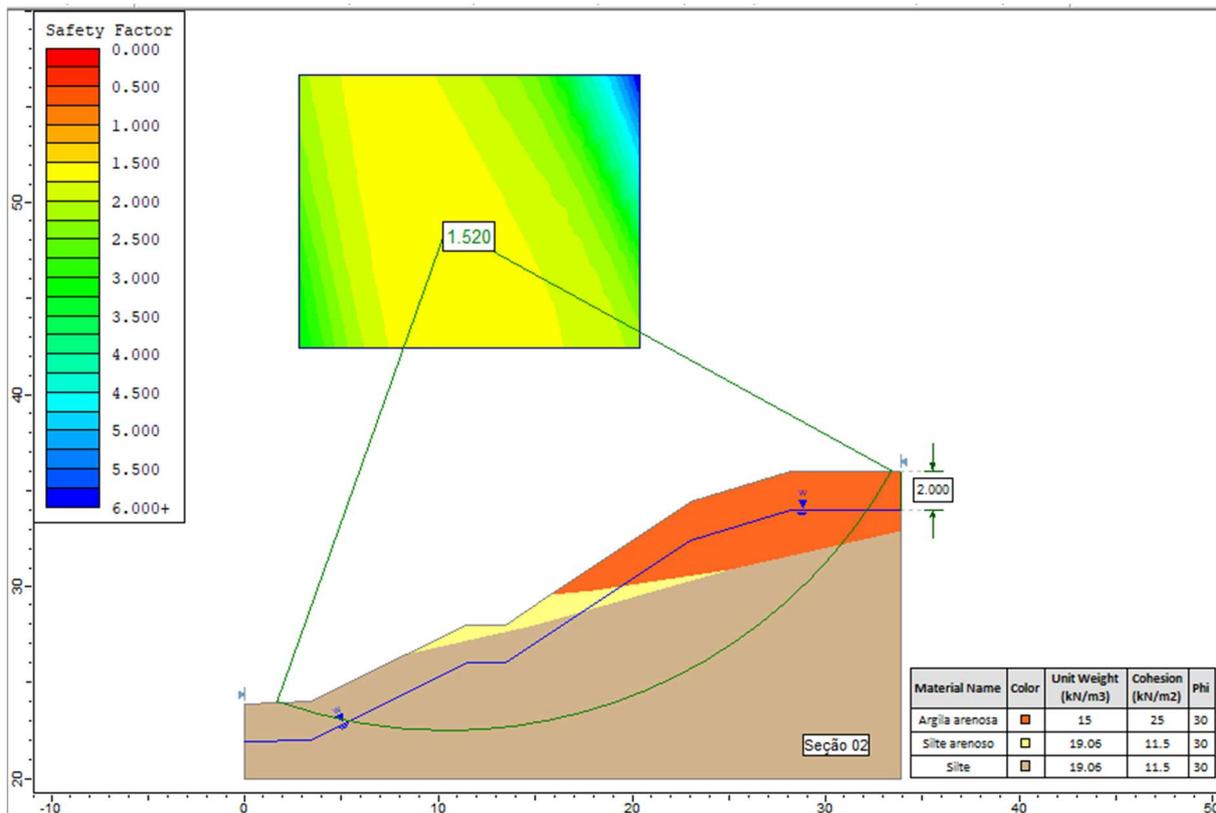
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 70 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (1,80 m)



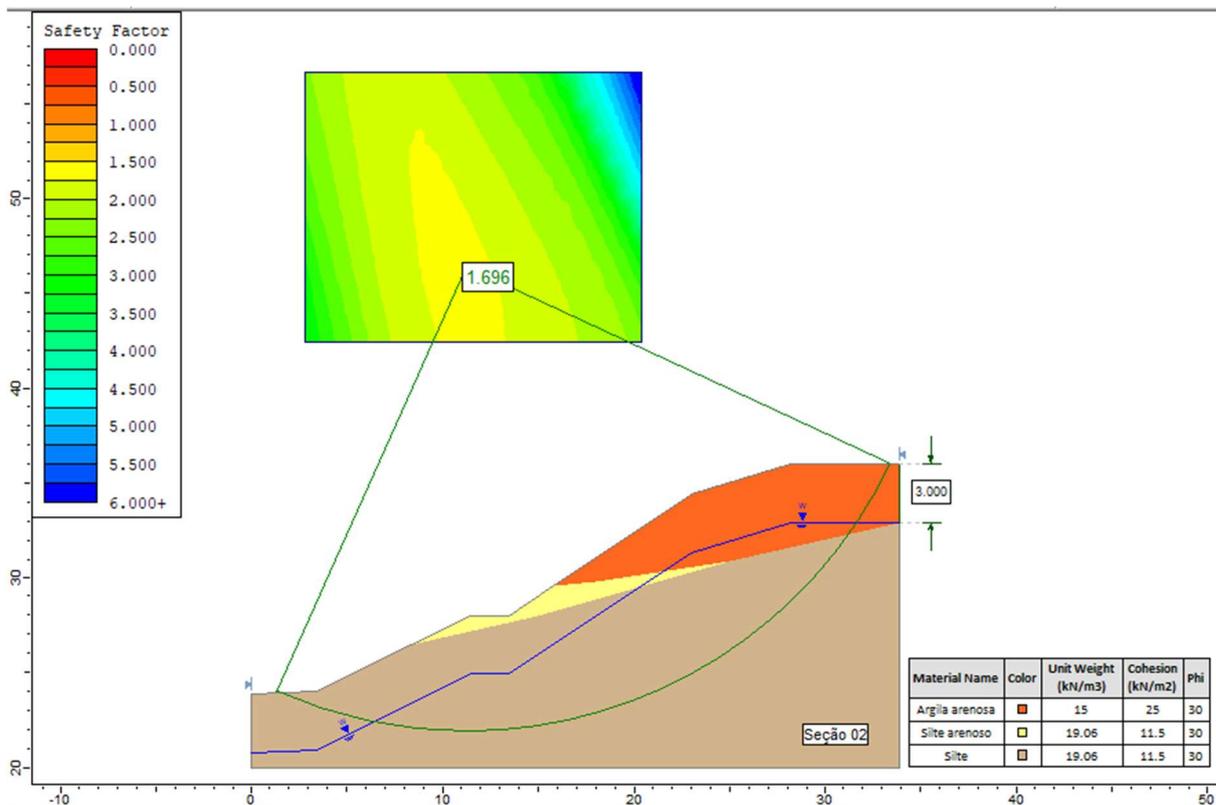
Fonte: Da autora, (2019).

Figura 71 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (2,00 m)



Fonte: Da autora, (2019).

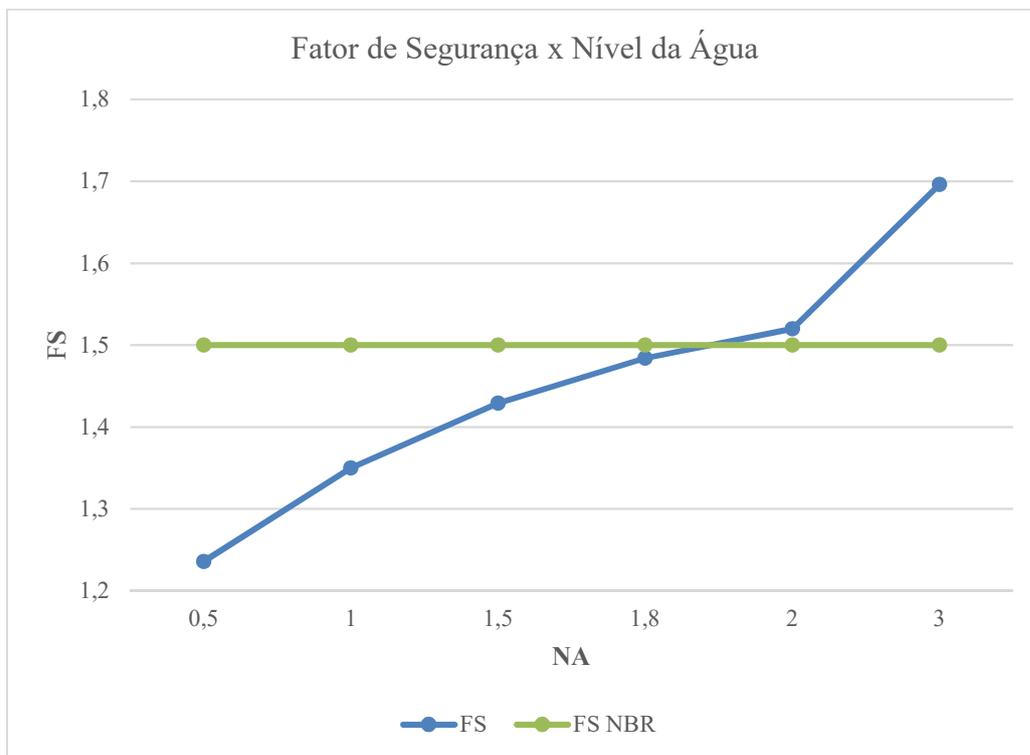
Figura 72 - Nível de água abaixo da superfície do terreno (3,00 m)



Fonte: Da autora, (2019).

Com base nas análises realizadas na seção 2, elaborou-se um gráfico (Gráfico 2) que relaciona o Fator de Segurança encontrado de acordo com o nível da água no talude. Dessa forma é possível uma melhor visão dos resultados apresentados.

Gráfico 2 - Relação entre fator de segurança e nível de água no retaludamento



Fonte: Da autora, (2019).

Com o Gráfico 2 pode-se verificar que para valores do FS maior que o admissível pela norma, o nível de água fica abaixo de 2 metros da superfície. Ou seja, se adotado nível da água em altura menor que 2 metros o talude fica com FS menor que o requerido.

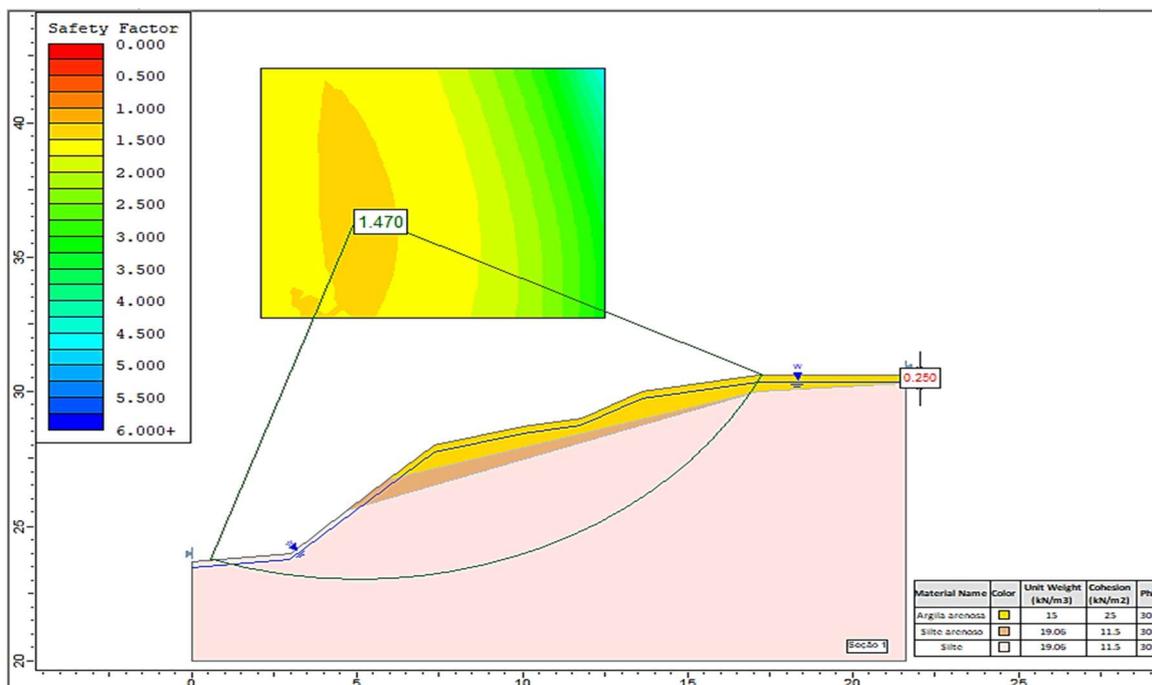
Dessa forma, optou-se por considerar o nível da água em 2 metros abaixo da superfície, a favor da segurança, visto que é uma situação mais crítica que a do SPT, onde não foi encontrado o lençol freático até as profundidades de 10 e 15 metros. Quando o nível da água está mais próximo da superfície do terreno, o FS apresenta valores abaixo de 1,5, ou seja, o talude apresenta instabilidade. Porém, a região onde este se encontra não é uma região baixa que ao chover há acúmulo de água. Por tratar-se de um talude, a água escoar naturalmente tornando dessa forma muito improvável esse acúmulo de água no nível do terreno.

