



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**TWANY MIRELE CORREIA**

**AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE CENÁRIOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES  
DO ALTO DA TELHA NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

Recife  
2023

TWANY MIRELE CORREIA

**AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE CENÁRIOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES  
DO ALTO DA TELHA NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Pernambuco, como requisito parcial  
para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães

Coorientador: MSc. Jean Baptiste Joseph

Recife  
2023

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,  
através do programa de geração automática do SIB/UFPE

Correia, Twany Mirele.

Avaliação geotécnica de cenários de estabilidade de taludes do Alto da Telha na Região Metropolitana do Recife / Twany Mirele Correia. - Recife, 2023.

110 : il., tab.

Orientador(a): Leonardo José do Nascimento Guimarães

Coorientador(a): Jean Baptiste Joseph

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, , 2023.

Inclui referências, apêndices, anexos.

1. Geotecnia. 2. Movimento de terra. 3. Equilíbrio-limite. 4. Fator de segurança. I. Guimarães, Leonardo José do Nascimento . (Orientação). II. Joseph, Jean Baptiste . (Coorientação). IV. Título.

620 CDD (22.ed.)

TWANY MIRELE CORREIA

**AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DE CENÁRIOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES  
DO ALTO DA TELHA NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado  
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade  
Federal de Pernambuco, como requisito parcial  
para obtenção do título de Engenheira Civil.

Aprovado em: 26/09/2023

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães (Orientador)

Universidade Federal de Pernambuco

---

Profa. Dra. Analice França Lima Amorim (Examinadora Interna)

Universidade Federal de Pernambuco

---

Dra. Nayara Torres Belfort Acioli (Examinadora Externa)

Universidade Federal de Pernambuco

*Aos meus pais, Almir Barbosa Correia e  
Josemira Joaquim Correia, que me  
forneceram os meios para chegar aonde  
cheguei. Amo vocês.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, sem o qual não teria conseguido chegar até aqui, pois ele é meu refúgio e a minha fortaleza. À minha família, por todo o suporte, apoio e confiança, principalmente aos meus pais por serem os responsáveis pela minha educação, e a minha irmã, que sempre esteve ao meu lado. A todos os funcionários do Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco, que sempre estiveram disponíveis para ajudar e orientar, assim como a todos os integrantes do projeto “Morro de Vontade” que me ajudaram a obter as informações necessárias para a construção desse trabalho. Ao meu orientador, Leonardo Guimarães, que aceitou me orientar nesse trabalho e me ajudou no processo construtivo. Ao meu coorientador, Jean Baptiste Joseph, que me ajudou na aprendizagem do Slide2, e a FACEPE, pelo investimento no projeto.

## RESUMO

O presente trabalho aborda a investigação geotécnica de campo e laboratório, assim como a análise da estabilidade de taludes para duas ruas, sendo elas a Rua Brumal e a Rua Beta, localizadas na comunidade Alto da Telha, no bairro de Passarinho, zona norte do Recife, Pernambuco. Esta área foi objeto desse estudo devido ao risco potencial de deslizamento de barreiras em decorrência das intensas chuvas que ocorreram na região. Esse trabalho faz parte de um programa de pesquisa do governo, financiado pela Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco (FACEPE), com edital 21/2022 – Apoio a Projetos de Prevenção, Preparação e Mitigação de Desastres Decorrentes de Precipitações Intensas, informalmente intitulado “Morro de Vontade”, e teve como objetivo avaliar a influência que a água tem na estabilidade das encostas. Para isso, obteve-se o perfil geotécnico das ruas analisadas, e foram feitos ensaios de laboratório com amostras deformadas e indeformadas obtidas em campo, através dos quais foi possível obter os parâmetros utilizados como dados de entrada no programa Slide2 da empresa Rocscience, usado para obtenção de fatores de segurança, com os quais foi possível analisar a estabilidade dos taludes supracitados. Os resultados obtidos mostram que as umidades variam bastante ao longo da profundidade; a coesão e ângulo de atrito das amostras de solo decresceram quando o solo recebeu água, o que evidencia uma diminuição da resistência, afetando assim a estabilidade da encosta daquela região. Na situação saturada (que representa os períodos de chuva) os taludes têm seu fator de segurança diminuído de forma a ficarem abaixo do mínimo de 1,5, exigido pela norma, mostrando como os morros da Região Metropolitana do Recife ficam mais suscetíveis a deslizamentos nos períodos de chuva. Dessa forma, esse trabalho contribuiu para um maior conhecimento, no campo da geotecnia, da área estudada, fornecendo subsídios técnicos relevantes que contribuem para a tomada de ações preventivas e mitigadoras de riscos associados aos deslizamentos de barreiras em áreas suscetíveis a eventos pluviais intensos.

**Palavras chave:** Geotecnia; movimento de terra; equilíbrio-limite; fator de segurança.

## ABSTRACT

This work addresses the geotechnical investigation, as well as the analysis of slope stability for two streets, namely Rua Brumal and Rua Beta, located in the Alto da Telha community, in the neighborhood of Passarinho, north of Recife, Pernambuco. This area was the object of this study due to the potential risk of landslides due to the heavy rains that occur in the region. This work is part of a government research program, funded by FACEPE (Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco) with public notice 21/2022 – Support to Projects of Prevention, Preparation and Mitigation of Disasters Arising from Heavy Rainfall, informally titled “Morro de Vontade”, and aimed to evaluate the influence that water has on slope stability. For this, the geotechnical profile of the analyzed streets was obtained, and laboratory tests were carried out with deformed and undeformed samples obtained in the analyzed area, through which it was possible to obtain the parameters used as input data in the Slide2, a program of the Rocscience company, used to obtain safety factors, with which it was possible to analyze the stability of the aforementioned slopes. The results obtained show that the humidity varies greatly along the depth; the cohesion and friction angle of the soil samples decreased when the soil received water, which shows a decrease in resistance, thus affecting the slope stability in that region. In the saturated situation (which represents the periods of rain) the slopes have their safety factor reduced in order to be below the minimum of 1.5, required by the norm, showing how the hills of the Metropolitan Region of Recife are more susceptible to landslides during periods of rain. In this way, this work contributed to a greater knowledge, in the field of geotechnics, of the studied area, providing relevant technical subsidies that contribute to taking preventive and mitigating actions of risks associated with landslides of barriers in areas susceptible to intense rainfall events.

**Keywords:** geotechnics, sliding, limit equilibrium, safety factor

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Diferença entre encosta, talude natural, de corte e artificial,.....	21
Figura 2: Programa de investigação geológico-geotécnica para correção de escorregamentos .....	34
Figura 3: Método das fatias, .....	37
Figura 4: Erros de subdivisão de fatias,.....	37
Figura 5: forças envolvidas no método das fatias; .....	38
Figura 6: forças envolvidas no método de Spencer .....	41
Figura 7: Determinação gráfica do FS pelo método de Spencer .....	41
Figura 8: Equipes de resgate trabalham em áreas atingidas por deslizamentos causados por chuvas em Recife.....	45
Figura 9: Deslizamento ocorrido na Rua pico da bandeira – Jardim Monte Verde – COHAB – RPA6 .....	46
Figura 10: Deslizamento ocorrido na Rua Monte Pascal. 32 – Jardim Monte Verde – COHAB –RPA 6 .....	46
Figura 11: Procedimento de coleta de amostras para determinação de umidade .....	48
Figura 12: Poços para a coleta dos blocos indeformáveis .....	48
Figura 13: Localização da encosta onde foram realizados os furos de sondagem da seção A.....	49
Figura 14: Localização da encosta onde foram realizados furos de sondagem da seção B .....	50
Figura 15: Foto aérea contendo localização / situação da área onde foram executados os furos de sondagem .....	52
Figura 16: Vista em 3D do local onde foram realizados os furos de sondagem .....	52
Figura 17: Processo de escavação dos poços.....	53
Figura 18: Poço superficial para obtenção de amostras indeformadas perto do furo de sondagem de B3.....	53
Figura 19: Processo de preservação dos blocos indeformáveis.....	55
Figura 20: Processo de retirada de amostra indeformada dos poços.....	55
Figura 21: Processo de destorroamento, pesagem dos 1500 g e separação dos 70g das amostras .....	57
Figura 22: Amostras com e sem defloculante, mistura e colocação de água para ficar em repouso .....	57
Figura 23: Retirada da amostra do dispensor e colocação nas provetas assim como a lavagem ao final das leituras do densímetro .....	58

Figura 24: Preparação da amostra para o ensaio de Limite de Liquidez.....	59
Figura 25: Procedimento do ensaio de Limite de Liquidez.....	59
Figura 26: Moldagem dos cilindros para o ensaio do Limite de Plasticidade.....	60
Figura 27: Colocação em estufa das amostras para determinação da umidade.....	61
Figura 28: Moldagem e pesagem do corpo de prova para o ensaio de Cisalhamento Direto ..	62
Figura 29: Colocação do papel filtrante e passagem do amostrador para a caixa de cisalhamento .....	63
Figura 30: Ajuste do aparelho de ensaio e adição de água para a situação saturada.....	63
Figura 31: Ruas analisadas nesse trabalho .....	64
Figura 32: Seções analisadas da Rua Beta e Brumal respectivamente.....	65
Figura 33: Teor de umidade ao longo da profundidade dos furos de sondagem da seção A ...	67
Figura 34: Teor de umidade ao longo da profundidade dos furos de sondagem da seção B ...	68
Figura 35: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.....	69
Figura 36: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	69
Figura 37: Fatores de segurança mínimos para deslizamento .....	70
Figura 38: Perfil analisado na estabilidade da rua Brumal para a configuração inicial .....	76
Figura 39: Fatores de segurança obtidos para a condição natural do perfil da rua Brumal. À esquerda está a superfície de ruptura crítica (local), e à direita o conjunto de superfícies (globais) .....	77
Figura 40: Fatores de segurança obtidos para a condição saturada do perfil da rua Brumal. À esquerda à superfície de ruptura crítica (local), e à direita o conjunto de superfícies (globais) .....	77
Figura 41: Perfil analisado na estabilidade da rua Brumal para a metodologia alternativa. ....	81
Figura 42: Fatores de segurança obtidos para a condição natural do perfil da rua Brumal. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas. ....	82
Figura 43: Fatores de segurança obtidos para a condição saturada do perfil da rua Brumal. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas. ....	82
Figura 44: Perfil analisado na estabilidade da rua Beta.....	87
Figura 45: Fatores de segurança obtidos para a condição natural do perfil da rua Beta. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas. ....	88

Figura 46: Fatores de segurança obtidos para a condição saturada do perfil da rua Beta. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas. ....	88
Figura 47: Ensaio de granulometria do poço de A1 (1,20m) .....	93
Figura 48: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (0,65 - 1,00m).....	93
Figura 49: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (1,45 - 2,00m).....	94
Figura 50: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (2,45 - 3,00m).....	94
Figura 51: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (3,45 - 3,60m).....	94
Figura 52: Ensaio de granulometria do poço de A2 (1,20m) .....	95
Figura 53: Ensaio de granulometria do SPT de A2 (0,45 - 1,00m).....	95
Figura 54: Ensaio de granulometria do SPT de A2 (1,00 - 1,45m).....	95
Figura 55: Ensaio de granulometria do SPT de A2 (1,45- 2,00m).....	96
Figura 56: Ensaio de granulometria perto do furo de sondagem de A3 (pé do talude).....	96
Figura 57: Ensaio de granulometria do SPT de A3 (0,45 - 1,00m).....	96
Figura 58: Ensaio de granulometria do SPT de A3 (1,00 - 2,00m).....	97
Figura 59: Ensaio de granulometria do SPT de A3 (2,65 - 3,00m).....	97
Figura 60: Ensaio de granulometria do poço de B1 (1,20m) .....	97
Figura 61: Ensaio de granulometria do SPT de B1 (0,00 - 1,00m).....	98
Figura 62: Ensaio de granulometria do SPT de B1 (1,00 - 2,00m).....	98
Figura 63: Ensaio de granulometria do SPT de B1 (2,00 - 3,00m).....	98
Figura 64: Ensaio de granulometria do poço de B2 (1,20m) .....	99
Figura 65: Ensaio de granulometria do SPT de B2 (0,45 - 1,00m).....	99
Figura 66: Ensaio de granulometria do SPT de B2 (2,55 - 3,00m).....	99
Figura 67: Ensaio de granulometria do SPT de B3 (1,45 – 1,75m) .....	100
Figura 68: Ensaio de granulometria do SPT de B3 (2,20 – 2,75m) .....	100
Figura 69: Ensaio de granulometria do SPT de B3 (2,20 – 2,75m) .....	100
Figura 70: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de A1, nas situações natural e saturada respectivamente .....	101
Figura 71: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de A2, nas situações natural e saturada respectivamente .....	102
Figura 72: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de A3, nas situações natural e saturada respectivamente .....	102
Figura 73: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de B1, nas situações natural e saturada respectivamente .....	103

Figura 74: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de B2, nas situações natural e saturada respectivamente .....	103
Figura 75: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de B3, na situação saturada .....	104
Figura 76: Sondagem de A1 .....	105
Figura 77: Sondagem de A2 .....	106
Figura 78: Sondagem de A3 .....	107
Figura 79: Sondagem de B1 .....	108
Figura 80: Sondagem de B2 .....	109
Figura 81: Sondagem de B3 .....	110

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação dos movimentos de encosta.....	22
Tabela 2: Características dos principais grandes grupos de movimento de massa .....	23
Tabela 3: Classificação dos movimentos de maciços terrosos em função das velocidades .....	24
Tabela 4: Classificação dos movimentos de maciços terrosos em função da profundidade da massa deslocada.....	24
Tabela 5: Classificação dos deflagradores dos movimentos de massa.....	29
Tabela 6: Agentes/causas dos escorregamentos e processos correlatos .....	30
Tabela 7: Principais métodos de cálculo de estabilidade de taludes .....	36
Tabela 8: Investigação geotécnica realizada em campo .....	50
Tabela 9: Investigação geotécnica realizada em laboratório .....	51
Tabela 10: Relação da localização e quantidade das amostras deformadas coletadas .....	54
Tabela 11: Relação da localização e quantidade das amostras indeformadas coletadas .....	54
Tabela 12: Caracterização geotécnica das amostras recolhidas em campo.....	66
Tabela 13: Resultados obtidos do ensaio de Cisalhamento Direto.....	69
Tabela 14: Atribuição de parâmetros de resistência do solo para diferentes faixas de $N_{spt}$ a depender da classificação. ....	71
Tabela 15: Características das camadas de solo obtidas dos furos de sondagem da seção B à esquerda, e simplificação realizada à direita. ....	72
Tabela 16: Resumo das características das camadas utilizadas.....	72
Tabela 17: Referência da locação dos parâmetros de resistência do solo obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto. ....	74
Tabela 18: comparação das classificações realizadas nos solos presentes nos poços de B1 e B2 .....	74
Tabela 19: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas.....	75
Tabela 20: Parâmetros de resistência usados nas camadas analisadas .....	75
Tabela 21: Características das camadas de solo obtidas dos furos de sondagem da seção B à esquerda, e simplificação da segunda alternativa de divisão de camadas à direita. ....	79
Tabela 22: Resumo das características das camadas utilizadas para a metodologia alternativa de divisão de camadas. ....	79
Tabela 23: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas para a metodologia alternativa de divisão de camadas. ....	80
Tabela 24: Parâmetros de resistência usados nas camadas analisadas .....	80

Tabela 25: Características das camadas de solo obtidas dos furos de sondagem da seção A, à esquerda, e simplificação da divisão de camadas à direita.....	84
Tabela 26: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas.....	84
Tabela 27: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas.....	85
Tabela 28: comparação das classificações realizadas nos solos presentes nos poços de A1 e A2 .....	86
Tabela 29: Parâmetros de resistência usados nas camadas analisadas .....	86