### 5.6.5 Análise do nível de água

Como o ensaio SPT não apresentou o nível de água do terreno e com objetivo de verificar a influência do nível de água no solo e como este interfere no fator de segurança do talude, analisou-se algumas variações possíveis do nível de água na seção 1 do talude estudado, visto que é a seção que apresentou FS maior que 1,5 sem necessidade de adequações na geometria. As Figuras 73 a 78 apresentam os resultados dos cálculos do FS a partir da alternância do nível de água na seção 1.

No perfil da Figura 74 o nível de água adotado foi o estimado no projeto geotécnico, com 0,25 metros abaixo da superfície do terreno.

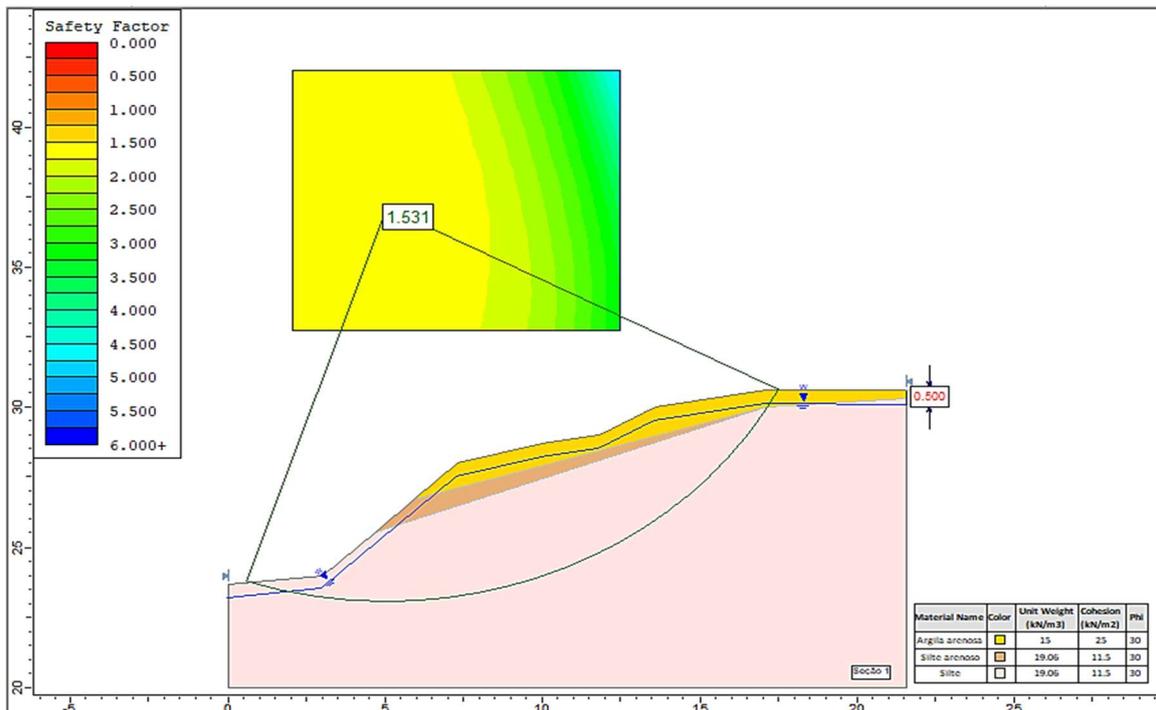
Figura 73 - Seção 1 com nível da água a 0,25 metros da superfície do terreno



Fonte: Da autora, (2019).

No perfil da Figura 74, adotou-se o nível de água abaixo da superfície do terreno, distando aproximadamente 0,50 metros desta.

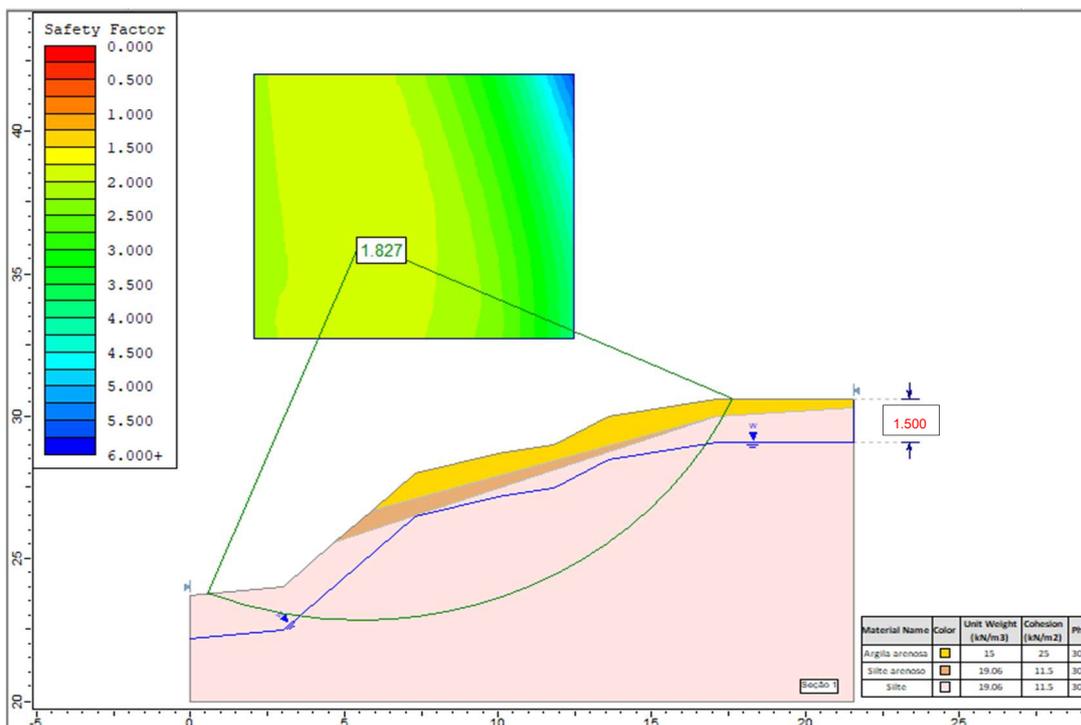
Figura 74 - Seção 1 com nível de água a 0,50 metros da superfície do terreno



Fonte: Da autora, (2019).

No perfil da Figura 75, adotou-se o nível de água abaixo da superfície do terreno, num nível mediano, distando aproximadamente 1,5 metros desta.

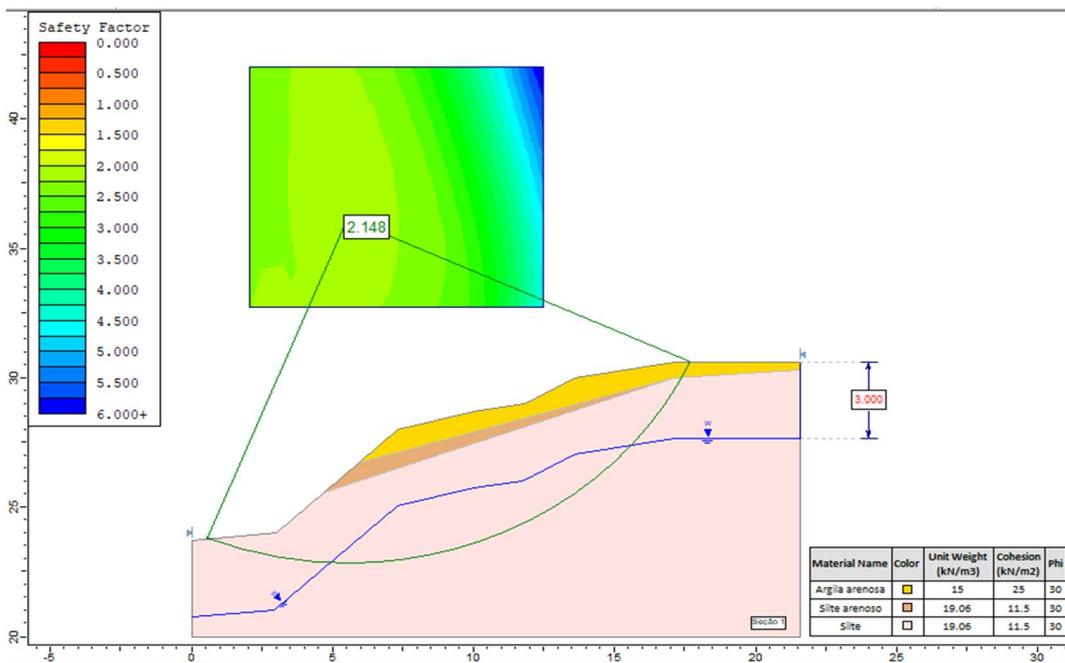
Figura 75 - Seção 1 com nível de água a 1,5 metros da superfície do terreno



Fonte: Da autora, (2019).

No perfil da Figura 76, adotou-se o nível de água um pouco mais abaixo da superfície do terreno, considerado mediano e distando aproximadamente 3 metros.

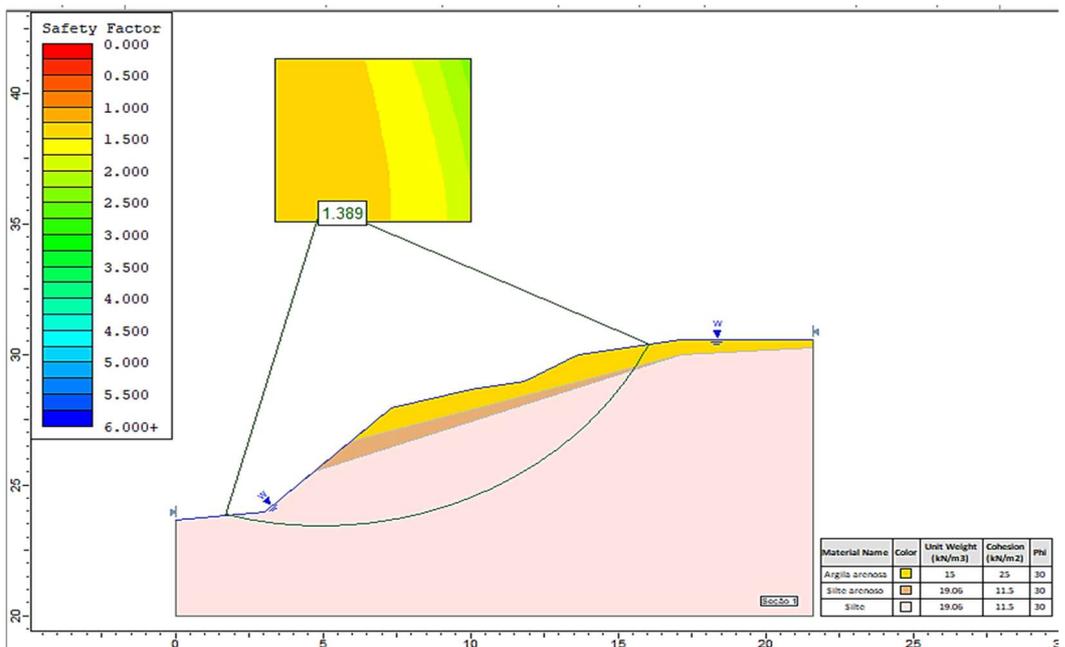
Figura 76 - Seção 1 com nível de água a 3 metros da superfície do terreno



Fonte: Da autora, (2019).

No perfil da Figura 77, adotou-se a situação crítica para o lençol freático, onde o nível de água se encontra no mesmo nível do terreno.

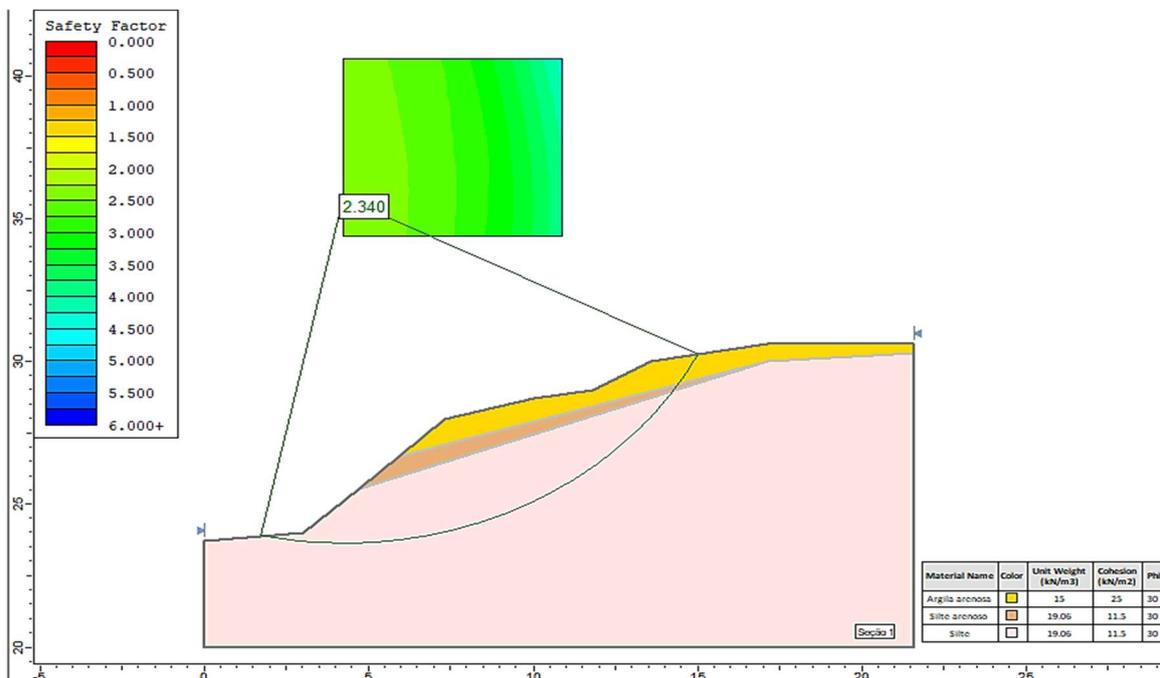
Figura 77 - Seção 1 com nível de água no nível do terreno



Fonte: Da autora, (2019).

No perfil da Figura 78, adotou-se a situação em que o nível de água é inexistente.

Figura 78 - Seção 1 sem nível d'água



Fonte: Da autora, (2019).

Para melhor análise, relaciona-se o fator de segurança com o nível de água da seção 1 na Tabela 22.

Tabela 22 - Verificação do fator de segurança conforme nível de água

VARIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA E NÍVEL DE ÁGUA			
Nível de água na Seção 1	Altura do nível d'água em relação à superfície do terreno	Fator de Segurança calculado	Verificação
Próximo à superfície do terreno	0,25 m	1,470	Inadequado
Próximo à superfície do terreno	0,50 m	1,531	Adequado
Mediano	1,5 m	1,827	Adequado
Mediano	3,0 m	2,148	Adequado
Nível do terreno	-	1,389	Inadequado
Inexistente	-	2,340	Adequado

Fonte: Da autora, (2019).

A partir das análises realizadas e dos valores apresentados na Tabela 22, pode-se verificar que quando o nível de água encontra-se abaixo de 0,50 metros da superfície, é mediano

ou inexistente o talude está adequado, com valor de FS alto para os últimos dois, apresentando uma mudança considerável do nível mediano para o inexistente. No entanto, ao considerar próximo à superfície este já fica mais próximo do valor mínimo de 1,5 determinado por norma. Da mesma maneira, ao considerar o nível de água no nível do terreno, ou seja, ao expor o talude à situação mais crítica possível, verifica-se que este fica inadequado, a menos de 25 cm da primeira análise do nível d'água, que estava a 50 cm da superfície do terreno e apresentou fator de segurança admissível. No entanto, vale salientar que a através da análise dos dados do levantamento planialtimétrico, há uma diferença de nível de 8 a 12 metros entre o pé a crista do talude, o que permite considerar a possibilidade de o nível da água ficar no mesmo nível que o terreno pouco provável.

Contudo, a questão da permeabilidade do solo não pode ser descartada. O talude estudado é composto por camadas de argila e silte, assim, sabe-se que não são solos totalmente impermeáveis, ou seja, a água não fica empoçada e sim penetra nestes. Dessa forma, é interessante verificar os coeficientes de permeabilidade destes solos, porém, para melhor caracterização destes é necessário realização de ensaios específicos. Dessa forma, por questões de segurança, na encosta em questão – que se localiza em uma região com ocorrência de chuvas constante - é importante a implantação de sistemas de drenagem superficiais e internos ao maciço, de modo que dificultem a penetração de água no subsolo, evitando assim que o lençol freático fique muito alto e desencadeie deslizamentos, escorregamentos, entre outros desastres naturais.

#### **5.6.6 Análise da situação atual da encosta**

No mês de abril de 2019 foi realizada a visita até o local onde fica a encosta. As sondagens foram realizadas em outubro de 2017 e a elaboração do projeto geotécnico em dezembro do mesmo ano. Após praticamente um ano e quatro meses desde a data do projeto elaborado, a intervenção para estabilizar o talude estava sendo realizada. No entanto, apesar de o retaludamento ser uma solução que atendia e tornava a encosta estável, verificou-se in loco a execução de um muro de alvenaria de pedra argamassada. Acredita-se que por escolha do cliente, para o qual foi feito o levantamento, outra alternativa de estabilização foi adotada, apesar de ter o custo mais alto que o retaludamento, talvez para otimizar a área do terreno. Porém, sabe-se que na geotecnia existem diversas soluções para estabilizar um talude, dessa forma, não há certa ou errada, desde que garanta segurança ao maciço. A Figura 79 mostra algumas vistas da encosta em questão.

Figura 79 - Vistas do talude



Fonte: Da autora, (2019).

Conforme as vistas da Figura 79, é possível verificar que além do muro, foram executados também dispositivos de drenagem de modo que a facilitar o escoamento da água. A Figura 80 permite analisar a geometria do muro e do talude.

Figura 80 - Geometria do muro e do talude



Fonte: Da autora, (2019).

As Figuras 81 e 82 permitem analisar como foi executado o sistema de drenagem da encosta em questão. A água acumulada é transportada através de canaletas de concreto meia cana, dispostas no topo do talude e no meio, e percorrem toda a geometria deste até uma caixa de concreto onde é conduzida por tubos, do mesmo material e com diâmetro grande, até escoar na superfície do terreno. Além disso, entre as pedras do muro há tubos, com diâmetro menor, instalados a fim de facilitar o escoamento da água.

Figura 81 - Sistema de drenagem executado



Fonte: Da autora, (2019).

Figura 82 - Canaletas dispostas ao longo do talude



Fonte: Da autora, (2019).

As canaletas têm aproximadamente 30 cm de diâmetro interno e 100 cm de comprimento, são feitas em concreto e possuem entre si rejunte para evitar movimentações após a instalação e um encaixe perfeito para propiciar o escoamento do fluxo de água. Em um dos lados da encosta há uma espécie de “L”, formando 90° entre as canaletas de forma que não comprometa a vazão da água. Quando ocorrer das canaletas precisarem fazer uma curva acentuada recomenda-se fazer uma caixa de passagem para o desvio. É interessante destacar que ao verificar o local encontrou-se vestígios da argamassa utilizada, que segundo as informações do produto é uma argamassa estrutural impermeabilizante, dessa forma, garante maior segurança e confiabilidade na solução como um todo. A Figura 83 mostra as canaletas utilizadas e a junção entre estas.

Figura 83 - Canaletas meia cana utilizadas para drenagem no talude



Fonte: Da autora, (2019).

### 5.6.7 Resultados das análises realizadas

Para a realização das análises foi necessário estudar e verificar os dados do local e os ensaios realizados para caracterizar a amostra de silte arenoso e verificar qual das correlações pesquisadas seria mais adequada para adotar os parâmetros do silte e da argila. A NBR 11682 (2009) norteou a adoção do fator de segurança mais adequado baseando-se no risco de vida para o local e os danos, tanto materiais quanto ambientais que um movimento de massa pode causar, considerando a região onde está localizada a encosta e suas proximidades adotou-se um  $FS=1,5$  para as análises da estabilidade. Através dos perfis longitudinais traçou-se a geometria de cada seção do talude no software Slide de modo a analisar as mais diversas situações que envolviam parâmetros do solo e nível da água, buscando alcançar a estabilidade do talude, ou seja, atender o fator de segurança estabelecido.

A primeira análise se deu devido a existência de apenas um solo com parâmetros definidos, sendo necessário comparar correlações de autores com SPT e verificar a influência da coesão, ângulo de atrito e peso específico no resultado destas e no valor do Fator de Segurança.

A segunda análise foi realizada após definir os parâmetros dos três solos que formam o talude. Assim, para cada seção foi realizada uma simulação e verificado se o Fator de Segurança atendia ao mínimo normatizado e se havia condição de estabilidade. Dessa forma, apenas a seção 1 apresentou FS maior que 1,5, com o valor de 1,531. As seções 2 e 3, por sua vez, apresentaram instabilidade, com 1,271 e 1,309 de FS, respectivamente, sendo necessário então adotar uma solução. Optou-se pelo retaludamento com corte, solução simples e economicamente viável para estabilizar um talude, a partir disso projetou-se uma nova geometria para cada seção de modo a alcançar o fator de segurança determinado.

Deste modo, após redefinir as geometrias das seções, realizou-se uma nova simulação para cada uma com o nível d'água um pouco abaixo da superfície do terreno, a 2 metros para a seção 2 e 1,20 metros para a seção 3, tendo o nível do terreno como referencial. Assim, os valores apresentados foram de 1,520 para a seção 2 e 1,512 para a seção 3. Como nos dois furos realizados no ensaio SPT não foi encontrado o nível da água entre 10 e 15 metros – profundidades onde os furos terminaram – acredita-se que as geometrias propostas são seguras podem ser adotadas, pois além dessas adequações também devem ser previstos dispositivos de drenagem a fim de garantir um melhor resultado.

Após essas análises anteriores verificou-se o fator em comum entre todas elas: o nível da água. Foi possível observar nas mais diversas simulações realizadas como o nível

d'água pode influenciar na estabilidade de um talude. Primeiramente realizou-se uma análise separada apenas para a seção 2, onde as variações de Fator de Segurança foram comparadas através de um gráfico (Gráfico 2) que apresenta os valores encontrados para variadas alturas abaixo da superfície do terreno de modo a ver a partir de que altura o talude é considerado instável, onde quanto mais próximo da superfície está o nível da água, menor é o fator de segurança apresentado.

Em seguida, realizou-se uma análise para a seção 1, onde as variações de Fator de Segurança são bem grandes ao comparar os valores encontrados para o nível um pouco abaixo da superfície do terreno, na superfície do terreno, num nível no meio do talude e sem nível da água. Assim, os resultados dos FS calculados conforme a altura do nível da água foram apresentados em uma tabela (Tabela 22) de modo a constatar como a presença de água pode influenciar na segurança e estabilidade de um talude.

Por fim, sucedeu-se a análise da atual situação em que a encosta se encontra. Verificou-se que foi executado um muro de alvenaria de pedra argamassada, mesmo podendo estabilizá-la com uma solução mais barata. Sabendo-se que há diversas técnicas para estabilizar um talude, e que o retaludamento não é a única possível, fica a cargo do proprietário do terreno escolher qual o melhor método a adotar dependendo de suas condições e pretensões, desde que a segurança do local fique garantida. Além disso, é importante que haja manutenção frequente no talude - inclusive na conservação da vegetação de hidro-semeadura - e nas intervenções feitas, para promover uma proteção efetiva do solo contra erosão ou qualquer outro fator que possa acarretar instabilidade neste.

## 6 CONCLUSÕES

Sabe-se que para realizar a estabilização de taludes é necessário um conhecimento sobre todos os elementos envolvidos, pois há diversos fatores a serem estudados de modo que seja realizada uma análise técnica e detalhada para assim propor uma solução segura e eficiente, tanto para o local quanto para seus usuários.

Dada a relevância do estudo da encosta objeto deste trabalho é essencial a realização de uma verificação precisa e detalhada com o intuito de tornar estável a encosta em questão. A partir de dados de ensaios laboratoriais e conhecimento do local e seus arredores, bem como sua utilização, estudou-se a alternativa de estabilização mais adequada para o talude, a fim de garantir uma análise segura e coerente.

Através dos dados topográficos levantados no local pela empresa responsável, foi traçada a geometria do talude e o perfil de cada seção que o compõe. Em paralelo, foi realizado o ensaio de sondagem à percussão e a amostra recolhida levada para laboratório a fim de caracterizar os solos que formam o talude. Com esse acervo, fornecido pela engenheira responsável, iniciou-se a análise dos dados para adotar os parâmetros necessários para verificar a estabilidade da encosta.

Ao considerar a geometria do talude e as seções geotécnicas definidas previamente, adotou-se três perfis, sendo um para cada seção, onde a altura variava de 10 a 15 metros entre o topo do talude e a camada de solo mais profunda, a fim de desenvolver uma análise mais precisa.