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>16</b>
<b>1.1</b>	<b>Justificativa e motivação</b> .....	<b>18</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivo geral</b> .....	<b>18</b>
<b>1.3</b>	<b>Objetivos específicos</b> .....	<b>19</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>20</b>
<b>2.1</b>	<b>Conceitos Gerais Sobre Movimento de Terra</b> .....	<b>20</b>
<b>2.2</b>	<b>Classificação dos Movimentos de Terra</b> .....	<b>21</b>
2.2.1	<i>Escoamentos</i> .....	24
2.2.1.1	<i>Rastejos (creep)</i> .....	24
2.2.1.2	<i>Corridas</i> .....	25
2.2.2	<i>Escorregamentos (Landslide)</i> .....	26
2.2.2.1	<i>Escorregamentos Translacionais</i> .....	26
2.2.2.2	<i>Escorregamentos Rotacionais</i> .....	27
2.2.2.3	<i>Escorregamentos em Cunha</i> .....	27
2.2.3	<i>Tombamento, rolamento, deslocamento e quedas</i> .....	27
<b>2.3</b>	<b>Agentes e Causas de Movimentos de Massa</b> .....	<b>28</b>
2.3.1	<i>Chuvas</i> .....	31
2.3.2	<i>Ação Antrópica</i> .....	32
<b>2.4</b>	<b>Programa de Investigação Geotécnica para Estabilização de encostas</b> .....	<b>33</b>
<b>2.5</b>	<b>Análise de Estabilidade de Taludes</b> .....	<b>34</b>
2.5.1	<i>Principais métodos de análise de estabilidade</i> .....	35
2.5.1.1	<i>Fellenius</i> .....	39
2.5.1.2	<i>Bishop</i> .....	39
2.5.1.3	<i>Janbu simplificado</i> .....	40
2.5.1.4	<i>Spencer</i> .....	40
2.5.1.5	<i>Morgenstern-Price</i> .....	42
<b>2.6</b>	<b>Características da Cidade do Recife</b> .....	<b>42</b>
2.6.1	<i>Características Geológicas</i> .....	42
2.6.2	<i>Riscos geológicos</i> .....	43
2.6.3	<i>Aspectos Relevantes Sobre Deslizamentos Ocorridos a Cidade do Recife</i> .....	45
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS</b> .....	<b>48</b>
<b>3.1</b>	<b>Programa de Investigação Geotécnica</b> .....	<b>49</b>

<b>3.2</b>	<b>Investigação Geotécnica de Campo .....</b>	<b>51</b>
3.2.1	<i>Sondagem de Simples Reconhecimento .....</i>	51
3.2.2	<i>Retirada de Amostras.....</i>	52
<b>3.3</b>	<b>Investigação Geotécnica de Laboratório.....</b>	<b>55</b>
3.3.1	<i>Caracterização do Solo.....</i>	56
3.3.1.1	<i>Ensaio de Granulometria.....</i>	56
3.3.1.2	<i>Ensaio de Limite de Consistência.....</i>	58
3.3.2	<i>Determinação de umidade .....</i>	60
3.3.3	<i>Ensaio de cisalhamento direto .....</i>	61
<b>3.4</b>	<b>Análise da Estabilidade da Encosta.....</b>	<b>64</b>
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>66</b>
<b>4.1</b>	<b>Análise Granulométrica e Limites de Consistência do solo .....</b>	<b>66</b>
<b>4.2</b>	<b>Análise da umidade .....</b>	<b>67</b>
<b>4.3</b>	<b>Resultados do ensaio de Cisalhamento Direto.....</b>	<b>68</b>
<b>4.4</b>	<b>Exigências da NBR 11.682/2009 quanto aos fatores de segurança mínimos .....</b>	<b>69</b>
<b>4.5</b>	<b>Rua Brumal - Primeira configuração de divisão de camadas.....</b>	<b>71</b>
4.5.1	<i>Definição das camadas de solo.....</i>	71
4.5.2	<i>Definição dos parâmetros de resistência (C, <math>\phi</math>, <math>\gamma</math>) das camadas utilizadas .....</i>	73
4.5.3	<i>Análise da Estabilidade da rua Brumal.....</i>	76
<b>4.6</b>	<b>Rua Brumal - Segunda configuração de divisão de camadas .....</b>	<b>78</b>
4.6.1	<i>Definição das camadas de solo.....</i>	78
4.6.2	<i>Definição dos parâmetros de resistência (C, <math>\phi</math>, <math>\gamma</math>) das camadas utilizadas .....</i>	80
4.6.3	<i>Análise da Estabilidade da rua Brumal.....</i>	81
<b>4.7</b>	<b>Rua Beta.....</b>	<b>83</b>
4.7.1	<i>Definição das camadas de solo.....</i>	83
4.7.2	<i>Definição dos parâmetros de resistência (C, <math>\phi</math>, <math>\gamma</math>) das camadas utilizadas .....</i>	84
4.7.3	<i>Análise da Estabilidade da rua Beta.....</i>	87
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DA PESQUISA .....</b>	<b>89</b>
<b>5.1</b>	<b>Conclusão.....</b>	<b>89</b>
<b>5.2</b>	<b>Sugestão para pesquisas futuras .....</b>	<b>90</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>91</b>
	<b>APÊNDICE I - GRÁFICOS DAS ANÁLISES GRANULOMÉRICAS.....</b>	<b>93</b>
	<b>APÊNDICE II - GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO .....</b>	<b>101</b>
	<b>ANEXO I – SONDAJENS .....</b>	<b>105</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Escorregamentos de taludes são uma das formas mais frequentes de movimento de massa, GERSCOVICH (2016) diz que em várias partes do mundo pesquisadores estudam os mecanismos deflagradores e os métodos de análise há décadas e devido a isso a disponibilização de ferramentas computacionais de análise, assim como a compreensão do comportamento dos solos sob diferentes condições de umidade vem melhorando consideravelmente. Não obstante, ela enfatiza o fato de que escorregamentos de encostas ainda promovem sérios problemas, particularmente em áreas montanhosas, chegando a se caracterizar como uma questão de ordem pública, governamental.

GERSCOVICH (2016) explica que um talude pode tornar-se instável quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo ou rocha atingem a resistência ao cisalhamento do material e que essa condição pode ser atingida pela intervenção de agentes internos, que podem ser exemplificados pelas alterações da resistência por intemperismo; e agentes externos, que podem ser exemplificados pela ação do homem, como é o caso de alterações na rede de drenagem e no uso e ocupação do solo ocasionando a eliminação da cobertura vegetal, ou em casos de cortes para abertura de novas estradas, construção de muros, taludes mal dimensionados, lançamentos de lixo etc.

A autora explica que, no caso de taludes naturais, as condições favoráveis à instabilização são potencializadas pela infiltração de água no solo que promove mudanças nas pressões de água intersticiais. A ação da água da chuva, assim como o mau funcionamento de sistemas de drenagem são exemplos de infiltração superficiais; mas também pode-se ter infiltrações profundas ocasionadas por fluxo através de fraturas no embasamento rochoso ou por rupturas de tubulações de serviços de água ou de esgoto.

Segundo GERSCOVICH (2016) um dos fatores que influenciam a ocorrência de movimentos de massa é a inclinação dos taludes; sendo assim, taludes mais íngremes são mais suscetíveis a processos de instabilidade; portanto, é importante evitar ocupações nessas áreas; porém, a falta de planejamento urbano e a diferença entre as classes sociais favorecem a ocupação pela população de baixo poder aquisitivo de terrenos em áreas de riscos elevado.

Esse é um dos problemas que assolam a Região Metropolitana do Recife que apresenta várias situações de risco geológico responsáveis pelos deslizamentos de encostas; esses deslizamentos têm como consequência acidentes com grande número de vítimas que ocorrem em áreas urbanas. A Rua Alto da Telha localizada no bairro de Passarinho na cidade de Recife

PE é um exemplo do tipo de ocupação desordenada e a possibilidade de ocorrência de um acidente nessa área, principalmente nos períodos de chuva, depende de um conjunto de fatores geológicos, climáticos e antrópicos.

Os deslizamentos nas encostas dos morros induzidas pelas chuvas é um ponto importante a ser analisado quando se trata de deslizamento de terra, pois isso leva a constatação de que é provável que os incidentes aumentem com a escalada prevista para os eventos pluviométricos. Dessa forma, ações de planejamento e gestão como: disponibilização de um sistema de informações técnicas e gerenciais, suporte para a tomada de decisões; atividades de monitoramento (controle e fiscalização do uso e ocupação do solo, dos processos construtivos e das práticas cotidianas), produção de instrumentos técnicos para o conhecimento da realidade ambiental, urbanística e social das áreas de morro etc. ajudam a prevenir acidentes que acontecem todos os anos devidos aos deslizamentos ocorridos nessas áreas, representando assim um papel de grande importância.

Conforme destacado por GERSCOVICH (2016), é fundamental adquirir informações prévias relevantes ao avaliar a estabilidade de encostas. Esses aspectos incluem a compreensão da geologia da região, a análise da topografia do terreno e o estudo das propriedades mecânicas dos materiais presentes. Esses conhecimentos são essenciais para uma avaliação precisa da estabilidade de taludes. A autora também enfatiza a necessidade do estabelecimento de hipóteses sobre as possíveis condições hidrológicas que podem ocorrer assim como a identificação das eventuais movimentações prévias para se estabelecer os mecanismos de deflagração da ruptura.

Pensando nisso, o presente trabalho faz parte de um programa de pesquisa do governo do estado, financiado pela Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia do Estado de Pernambuco (FACEPE) com edital 21/2022 – Apoio a Projetos de Prevenção, Preparação e Mitigação de Desastres Decorrentes de Precipitações Intensas, informalmente intitulado “Morro de Vontade”, que está estudando o comportamento geomecânico e a estabilidade dos solos do morro Alto da Telha.

Os taludes presentes no Alto da Telha foram escolhidos por representarem bem as situações de risco que se tinha interesse em analisar, além de conter casas adequadas para receber o sistema de captação de água que outra equipe do projeto “Morro de Vontade” está elaborando. Espera-se que o conhecimento dessa área possa fornecer informações sobre a gravidade do local analisado e que esse estudo possa ser replicado em outros morros da Região Metropolitana do Recife ajudando a antecipar cenários críticos

## **1.1 Justificativa e motivação**

Para uma eficaz mitigação dos impactos sociais e ambientais que acontecem anualmente nos meses chuvosos na Região Metropolitana do Recife, é importante a elaboração de pesquisas voltadas para esse fim.

A vulnerabilidade da população demonstrada nos desastres ocorridos em maio de 2022 decorrente de chuvas na Região Metropolitana do Recife evidenciou a necessidade que a gestão urbana dos morros tem do desenvolvimento de atividades de natureza administrativa e operacional, além de uma atualização tecnológica das atuais intervenções e tratamentos para uma redução do risco de erosão e deslizamento de encostas.

Dessa forma, a simulação numérica através de programas como Slide2 da Rocscience mostra-se útil pois torna possível obter previsões e estimativas do comportamento das encostas de forma rápida em comparação com o processo tradicional feito de forma analítica e que leva um tempo longo dando margem para erros.

Através do conhecimento dos fatores de segurança de uma encosta é possível fazer uma comparação com os fatores mínimos exigidos pela norma e assim se ter uma noção melhor do quão grave está a situação analisada. Isso colabora de forma significativa para uma melhor eficácia nas tomadas de decisões governamentais pois fornece um aprimoramento quantitativo e qualitativo do banco de dados além de alimentar os centros operacionais e de pesquisas. antecipando cenários críticos e trazendo maior respaldo à tomada de decisão.

## **1.2 Objetivo geral**

O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento geomecânico e a estabilidade das encostas de duas ruas, Rua Brumal e Rua Beta, presentes na comunidade Alto da Telha localizada em Passarinho, Recife (PE), através de investigações geotécnicas de campo e de laboratório, analisando-se a estabilidade da encosta por meio do programa Slide2 da empresa Rockscience.

### 1.3 Objetivos específicos

Como objetivos específicos pode-se listar:

- Obtenção da variação da umidade e da resistência do solo dos taludes analisados ao longo da profundidade;
- Obtenção da geometria e do perfil geotécnico dos taludes, assim como das características dos solos e dos parâmetros de resistência;
- Caracterização geomecânica dos solos em laboratório;
- Avaliação da estabilidade das encostas para a situação natural e saturada do solo através do programa Slide2 da Rocscience.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Conceitos Gerais Sobre Movimento de Terra

Os primeiros estudos sobre escorregamentos remontam a mais de dois mil anos, em países como China e Japão; no entanto, no ocidente, o estudo desses processos só se intensificou nas últimas décadas (LIMA, 2002). Apesar das encostas brasileiras apresentarem problemas com estabilidade há muito tempo, não se tinha embasamento necessário para um estudo aprofundado sobre tais fenômenos, isso se modificou com o aparecimento da Mecânica dos Solos no Brasil.

LIMA (2002) menciona que no Brasil, os movimentos de massas têm sido tema de estudo em diversos estados onde a maior parte do relevo é constituída de planaltos, como Pernambuco, Bahia, Ceará, Minas Gerais, Rio de Janeiro, São Paulo e Paraná. O interesse neste assunto se justifica por causa de suas implicações do ponto de vista socioeconômico, com perdas de vidas humanas e materiais.

Segundo BRAB (1991), milhares de pessoas podem ser mortas por deslizamentos de terra todos os anos e os danos materiais podem ascender a dezenas de milhares de milhões de dólares. No Brasil, os acidentes mais evidentes são os ocorridos em áreas urbanas, onde os morros são habitados pela população de baixa renda. Vale salientar que esses deslizamentos geralmente coincidem, na maioria dos casos, no período do inverno, quando temos chuvas mais frequentes, ou depois de chuvas intensas.

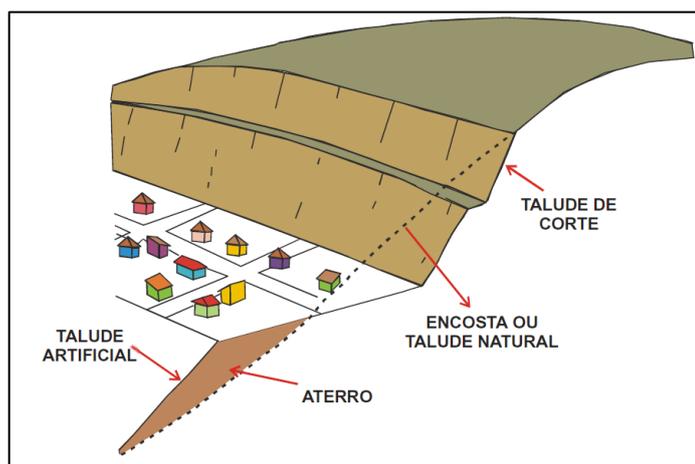
O interesse em se estudar o controle de escorregamentos, principalmente em encostas de áreas urbanas, vem crescendo, pois não se trata mais de um problema natural e catastrófico, mas um problema socioeconômico devido a quantidade de casos com vítimas e perdas de materiais nos diversos estados do país (LIMA, 2002).

## 2.2 Classificação dos Movimentos de Terra

CAPUTO, H. P. e CAPUTO, A. N., (2022) definem que talude compreende qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos, podendo ser naturais como é o caso das encostas, ou artificiais, como é o caso dos taludes de corte e aterro.

LIMA (2002) explica que encostas de maciço terroso, rochoso ou misto, originadas por agentes naturais são classificadas como taludes naturais, enquanto escavações promovidas pelo homem em taludes naturais ou em encostas, são denominadas de taludes de corte; já os taludes artificiais são declividades de aterros construídos. A autora exemplifica esses conceitos através da Figura 1 a seguir.

Figura 1: Diferença entre encosta, talude natural, de corte e artificial,



Fonte: (LIMA, 2002)

A movimentação desses taludes e encostas é responsável por movimento de terra; GERSCOVICH (2016) explica que o movimento de massa é qualquer deslocamento de um determinado volume de solo, salientando que a literatura trata os movimentos de massa como processos associados a problemas de instabilidade de encostas.