Para definição dos parâmetros dos solos utilizou-se os dados fornecidos, porém, foi realizada apenas a coleta da amostra de silte arenoso, conseqüentemente, os ensaios realizados em laboratório caracterizaram somente esse solo. Dessa forma, houve a necessidade de pesquisar estudos de autores que correlacionam o ensaio SPT com os parâmetros do material, visto que era o único ensaio que permitia verificar algumas características dos solos que formam o talude. Logo, a partir das correlações pesquisadas realizou-se análises e comparações entre estas, a fim de verificar os valores mais coerentes a serem adotados para a argila arenosa e silte. Assim, para os parâmetros da amostra de silte arenoso foram utilizados os resultados do ensaio de cisalhamento direto e determinação do peso específico, para a argila arenosa adotou-se a correlação de Godoy (1972) para o peso específico e a correlação de Alonso (2010) para coesão e ângulo de atrito. Para a camada de solo mais profunda, formada por silte, os parâmetros apresentaram valores muito altos, de modo que optou-se por adotar os mesmos parâmetros do silte arenoso, único solo com as características definidas por ensaios de laboratórios. Essa

determinação, por não ter sido baseada em ensaios e sim em métodos empíricos, apresenta valores estimados, ou seja, não garantem integral precisão. Além disso, a definição do nível de água foi baseada no constante nas seções técnicas, visto que em nenhum dos furos realizados no ensaio SPT este foi observado. Logo, acredita-se que se houvesse ensaios de caracterização da argila arenosa e do silte, além da determinação do nível da água na profundidade correta permitiria realizar análises mais precisas.

Baseado nas questões observadas para verificar a estabilidade da encosta, adotou-se as análises de caráter determinístico, dada sua frequente utilização na geotecnia, e estas atenderam à situação estudada. Assim, após as determinações dos níveis de segurança para a área estudada, relacionados na NBR 11682, realizou-se a determinação do fator de segurança em um software. Através do Método de Bishop Simplificado, foi determinado o coeficiente de segurança de cada seção do talude com cálculos realizados no programa Slide utilizando o método do equilíbrio limite.

Realizou-se diversas análises para os três perfis definidos, verificando influência dos parâmetros de resistência do solo e do nível da água, onde ambos contribuem para a determinação da estabilidade de um talude. A partir das análises realizadas para verificar estabilidade, adotando o nível d'água estimado no projeto geotécnico, a seção 1 apresentou-se estável, em contrapartida, as seções 2 e 3 não atenderam ao fator de segurança mínimo determinado de 1,5. Devido a isso foi necessário verificar qual a solução mais adequada para as duas seções apresentarem coeficiente de segurança maior e dessa forma estabilizar a encosta. Com isso, adotou-se o retaludamento como solução, alterando a geometria do talude.

Ao analisar o retaludamento das determinadas seções estas apresentaram fator de segurança maior que 1,5 para nível d'água um pouco abaixo da superfície do terreno, permitindo inferir que a adoção desta solução garante a estabilidade da encosta. Porém, vale salientar, que além das adequações na geometria também devem ser previstas técnicas de drenagem para então garantir um melhor resultado.

Por fim, realizou-se a análise da atual situação em que o talude se encontra. Observou-se que não foi adotado o retaludamento como solução, mas sim um muro de pedra argamassada. Sabe-se que esta não é a única solução possível, sendo assim, acredita-se que para aproveitar melhor a área do terreno o proprietário optou pelo muro.

Assim, conclui-se que a obra de estabilidade de um talude não envolve somente o fato de o maciço estar estável ou não, mas envolve outras questões relacionadas à manutenção dessa estabilidade, pois se houver ocorrência de instabilidade os danos podem ser comprometedores.

## 7 SUGESTÕES

Sabe-se que a análise deste estudo é de grande amplitude e teve como objeto principal uma encosta, envolvendo a caracterização do solo, determinação do fator de segurança e proposta de estabilização para esta. Desta forma, é possível aprofundar e abordar diversos outros fatores que podem ser analisados após a solução proposta para estabilizar a encosta. Assim, sugere-se continuar a desenvolver o estudo a fim de contribuir para a análise da estabilidade e abordar outras frentes de pesquisa, como as descritas nos seguintes itens:

- Realizar ensaios em todas as camadas de solo que formam a encosta para fins de análise com os parâmetros adotados pelas correlações.
- Projetar o muro executado em pedra argamassada para definir o Fator de Segurança.
- Realizar sondagens até encontrar localização exata do lençol freático da área de estudo de modo a melhorar os perfis das seções geotécnicas propostos.
- Elaborar um novo perfil do solo e realizar simulações para analisar a estabilidade do talude.

## 8 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

O estudo realizado apresentou limitações importantes quanto ao nível de água utilizado nas análises do software, visto que este foi feito com as mesmas características da geometria do talude através do comando “*offset*”.

A utilização de dados obtidos a partir de métodos empíricos também pode ser considerado um fator limitante pois sabe-se que não determinam valores tão precisos e confiáveis, tendo em vista que são valores estimados.

## REFERÊNCIAS

- AECWeb – **Solo grampeado garante agilidade, segurança e economia a obras**. 2018. Disponível em: < [https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/solo-grampeado-garante-agilidade-seguranca-e-economia-a-obras\\_15846\\_10\\_0](https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/solo-grampeado-garante-agilidade-seguranca-e-economia-a-obras_15846_10_0)>. Acesso em 20 out. 2018.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2010. 206p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D3080**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. PA, USA, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **6457** - Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **6484** – Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **6502** – Rochas e Solos - Terminologia. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **6508** – Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **7181** - Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **9813** - Solo - Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR **11682** – Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.
- AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização Geológico-Geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1, 1992. Rio de Janeiro. Anais Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PCRJ. Vol. 2, p. 721-733.
- AUGUSTO FILHO, O. **Cartas de Risco de Escorregamento: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP**. Dissertação mestrado em engenharia. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1992.
- AUGUSTO FILHO, Oswaldo; VIRGILI, José Carlos. **Estabilidade de taludes**. Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE) p. 243-269, 1998.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7 ed. Editora Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, vol. 1,2,3, 2016.

CARVALHO, P. A. S. de. **Manual de geotecnia: Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. São Paulo: Departamento de Estradas e Rodagens do Estado de São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, 1991. 388 p. (Publicação IPT; n.1843). Disponível em:

<[http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/manuais\\_talude.aspx](http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/manuais_talude.aspx)>. Acesso em 14 out. 2018.

CCD – Centro de Cartografia Digital da Universidade da Região de Joinville, 2013. **Bacias hidrográficas da região de Joinville**. Disponível em:

<[http://www.cubataojoinville.org.br/\\_publicacoes/bacias-hidrograficas-da-regiao-de-joinville.pdf](http://www.cubataojoinville.org.br/_publicacoes/bacias-hidrograficas-da-regiao-de-joinville.pdf)>. Acesso em 07 abr. 2019.

CONSTRUINDO DECOR – **Projeto de muro de arrimo: tipos, cálculo e custo**. 2019.

Disponível em: <<http://construindodecor.com.br/projeto-de-muro-de-arrimo-tipos-calculo-e-custos/>>. Acesso em 09 mai. 2019.

CRUDEN, D. M.; VARNES, D. J. **Landslide Types and Processes**. 1996. In: TURNER, A.K.; SHUSTER, R. L. (eds), *Landslides Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board Special Report 247. National Research Council, Washington DC, p. 36-75.

CUNHA, S. B.; GUERRA, A. J. T. Degradação ambiental. In: GUERRA, A. J. T.; CUNHA, E. S. B.(Org.). **Geomorfologia e meio ambiente**. 3. ed. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil, 2000.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 6 ed. São Paulo, Thomson Learning, 562p. 2007.

DELL'AVANZI, E., SAYÃO, A.S.F.J. **Avaliação da Probabilidade de Ruptura de Taludes**, 11º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, vol. 2, p.1289-1296, 1998.

DUTRA, V.A.S. **Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural**. 2013. 83p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - UFRJ/ Escola Politécnica, Rio de Janeiro.

DYMINSKI, A.S. Notas de Aula- **Estabilidade de Taludes**, UFPR, Curitiba, PR, Brasil, 1996.

DYMINSKI, A. S. **Noções de Estabilidade de Taludes e Contensões**. Notas de Aulas – Departamento de Engenharia da Universidade Federal do Paraná, Paraná, 2005.

EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. **Sistema Brasileiro de Classificação de solos**. 1ª Edição, Embrapa: Rio de Janeiro, 1999.

ESCOBAR, F. **Estudos Geotécnicos para Caracterização de Solos nas Cicatrizes de um Escorregamento no Distrito de Conquista: Nova Friburgo/RJ**. 2012. 13p. Relatório Anual (Programa Institucional de Bolsas em Iniciação Tecnológica e Inovação) – PUC Rio - Departamento de Engenharia Civil, 2012. Disponível em: <[http://www.puc-rio.br/pibic/relatorio\\_resumo2012/relatorios\\_pdf/ctc/CIV/CIV-Francisco%20Escobar.pdf](http://www.puc-rio.br/pibic/relatorio_resumo2012/relatorios_pdf/ctc/CIV/CIV-Francisco%20Escobar.pdf)>. Acesso em 29 abr. 2019.

FIORI, Alberto Pio. **Estabilidade de taludes: exercícios práticos**. Oficina de Textos, São Paulo, 2016.

FREIRE, E.S.M. **Movimentos Coletivos de Solos e Rochas e sua Moderna Sistemática**. Construção, Rio de Janeiro, 1965, p.10-18.

IPPUJ, Fundação. **Joinville Cidade em Dados 2016**. Prefeitura Municipal de Joinville. Joinville. 2016. 158 pág. Disponível em: <<https://www.joinville.sc.gov.br/wp-content/uploads/2016/01/Joinville-Cidade-em-Dados-2016.pdf>>. Acesso em 07 abr. 2019.

GAPLAN – Gabinete de Planejamento e Coordenação. **Atlas Ambiental de Santa Catarina**. 1986. Comissão de Políticas de Desenvolvimento Sustentável; Agenda 21 Municipal: compromisso com o futuro. Joinville, SC: Prefeitura Municipal de Joinville, 2ª. Ed. Rev., 1998. 143 p., pp. 13-14.

GARCÍA, Luis M. **Muros de arrimo**. Notas de Aula – mecânica dos solos II. 2016. Disponível em: <<http://slideplayer.com.br/slide/5619286/>>. Acesso em 22 out. 2018.

GERSCOVICH, D.M.S; SAYÃO A.S.F.J; LIMA, A.P; ORTIGÃO, J.A.R. (2006). **Uso do Programa FLAC para Modelagem numérica de Escavações Grampeadas**. Boletim da Sociedade Brasileira de Matemática Aplicada e Computacional, v. VII, n.2.

GERSCOVICH, Denise. M. S. **Estruturas de contenção - Muros de Arrimo**. Notas de Aulas - Faculdade de Engenharia da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010. 48f.

GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

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

GODOI, C.S. Notas de aula: **Resistência ao cisalhamento dos solos – Conceitos Gerais**. 2016. Estruturas de contenção e estabilidade de taludes. UNISUL– Universidade do Sul de Santa Catarina. Departamento de Engenharia Civil.

GODOY, N.S. **Fundações**: Notas de aula, Curso de Graduação. São Carlos, São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos –USP,1972.

GODOY, N. S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. 1983.

GONÇALVES, M. L., OLIVEIRA, T. M. N. **O meio ambiente e a sua dinâmica na região de Joinville**. In: TERNES, A. (Org.). Joinville – 150 anos. Joinville: Editora Letra D'água, 2001. p. 67-84.

GOOGLE. Google Earth. Versão 9.2.84.2. 2017. **Joinville**. Disponível em: <<https://earth.google.com/web/@-26.28704935,-48.86683021,19.51541272a,187.98516447d,35y,118.8099456h,44.99524669t,360r/data=Chc aFQoNL2cvMTFmMnNteWx5YhgCIAEoAg>>. Acesso em 18 abr. 2019.

GOOGLE. Google Maps. Ano: 2017. **Nota (Rua Marcos Konder, 77)**. Disponível em: <<http://twixar.me/bHLn>>. Acesso em 18 abr. 2019.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2013.

HERBST, Lucianna. **Projeto Geotécnico para estabilização de taludes**. Volume único. Capítulo 4.0 – Sondagens e ensaios laboratoriais. Joinville, SC. 2017.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Censo demográfico 2018**. 2018. Disponível em: <[www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br)>. Acesso em 07 abr. 2019.

JÚNIOR, C.B. Alvenaria de pedra e concreto ciclópico. 2015. Disponível em: <<https://blogdaengenhariacivil.wordpress.com/2015/01/14/alvenaria-de-pedra-e-concreto-ciclopico/>>. Acesso em 07 abr. 2019.

MACCAFERRI. **Estruturas de contenção em solos reforçados e reforços de taludes – Terramesh**. Grupo Industrial e Maccaferri. Disponível em: <<http://www.maccaferri.com/br/produtos/terramesh/>>. Acesso em 22 out. 2018.