Existem diversas formas de classificação dos movimentos de massa, sendo a mais utilizada mundialmente, e considerada como a oficial, a da *Internacional Association of Engineering Geology* (IAEG) que foi proposta por VARNES (1978) e é mostrada na Tabela 1;

Tabela 1: Classificação dos movimentos de encosta

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			Rocha	Solo (engenharia)	
				Grossoiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
			De Blocos rochosos	De detritos	De blocos de terra
	Translacional	Muitas unidades	De Rocha	De detritos	De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamento			De rocha (rastejo profundo)	Rastejo de solo	De terra
Complexos: Combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos					

Fonte: VARNES (1978)

Essa classificação, apesar de ser a mais utilizada, não é a mais completa, pois não mostra as características do movimento, o material, nem a geometria mobilizada. Uma outra classificação, mostrada na Tabela 2, realizada por AUGUSTO FILHO (1992), que revisou a proposta de classificação de VARNES (1978) e ajustou as características dos principais grandes grupos de processos de escorregamento à dinâmica ambiental brasileira, mostra essas características, sendo assim uma das classificações mais completas dos movimentos gravitacionais.

Tabela 2: Características dos principais grandes grupos de movimento de massa

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

Fonte: AUGUSTO FILHO, (1992)

GERSCOVICH (2016) chama atenção para o fato de que apesar de representarem movimentos de massa em taludes, as erosões não estão no sistema de classificação por serem objeto de grande preocupação pelos danos que podem causar. Sendo assim, os mecanismos deflagradores dos processos erosivos podem ser constituídos de vários agentes, fazendo com que as erosões sejam tratadas separadamente.

Além das classificações supracitadas, os movimentos de massa também são classificados pela velocidade de seu movimento, como mostrado na Tabela 3 (VARNES, 1978; WP/WLI., 1993), e pela profundidade da massa deslocada, como mostrado na Tabela 4 (GEORIO, 1999).

Tabela 3: Classificação dos movimentos de maciços terrosos em função das velocidades

VARNES (1978)		WP/WLI (1994)		
NOMENCLATURA	VELOCIDADE	CLASSES DE VEL.	DESCRIÇÃO DA VEL.	VELOCIDADE
Extremamente rápido	>3 m/s	7	Extremamente rápida	>5 m/s
Muito rápido	0,3 m/min a 3 m/s	6	Muito rápida	3 m/min - 5 m/s
Rápido	1,5 m/dia a 0,3 m/min	5	rápida	1,8 m/h - 3 m/min
Moderado	1,5 m/mês a 1,6 m/dia	4	Moderada	13 m/mês - 1,8 m/h
Lento	1,5 m/ano a 1,6 m/mês	3	Lenta	1,6 m/ano - 13 m/mês
Muito lento	0,006 m/ano a 1,6 m/ano	2	Muito lenta	16mm/ano - 1,6 m/ano
Extremamente lento	< 0,006 m/ano	1	Extremamente lenta	< 16 mm/ano

Fonte: Adaptado de WP/WLI. (1993)

Tabela 4: Classificação dos movimentos de maciços terrosos em função da profundidade da massa deslocada

NOMENCLATURA	PROFUNDIDADE
Superficial	< 1,5 m
Raso	1,5 m a 5 m
Profundo	5 m a 20 m
Muito profundo	> 20 m

Fonte: (GEORIO, 1999)

Como pode ser observado na Tabela 1 e na Tabela 2, os movimentos de terra podem ser de tipos diferentes a depender de suas características, sendo eles escoamento, escorregamentos ou quedas. A seguir é falado um pouco mais detalhadamente de cada um desses tipos de movimento.

### 2.2.1 Escoamentos

Escoamentos são movimentos contínuos, não associados a uma velocidade específica, que têm um mecanismo de deformação semelhante à movimentação de um fluido viscoso. Esse tipo de movimento pode ou não ter uma superfície de deslocamento definida. Ele pode ser um movimento lento, sendo assim denominado rastejo; ou um movimento rápido, chamado de corrida.

#### 2.2.1.1 Rastejos (*creep*)

É o deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, com ou sem limite definido entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estacionária (CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N., 2022). Como a velocidade dos

rastejos é muito pequena, não fica evidente que ele está acontecendo, mas é possível observar sua existência através de alguns indícios como a curvatura dos troncos de árvores, inclinação de postes e fendas no solo etc.

LIMA (2002) menciona que a movimentação observada nos rastejos é provocada pela ação da gravidade, assim como efeitos devidos às variações de temperatura e umidade. A autora também fala sobre a mudança no teor de água de um certo volume de material, que pode provocar um deslocamento do centro de gravidade da massa, iniciando, assim, o processo de movimentação.

Esse tipo de movimento pode gerar problemas para obras civis que se localizem perto de encostas e taludes, sendo, portanto, importante observar as características que indicam o seu acontecimento para que as devidas precauções possam ser tomadas por parte dos responsáveis.

#### *2.2.1.2 Corridas*

Corridas são movimentos de alta velocidade ( $\geq 10$  km/h) gerados pela perda completa das características de resistência do solo. A massa de solo passa a se comportar como um fluido e os deslocamentos atingem extensões significativas (GERSCOVICH, 2016). Esse fenômeno, caracterizado por uma superfície de ruptura indefinida e por ter um movimento semelhante ao de um fluido viscoso, acontece por causa da destruição da estrutura do solo que, em presença de água, causa uma perda de atrito. Ele pode ocorrer em taludes com inclinação variável e devido à alta velocidade acontece em um período de curta duração.

Existe algumas justificativas para o solo se comportar como um líquido; LIMA (2002) explica que isso pode acontecer se a massa de solo conseguir atingir um certo grau de fluidez, já GERSCOVICH (2016) explica que uma massa de solo pode tornar-se um fluido por adição de água em solos predominantemente arenosos, por esforços dinâmicos (terremoto, cravação de estacas etc.) e por processos de amolgamento, no caso de argilas sensíveis, enfatizando que dentre os fatores supracitados, a presença de água em excesso no período de precipitação intensa é mais usual.

LIMA (2002) fala que a geração das corridas de massa pode ser de origem primária ou secundária; a geração de origem primária é caracterizada pela desestruturação total do material mobilizado de escorregamentos nas encostas; já a de origem secundária tem sua formação ocorrendo devido a remobilização de detritos acumulados no leito e dos barramentos naturais, somados ao material de escorregamentos nas encostas e de grandes volumes de água, essa quantidade elevada de água geralmente é gerada em picos de cheias.

### 2.2.2 *Escorregamentos (Landslide)*

GUIDICINI e NIEBLE (1984) pontuam a diferença existente entre os rastejos, previamente explicados, e os escorregamentos. Os autores explicam que esses dois movimentos são diferentes devido a diferença no mecanismo de deformação. Enquanto nos escorregamentos, o mecanismo de deformação do terreno é o de um sólido que tenha atingido a tensão de cedência ao cisalhamento, o mecanismo de deformação nos rastejos se assemelha ao de um líquido muito viscoso.

Os escorregamentos são movimentos rápidos de massas de solo ou rocha, de curta duração, com superfície de ruptura bem definida, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude ao longo de uma superfície de deslizamento. GERSCOVICH (2016) diz que para esse tipo de movimento de massa, tanto em solo quanto em rocha, a ruptura se dá pela superfície que apresenta a menor resistência

Como a ruptura por cisalhamento ocorre devido a uma diminuição da resistência ao cisalhamento, durante a primeira fase do escorregamento a massa em movimento avança com velocidade acelerada que vai diminuindo à medida que ocorre o escorregamento, pois as forças que determinam o movimento perdem a intensidade. Por causa dessa diminuição da velocidade a massa vai atingindo posições cada vez mais estáveis até que para, ou assume caráter de rastejo.

Quanto mais inclinado for o terreno maior será a velocidade do movimento, outros fatores que podem interferir são a natureza do terreno e o que levou o movimento a ter início. LIMA (2002) menciona que os movimentos mais bruscos ocorrem em terrenos relativamente homogêneos que combinam coesão e ângulo de atrito elevado e onde a superfície de deslizamento é mais inclinada.

A depender da geometria e da natureza do material do solo, os escorregamentos podem ser classificados de três formas distintas, sendo elas: translacionais, rotacionais e em cunha.

#### 2.2.2.1 *Escorregamentos Translacionais*

Os escorregamentos translacionais são processos muito frequentes nas encostas serranas do Brasil. Podem ocorrer em solo saprolítico, saprolitos e rochas condicionadas por estruturas planares desfavoráveis à estabilidade e relacionadas a feições geológicas diversas, tais como foliação, xistosidade, fraturas, falhas etc. (LIMA, 2002)

Eles são caracterizados pela descontinuidade ou planos de fraqueza; podendo ocorrer em taludes menos íngremes e extensos e atingir centenas ou milhares de metros.

### 2.2.2.2 *Escorregamentos Rotacionais*

Os escorregamentos rotacionais são caracterizados pela separação de uma parte do material de solo residual que recobre a rocha provocando deslizamentos repentinos. Esse material que é deslocado é delimitado de um lado pelo talude e do outro por uma superfície de ruptura contínua com superfícies de deslizamentos curvas.

Nesse tipo de escorregamento é comum uma série de rupturas combinadas e sucessivas e a forma que mais se aproxima da realidade é um arco de circunferência, sendo a força responsável pelo colapso o peso da cunha, e a força resistente a resistência ao cisalhamento ao longo do círculo de ruptura.

Existem dois tipos básicos de escorregamentos rotacionais: o de talude e o de base. Nos dois casos, o limite entre o material não mobilizado e o material levado é constituído de rocha, argila muito dura ou outro material de resistência superior ao deslocado da encosta (LIMA, 2002)

### 2.2.2.3 *Escorregamentos em Cunha*

Quando planos de fraqueza, desfavoráveis a estabilidade, se cruzam, ou quando camadas de menor resistência não são paralelas à superfície do talude, a superfície de ruptura pode apresentar uma forma de cunha, delimitada por um ou mais planos, que se deslocam ao longo do seu eixo de intersecção.

Os escorregamentos em cunha são mais comuns em taludes de corte ou em encostas que sofram algum tipo de desconfinamento natural ou antrópico assim como em solos saprolitos e maciços rochosos,

### 2.2.3 *Tombamento, rolamento, deslocamento e quedas*

Devido a ação da gravidade é possível haver diferentes tipos de movimentos de blocos, esses movimentos podem ser tombamento, rolamento, deslocamento ou queda.

Quando ocorre uma rotação dos blocos rochosos ocasionado quando ele se desprende do talude, chamamos de tombamento; já o movimento de blocos ao longo de superfícies inclinadas chamamos de rolamento; nesse tipo de movimentação, os blocos geralmente estão parcialmente envolvidos pela terra do talude onde ele se encontra e a perda de apoio ocasiona

o destacamento dele do talude. O deslocamento, por sua vez, consiste no desprendimento de lascas ou placas de rocha ocasionadas devido as variações de temperatura ou alívio de tensão.

As quedas são movimentos bruscos ocorridos em alta velocidade quando há ausência de superfície de movimentação e podem ocorrer por diferentes motivos, LIMA (2002) lista alguns deles como: ação alternada de congelamento e degelo ao longo de fraturas e juntas; ciclo térmico em massas rochosas; perda de apoio de blocos causada pela ação erosiva da água; processo de desconfinamento lateral de maciços rochosos decorrente de linhas de entalhe recentes; alívio de tensões de origem tectônica; vibrações; empuxo hidrostático ao longo de juntas verticais; e pela composição desses processos.

### **2.3 Agentes e Causas de Movimentos de Massa**

VARNES (1978) identificou os fatores que afetam a estabilidade das massas e rochas e aceleram a deflagração dos movimentos em dois grupos, sendo eles: os que aumentam as solicitações e os que diminuem a resistência. Essa classificação proposta por ele é a mais utilizada internacionalmente e GERSCOVICH (2016) a organizou numa tabela que pode ser observada a seguir.

Tabela 5: Classificação dos deflagradores dos movimentos de massa

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

Fonte: Adaptada por GERSCOVICH (2016) de (VARNES, 1978)

Já LIMA (2002) organizou as causas e agentes mostradas por GUIDICINI e NIEBLE, (1984) numa tabela, mostrada a seguir, que identifica os fatores responsáveis pela movimentação de terra.

Tabela 6: Agentes/causas dos escorregamentos e processos correlatos

AGENTES		
Predisponentes	Complexo geológico,	
	Complexo morfológico,	
	Complexo climático-hidroológico,	
	Gravidade,	
	Calor solar,	
	Tipo de vegetação original	
Efetivos	Preparatórios	Pluviosidade
		Erosão pela água e vento
		Congelamento e degelo
		Variação de temperatura
		Dissolução química
		Ação de fontes e mananciais
		Oscilação de nível de lagos e marés e do lençol freático
		Ação de animais e humana
		Desflorestamento
	Imediatos	Chuvas intensas
		Fusão do gelo e neve
		Erosão
		Terremotos
		Ondas
		Vento
		Ação do homem etc.
CAUSAS		
Internas	Efeitos das oscilações térmicas	
	Redução dos parâmetros de resistência por intemperismo	
Externas	Mudanças na geometria do sistema	
	Efeitos de vibrações	
	Mudanças naturais na inclinação das camadas	
Intermediárias	Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas	
	Elevação da coluna da água em descontinuidades	
	Rebaixamento rápido do lençol freático	
	Erosão subterrânea retrogressiva "piping"	
	Diminuição do efeito de coesão aparente	

Fonte: Adaptada por LIMA (2002) de GUIDICINI e NIEBLE (1984)

LIMA (2002) explica que quando conseguimos classificar os fatores deflagradores dos movimentos de massa, conseguimos associar cada tipo de movimento ocorrido nas encostas a um conjunto de características que, concomitantemente com o entendimento dos condicionantes, nos permite encontrar metodologias tanto preventivas, quando possível, quanto corretivas, para os casos em que as preventivas já não são possíveis.

Além disso, é possível, através das classificações supracitadas, separar os principais condicionantes que deflagram os movimentos em grupos de características, sendo elas:

- Características climáticas,
- Características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas e taludes;
- Características geomorfológicas, com destaque para a inclinação da encosta, o regime das águas de superfície e subsuperfície;
- Características do uso e ocupação, incluindo-se cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de águas servidas, pluviais etc.

Não obstante às separações que essas classificações permitem, é importante ter em mente que nenhum desses fatores agem isoladamente, mas sim em conjunto; embora alguns tenham um peso maior por terem relação com as características geológicas, geomorfológicas e geotécnicas do solo.

Dentre todos os fatores que podem ajudar nos movimentos de terra, fica evidente que as chuvas, assim como as ações antrópicas, merecem atenção, motivo pelo qual serão explanados mais detalhadamente nos tópicos subsequentes.

### 2.3.1 Chuvas

É muito comum que os índices pluviométricos sejam estudados associados aos escorregamentos, com o intuito de se estabelecer algumas relações empíricas, probabilísticas ou físico-matemáticas entre os parâmetros e dessa forma conseguir evitar que alguns escorregamentos venham a acontecer.

Um exemplo desse tipo de estudo foi o realizado por GUIDICINI e IWASA (1976); nesse estudo eles concluíram que precipitações superiores a 20% da precipitação média anual indicam uma alta probabilidade de desencadear grandes deslizamentos de terra.

As chuvas potencializam consideravelmente os efeitos no processo de movimentos de terra assim como nas instabilizações de encosta, pois quando chove ocorre um alteamento do nível de água, essa água acaba gerando forças de percolação; além disso, ela preenche

temporariamente fendas e trincas dos solos e rochas gerando pressões hidrostáticas e reduz a resistência do solo devido a perda da coesão que ele sofre em presença dela.