MAIA, B.G.O.; KLOSTERMANN, D.; RIBEIRO, J.M.G.; SIMM, M.; OLIVEIRA, T.M.N.; BARROS, V.G. **Bacias Hidrográficas da Região de Joinville**. CCJ - Comitê de Gerenciamento de Bacias Hidrográficas dos Rios Cubatão e Cachoeira. Joinville. 2013. 60 pág. Disponível em: <[http://www.cubataojoinville.org.br/\\_publicacoes/bacias-hidrograficas-da-regiao-de-joinville.pdf](http://www.cubataojoinville.org.br/_publicacoes/bacias-hidrograficas-da-regiao-de-joinville.pdf)>. Acesso em 07 abr. 2019.

MARANGON, M. Notas de Aula de Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra – **Estabilidade de Taludes**. UFJF, Juiz de Fora, MG, Brasil, 2009.

MARANGON, M. Notas de Aula de Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra – **Tensões nos Solos**. UFJF, Juiz de Fora, MG, Brasil, 2018.

MASSAD, Faíçal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. Oficina de Textos, 2010.

NEVES, L.F. de S. **Dicionário de Engenharia Geotécnica e Fundações**. São Paulo, 2010.

NETO, A.A. Notas de Aula: **Obras de terra – Muros de arrimo ou de contenção**. Brasil, 2016. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/2211026-Obras-de-terra-muros-de-arrimo-ou-de-contencao.html>>. Acesso em 05 mai. 2019.

OLIVEIRA, D. D. (Coord.) **Plano municipal de saneamento básico de Joinville – SC: Diagnóstico do meio físico, biótico, econômico e social**. Joinville, 2010. 164 p.

OLIVEIRA F.S.de S. Notas de aula: **Introdução à mecânica dos solos**. 2017. Características e propriedades dos solos. UNISUL– Universidade do Sul de Santa Catarina. Departamento de Engenharia Civil.

ORTIGÃO, J.A.R., DSC, ZIRLIS, A.C., Engº Civil, PALMEIRA, E.M., DPhil (1993) – **Experiências com solo grampeado no Brasil – 1970 – 1973**.

PAIVA, C. **Gestão de Riscos Geológicos em Ambiente Urbano: Escorregamentos e Processos Correlatos. Soluções de Estabilização**. UFABC – Universidade Federal do ABC, Santo André, SP, 2012.

PARIZZI, M.G. **Retroanálise de escorregamento de talude na área de risco do Taquaril**. Belo Horizonte, MG. Geonomos, v.2, n.19, p.32-41, 2011.

PMJ – Prefeitura Municipal de Joinville. **Mapas de alagamentos, inundações e deslizamentos de terra**. Secretaria de Proteção Civil e Segurança Pública - SEPROT. 2011. Joinville. SC. Disponível em: <<https://www.joinville.sc.gov.br/publicacoes/mapas-de-alagamentos-inundacoes-e-deslizamentos-de-terra/>>. Acesso em 29 abr. 2019.

RIBEIRO, José Mario Gomes., OLIVEIRA, Therezinha Maria Novais. **Cartilha Geográfica Bacias hidrográficas dos rios Cubatão (norte) e Cachoeira**. Joinville. Mercado de Comunicação. 2014. 1ª edição.40p.

ROCSCIENCE, Inc. **Limit Equilibrium Slope Stability Analysis**. Version 6. 2010. Disponível em: <<https://www.rocscience.com/products/8/Slide>>. Acesso em 19 mai. 2019.

ROGÉRIO, P.R. **Cálculo da estabilidade de taludes de terra pelo método de Bishop Simplificado**. Edgar Blucher, São Paulo, 153p., 1977.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 208 p.

SELBY, M.J. **Hillslope materials and processes**. Oxford, Oxford University Press. 1993.

SEMA – Secretaria de Agricultura e Meio Ambiente do Município de Joinville. 2015. **Adaptado de Comissão de Políticas de Desenvolvimento Sustentável; Agenda 21 Municipal: compromisso com o futuro**. Joinville, SC: Prefeitura Municipal de Joinville, 2ª. Ed. Rev., 1998. 143 p., pp. 13-14: Atlas ambiental da região de Joinville: complexo hídrico da Baía da Babitonga /Fatma, 2003.

SILVA, A.F.P. **Desenvolvimento de um programa de cálculo automático de estabilidade de taludes pelo Método de Correia**. 2010. 153 p. Dissertação de Mestrado, Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.

SILVA, D.L.S., BUDNY, J. **Ensaio de compressão triaxial do laboratório de solos e pavimentação da UNIPAMPA**. 2017. 5p. Relatório de Iniciação Científica – UNIPAMPA – Santana do Livramento, RS. Departamento de Engenharia Civil. Disponível em: <<http://seer.unipampa.edu.br/index.php/siepe/article/view/29318>>. Acesso em 29 abr. 2019

SIMGeo - **Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas**. 2016. Disponível em: <<http://geoprocessamento.joinville.sc.gov.br>>. Acesso em: 07 abr. 2019.

SOUZA, Eduardo G. de. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: Estudo das causas e da recuperação**. 2003. 115f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, SP, 2003. Disponível em: <<http://pt.scribd.com/doc/76140949/17/TENSAO-NO-SOLO-EEMPUXO>>. Acesso em 18 mai. 2019.

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações**. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA [SEMINAR OF ENGINEERING OF SPECIAL AND GEOTECHNICAL FOUNDATIONS], 3. Anais... São Paulo, 1996. v.1. p. 33-50.

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In. HACHICH et al. (eds). *Fundações: teoria e prática [Foundations: theory and practice]*. São Paulo: Pini, 1996. p. 227-264.

TERZAGHI, K. **Mecanismo dos Escorregamentos de Terra**. Escola Politécnica da USP (versão traduzida), 1967, 41 pp.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York, John Wiley & Sons, Inc, 1943.

TONUS, BP de A. **Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 147p. 2009.

VARGAS, Milton. **Introdução à mecânica dos solos**. Mcgraw-Hill, Editora da Universidade de São Paulo, 1977.

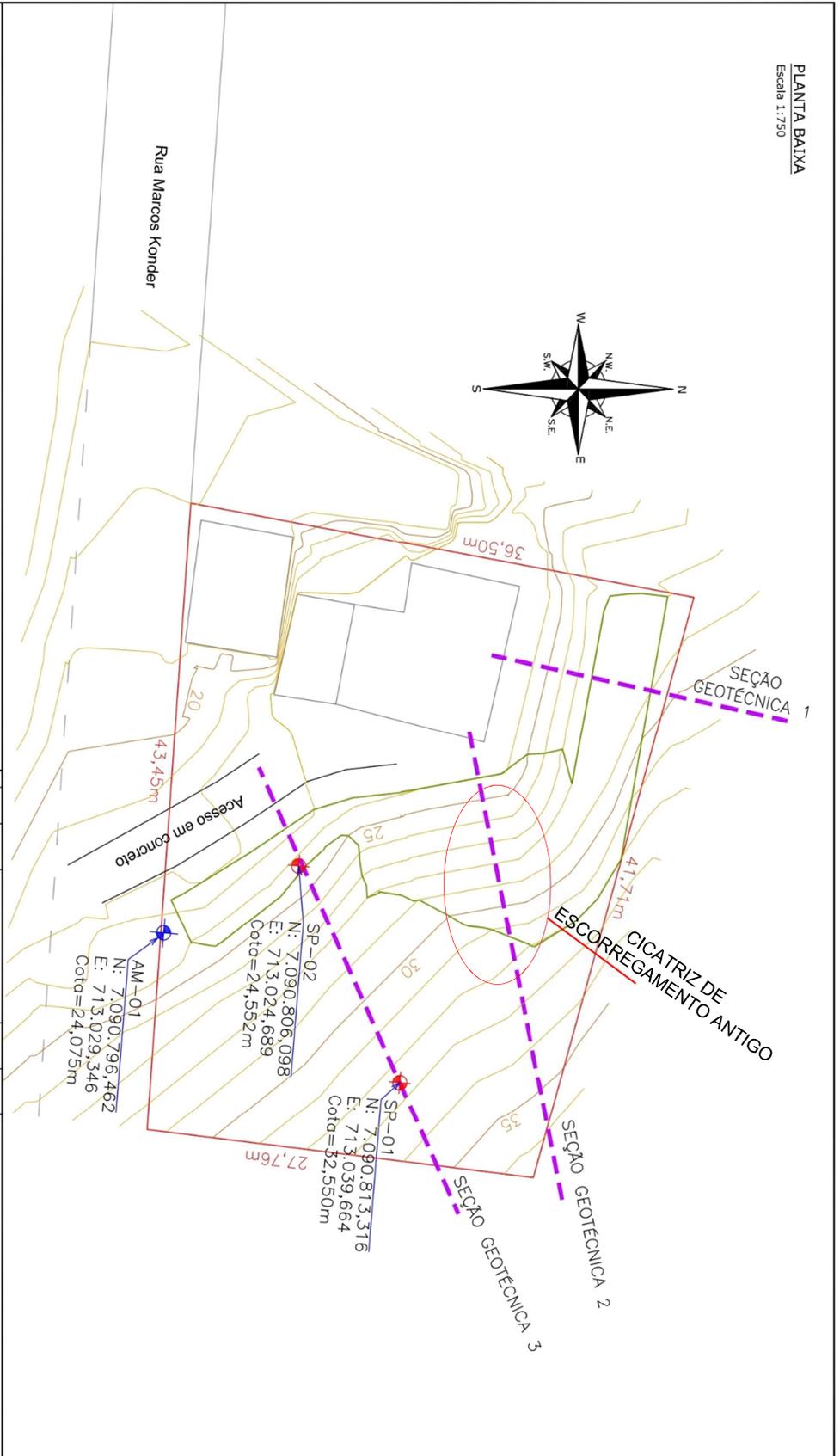
VARNES, D.J. Slope Movement Types and Processes. In: **Landslides Analysis and Control**. Washington, D.C., National Academy of Sciences p. 11-33, 1978.

ZIRLIZ, A. C; PITTA, C. A e SOUZA, G.J.T. **Um Caso Especial: Contenção pelo método de solo grampeado**. Revista Engenharia ed. 591, São Paulo, 2009. Disponível em: <[http://www.brasilengenharia.com.br/ed/591/Eng\\_Cons\\_civil.pdf](http://www.brasilengenharia.com.br/ed/591/Eng_Cons_civil.pdf)>. Acesso em 20 out. 2018.

**ANEXOS**

**ANEXO A – PROJETO GEOTÉCNICO**

**PLANTA BAIXA**  
Escala 1:750



**LEGENDA:**

- CAMADA DE NEVE DO PROJETO DE TERRAPLENAGEM
- BOM DAS SEÇÕES GEOTÉCNICAS
- ÁREA DE INTERVENÇÃO DO PROJETO DE TERRAPLENAGEM
- PERÍMETRO DA INTERVENÇÃO
- PERÍMETRO DA PROPRIEDADE
- COLETA DE AMOSTRA
- SONDAGEM SPT

PROJETO GEOTÉCNICO	
PROJETO	PROJETO GEOTÉCNICO
CLIENTE	PRIMA BAIXA
LOCALIZAÇÃO	RUA MARCOS KONDER, 77, BAIRRO S. LIMA - JORNAL/RS
DATA	08/12/2017
ESCALA	INDICADA
PROJETADE	01/02
REVISADO	
APROVADO	
COMISSÃO	
REVISÃO	
APROVADO	

DATA	PROJETO	REVISÃO	REVISOR
08/12/2017	PROJETO GEOTÉCNICO		

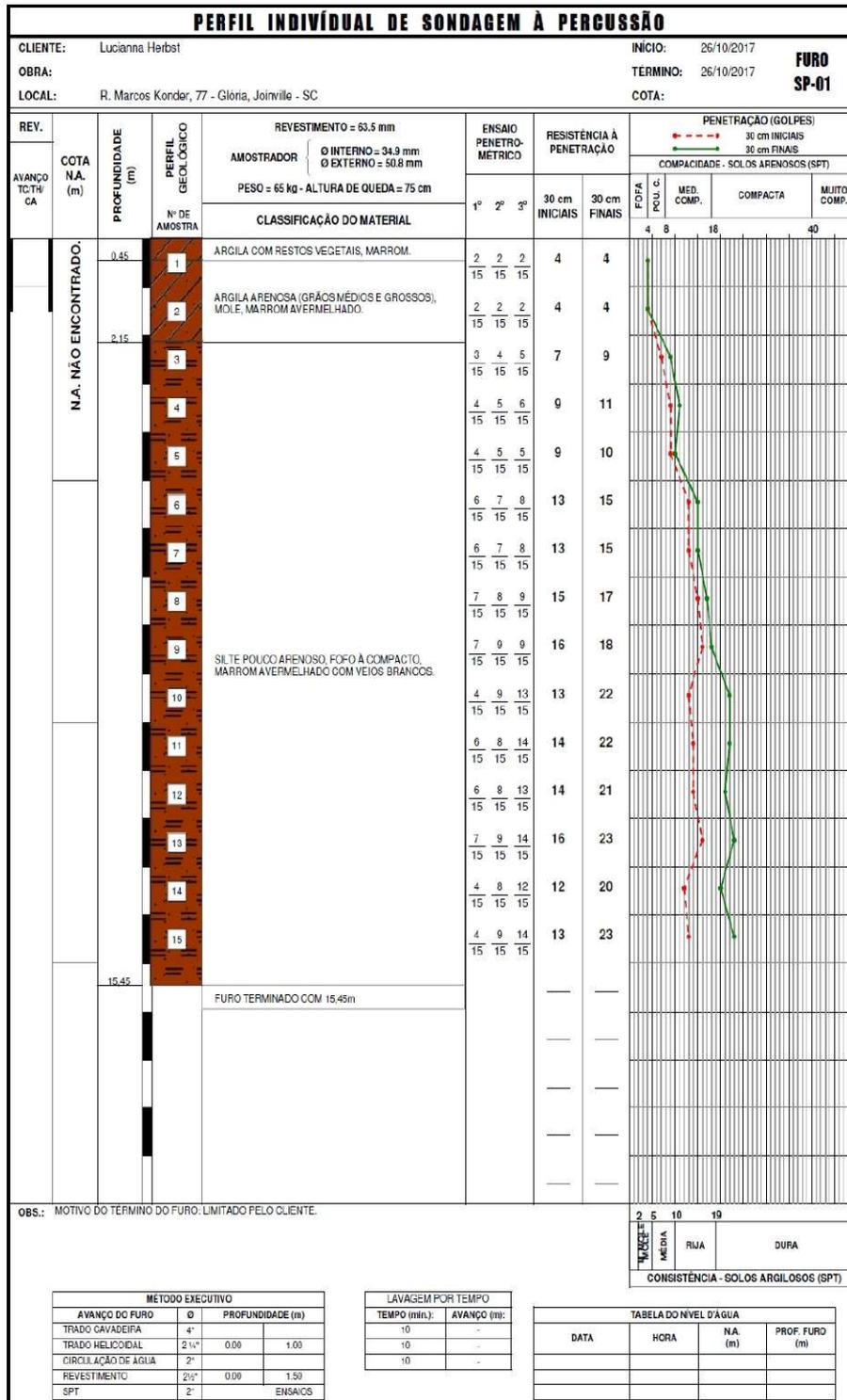
**NOTAS:**

- 01 - ESTE PROJETO É BASEADO NO EXISTENTE TOPOGRÁFICO PLANIALTIMÉTRICO E PROJETO GEOTÉCNICO.
- 02 - AS SEÇÕES GEOTÉCNICAS INDICADAS REFEREM-SE À SITUACÃO DO TERRENO ORIGINAL.
- 03 - ESTE PROJETO NÃO DEVE SER CONSIDERADO UM PROJETO DE OBRAS DE TERRAPLENAGEM.
- 04 - ESTE DOCUMENTO NÃO DEVE SER UTILIZADO PARA OUTRAS FINALIDADES SEM QUE O RESPONSÁVEL TOME SUA DECISÃO.

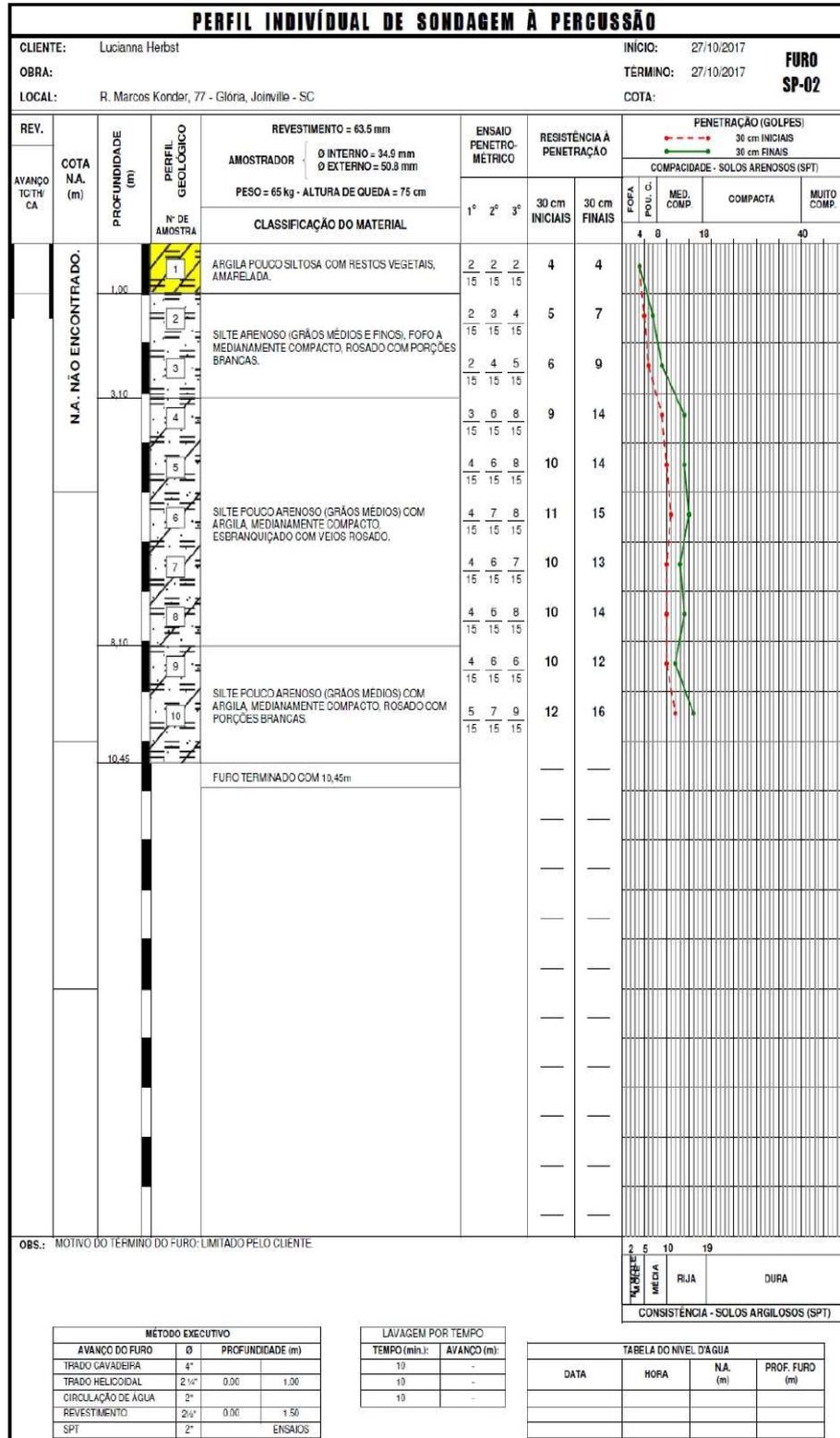


**ANEXO B – ENSAIO SPT**

LUCIANNA HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.



LUCIANNA HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.



**ANEXO C – DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO NATURAL E  
ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**

LUCIANNNA HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.

## PESO ESPECÍFICO NATURAL

Data do ensaio: 09/11/17

DETERMINAÇÃO DO PESO ESPECÍFICO NATURAL	
Massa do cilindro de cravação:	9,0 g
Massa do cilindro de cravação + solo úmido:	42,0 g
Volume interno do cilindro de cravação:	17,318 cm <sup>3</sup>
<b>Peso específico natural: 1,906 g/cm<sup>3</sup></b>	

## ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO

### CARACTERÍSTICAS DA AMOSTRA

Pressão Normal (KN/m <sup>2</sup> )	50	100	200
Massa do Vazador + Solo Úmido (g)	220,28	217,11	218,37
Massa de Solo inicial (g)	128,45	125,28	126,54
Umidade inicial	27,61%	25,12%	27,56%
Massa Esp. Apar. Umida (g/cm <sup>3</sup> )	1,78	1,74	1,76
Massa Esp. Apar. Seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,40	1,39	1,38
Grau de Saturação Inicial (%)	N/D	N/D	N/D
Índice de Vazios Inicial	N/D	N/D	N/D

LUCIANNA HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.

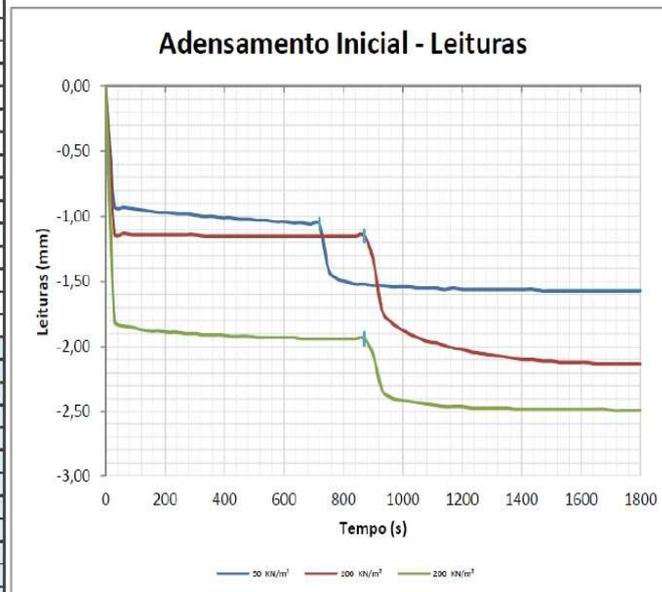
Leituras (mm)			
Tempo (seg.)	50 KN/m <sup>2</sup>	100 KN/m <sup>2</sup>	200 KN/m <sup>2</sup>
0	0,00	0,00	0,00
30	-0,92	-1,13	-1,80
60	-0,93	-1,13	-1,84
90	-0,94	-1,14	-1,85
120	-0,95	-1,14	-1,87
150	-0,96	-1,14	-1,88
180	-0,97	-1,14	-1,88
210	-0,97	-1,14	-1,89
240	-0,98	-1,14	-1,89
270	-0,98	-1,14	-1,90
300	-0,99	-1,14	-1,90
330	-1,00	-1,15	-1,91
360	-1,00	-1,15	-1,91
390	-1,01	-1,15	-1,91
420	-1,01	-1,15	-1,92
450	-1,02	-1,15	-1,92
480	-1,02	-1,15	-1,92
510	-1,03	-1,15	-1,93
540	-1,03	-1,15	-1,93
570	-1,04	-1,15	-1,93
600	-1,04	-1,15	-1,93
630	-1,05	-1,15	-1,93
660	-1,05	-1,15	-1,94
690	-1,06	-1,15	-1,94
720	-1,06	-1,15	-1,94
750	-1,41	-1,15	-1,94
780	-1,48	-1,15	-1,94
810	-1,50	-1,15	-1,94
840	-1,52	-1,15	-1,94
870	-1,52	-1,15	-1,94
900	-1,53	-1,33	-2,06
930	-1,53	-1,72	-2,33
960	-1,54	-1,81	-2,39
990	-1,54	-1,86	-2,41
1020	-1,54	-1,90	-2,42
1050	-1,55	-1,93	-2,43
1080	-1,55	-1,96	-2,44
1110	-1,55	-1,97	-2,45
1140	-1,56	-1,99	-2,46
1170	-1,55	-2,01	-2,46
1200	-1,56	-2,02	-2,46
1230	-1,56	-2,04	-2,47
1260	-1,56	-2,05	-2,47
1290	-1,56	-2,06	-2,47
1320	-1,56	-2,07	-2,47
1350	-1,56	-2,08	-2,47
1380	-1,56	-2,09	-2,48
1410	-1,56	-2,10	-2,48
1440	-1,56	-2,10	-2,48
1470	-1,57	-2,11	-2,48
1500	-1,57	-2,11	-2,48
1530	-1,57	-2,12	-2,48
1560	-1,57	-2,12	-2,48
1590	-1,57	-2,12	-2,48
1620	-1,57	-2,12	-2,48
1650	-1,57	-2,13	-2,48
1680	-1,57	-2,13	-2,48
1710	-1,57	-2,13	-2,49
1740	-1,57	-2,13	-2,49
1770	-1,57	-2,13	-2,49
1800	-1,57	-2,13	-2,49