Ao cair no solo uma parte da água retorna à atmosfera através da evaporação; uma outra parte infiltra-se pelas fendas e poros do solo, formando os lençóis subterrâneos; e uma última parte desliza pela superfície, abrindo caminhos de fácil acesso que ajudam a contribuir para a erosão.

### 2.3.2 *Ação Antrópica*

A má utilização do solo, como por exemplo sua alteração tornando-o mais exposto a agentes de intemperismo, assim como a ocupação de áreas naturalmente suscetíveis a deslizamentos, como encostas, é um grande problema no Brasil, sendo o agente de causas de escorregamentos mais importante pois amplia os processos de instabilização.

LIMA (2002) chama atenção para o fato de que a execução de cortes e aterros para construção de casas em encostas provoca alterações no estado de tensões atuantes no maciço, além de que essas alterações modificam a geometria das encostas, as condições de drenagem e da cobertura vegetal, facilitando a saturação do maciço e o desencadeamento de instabilizações.

A autora explica que os cortes originam o aparecimento de trincas de tração no topo, as quais, durante precipitações intensas, poderão ser preenchidas por água e levar o talude à ruptura. Sendo assim, é possível listar as ações antrópicas que mais geram problemas de escorregamento como:

- Remoção da cobertura vegetal;
- Lançamento e concentração de águas servidas;
- Vazamentos na rede de abastecimento, esgoto e presença de fossas;
- Execução de cortes com geometria inadequada;
- Execução deficiente de aterros
- Lançamento de entulho e lixo nas encostas.

## 2.4 Programa de Investigação Geotécnica para Estabilização de encostas

O programa de investigação tem a finalidade de determinar as características geológico-geotécnicas de uma área de estudo escolhida, para que, através das informações obtidas, seja possível fazer o reconhecimento do subsolo e a avaliação de estabilidade. Com base nesse reconhecimento e avaliação é possível saber se é necessário projetar contenções ou fazer um programa de recomendações de medidas emergenciais.

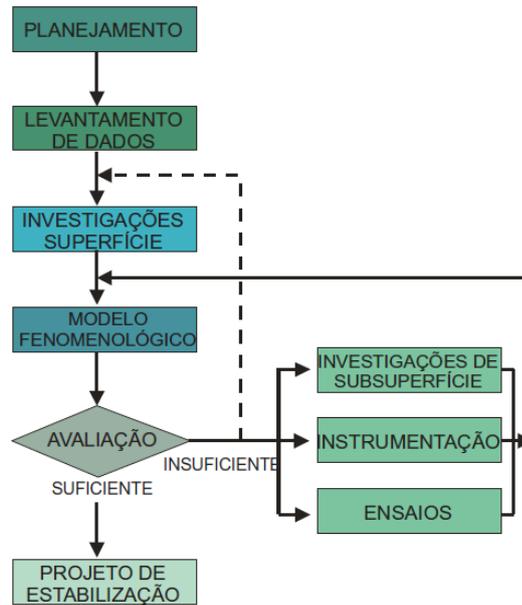
Os procedimentos de um programa de investigação envolvem a determinação da geometria do lugar estudado, assim como a análise do mecanismo de movimentação que pode ocorrer. É de suma importância analisar como o local estudado se comporta com relação às solicitações impostas a ele e, para os casos em que o escorregamento já ocorreu, é necessário saber a natureza e o estado do material que foi mobilizado assim como o comportamento dele no tempo além de mapear espacialmente as unidades geológico-geotécnicas para que seja possível fazer relações entre elas e o processo de instabilização.

GUIDICINI e NIEBLE (1984) dividiram os métodos de investigação e apresentação de dados em treze tópicos, sendo eles:

1. Trabalho de campo
2. Estudo geológico regional
3. Critério de identificação de movimentos de massas
4. Mapeamento geológico da encosta
5. Trabalhos de superfície
6. Descrição das características do movimento
7. Estudo de compartimentação do maciço
8. Emprego de diagrama de projeção esférica
9. Representação de cone de atrito
10. Caracterização geomecânica por meios expeditos
11. Estudos das condições de percolação de água subterrânea
12. Trabalhos de laboratório
13. Retroanálise

Na Figura 2, adaptada por LIMA (2002) de AUGUSTO FILHO (1992), é possível observar um organograma dos procedimentos realizados em um programa de investigação.

Figura 2: Programa de investigação geológico-geotécnica para correção de escorregamentos



Fonte: Adaptado por LIMA (2002) de AUGUSTO FILHO (1992)

Através da Figura 2 fica evidente que, enquanto os dados obtidos forem insuficientes para uma avaliação apropriada, as investigações da superfície, instrumentações e ensaios devem continuar sendo realizados. Só quando a quantidade de dados for suficiente para se fazer uma avaliação segura, deve-se começar a elaboração de projetos de estabilização.

## 2.5 Análise de Estabilidade de Taludes

O que se busca encontrar ao fazer uma análise de estabilidade é a resposta sobre a condição de estabilidade visualizada através de um fator de segurança. Cada fator de segurança está associado a uma superfície de ruptura e a superfície de ruptura associada ao menor fator de segurança de um talude ou encosta é chamada de superfície crítica.

Existem diversos métodos para determinação desse fator de segurança, sendo os mais empregados os métodos analíticos baseados no equilíbrio-limite, onde se considera que os esforços solicitantes que ajudam a provocar a ruptura são balanceados pelos esforços resistentes.

Podemos aplicar o método do equilíbrio limite em superfícies planas (taludes infinitos) e em superfícies circulares; porém, vale salientar que esse método já foi generalizado para

qualquer tipo de superfície. Manualmente é possível fazer os cálculos referentes as superfícies planas; para as circulares, no entanto, fica inviável pois é necessário testar muitas superfícies para poder identificar a superfície crítica; sendo assim, é recomendável o uso de programas como o Slope/w da GeoSlope ou o Slide2 da Rocscience, que foi usado nesse trabalho.

A premissa do método do equilíbrio limite é simples do ponto de vista dos mecanismos físicos. Atualmente existem métodos mais modernos como o método dos elementos finitos que leva em consideração a deformação do meio por exemplo; mas ainda não são usados com frequência e quando são, sempre têm seus resultados comparados com os obtidos através dos métodos de equilíbrio limites.

Existem alguns aspectos importantes a serem levados em consideração na utilização do método de equilíbrio limite, como por exemplo o tempo; o fator de segurança varia ao longo do tempo, não sendo, portanto, um valor fixo. Um exemplo do que pode causar essa alteração é a alteração do nível de água. À medida que o nível de água é elevado ocorre um aumento das poropressões, que diminuem as tensões efetivas; isso faz com que o círculo de Mohr caminhe para a ruptura chegando ao ponto de haver a ruptura do talude.

As análises podem ser feitas com tensões totais e com tensões efetivas. Para as análises em tensões totais são usados parâmetros não drenados, já para as análises em tensões efetivas usa-se os parâmetros drenados. As condições não drenadas acontecem quando a poropressão não é dissipada, isso é comum em materiais de baixa permeabilidade como as argilas.

Por fim, vale salientar a importância que se deve dar ao peso, pois esse é o principal carregamento na maioria dos casos devido ao fato que geralmente os taludes rompem pelo peso próprio.

### *2.5.1 Principais métodos de análise de estabilidade*

O fator de segurança é determinado pela razão entre a resultante das tensões resistentes ao escorregamento e as tensões solicitantes. Quando o valor do fator de segurança é igual a 1 é considerado que o talude ou encosta está na condição de equilíbrio-limite; caso o valor seja inferior a 1 é considerado que o talude ou encosta está instável e que, portanto, está passível a sofrer rupturas se ele passar por alguma modificação; caso o valor seja superior a 1, é considerado que o talude ou encosta está estável; quanto maior que 1 o coeficiente de segurança for, mais estável está o talude.

Para o método de equilíbrio limite é considerado o equilíbrio de uma porção do talude delimitada pela superfície potencial de ruptura, ao longo da qual se verifica a estabilidade; e admite-se que o estado de ruptura do solo seja definido pelo critério de Mohr-Coulomb, estabelecendo condições de equilíbrio do maciço, delimitado após se estabelecerem algumas hipóteses adicionais. (LIMA, 2002).

Esse método se divide em dois subgrupos sendo eles o subgrupo dos métodos lineares, onde não se considera as fatias, e os métodos lineares, onde se considera as fatias. LIMA (2002) organizou esses métodos em uma tabela que pode ser observada a seguir.

Tabela 7: Principais métodos de cálculo de estabilidade de taludes

Metodos Lineares ( não considera fatias)	Taludes Infinitos
	Método de Culmann
	Método de Rendulic
	Método do Círculo de Atrito
Metodos Não Lineares ( considera fatias)	Método de Ordinay (Fellenius)
	Método de Bishop
	Método de Bishop Modificado
	Método de Spencer
	Método de Morgenstern e Price
	Método de Janbu
	Método de Sarma
Método de Blocos	

Fonte: (LIMA, 2002)

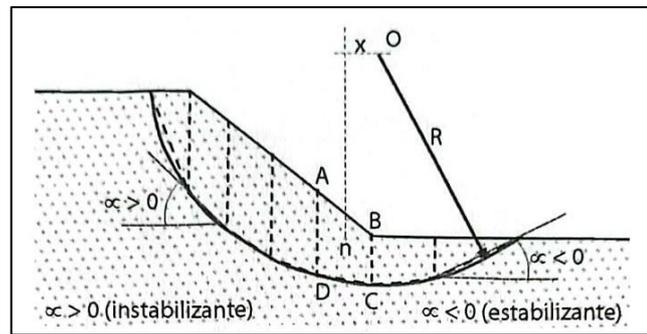
Nesse trabalho vamos focar nos métodos não lineares, que consideram fatias, mais especificamente nos métodos de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu e Morgenstern e Price.

O método das fatias é a forma mais utilizada em estudos de estabilidade, pois não apresenta restrições quanto a homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (em termos de tensão total ou efetiva). Assim, esse método permite que o solo seja heterogêneo, que o talude apresente superfície irregular e, principalmente, possibilita incluir a distribuição de porosidade, e a análise pode ser realizada em condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo (GERSCOVICH, 2016).

As etapas para o método das fatias consistem em:

Subdividir o talude em fatias, assumindo que a base da fatia é linear.

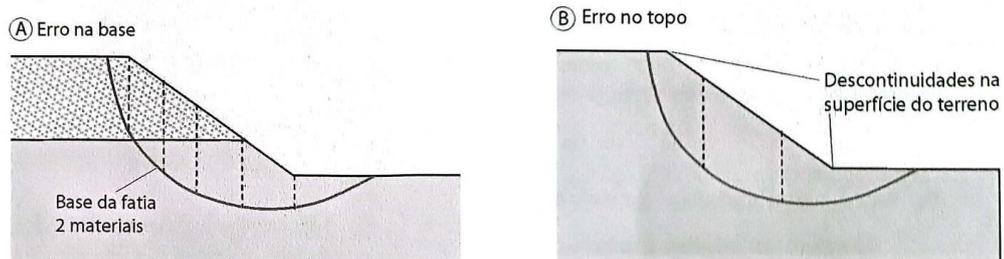
Figura 3: Método das fatias,



Fonte: GERSCOVICH (2016)

É importante salientar que a base de uma fatia tem que estar contida no mesmo material. Além disso, o topo das fatias não pode ter descontinuidade. GERSCOVICH (2016) exemplifica essas exigências através da Figura 4 a seguir:

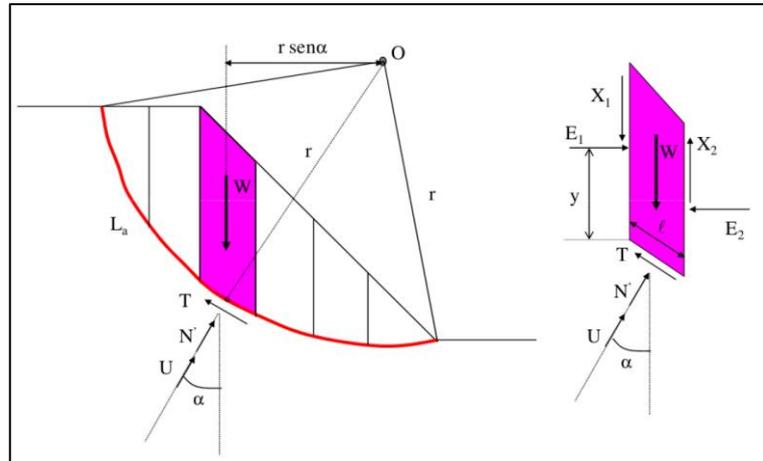
Figura 4: Erros de subdivisão de fatias,



Fonte: GERSCOVICH (2016)

Depois de divididas, faz-se a análise das forças envolvidas em cada fatia, nessa etapa assume-se que as tensões normais na base da fatia sejam provenientes do peso de solo contido na fatia em questão. Na Figura 5 é possível observar as forças envolvidas no método das fatias, onde  $W$  corresponde ao peso das fatias;  $X$  e  $E$  à forças interlamelares;  $\alpha$  ao ângulo entre o centro do círculo de ruptura e o eixo da força peso da fatia,  $U$  à poropressão,  $N$  à força normal paralela ao raio do círculo,  $T$  à força tangencial,  $L_a$  ao comprimento total da superfície de ruptura e  $l$  a largura da base inclinada.

Figura 5: forças envolvidas no método das fatias;



Fonte: Notas de aulas do professor Leonardo Guimarães

Por fim, faz-se o equilíbrio de momentos em cada fatia tomando como base o centro do círculo de raio  $R$  e considerando os pesos e as forças tangenciais na base das fatias como pode ser observado na Equação (1).

$$\sum (T \times r - W \times r \times \text{sen}(\alpha)) = 0$$

$$\sum T = \sum (W \times \text{sen}(\alpha)) \quad (1)$$

Pela equação do fator de segurança chegamos à expressão para a força tangencial:

$$FS = \frac{\tau_R}{\tau_S} = \frac{c + \sigma \times Tg(\varphi)}{\left(\frac{T}{l}\right)} = \frac{l \times c + l \times \sigma \times Tg(\varphi)}{T}$$

$$T = \frac{l \times c + l \times \sigma \times Tg(\varphi)}{FS} = \frac{l \times c + N \times Tg(\varphi)}{FS} \quad (2)$$

Substituindo (2) em (1) em temos

$$\sum \frac{l \times c + N \times Tg(\varphi)}{FS} = \sum (W \times \text{sen}(\alpha))$$

Como o fator de segurança é igual para todas as fatias ele pode sair do somatório, e o somatório do comprimento de todas as fatias resulta em  $L_a$ , sendo assim:

$$\frac{1}{FS} \times (La \times c + Tg(\varphi) \times \sum N) = \sum (W \times sen(\alpha))$$

$$FS = \frac{La \times c + Tg(\varphi) \times \sum(N)}{\sum(W \times sen(\alpha))} \quad (3)$$

Dessa forma obtém-se a expressão final para o coeficiente de segurança, onde,  $c$  e  $\varphi$  correspondem a coesão e ao ângulo de atrito do solo respectivamente. Existem diversas formas de resolver a equação (3) e isso é o que diferencia cada método de equilíbrio limite.

#### 2.5.1.1 Fellenius

O método de Fellenius, apresentado em 1936, usa de uma hipótese simplificada, e até certo ponto imprecisa, de que as forças de interação entre fatias são paralelas à base delas, o que permite dispensá-las do cálculo. Ele é considerado o método mais conservador e usa o equilíbrio das forças na direção normal à base da fatia.

Por não usar processos iterativos é o método mais simples. Usando esse método o fator de segurança é dado pela equação (4) abaixo:

$$FS = \frac{\sum [c \times l + (W \times \cos(\alpha) - u \times l) \times \tan(\varphi)]}{\sum (W \times sen(\alpha))} \quad (4)$$

#### 2.5.1.2 Bishop

O método de Bishop foi apresentado em 1955; e, segundo SILVA (2011), embora tenha sido desenvolvido primariamente para análise de superfícies circulares, onde é mais comumente utilizado, também pode ser aplicado em superfícies poligonais, gerando resultados satisfatórios.

A hipótese desse método considera o somatório das forças na direção horizontal sendo nulo; dessa forma, as equações de equilíbrio são feitas na direção vertical. Usando esse método o fator de segurança é dado pela equação (5) onde  $\Delta x$  corresponde a largura horizontal da fatia:

$$FS = \frac{\sum \left[ (c \times \Delta x + (W - u \times \Delta x) \times Tg(\varphi)) \times \frac{1}{\cos(\alpha) \times \left( 1 + \frac{Tg(\alpha) \times Tg(\varphi)}{FS} \right)} \right]}{\sum (W \times sen(\alpha))} \quad (5)$$

Para a obtenção do fator de segurança nesse método é necessário a aplicação de um processo iterativo, que tende a ter poucas interações; dessa forma, ele é usado como método de comparação com os métodos mais sofisticados.

### 2.5.1.3 Janbu simplificado

O método desenvolvido por Janbu em 1954, é uma versão simplificada, desenvolvida com o intuito de reduzir o esforço computacional exigido pelos métodos rigorosos. Ele ignora as forças de interações tangenciais (assim como o método de Bishop). Porém, este método considera apenas o equilíbrio das forças e não dos momentos, visto que há dificuldade em encontrar um ponto em comum de atuação de todas as forças para um equilíbrio de momentos em superfícies de ruptura não circulares.

O método introduz um fator corretivo  $f_0$  que multiplica o fator de segurança resultante do equilíbrio de forças segundo a direção horizontal. Este fator corretivo existe para levar em conta as forças de interação negligenciadas pelo método. O fator de segurança final é o que resulta do produto com  $f_0$  (SILVA, 2011). Sendo assim, usando esse método o fator de segurança é dado pela equação (6) :

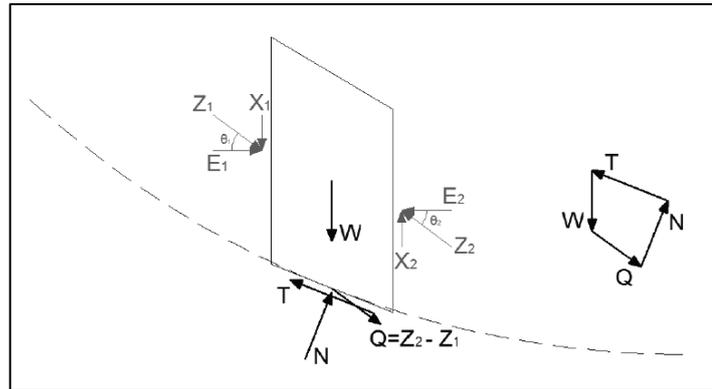
$$FS = \frac{f_0}{\sum(W \times Tg(\alpha))} \times \sum \left[ \frac{c \times \Delta x + (W - u \times \Delta x)Tg(\varphi)}{\cos(\alpha) \times \cos(\alpha) \times \left(1 + \frac{Tg(\alpha) \times Tg(\varphi)}{FS}\right)} \right] \quad (6)$$

### 2.5.1.4 Spencer

Este método, desenvolvido em 1967, satisfaz todas as equações de equilíbrio (momentos e forças) e não despreza as forças interlamelares. O FS obtido é representado pelo ponto que satisfaz simultaneamente os dois equilíbrios.

As interações do método podem ser feitas através de uma resultante  $Q$  aplicada no centro da base da fatia, que também é o ponto de aplicação da força normal  $N$ , e que assume uma inclinação constante  $\theta$  com a horizontal em cada fatia, como pode ser observado na Figura 6.

Figura 6: forças envolvidas no método de Spencer



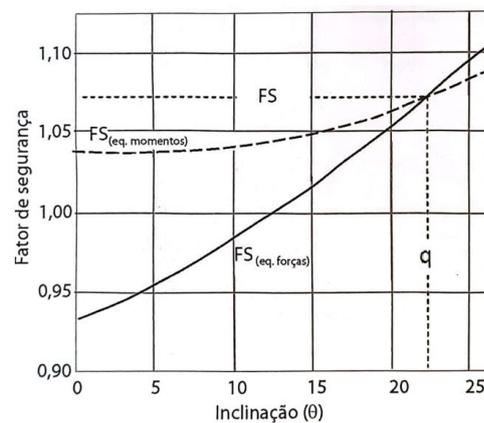
Fonte: (SILVA, 2011)

A resultante de Q é dada pela equação (7):

$$Q = \frac{\frac{c \times l}{FS} - \frac{(W \times \alpha \times l) \times \text{Tg } \varphi}{FS} - W \times \text{sen } \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \times \left(1 + \frac{\varphi \times \tan(\alpha - \theta)}{FS}\right)} \quad (7)$$

Ao considerar o raio da superfície de ruptura e o ângulo de inclinação de Q constante, obtêm-se  $\sum Q = 0$ , sendo assim, é possível utilizar valores quaisquer para  $\theta$  na obtenção de fatores de segurança de momento (FSm) e fatores de segurança de força (FSf). No ponto de interseção encontra-se o FS (Figura 7):

Figura 7: Determinação gráfica do FS pelo método de Spencer



Fonte: Adaptado de (GERSCOVICH, 2016)

Pela figura acima é possível observar que o FS obtido pelo equilíbrio de momento é bem menos sensível à variação da inclinação quando comparado ao fator de segurança obtido pelo

equilíbrio de forças. Assim, é possível compreender as divergências dos métodos menos rigorosos que utilizam o equilíbrio das forças para obtenção do fator de segurança.

#### 2.5.1.5 Morgenstern-Price

O método de Morgenstern-Price, desenvolvido em 1965, pode ser aplicado a qualquer superfície de ruptura e, assim como o método anterior, utiliza equilíbrios de momentos e forças para a determinação do fator de segurança.

Para a resolução da indeterminação do problema, admite-se uma relação entre as forças  $E$  e  $T$ , dada pela equação (8).

$$T = \lambda \times f(x) \times E \quad (8)$$

Onde  $\lambda$  é uma constante a ser determinada por processo iterativo e  $f(x)$  corresponde a uma função que precisa ser especificada.

## 2.6 Características da Cidade do Recife

A interação entre os elementos: água, ar, organismos vivos e a superfície da terra cria cenários físico-químico-biológicos em contínua renovação de equilíbrio, onde as trocas energéticas causam modificações no relevo e transporte de materiais, que são lentos ou bruscos, porém infundáveis (LIMA, 2002). Tudo isso é responsável pelas características geológicas e geotécnicas da Região Metropolitana do Recife que serão abrangidas a seguir.

### 2.6.1 Características Geológicas

LIMA (2002) explica que as encostas do Recife apresentam camadas de argila siltosa com índice de plasticidade alto, entre 30 e 40 %, que não se apresenta saturado, com grau de saturação inferior a 100 % e umidade natural, em média, de 23 %. O mineral argílico

preponderante é a caulinita situada na faixa das argilas inativas e normais e pré-adensada, com pressões de pré-adensamento entre 150 e 260 kPa.

As unidades geomorfológicas observadas na Região Metropolitana do Recife são, principalmente, morros e planícies. Os processos geodinâmicos formadores do relevo iniciaram durante uma regressão marinha com basculamento para leste da borda do continente ocorrendo a deposição da Formação Barreiras no limite do continente. Esse período abrange o fim do Terciário e início do Quaternário (LIMA, 2002)

A Formação Barreiras ocorre na faixa costeira dos estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte e apresenta um sistema de deposição devido ao fluxo dos rios de grande extensão. Segundo LIMA (2002), a unidade geológica Formação Barreiras é a mais importante dos morros da cidade do Recife; ela informa que esse nome foi sugerido por Kegel em 1957 e desde então vem sendo adotado por vários autores.

Basicamente, este tipo de formação é constituído por diferentes sedimentos granulares, derivados de uma mistura de areia e argila, com faixas de cascalho, ou seja, é um sistema de formação entrelaçado; essas faixas são ligeiramente voltadas para o mar em forma de decks com cerca de 50 m de altura. Outra característica é a interação com faixas aluviais a oeste e com faixas de influência litorânea a leste, justificando assim seu nome, flúvio-lagunar, devido aos sucessivos progressos e recuos do mar durante o período Quaternário.

Essa alternância das camadas nos sedimentos tem uma influência significativa nas erosões que ocorrem nos morros da zona sul embora o mesmo não possa ser dito com relação aos morros da zona norte. Esse fato tem relação com as ocorrências de voçorocas nos morros da zona sul, que têm horizontes mais arenosos, e com deslizamentos mais frequentes nos morros da zona norte, que têm sedimentos mais argilosos.

VILLA VERDE e SANTOS (2019) explicam que quando o solo é mais arenoso, se torna permeável, e com isso, apresenta alta susceptibilidade à erosão e baixa susceptibilidade aos deslizamentos. Já os argilosos são impermeáveis e são mais resistentes à erosão e alta susceptibilidade aos deslizamentos.

### 2.6.2 *Riscos geológicos*

Segundo VILLA VERDE e SANTOS (2019) a Secretaria de Defesa Civil do Recife, divide a região das encostas em cinco Regionais: Norte (Passarinho, Guabiraba, Córrego do

Jenipapo, Nova Descoberta, Brejo da Guabiraba, Dois Irmãos), Nordeste (Bomba do Hemetério, Água Fria, Beberibe, Linha do Tiro, Porto da Madeira, Dois Unidos, Cajueiro, Fundão, Bomba do Hemetério e Alto Santa Terezinha), Sul (Jordão, Cohab (Ibura de Cima) e Ibura), Oeste (Cohab (Ibura de Cima), Coqueiral, Jardim São Paulo, Cohab, Várzea, Sancho, Totó e Caxangá) e Noroeste (Macaxeira, Alto José Bonifacio, Vasco da Gama, Mangabeira, Apipucos, Nova Descoberta, Morro da Conceição, Alto José do Pinho, Casa Amarela e Alto do Mandu).

Graças ao crescimento demográfico acelerado o homem transformou a paisagem natural, e essas mudanças no relevo, na drenagem, na vegetação etc. tem um peso muito grande no aumento crescente do número de deslizamentos ocorridos não só no Brasil, como no mundo todo. Recife é um exemplo vivo dos problemas que podem ocorrer devido a um crescimento desorganizado. Durante seu crescimento a cidade do Recife acumulou muitos erros de planejamento, os principais foram os ocasionados pelos aterramentos de mangues e cortes nas regiões de morros.

Os procedimentos realizados para esses aterros e cortes acabaram interferindo não só nos elementos da paisagem natural como também na drenagem. Isso afetou principalmente os morros que são constituídos de sedimentos não-consolidados e necessitam da cobertura vegetal como estabilização contra os processos erosivos.

LIMA (2002) explica que da Mata Atlântica que existia originalmente na região, restam apenas alguns vestígios em áreas de preservação rigorosa; pois na maior parte ela foi substituída por gramíneas, árvores frutíferas de diferentes portes ou mesmo nenhuma cobertura vegetal. Essa é uma das principais razões para os morros ocupados do Recife constituírem hoje uma área de risco geológico pois essa nova característica da sua morfologia é um dos principais fatores dos deslizamentos frequentes no inverno.

Os movimentos de terra que acontecem frequentemente no inverno, colocando os morros do Recife em situação de risco diminui a qualidade de vida de seus moradores além de trazer, devido a perda de bens assim como de vidas, prejuízos socioeconômicos. No inverno ainda se tem o agravante da água que se infiltra nas fendas do solo causando um acréscimo de pressão que é um dos contribuintes para a desestabilização do maciço.

LIMA (2002) cita as principais situações de risco presentes na cidade como sendo: deslizamentos, subsidência por aterro e uso incontrolado da água subterrânea, inundação, erosão de costas e assoreamento. Ela enfatiza que dentre as situações supracitadas o risco de deslizamento é o mais grave em razão das possíveis perdas de vida e econômicas ocorridas quase todo ano, durante as estações de chuvas.

### 2.6.3 Aspectos Relevantes Sobre Deslizamentos Ocorridos a Cidade do Recife

Só na capital pernambucana, a média de chuvas em 6 de fevereiro de 2023, foi de 158 mm, 125% da média prevista para todo o mês de fevereiro (GONZAGA, 2023). Esse acúmulo elevado de água em um curto espaço de tempo é o que causa um aumento significativo nos deslizamentos na cidade do Recife. E cada vez mais esses episódios vem se tornando mais frequentes.

ALVES, CAMILA e COUTINHO, KATHERINE (2022) mencionam uma tragédia provocada pelas fortes chuvas e pelos deslizamentos de barreiras em 30 de maio de 2022 que deixou no mínimo 93 mortos no Grande Recife e mais de 6 mil desabrigados, se tornando, dessa forma, o maior desastre já registrado em Pernambuco no século 21, superando as mortes da cheia de 1975.

As autoras explicam que em 1975 Recife sofreu uma cheia histórica que motivou 107 mortes e devastou os principais bairros da cidade. Só que em 1975 o que causou a morte das pessoas foram problemas cardíacos, contaminação de água e afogamento; dessa vez, metade ou mais das mortes foi ocasionada por movimento de massa dos morros e encostas.

A ABMS (2022a) explica que as chuvas torrenciais que atingiram o estado de Pernambuco a partir do dia 25 de maio de 2022 causou nova série histórica de tragédias. Mais de 100 mortes, ocasionadas por alagamentos e deslizamentos de encostas foram confirmadas no estado. Outros 6 mil cidadãos ficaram desabrigados e houve dezenas de desaparecidos.

Figura 8: Equipes de resgate trabalham em áreas atingidas por deslizamentos causados por chuvas em Recife



Fonte: REUTERS/Diego Nigro (2022)

A ABMS (2022b) explica que um estudo divulgado no início de 2022 pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) indica que a incidência de chuvas intensas, como as que atingiram a região metropolitana de Recife (PE) em maio de 2022, serão cada vez mais frequentes pelo Brasil. A notícia enfatiza que diante deste cenário de alterações climáticas, priorizar a implantação de medidas que aprimorem a gestão do risco é fundamental para a preservação de vidas.

Figura 9: Deslizamento ocorrido na Rua Pico da Bandeira – Jardim Monte Verde – COHAB – RPA6



Fonte: Jean Joseph (2022)

Figura 10: Deslizamento ocorrido na Rua Monte Pascal, 32 – Jardim Monte Verde – COHAB – RPA 6



Fonte: Jean Joseph (2022)

Não obstante, desde 2013, a Prefeitura do Recife executou apenas 17% do orçamento previsto para obras de urbanização em áreas de risco, como locais de encostas e alagados (SANTOS, J. M.; LUC, 2022). Com os acidentes ocorridos ano passado houve uma mudança nessa atitude e de acordo com SANTOS, J. e M. LUC (2022) até maio do mesmo ano, mês em

que os desastres ocorreram em Pernambuco, R\$12,31 milhões foram liquidados para a execução de obra em áreas de morros no Recife, o equivalente a 14,6% do previsto para o ano inteiro.

### 3 METODOLOGIA E EQUIPAMENTOS

Com a intenção de caracterizar o solo das encostas estudadas, foi realizado o ensaio de sondagem a percussão (SPT) através do qual é possível obter o índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ); Esse ensaio foi realizado pela empresa ENSOLO -Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações LTDA.

Durante a realização dos procedimentos desse ensaio, foram coletadas amostras deformadas com a ajuda das quais foi possível obter o teor de umidade ao longo da profundidade de alguns pontos.