ADENSAMENTO INICIAL

Inundado

Pressão (KN/m <sup>2</sup> )	Tempo (min.)
50	12
100	14,5
200	14,5

C32-48052.01 - ND



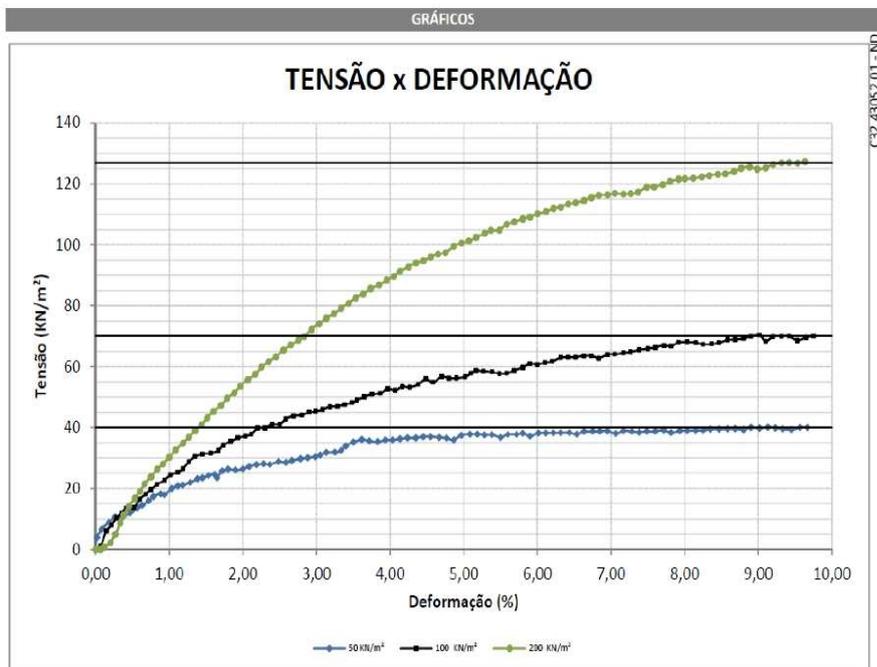
LUCIANNA HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.

DADOS																
PRESSÃO NORMAL →	50 KN/m <sup>2</sup>					100 KN/m <sup>2</sup>					200 KN/m <sup>2</sup>					
	TEMPO (Min)	Desloc. Horiz. (mm)	Deform. Vert. (mm)	Força (KN)	Área (m <sup>2</sup> )	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )	Desloc. Horiz. (mm)	Deform. Vert. (mm)	Força (KN)	Área (m <sup>2</sup> )	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )	Desloc. Horiz. (mm)	Deform. Vert. (mm)	Força (KN)	Área (m <sup>2</sup> )	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )
0	0.00	0.00	0.000	0.00360	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00360	0.00	0.00	0.00	0.000	0.00360	0.00	0.00
3	0.01	-2.21	0.014	0.00360	3.86	0.04	-2.63	0.004	0.00360	1.07	0.04	-2.84	0.000	0.00360	0.00	0.00
6	0.05	-2.23	0.024	0.00360	6.65	0.09	-2.66	0.022	0.00359	6.09	0.07	-2.85	0.003	0.00360	0.79	0.00
9	0.11	-2.25	0.032	0.00359	8.89	0.13	-2.67	0.029	0.00359	8.05	0.12	-2.88	0.008	0.00359	2.19	0.00
12	0.16	-2.26	0.038	0.00359	10.57	0.17	-2.68	0.037	0.00359	10.29	0.16	-2.89	0.018	0.00359	4.98	0.00
15	0.22	-2.29	0.038	0.00359	10.58	0.21	-2.70	0.043	0.00359	11.98	0.20	-2.91	0.031	0.00359	8.62	0.00
18	0.28	-2.30	0.043	0.00358	11.99	0.25	-2.71	0.048	0.00359	13.38	0.23	-2.92	0.041	0.00359	11.42	0.00
21	0.34	-2.33	0.049	0.00358	13.68	0.31	-2.74	0.049	0.00358	13.68	0.27	-2.94	0.051	0.00358	14.23	0.00
24	0.38	-2.34	0.052	0.00358	14.53	0.36	-2.75	0.059	0.00358	16.49	0.32	-2.95	0.060	0.00358	16.76	0.00
27	0.43	-2.37	0.057	0.00357	15.95	0.41	-2.77	0.065	0.00358	18.19	0.36	-2.97	0.068	0.00358	19.01	0.00
30	0.47	-2.38	0.062	0.00357	17.36	0.45	-2.78	0.070	0.00357	19.60	0.40	-2.98	0.077	0.00358	21.55	0.00
33	0.53	-2.40	0.065	0.00357	18.22	0.50	-2.80	0.076	0.00357	21.31	0.45	-3.00	0.085	0.00357	23.81	0.00
36	0.56	-2.42	0.064	0.00357	17.95	0.56	-2.82	0.081	0.00357	22.73	0.50	-3.01	0.094	0.00357	26.36	0.00
39	0.62	-2.44	0.071	0.00356	19.94	0.61	-2.83	0.087	0.00356	24.44	0.55	-3.03	0.100	0.00357	28.07	0.00
42	0.67	-2.46	0.074	0.00356	20.80	0.67	-2.84	0.090	0.00356	25.31	0.60	-3.05	0.108	0.00356	30.34	0.00
45	0.71	-2.47	0.075	0.00356	21.10	0.71	-2.86	0.094	0.00356	26.45	0.65	-3.06	0.116	0.00356	32.62	0.00
48	0.77	-2.49	0.078	0.00355	21.97	0.76	-2.86	0.102	0.00355	28.73	0.71	-3.07	0.124	0.00356	34.91	0.00
51	0.83	-2.51	0.082	0.00355	23.12	0.81	-2.87	0.108	0.00355	30.45	0.76	-3.09	0.131	0.00355	36.92	0.00
54	0.87	-2.52	0.083	0.00355	23.42	0.87	-2.89	0.111	0.00355	31.33	0.81	-3.10	0.138	0.00355	38.92	0.00
57	0.92	-2.53	0.086	0.00354	24.29	0.94	-2.91	0.112	0.00354	31.65	0.86	-3.12	0.145	0.00355	40.93	0.00
60	0.97	-2.55	0.087	0.00354	24.59	1.00	-2.92	0.115	0.00354	32.53	0.91	-3.13	0.153	0.00355	43.23	0.00
63	0.99	-2.55	0.083	0.00354	23.46	1.04	-2.93	0.121	0.00354	34.26	0.96	-3.15	0.160	0.00354	45.25	0.00
66	1.03	-2.55	0.091	0.00354	25.75	1.10	-2.94	0.125	0.00353	35.43	1.02	-3.16	0.167	0.00354	47.28	0.00
69	1.08	-2.56	0.093	0.00354	26.34	1.16	-2.95	0.129	0.00353	36.60	1.07	-3.18	0.175	0.00354	49.59	0.00
72	1.14	-2.57	0.092	0.00353	26.08	1.22	-2.97	0.131	0.00353	37.20	1.13	-3.19	0.181	0.00353	51.34	0.00
75	1.20	-2.59	0.093	0.00353	26.39	1.27	-2.98	0.133	0.00352	37.81	1.18	-3.20	0.189	0.00353	53.66	0.00
78	1.25	-2.60	0.096	0.00353	27.27	1.32	-2.99	0.140	0.00352	39.83	1.24	-3.22	0.196	0.00353	55.71	0.00
81	1.31	-2.61	0.098	0.00352	27.86	1.38	-3.00	0.140	0.00352	39.87	1.30	-3.23	0.202	0.00352	57.47	0.00
84	1.37	-2.62	0.099	0.00352	28.18	1.44	-3.01	0.144	0.00351	41.05	1.35	-3.25	0.210	0.00352	59.80	0.00
87	1.42	-2.62	0.098	0.00351	27.92	1.50	-3.02	0.144	0.00351	41.10	1.41	-3.26	0.216	0.00352	61.57	0.00
90	1.49	-2.63	0.101	0.00351	28.81	1.55	-3.03	0.150	0.00351	42.85	1.47	-3.27	0.222	0.00351	63.35	0.00
93	1.55	-2.64	0.100	0.00351	28.55	1.61	-3.04	0.153	0.00350	43.75	1.53	-3.29	0.229	0.00351	65.41	0.00
96	1.60	-2.65	0.102	0.00350	29.15	1.68	-3.05	0.154	0.00350	44.09	1.59	-3.30	0.236	0.00350	67.20	0.00
99	1.67	-2.66	0.104	0.00350	29.76	1.74	-3.06	0.157	0.00350	45.00	1.65	-3.31	0.241	0.00350	68.70	0.00
102	1.73	-2.67	0.105	0.00350	30.07	1.79	-3.07	0.158	0.00349	45.32	1.70	-3.33	0.245	0.00350	69.91	0.00
105	1.79	-2.69	0.106	0.00349	30.39	1.85	-3.07	0.160	0.00349	45.94	1.76	-3.34	0.253	0.00349	72.27	0.00
108	1.83	-2.70	0.108	0.00349	30.99	1.91	-3.08	0.163	0.00349	46.85	1.82	-3.35	0.259	0.00349	74.07	0.00
111	1.88	-2.71	0.111	0.00349	31.88	1.97	-3.09	0.163	0.00348	46.90	1.88	-3.36	0.265	0.00349	75.87	0.00
114	1.95	-2.71	0.111	0.00348	31.91	2.03	-3.10	0.165	0.00348	47.53	1.94	-3.37	0.270	0.00348	77.39	0.00
117	2.00	-2.72	0.113	0.00348	32.52	2.09	-3.11	0.167	0.00347	48.15	2.00	-3.39	0.276	0.00348	79.20	0.00
120	2.04	-2.73	0.118	0.00348	33.98	2.13	-3.11	0.170	0.00347	49.05	2.06	-3.40	0.281	0.00348	80.72	0.00
123	2.10	-2.73	0.122	0.00347	35.17	2.19	-3.12	0.173	0.00347	49.97	2.12	-3.41	0.287	0.00347	82.54	0.00
126	2.17	-2.74	0.125	0.00347	36.08	2.25	-3.13	0.176	0.00347	50.89	2.18	-3.41	0.291	0.00347	83.78	0.00
129	2.23	-2.74	0.123	0.00347	35.54	2.32	-3.14	0.177	0.00346	51.24	2.24	-3.43	0.297	0.00347	85.61	0.00
132	2.30	-2.75	0.122	0.00346	35.29	2.38	-3.15	0.182	0.00346	52.75	2.31	-3.44	0.301	0.00346	86.87	0.00
135	2.36	-2.76	0.124	0.00346	35.91	2.44	-3.16	0.180	0.00345	52.22	2.37	-3.45	0.306	0.00346	88.41	0.00
138	2.42	-2.77	0.124	0.00345	35.95	2.50	-3.16	0.184	0.00345	53.44	2.43	-3.46	0.310	0.00345	89.66	0.00
141	2.48	-2.77	0.125	0.00345	36.28	2.56	-3.17	0.183	0.00345	53.20	2.48	-3.47	0.315	0.00345	91.19	0.00
144	2.54	-2.78	0.126	0.00345	36.61	2.63	-3.17	0.186	0.00344	54.14	2.55	-3.48	0.320	0.00345	92.76	0.00
147	2.61	-2.78	0.126	0.00344	36.65	2.69	-3.18	0.192	0.00344	55.95	2.61	-3.49	0.324	0.00344	94.02	0.00
150	2.67	-2.79	0.127	0.00344	36.98	2.75	-3.19	0.188	0.00344	54.84	2.67	-3.49	0.326	0.00344	94.70	0.00
153	2.73	-2.80	0.127	0.00344	37.02	2.82	-3.19	0.194	0.00343	56.66	2.73	-3.50	0.330	0.00344	95.97	0.00
156	2.80	-2.80	0.126	0.00343	36.77	2.88	-3.20	0.192	0.00343	56.13	2.79	-3.51	0.333	0.00343	96.95	0.00
159	2.86	-2.81	0.125	0.00343	36.52	2.94	-3.21	0.192	0.00342	56.19	2.85	-3.52	0.334	0.00343	97.34	0.00
162	2.92	-2.81	0.123	0.00342	35.97	3.01	-3.21	0.193	0.00342	56.56	2.92	-3.53	0.341	0.00342	99.51	0.00

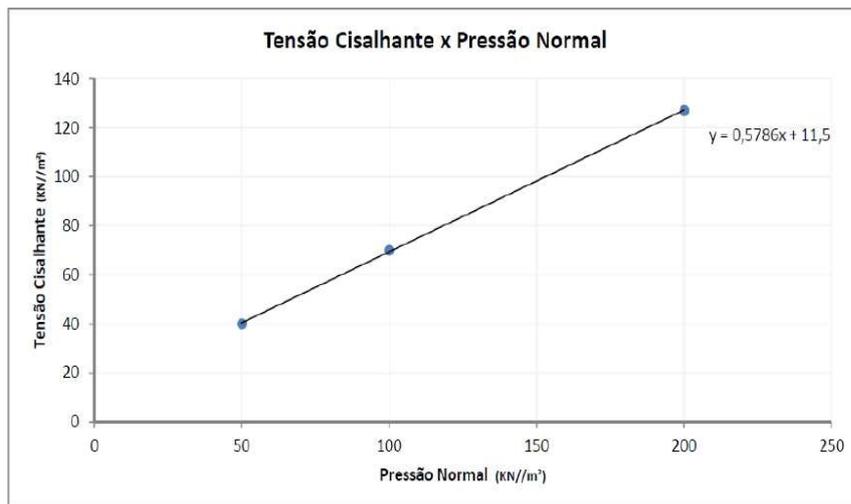
LUCIANN HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.