A medida que o ensaio SPT ia tendo sequencia, algumas amostras eram retiradas do amostrador e com o auxílio de uma balança Marte, com capacidade de 610 g e sensibilidade de 0,1 g, era possível fazer a pesagem das amostras. Depois de feita essa pré-pesagem, as amostras eram colocadas em cápsulas que eram envolvidas por papel filme e em papel alumínio, com o intuito de não haver perda de umidade, para posterior pesagem e determinação de umidade em laboratório

Figura 11: Procedimento de coleta de amostras para determinação de umidade



Fonte: A autora (2023)

Alem dos ensaios de SPT também foram abertos quatro poços pra recolhimento de amostras indeformáveis

Figura 12: Poços para a coleta dos blocos indeformáveis



Fonte: A autora (2023)

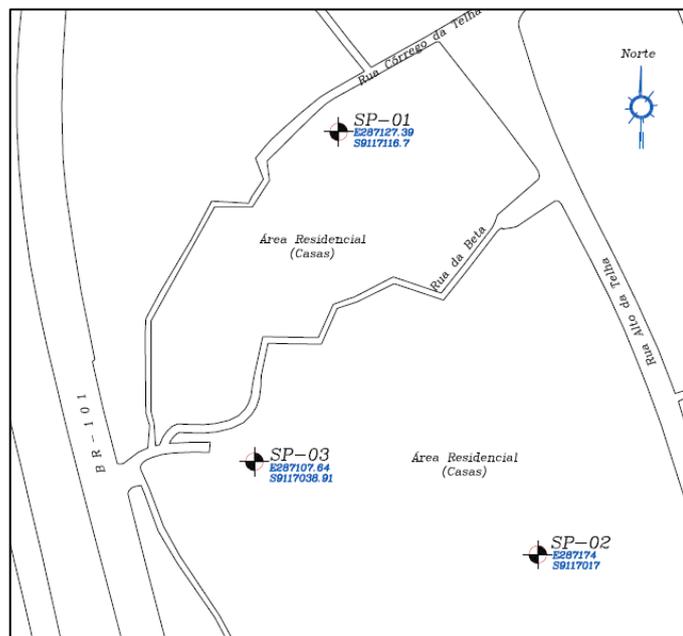
Em laboratório, com as amostras dos solos obtidas em campo, foram realizados os ensaios de caracterização física dos solos, determinação de umidade e cisalhamento direto; de posse dos resultados obtidos desses ensaios foi possível fazer a análise da estabilidade com a utilização do programa Slide2.

### 3.1 Programa de Investigação Geotécnica

O programa de investigação geotécnica foi desenvolvido no Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco (LSI/UFPE). Para a realização da investigação geotécnica foram escolhidas duas seções na encosta do Alto da Telha nomeadas de A e B.

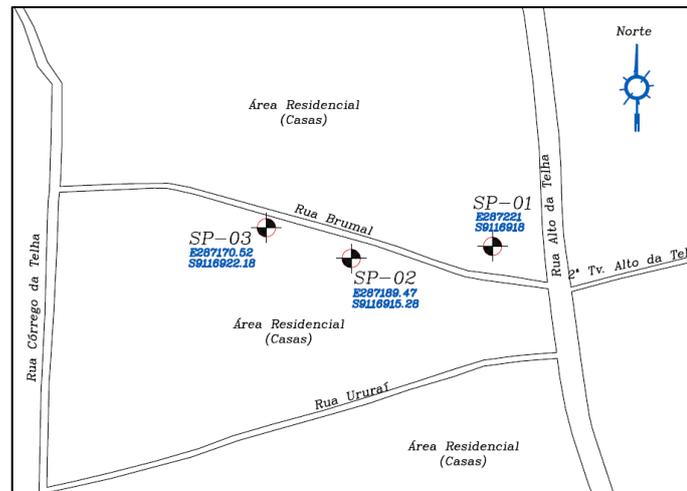
A Figura 13 e a Figura 14 mostram a localização da encosta onde foram realizados os furos de sondagem.

Figura 13: Localização da encosta onde foram realizados os furos de sondagem da seção A



Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)

Figura 14: Localização da encosta onde foram realizados furos de sondagem da seção B



Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)

O local onde fica a seção A já sofreu deslizamento de terra, sendo assim um lugar mais instável que o local onde fica a seção B.

Na Tabela 8 e na Tabela 9 constam a programação da investigação geotécnica realizada em campo assim como os ensaios realizados em laboratório.

Tabela 8: Investigação geotécnica realizada em campo

INVESTIGAÇÃO	SERVIÇOS REALIZADOS
Sondagem de simples reconhecimento	Ensaio de Investigação Standard Penetration Test (SPT) realizados nos furos A1, A2, A3, B1, B2 e B3
Retirada de amostras	Abertura de poços de investigação perto dos furos de sondagem de A1, A2, B1 e B2 para retirada de blocos indeformados, assim como retirada de amostras deformadas tanto dos poços supracitados como dos furos de sondagem de A1, A2, A3, B1, B2 e B3
Umidade	Retiradas de cápsulas, ao longo da profundidade dos furos de sondagem de A1, A2, A3, B1, B2 e B3, para determinação da umidade em laboratório

Fonte: A autora (2023)

Tabela 9: Investigação geotécnica realizada em laboratório

INVESTIGAÇÃO	SERVIÇOS REALIZADOS
Caracterização do solo	Ensaio de granulometria com o material retirado dos poços perto dos furos de sondagem de A1, A2, B1 e B2, e com material retirado dos furos de sondagem de A1, A2, A3, B1, B2 e B3. Assim como determinação dos limites de consistência
Umidade	Ensaio de umidade realizado com as amostras recolhidas em campo
Cisalhamento direto	Ensaio realizado com as amostras indeformadas retiradas dos poços abertos perto dos furos de sondagem de A1, A2, B1 e B2 e de amostras indeformadas retiradas perto dos furos de sondagem de A3 e B3

Fonte: A autora (2023)

## 3.2 Investigação Geotécnica de Campo

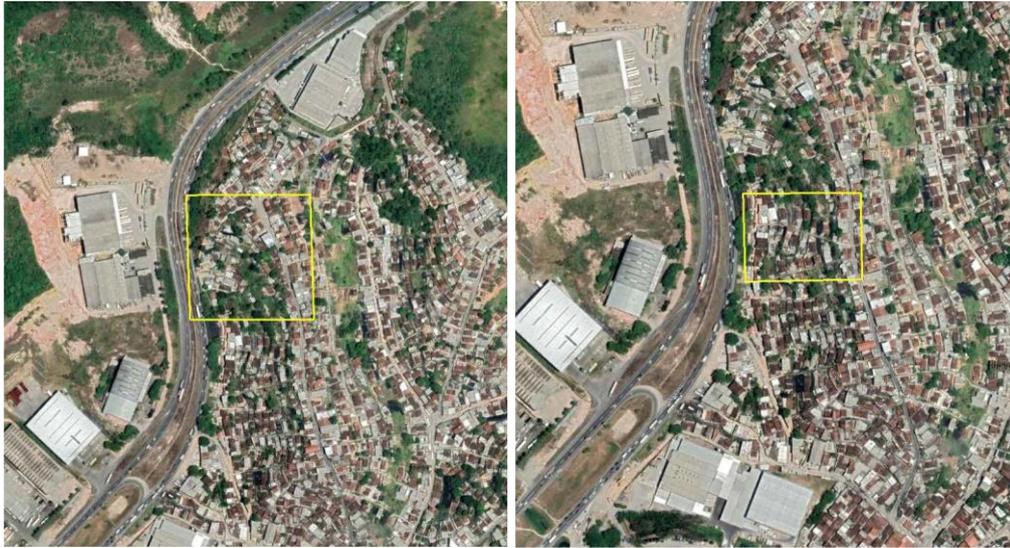
### 3.2.1 Sondagem de Simples Reconhecimento

Como mencionado anteriormente, as sondagens de simples reconhecimento do solo foram realizadas pela ENSOLO - Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações; e, respeitando a norma NBR 6484 (Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio), foi utilizado o Standard Penetration Test (SPT) como ferramenta de investigação para obtenção do perfil geotécnico assim como da resistência à penetração do amostrador padrão (NSPT).

Na Figura 15 é mostrado uma foto aérea do local onde foram executados os furos de sondagem. À esquerda é mostrado o local das sondagem da seção A (A1, A2 e A3) e a direita é mostrado o local das sondagem da seção B (B1, B2 e B3). Na Figura 16 é mostrado uma vista em 3D da localização dos furos assim como a indicação de cada um.

As linhas em vermelho na Figura 16 representam a demarcação de algumas ruas de interesse a serem analisadas ao longo do desenvolvimento do projeto “Morro de Vontade”, e a linha verde representa a demarcação do perfil elaborado para uma análise inicial.

Figura 15: Foto aérea contendo localização / situação da área onde foram executados os furos de sondagem



Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)

Figura 16: Vista em 3D do local onde foram realizados os furos de sondagem



Fonte: Adaptada do Google Earth (2023)

### 3.2.2 Retirada de Amostras

A coleta das amostras deformadas e indeformadas, assim como os cuidados requeridos para o acondicionamento e transporte dessas amostras, foram realizados de acordo com a norma NBR 9604 (Abertura de Poços e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas).

Os poços abertos para a retirada dos blocos indeformados foram feitos com pá e picareta até uma profundidade de 1,20m; a partir dessa profundidade os blocos começavam a ser esculpidos; cada poço tinha dimensões de 1,50m x 1,50m o que possibilitou a retirada de blocos com dimensões de 0,40 m x 0,40m x 0,60m.

Figura 17: Processo de escavação dos poços



Fonte: A autora (2023)

Devido ao alto custo envolvido, não houve abertura de poços na mesma quantidade de furos de sondagem (seis furos). Sendo assim, optou-se por fazer poços perto dos furos de sondagens A1, A2, B1 e B2. As amostras indeformadas perto dos furos A3 e B3 foram obtidas de poços superficiais como o ilustrado na Figura 18.

Figura 18: Poço superficial para obtenção de amostras indeformadas perto do furo de sondagem de B3



Fonte: A autora (2023)

A relação da quantidade de amostras coletadas está apresentada na Tabela 10 e na Tabela 11 a seguir:

Tabela 10: Relação da localização e quantidade das amostras deformadas coletadas

LOCALIZAÇÃO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS	PROF. DA AMOSTRA (m)
Próximo ao furo de sondagem A1	1 saco de aproximadamente 25 kg	1,20
Próximo ao furo de sondagem A2	1 saco de aproximadamente 25 kg	1,20
Próximo ao furo de sondagem A3	1 saco de aproximadamente 25 kg	Na superfície do terreno
Próximo ao furo de sondagem B1	1 saco de aproximadamente 25 kg	1,20
Próximo ao furo de sondagem B2	1 saco de aproximadamente 25 kg	1,20
Próximo ao furo de sondagem B3	1 saco de aproximadamente 25 kg	Na superfície do terreno

Fonte: A autora (2023)

Tabela 11: Relação da localização e quantidade das amostras indeformadas coletadas

LOCALIZAÇÃO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS	PROF. DA AMOSTRA (m)
Próximo ao furo de sondagem A1	1 Bloco	1,20-1,80
Próximo ao furo de sondagem A2	1 Bloco	1,20-1,80
Próximo ao furo de sondagem A3	4 caixinhas	Próximo à superfície
Próximo ao furo de sondagem B1	1 Bloco	1,20-1,80
Próximo ao furo de sondagem B2	1 Bloco	1,20-1,80
Próximo ao furo de sondagem B3	4 caixinhas	Próximo à superfície

Fonte: A autora (2023)

Após a moldagem, os blocos eram envolvidos em plástico filme e em seguida em papel alumínio assim como em tecidos de algodão e presos com fita adesiva, para então haver uma aplicação de parafina. Só então os blocos eram cortados pela base e colocados em uma caixa de madeira, onde todo esse processamento de conservação era aplicado na parte da base assim como tinha sido feito nas outras faces.

Por fim, antes de fechar a caixa de madeira, era colocado serragem. Todo esse procedimento é de suma importância porque ajuda a evitar a perda da umidade natural do solo. Além disso, é importante condicionar a amostra de forma adequada para que esta conserve sua estrutura natural. A Figura 19 mostra parte do procedimento de condicionamento das amostras realizado.

Figura 19: Processo de preservação dos blocos indeformáveis



Fonte: A autora (2023)

As amostras deformadas foram retiradas com o auxílio de uma pá, e colocadas em sacos de plástico de 100 litros revestidos com sacos rafia que eram fechados para o transporte.

Figura 20: Processo de retirada de amostra indeformada dos poços



Fonte: A autora (2023)

### 3.3 Investigação Geotécnica de Laboratório

O processo de investigação geotécnica em laboratório envolveu os ensaios de caracterização do solo, de umidade e de cisalhamento direto. É importante salientar que no

projeto foram feitos outros ensaios como por exemplo os edométricos, de sucção, dentre outros, mas que não serão abordados nesse trabalho pois ainda não foram concluídos no momento.

### *3.3.1 Caracterização do Solo*

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo a metodologia recomendada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Para a preparação das amostras foi usada a NBR 6457 (Amostras de Solo - Preparação Para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização); para o ensaio de granulometria foram usadas a NBR 7181 (Solo- Análise granulométrica) e a NBR 6458 (Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água);

Por fim, para os limites de consistência foram usadas a NBR 6459 (Solo- Determinação do Limite de Liquidez) e a NBR 7180 ( Solo- Determinação do Limite de Plasticidade).

#### *3.3.1.1 Ensaio de Granulometria*

O ensaio de granulometria das amostras é dividido em duas etapas, sendo elas a etapa do peneiramento e a etapa da sedimentação, que pode ser realizada com e sem defloculante. A sedimentação é feita para determinar o tamanho e a distribuição de partículas de solos finos em suspensão em um líquido; pois, por terem partículas muito pequenas, os solos finos não podem ser classificados através do ensaio de classificação tradicional com as peneiras.

Inicialmente, após destorroado, separa-se 1500 g do material de solo a ser analisado, que é passado na peneira #10; desse material que passou, separa-se duas amostras de 70 g cada, uma para ser usada no ensaio com defloculante e a outra no ensaio sem defloculante, ainda desse material que passou na peneira #10 separa-se duas amostras para a determinação de umidade.

Figura 21: Processo de destorroamento, pesagem dos 1500 g e separação dos 70g das amostras



Fonte: A autora (2023)

No material que fica retido na peneira #10 coloca-se água e deixa em repouso por um tempo para poder fazer a classificação tradicional com as peneiras após a secagem em estufa. Além disso, o restante do material que passou na peneira #10 é passado na peneira # 40 para poder fazer o ensaio de Limite de Liquidez e de Limite de Plasticidade posteriormente.

Nos 70g que é usado com defloculante adiciona-se 5,71 g do sal Hexametáfosfato de Sódio, e após misturar bem adiciona-se 150 ml de água destilada. Essa amostra fica em repouso por pelo menos 12 horas após as quais é colocada no dispersor por um tempo que varia de 5 a 10 minutos.

Figura 22: Amostras com e sem defloculante, mistura e colocação de água para ficar em repouso



Fonte: A autora (2023)

Em seguida coloca-se a amostra na proveta e completa-se com água destilada até completar 1000 ml. Por fim, a proveta é agitada por 1 min, para garantir que todas as partículas estejam em suspensão, depois dos quais a densidade da mistura vai sendo medida com o auxílio do densímetro a intervalos regulares pré-estabelecidos. Ao final das leituras, o material é

passado na peneira #200 e o que ficou retido vai para a estufa e posteriormente passa pelo processo de peneiramento.

Figura 23: Retirada da amostra do dispersor e colocação nas provetas assim como a lavagem ao final das leituras do densímetro



Fonte: A autora (2023)

Nos 70 g que é usado sem defloculante completa-se com 150 ml de água e, sem precisar adicionar o sal nem ir para o dispersor, coloca-se na proveta onde o procedimento é análogo ao citado anteriormente.

As leituras no densímetro são muito importantes pois quando uma amostra de solo é dispersada em água, as partículas decantam com velocidades diferentes dependendo da sua forma, tamanho, peso e viscosidade da água. Com base nas medições é possível calcular a velocidade de sedimentação das partículas e, por consequência, determinar o tamanho e distribuição das partículas na amostra

### 3.3.1.2 Ensaio de Limite de Consistência

Os limites de consistência são propriedades que definem a quantidade de água necessária para que o solo atinja estados específicos de consistência. Nesse trabalho, os ensaios de limite de consistência realizados foram: o limite de liquidez (LL), e o limite de plasticidade (LP).

O limite de liquidez serve para determinar o teor de umidade em que o solo passa do estado plástico para o estado semilíquido. Ele é realizado através do aparelho de Casagrande e por isso também pode ser chamado por esse nome.

Para realização do ensaio, inicialmente pega-se a amostra separada no ensaio de granulometria que passou na peneira #40 mencionada em 3.3.1.1 e separa-se em torno de 70 g. Em seguida adiciona-se água destilada até haver uma homogeneização da mistura. Após isso,

coloca-se uma fração dessa amostra no aparelho de Casagrande onde ela é moldada de forma que na parte central da concha haja uma altura de solo de 1cm aproximadamente.

Figura 24: Preparação da amostra para o ensaio de Limite de Liquidez



Fonte: A autora (2023)

Em seguida, com o auxílio do cinzel, divide-se a massa de solo em duas partes iguais para então golpear a amostra, acionando a manivela até que as bordas inferiores da ranhura se unam. Anota-se o número de golpes e retira-se uma pequena quantidade da amostra junto as bordas que se uniram para pesagem e colocação em estufa para determinação da umidade.

Figura 25: Procedimento do ensaio de Limite de Liquidez



Fonte: A autora (2023)

Esse procedimento é repetido para diferentes teores de umidade com o objetivo de conseguir o fechamento da ranhura com menos golpes, numa sequência de aproximadamente 40,30, 20 e 10 golpes.

Por fim, com os resultados obtidos no procedimento supracitado constrói-se um gráfico onde na ordenada estão as umidades em escala aritmética e, na abcissa o número de golpes em escala logarítmica. O teor de umidade correspondente a intercessão da ordenada relativa a 25 golpes com a linha dos pontos obtidos no gráfico corresponde ao limite de liquidez

O limite de plasticidade por sua vez é definido como o teor de umidade abaixo do qual o solo se torna rígido e quebradiço, não sendo mais moldável.

Inicialmente, uma amostra representativa de um solo, obtida da mesma forma que a descrita para o ensaio de Limite de Liquidez, é homogeneizada com água destilada em quantidade suficiente para se obter uma massa plástica. Parte da amostra é retirada e colocada em uma superfície plana para moldagem de um pequeno cilindro com aproximadamente 3mm de diâmetro.

Quando o cilindro atinge o diâmetro especificado ele deve começar a fissurar, caso isso não aconteça adiciona-se solo a mistura até que esse objetivo seja atendido. Então, separa-se o cilindro original em cilindros menores e transfere-se os pedaços para uma cápsula, pesa-se e leva-se a estufa para determinação da umidade.

Repete-se este procedimento por cinco vezes e o valor do limite de plasticidade é expresso pela média dos teores de umidade obtidos.

Figura 26: Moldagem dos cilindros para o ensaio do Limite de Plasticidade



Fonte: A autora (2023)

### 3.3.2 Determinação de umidade

O ensaio de determinação da umidade é utilizado para medir a quantidade de água presente em uma amostra de solo. Existem vários modos de se determinar a umidade, como o utilizado em laboratório, o aparelho Speedy e o fogareiro a álcool. Nesse trabalho foi utilizado o procedimento em laboratório.

Uma amostra do material de solo a ser analisado é colocada numa cápsula de alumínio com tampa e pesada, adquirindo-se o peso de solo úmido ( $P_{úmido}$ ). Retira-se a tampa e essa

amostra é colocada na estufa a uma temperatura constante e baixa, geralmente entre 105 °C e 110 °C (60 °C para o caso de solo orgânico), para que ocorra a evaporação da água. O tempo de secagem varia de acordo com o material, sendo de aproximadamente 6 horas para solos arenosos e 24 horas para solos argilosos.

Figura 27: Colocação em estufa das amostras para determinação da umidade



Fonte: A autora (2023)

Passado o tempo requerido, retira-se a amostra da estufa e espera-se atingir a temperatura ambiente; em seguida, a amostra é pesada novamente adquirindo-se o peso do solo seco ( $P_{seco}$ ). Por fim, é pesada a cápsula vazia ( $P_{cápsula}$ ). Vale salientar que é importante identificar as cápsulas para o acompanhamento correto das amostras.

A umidade é calculada como a diferença entre peso do solo úmido e o peso do solo seco, dividida pelo peso do solo seco menos o peso da cápsula; para obter a porcentagem de umidade multiplica-se o resultado por 100 como mostrado na Equação (9) abaixo:

$$w = \frac{P_{úmido} - P_{seco}}{P_{seco} - P_{cápsula}} \times 100 \quad (9)$$

Esse procedimento é realizado no mínimo duas vezes, com amostras distintas do solo que se está analisando, e no fim a umidade final é uma média das umidades obtidas.

### 3.3.3 Ensaio de cisalhamento direto

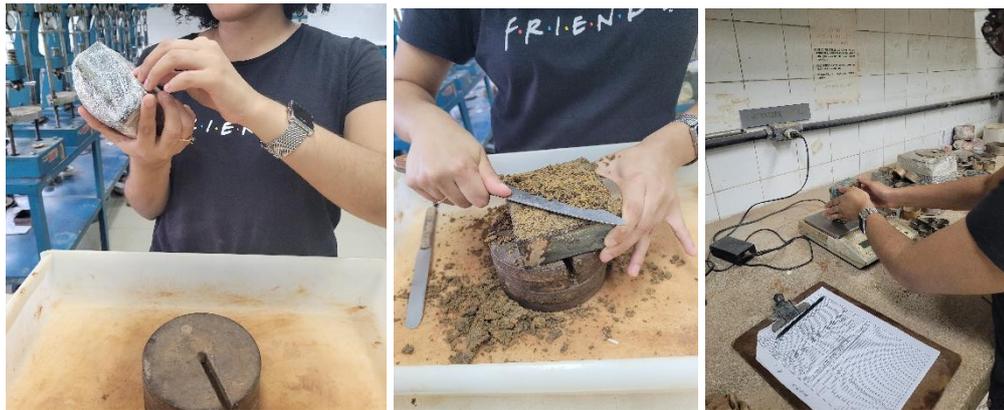
Os ensaios de cisalhamento direto têm o objetivo de determinar os parâmetros de resistência do solo, sendo eles: ângulo de atrito ( $\phi$ ) e coesão ( $c$ ), através de um gráfico Tensão

x Resistência. O procedimento do ensaio envolve a aplicação de uma força perpendicular a uma superfície plana de um corpo de prova e uma outra força aplicada em uma direção paralela ao plano da superfície, resultando em um cisalhamento ao longo da superfície de contato. Essas forças são aumentadas gradualmente até que ocorra a falha do material, o que ocorre geralmente quando se atinge 15% das deformações horizontais.

Nesse trabalho, para cada ponto de interesse (A1,A2,A3,B1,B2,B3) foram preparados dois corpos de prova, um para o ensaio na condição saturada e um para o ensaio na condição natural. Os corpos de prova eram de seção quadrada com dimensões de 10,15 x 10,15 x 4,18cm.

É importante que a superfície de contato do corpo de prova seja preparada com cuidado para garantir que seja plana e lisa; por isso, após tirar a proteção para evitar a perda de umidade, ajusta-se a amostra pra ficar da dimensão exata do molde e faz-se a pesagem do solo com o amostrador.

Figura 28: Moldagem e pesagem do corpo de prova para o ensaio de Cisalhamento Direto



Fonte: A autora (2023)

Em seguida, o corpo de prova é retirado do molde e colocado na caixa de cisalhamento através do auxílio de um bloco de madeira. Para o ensaio na condição saturada existe o adicional de colocar nas bases do amostrador um papel filtrante com a intenção de evitar o carreamento de solo quando a água for adicionada.

Figura 29: Colocação do papel filtrante e passagem do amostrador para a caixa de cisalhamento



Fonte: A autora (2023)

Depois que o corpo de prova é transferido para a caixa de cisalhamento, os dispositivos de medição de deformação são fixados à superfície de contato do corpo de prova e, para a situação inundada, acrescenta-se água. O ensaio na situação inundada leva um dia a mais que o ensaio na situação natural, pois o corpo de prova precisa ficar um dia saturando, enquanto na situação natural só é preciso ficar as 24 horas necessárias ao adensamento.

Figura 30: Ajuste do aparelho de ensaio e adição de água para a situação saturada



Fonte: A autora (2023)

As tensões verticais aplicadas durante o ensaio foram de 50 kPa, 100kPa, 150kPa e 200kPa e a velocidade de ruptura da amostra foi de 0,038 mm/min. Inicialmente os corpos de prova são confinados na prensa de cisalhamento com as tensões supracitadas. Após essa etapa, começa o cisalhamento e o início das leituras, nos deflectômetros, das deformações verticais e do anel em intervalos regulares até que ocorra a falha do material.

### 3.4 Análise da Estabilidade da Encosta

Atualmente existem vários programas computacionais que analisam a estabilidade de uma encosta, calculando o fator de segurança pelos métodos de equilíbrio limite citados em 2.5.1, além de outros métodos não abordados nesse trabalho, apenas entrando com os dados da geometria, características do solo e definição do “grid” e dos raios.

Nesse trabalho a estabilidade da encosta do Alto da Telha foi feita através da análise de duas ruas presentes nas suas imediações com o auxílio do programa Slide2 usando os métodos explanados em 2.5.1. O Slide2 oferece a possibilidade de modelar tipos heterogêneos de solos assim como estratigrafias e superfícies de deslizamento complexas e foi escolhido em detrimento de outros programas pelo fato da Rocscience oferecer um pacote mas completo para as universidades.

O objetivo foi determinar o fator de segurança para diferentes situações, sendo elas a situação natural e a situação saturada, e então fazer uma análise da estabilidade das ruas. As ruas analisadas foram a Rua Beta e a Rua Brumal como pode ser observado na Figura 31

Figura 31: Ruas analisadas nesse trabalho

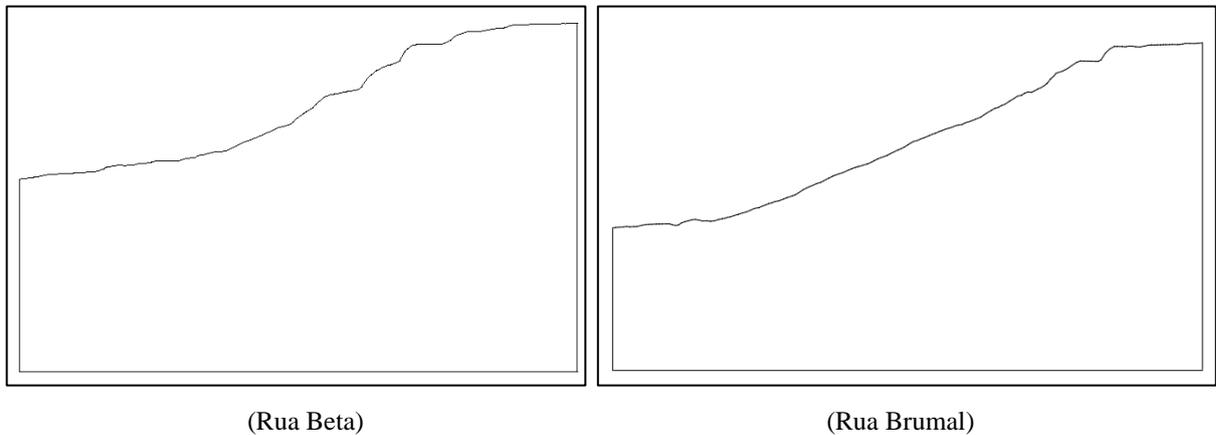


Fonte: A autora (2023)

O grupo responsável pela área de cartografia desse projeto fez um levantamento topográfico da área e forneceu um arquivo em DWG com as elevações do local. Então foi possível gerar um arquivo em DXF com as seções das ruas analisadas. Esse arquivo foi

importado para o Slide2 e as imagens das seções das ruas analisadas podem ser observadas na Figura 32.

Figura 32: Seções analisadas da Rua Beta e Brumal respectivamente



Fonte: A autora (2023)

Com os relatórios de sondagem foi possível saber a quantidade de camadas de cada seção, então as camadas foram registradas com seus respectivos parâmetros de resistência no slide2. Em seguida, a localização de cada furo de sondagem assim como as espessuras de cada camada foram indicadas. Dessa forma o slide2 consegue fazer a divisão das camadas nas seções.

Ainda nessa fase, escolhe-se as metodologias de cálculo de estabilidade a serem utilizadas (As mesmas explicadas em 2.5.1) e então foi possível rodar o programa e obter os fatores de segurança para análise posterior.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de campo e laboratório da encosta do Alto da Telha, Passarinho, Recife PE. Assim como a análise da estabilidade do talude.

### 4.1 Análise Granulométrica e Limites de Consistência do solo

Os ensaios de análise granulométrica e limites de Atterberg compõem a caracterização geotécnica realizadas nesse trabalho. As classificações foram feitas pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e, como pode ser observado através da Tabela 12, as amostras de solos estudadas variaram entre SC, SM, CH e CL, sendo consideradas areias argilosas, areia siltsas, argilas de alta compressibilidade e argila de baixa compressibilidade, respectivamente.

Nos apêndices estão presentes todos os gráficos elaborados para obtenção da classificação apresentada.

Tabela 12: Caracterização geotécnica das amostras recolhidas em campo

Nome	Profundidade	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação SUCS
A1	Poço (1,20 m)	44	24	20	CL
	SPT (0,65 - 1,00 m)	42	22	20	CL
	SPT (1,45 - 2,00 m)	38	19	19	SC
	SPT (2,45 - 3,00 m)	38	20	18	SC
	SPT (3,45 - 3,60 m)	39	19	20	SC
A2	Poço (1,20 m)	49	24	25	CL
	SPT (0,45 - 1,00 m)	55	25	30	CH
	SPT (1,00 - 1,45 m)	49	24	25	CL
	SPT (1,45 - 2,00 m)	42	20	22	SC
A3	SPT (0,45 - 1,00 m)	35	18	17	SC
	SPT (1,00 - 2,00 m)	37	19	18	SC
	SPT (2,65 - 3,00 m)	48	30	18	ML - OL
B1	Poço (1,20 m)	32	18	16	SC
	SPT (0,00 - 1,00 m)	39	20	19	SC
	SPT (1,00 - 2,00 m)	56	27	29	CH
	SPT (2,00 - 3,00 m)	62	27	35	CH
B2	Poço (1,20 m)	48	21	27	CL
	SPT (0,45 - 1,00 m)	64	32	32	CH
	SPT (2,55 - 3,00 m)	46	22	24	CL
B3	SPT (1,45 - 1,75 m)	68	31	37	CH
	SPT (2,20 - 2,75 m)	27	13	14	SC
	SPT (3,20 - 3,75 m)	47	27	20	SC - SM

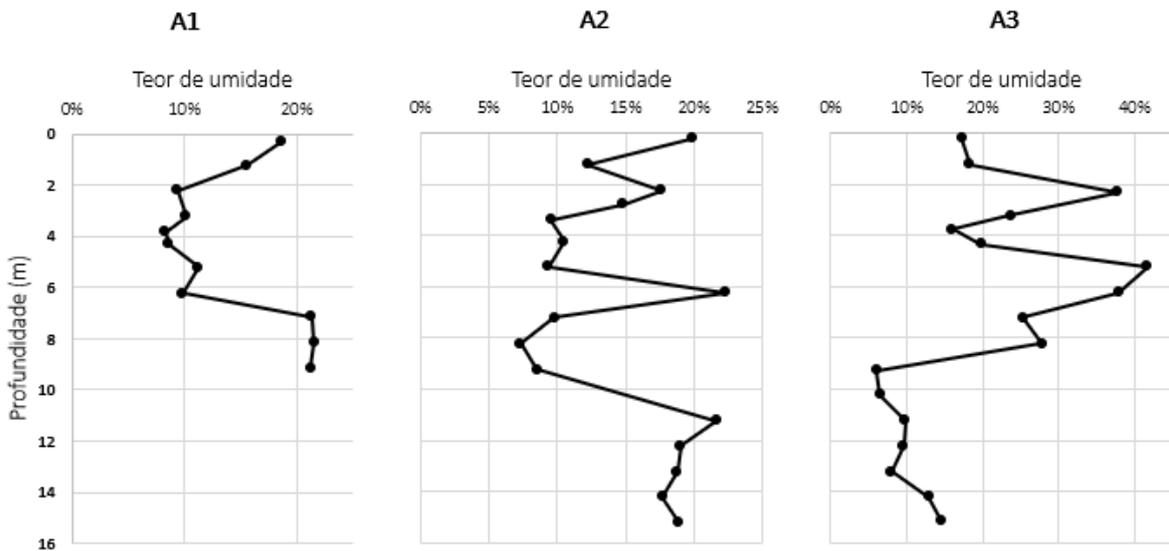
Fonte: Grupo do projeto “Morro de Vontade” (2023)

## 4.2 Análise da umidade

Como explicado no item 3 deste trabalho, à medida que os furos de sondagens iam sendo realizados, iam-se coletando amostras de solo pra poder realizar os ensaios de umidade e assim poder analisar como ela varia com a profundidade.