DADOS (cont.)															
PRESSÃO NORMAL →	KN/m <sup>2</sup>					KN/m <sup>2</sup>					KN/m <sup>2</sup>				
TEMPO (Min)	Desloc. Horiz. (mm)	Deform. Vert. (mm)	Força (KN)	Área (m <sup>2</sup> )	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )	Desloc. Horiz. (mm)	Deform. Vert. (mm)	Força (KN)	Área (m <sup>2</sup> )	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )	Desloc. Horiz. (mm)	Deform. Vert. (mm)	Força (KN)	Área (m <sup>2</sup> )	Tensão (KN/m <sup>2</sup> )
165	2,98	-2,81	0,128	0,00342	37,47	3,06	-3,22	0,197	0,00342	57,78	2,98	-3,54	0,344	0,00342	100,49
168	3,05	-2,82	0,129	0,00342	37,81	3,10	-3,22	0,200	0,00341	58,70	3,04	-3,55	0,346	0,00342	101,19
171	3,11	-2,82	0,129	0,00341	37,85	3,16	-3,22	0,199	0,00341	58,47	3,10	-3,56	0,350	0,00341	102,47
174	3,17	-2,83	0,128	0,00341	37,60	3,23	-3,23	0,198	0,00341	58,25	3,17	-3,57	0,354	0,00341	103,77
177	3,23	-2,83	0,128	0,00341	37,64	3,29	-3,24	0,196	0,00340	57,72	3,22	-3,57	0,357	0,00341	104,74
180	3,30	-2,83	0,125	0,00340	36,80	3,35	-3,24	0,196	0,00340	57,78	3,29	-3,58	0,357	0,00340	104,87
183	3,36	-2,84	0,128	0,00340	37,73	3,41	-3,25	0,199	0,00340	58,73	3,35	-3,59	0,363	0,00340	106,75
186	3,43	-2,84	0,128	0,00339	37,77	3,48	-3,26	0,202	0,00339	59,69	3,41	-3,60	0,365	0,00340	107,46
189	3,48	-2,84	0,129	0,00339	38,10	3,54	-3,26	0,206	0,00339	60,93	3,48	-3,60	0,368	0,00339	108,48
192	3,54	-2,84	0,126	0,00339	37,25	3,60	-3,27	0,205	0,00338	60,70	3,54	-3,61	0,370	0,00339	109,19
195	3,61	-2,85	0,129	0,00338	38,19	3,66	-3,27	0,207	0,00338	61,36	3,60	-3,62	0,373	0,00338	110,19
198	3,67	-2,85	0,129	0,00338	38,23	3,72	-3,28	0,208	0,00338	61,72	3,67	-3,63	0,375	0,00338	110,92
201	3,73	-2,86	0,129	0,00338	38,27	3,79	-3,28	0,212	0,00337	62,99	3,73	-3,64	0,378	0,00338	111,92
204	3,79	-2,86	0,129	0,00337	38,31	3,85	-3,28	0,212	0,00337	63,06	3,79	-3,64	0,379	0,00337	112,35
207	3,86	-2,86	0,129	0,00337	38,36	3,91	-3,29	0,212	0,00337	63,12	3,85	-3,65	0,382	0,00337	113,36
210	3,92	-2,87	0,127	0,00336	37,80	3,98	-3,29	0,213	0,00336	63,50	3,91	-3,65	0,383	0,00337	113,78
213	3,98	-2,87	0,130	0,00336	38,74	4,04	-3,30	0,213	0,00336	63,57	3,98	-3,66	0,385	0,00336	114,52
216	4,05	-2,87	0,130	0,00336	38,79	4,10	-3,30	0,210	0,00335	62,74	4,04	-3,67	0,388	0,00336	115,54
219	4,11	-2,88	0,130	0,00335	38,83	4,17	-3,31	0,214	0,00335	64,02	4,10	-3,67	0,390	0,00335	116,26
222	4,17	-2,88	0,130	0,00335	38,87	4,23	-3,31	0,214	0,00335	64,09	4,17	-3,68	0,390	0,00335	116,41
225	4,24	-2,88	0,127	0,00335	38,02	4,30	-3,32	0,215	0,00334	64,47	4,23	-3,68	0,391	0,00335	116,83
228	4,30	-2,89	0,130	0,00334	38,96	4,36	-3,32	0,216	0,00334	64,84	4,30	-3,69	0,390	0,00334	116,68
231	4,37	-2,89	0,129	0,00334	38,71	4,43	-3,33	0,218	0,00333	65,52	4,36	-3,69	0,390	0,00334	116,80
234	4,43	-2,89	0,128	0,00333	38,45	4,50	-3,33	0,219	0,00333	65,90	4,42	-3,70	0,391	0,00333	117,23
237	4,49	-2,90	0,129	0,00333	38,79	4,56	-3,34	0,220	0,00333	66,28	4,49	-3,70	0,396	0,00333	118,88
240	4,56	-2,90	0,129	0,00333	38,84	4,63	-3,34	0,222	0,00332	66,96	4,55	-3,71	0,396	0,00333	119,01
243	4,63	-2,91	0,130	0,00332	39,19	4,69	-3,35	0,221	0,00332	66,73	4,62	-3,71	0,398	0,00332	119,77
246	4,69	-2,91	0,127	0,00332	38,33	4,75	-3,35	0,225	0,00332	68,02	4,68	-3,72	0,401	0,00332	120,80
249	4,76	-2,91	0,129	0,00331	38,98	4,82	-3,35	0,225	0,00331	68,10	4,75	-3,72	0,403	0,00332	121,56
252	4,82	-2,91	0,129	0,00331	39,03	4,89	-3,36	0,224	0,00331	67,89	4,80	-3,73	0,403	0,00331	121,67
255	4,89	-2,92	0,129	0,00331	39,08	4,95	-3,36	0,222	0,00330	67,35	4,87	-3,73	0,403	0,00331	121,82
258	4,95	-2,92	0,129	0,00330	39,12	5,02	-3,37	0,222	0,00330	67,44	4,94	-3,74	0,404	0,00330	122,28
261	5,01	-2,92	0,130	0,00330	39,46	5,08	-3,37	0,223	0,00330	67,82	5,00	-3,74	0,405	0,00330	122,72
264	5,08	-2,93	0,130	0,00330	39,52	5,15	-3,38	0,226	0,00329	68,82	5,07	-3,75	0,406	0,00330	123,18
267	5,15	-2,93	0,130	0,00329	39,57	5,21	-3,38	0,226	0,00329	68,89	5,13	-3,76	0,406	0,00329	123,32
270	5,21	-2,93	0,130	0,00329	39,61	5,28	-3,38	0,227	0,00328	69,29	5,20	-3,76	0,408	0,00329	124,08
273	5,28	-2,94	0,129	0,00328	39,35	5,34	-3,39	0,229	0,00328	69,97	5,26	-3,77	0,411	0,00328	125,14
276	5,34	-2,94	0,131	0,00328	40,01	5,41	-3,39	0,230	0,00328	70,37	5,33	-3,77	0,412	0,00328	125,60
279	5,41	-2,94	0,130	0,00328	39,75	5,46	-3,40	0,223	0,00327	68,29	5,39	-3,78	0,409	0,00328	124,82
282	5,48	-2,94	0,131	0,00327	40,11	5,52	-3,40	0,228	0,00327	69,90	5,46	-3,78	0,410	0,00327	125,29
285	5,54	-2,95	0,130	0,00327	39,85	5,59	-3,40	0,228	0,00326	69,99	5,52	-3,79	0,413	0,00327	126,35
288	5,60	-2,95	0,129	0,00326	39,59	5,65	-3,41	0,228	0,00326	70,07	5,59	-3,79	0,414	0,00326	126,82
291	5,67	-2,95	0,128	0,00326	39,33	5,72	-3,41	0,223	0,00326	68,62	5,65	-3,80	0,414	0,00326	126,96
294	5,74	-2,96	0,130	0,00326	40,00	5,79	-3,42	0,226	0,00325	69,63	5,72	-3,80	0,413	0,00326	126,81
297	5,80	-2,96	0,130	0,00325	40,04	5,85	-3,42	0,227	0,00325	70,02	5,78	-3,81	0,414	0,00325	127,26

LUCIANN HERBST  
 Engenheira Civil Geotécnica, MSc.



Pressão Normal	Tensão Cisalhante (via gráfico)
50	40
100	70
200	127



Ângulo de atrito ( $\phi$ ): 0,525 rad

Ângulo de atrito ( $\phi$ ): 30 graus

Intercepto Coesivo ( $c$ ): 11,5

$$\tau = \sigma n . tg30 + 11,5$$

## **ANEXO D – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA**

LUCIANN HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.

## ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

### ANÁLISE GRANULOMÉTRICA - ABNT NBR 7181

Massa Total da Amostra Seca ao Ar - Mt. (g):	<b>1023,64</b>
Massa Total da Amostra Seca - Ms. (g):	<b>936,18</b>
Massa de Material Seco Retido na 2,0 mm - Mg. (g):	<b>2,02</b>
Massa de Material Seco ao Ar que Passa na 2,0 mm - Mh. (g):	<b>101,19</b>

Umidade Higroscópica			
Cápsula	50	79	75
Massa Tara (g)	29,30	29,34	29,79
Massa Solo Úmido + Tara (g)	66,52	72,47	68,95
Massa Solo Seco + Tara (g)	63,34	68,79	65,58
Água (g)	3,18	3,68	3,37
Massa Solo Seco (g)	34,04	39,45	35,79
Teor de Umidade (%)	9,34	9,33	9,42
Umidade Média - h (%)	9,36		

	ASTM (USA)	Peneira mm	Massa (g) Retida	Massa (g) Acumulado	% Passa
Peneiramento Grosso	2"	50,00	0,00	0,00	100,00
	1.1/2"	38,00	0,00	0,00	100,00
	1"	25,00	0,00	0,00	100,00
	3/4"	19,00	0,00	0,00	100,00
	3/8"	9,50	0,00	0,00	100,00
	4	4,80	0,17	0,17	99,98
Peneiramento Fino	10	2,00	1,85	2,02	99,78
	16	1,20	0,25	0,25	99,51
	30	0,60	4,87	5,12	94,26
	40	0,42	12,54	17,66	80,74
	60	0,25	11,28	28,94	68,57
	100	0,15	5,47	34,41	62,68
	200	0,075	4,98	39,39	57,30

SEDIMENTAÇÃO	Tempo Decorrido	Temp (°C)	$\mu$ (g.s/cm <sup>3</sup> )	a / a'	Leitura do Densímetro	Leitura Meio Dispersor	Diâmetro (mm)	% Que Passa
Massa Úmida Sedimentação	30 seg	23,5	0,0000945	10,99	1,0350	1,003	0,061	55,52
	1 min	23,5	0,0000945	11,36	1,0330	1,003	0,044	52,07
	2	23,5	0,0000945	11,54	1,0320	1,003	0,031	50,35
	4	23,5	0,0000945	10,84	1,0315	1,003	0,021	49,48
	8	23,5	0,0000945	11,02	1,0305	1,003	0,015	47,76
Massa Seca Sedimentação	15	23,5	0,0000945	11,21	1,0295	1,003	0,011	46,04
	30	23,5	0,0000945	11,58	1,0275	1,003	0,008	42,59
	1 hora	23,5	0,0000945	11,85	1,0260	1,003	0,006	40,00
	2	23,5	0,0000945	12,50	1,0225	1,003	0,004	33,97
	4	23,5	0,0000945	12,96	1,0200	1,003	0,003	29,66
92,53 (g)	6	23,5	0,0000945	13,24	1,0185	1,003	0,002	27,07
	24	23,5	0,0000945	14,26	1,0130	1,003	0,001	17,59

LUCIANNA HERBST  
Engenheira Civil Geotécnica, MSc.