Na Figura 33 e na Figura 34 são apresentados os resultados obtidos para as variações das umidades ao longo da profundidade para os seções A e B respectivamente.

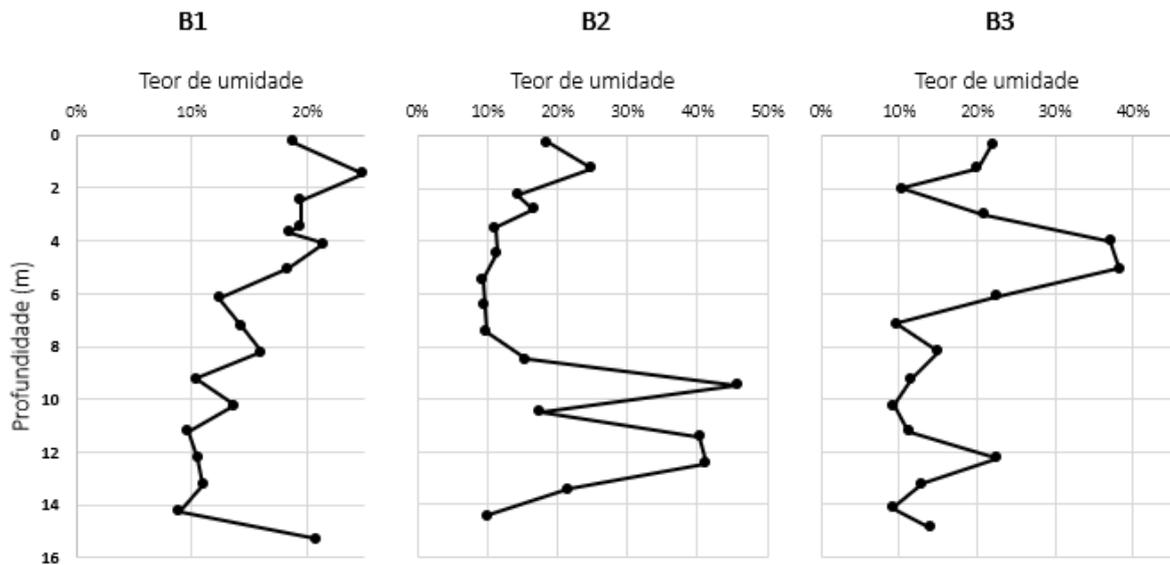
Figura 33: Teor de umidade ao longo da profundidade dos furos de sondagem da seção A



Fonte: Grupo do projeto “Morro de Vontade” (2023)

Para furo de sondagem de A1 fica evidente que a umidade decresce até a profundidade de 2 m, ficando por volta de 10% até a profundidade de 6 m onde ela começa a aumentar novamente, até que aos 7 m ela volta a se estabilizar na faixa de aproximadamente 20%. No furo de A2 a umidade oscila bastante ao longo da profundidade, não mantendo um padrão bem definido até os 11 m onde ela se estabiliza em aproximadamente 18%. No furo de A3 temos a mesma incostância até os 9 m, quando ela se estabiliza em aproximadamente 10%

Figura 34: Teor de umidade ao longo da profundidade dos furos de sondagem da seção B



Fonte: Grupo do projeto “Morro de Vontade” (2023)

Para o furo de sondagem de B1 a umidade é majoritariamente decrescente, mas a maioria fica variando entre a faixa de aproximadamente 10 a 20%. No furo de B2 ela é majoritariamente constante por volta dos 10 % até aproximadamente 8 m quando ela tem um salto bem evidente a partir do qual fica variando. No furo de B3 ela decresce até a profundidade de 2 m quando tem um salto ficando próxima aos 40%, porém ela volta a se estabilizar por voltar dos 7m ficando aproximadamente entre as faixas de 10 a 20 %

### 4.3 Resultados do ensaio de Cisalhamento Direto

A seguir é mostrado uma tabela com a relação dos parâmetros de resistência obtidos através do ensaio de cisalhamento direto. Como pode ser observado, tanto a coesão quanto o ângulo de atrito tiveram seus valores reduzidos na condição saturada, o que evidencia como a resistência do solo diminui com a presença da água.

Tabela 13: Resultados obtidos do ensaio de Cisalhamento Direto

AMOSTRA	CONDIÇÃO NATURAL		CONDIÇÃO SATURADA	
	Coesão C' (kPa)	Ang. de atrito (°)	Coesão C' (kPa)	Ang. de atrito (°)
A1	32,00	30,00	19,00	28,66
A2	42,24	33,00	18,47	27,00
A3	24,00	28,00	14,00	29,00
B1	38,00	30,00	5,00	29,00
B2	35,16	30,55	3,00	33,00
B3	-	-	10,00	28,00

Fonte: A autora

Os resultado para a condição natural da amostra de B3 não foi apresentado pois até o presente momento esse ensaio ainda não foi realizado. Nos apêndices estão presentes todos os gráficos elaborados para obtenção dos valores apresentados.

#### 4.4 Exigências da NBR 11.682/2009 quanto aos fatores de segurança mínimos

A NBR que regulamenta a Estabilidade de Taludes (NBR 11.682/2009) estabelece valores mínimos de fator de segurança para níveis de risco associados a deslizamentos de taludes, de forma a garantir a efetividade do fator de segurança para cada situação, conforme a Figura 35, Figura 36 e a Figura 37:

Figura 35: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682/2009

Figura 36: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

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

Fonte: NBR 11682/2009

Figura 37: Fatores de segurança mínimos para deslizamento

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

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

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

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

Fonte: NBR 11682/2009

No caso analisado neste trabalho a situação é de uma intensa movimentação e permanência de pessoas assim como o local onde se encontra a área analisada é próximo de propriedades e está sujeito a acidentes ambientais. Com base nas considerações supracitadas o fator de segurança mínimo exigido pela norma deve ser 1,5.

## 4.5 Rua Brumal - Primeira configuração de divisão de camadas

### 4.5.1 Definição das camadas de solo

Para escolha das camadas de solo que compõem a seção usada para a análise da estabilidade da rua Brumal, foram utilizadas as sondagens SP-01 (B1), SP-02 (B2) e a SP-03 (B3) (Anexo I – SONDAGENS). Que são as sondagens mais próximas a ela.

Foi necessário fazer umas simplificações nas divisões das camadas de solo que foram obtidas através dos furos de sondagem, para facilitar a obtenção dos parâmetros de resistência necessários. Portanto, foi considerado JOPPERT (2007) que atribui os parâmetros de resistência de alguns tipos de solo de acordo com diferentes faixas de Nspts. Como mostrado na Tabela 14:

Tabela 14: Atribuição de parâmetros de resistência do solo para diferentes faixas de Nspt a depender da classificação.

Tipo de solo	Faixa de SPT	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		Ângulo de atrito	Coesão (kN/m <sup>2</sup> )
		Natural	Saturado	efetivo	efetiva
Areia pco. siltosa pco. argilosa	0 - 4	17,00	18,00	25,00	0,00
	5 - 8	18,00	19,00	30,00	0,00
	9 - 18	19,00	20,00	32,00	0,00
	19 - 41	20,00	21,00	35,00	0,00
	≥ 41	20,00	21,00	38,00	0,00
Argila siltosa pouco arenosa	0 - 2	17,00	18,00	20,00	7,50
	3 - 5	18,00	19,00	23,00	15,00
	6 - 10	19,00	19,00	24,00	20,00
	11 - 19	19,00	19,00	24,00	30,00
	20 - 30	20,00	20,00	25,00	40,00
	≥ 30	20,00	20,00	25,00	50,00
Silte arenoso pouco argiloso	5 - 8	18,00	19,00	25,00	15,00
	9 - 18	19,00	20,00	26,00	20,00
	19 - 41	20,00	20,00	27,00	30,00
	≥ 41	21,00	21,00	28,00	50,00

Fonte: Adaptado de JOPPERT (2007)

À esquerda da Tabela 15 são apresentadas as características de cada material obtido dos furos de sondagem da seção B para auxiliar nessa simplificação. Cada cor representa materiais que têm descrição de tipo de solo e cores similares, além de Nspt dentro da mesma faixa considerada por JOPPERT (2007). Com base nesses critérios foi possível fazer a simplificação das divisões das camadas, como apresentado à direita na mesma tabela

Tabela 15: Características das camadas de solo obtidas dos furos de sondagem da seção B à esquerda, e simplificação realizada à direita.

Configuração original do perfil de sondagem recebida da ENSOLO						
B1						
camada	início	fim	espessura	Descrição	cor	SPT
2	0,00	1,00	1,00	Aterro de areia pco siltosa, pco argilosa com mat org.	cinza escuro	5,00
3	1,00	2,00	1,00	Areia siltosa, argilosa	marrom	12,00
3	2,00	3,00	1,00	Areia siltosa, argilosa	roxo	15,00
4	3,00	4,90	1,90	Areia siltosa, argilosa	roxo	31,00
5	4,90	5,95	1,05	Argila siltosa de baixa plasticidade	cinza e vermelha	45,00
3	5,95	8,00	2,05	Areia pco siltosa pco argilosa	creme escuro	15,50
3	8,00	9,00	1,00	Areia siltosa pco argilosa	roxo	9,00
3	9,00	10,00	1,00	Areia pco siltosa	creme	15,00
3	10,00	15,05	5,05	Areia mto pco siltosa	creme e rosea	14,20
5	15,05	15,50	0,45	Argila siltosa de baixa plasticidade	cinza claro	22,00
B2						
camada	início	fim	espessura	Descrição	Cor	SPT
3	0,00	1,00	1,00	Areia pco siltosa pco argilosa	creme	13,00
5	1,00	2,00	1,00	Argila siltosa de baixa plasticidade	vermelha	18,00
3	2,00	4,20	2,20	Areia siltosa argilosa	vermelha e creme	14,00
3	4,20	8,25	4,05	Areia mto pco siltosa	creme	14,25
3	8,25	8,55	0,30	Areia mto pco siltosa	creme e cinza claro	10,00
2	8,55	9,25	0,70	Areia pco siltosa mto pco argilosa	creme e vermelha	7,00
3	9,25	10,25	1,00	Areia siltosa argilosa	vermelho e cinza claro	12,00
3	10,25	11,20	0,95	Areia mto pco siltosa, mto pco argilosa	rosea	17,00
3	11,20	13,20	2,00	Areia pco siltosa, pco argilosa	rosea e creme	13,50
6	13,20	14,20	1,00	Silte argiloso com mat org. de baixa plast.	Cinza	22,00
4	14,20	15,45	1,25	Areia mto. Pco siltosa	Pardo	20,00
B3						
camada	início	fim	espessura	Descrição	Cor	SPT
1	0,00	0,30	0,30	Aterro de areia siltosa, pco argilosa	marrom	1,00
3	0,30	1,75	1,45	Areia siltosa, argilosa	vermelho	12,00
3	1,75	2,75	1,00	Areia pco siltosa pco argilosa	creme	14,00
2	2,75	3,05	0,30	Areia mto pco siltosa	creme	5,00
7	3,05	3,75	0,70	Argila siltosa de baixa plasticidade	vermelho	4,00
3	3,75	5,85	2,10	Areia siltosa argilosa	vermelho com cinza	11,00
3	5,85	6,90	1,05	Areia siltosa pco argilosa	creme	13,00
3	6,90	7,95	1,05	Areia mto pco siltosa	creme	17,00
8	7,95	9,00	1,05	Silte argiloso de baixa plasticidade	roseo	15,00
4	9,00	13,00	4,00	Areia mto pco siltosa	roseo	20,25
3	13,00	14,00	1,00	Areia pco siltosa pco argilosa	vermelho	14,00
-	14,00	14,65	0,65	Areia mto pco siltosa	creme	50,00
3	14,65	15,10	0,45	Areia mto pco siltosa mto pco argilosa	creme	11,00

Configuração simplificada das camadas			
B1			
camada	espessura	Descrição	SPT médio
2	1,00	Areia pco siltosa pco argilosa	5,00
3	2,00	Areia siltosa argilosa	13,50
4	1,90	Areia mto. Pco siltosa	31,00
5	1,05	Argila siltosa de baixa plasticidade	45,00
3	9,10	Areia siltosa argilosa	13,43
5	0,45	Argila siltosa de baixa plasticidade	22,00
B2			
camada	espessura	Descrição	SPT médio
3	1,00	Areia siltosa argilosa	13,00
5	1,00	Argila siltosa de baixa plasticidade	18,00
3	6,55	Areia siltosa argilosa	12,75
2	0,70	Areia pco siltosa pco argilosa	7,00
3	3,95	Areia siltosa argilosa	14,17
6	1,00	Silte argiloso com mat org. de baixa plast.	22,00
4	1,25	Areia mto. Pco siltosa	20,00
B3			
camada	espessura	Descrição	SPT médio
1	0,30	Aterro de areia siltosa, pco argilosa	1,00
3	2,45	Areia siltosa argilosa	13,00
2	0,30	Areia pco siltosa pco argilosa	5,00
7	0,70	Argila siltosa de baixa plasticidade	4,00
3	4,20	Areia siltosa argilosa	13,67
8	1,05	Silte argiloso de baixa plasticidade	15,00
4	4,00	Areia mto. Pco siltosa	20,25
3	1,45	Areia siltosa argilosa	12,50

Fonte: A autora (2023)

Dessa forma, o perfil do solo da seção da rua Brumal, foi dividido em oito camadas de solo como descrito na Tabela 16, onde é mostrado o número das camadas com a descrição de cada uma assim como cor do identificador e N<sub>spt</sub> médio.

Tabela 16: Resumo das características das camadas utilizadas

Identificador	Nº da camada	Descrição	N <sub>spt</sub> médio
	1	Aterro de areia siltosa, pco argilosa	1,00
	2	Areia pco siltosa, pco argilosa	5,67
	3	Areia siltosa argilosa	11,78
	4	Areia mto. pco siltosa	23,75
	5	Argila siltosa de baixa plasticidade	28,33
	6	Silte argiloso com mat org. de baixa plast.	22,00
	7	Argila siltosa de baixa plasticidade	4,00
	8	Silte argiloso de baixa plasticidade	15,00

Fonte: A autora (2023)

#### 4.5.2 Definição dos parâmetros de resistência ( $C$ , $\phi$ , $\gamma$ ) das camadas utilizadas

Os blocos indeformados com os quais foi possível fazer os ensaios de cisalhamento direto foram retirados de uma profundidade de 1,20m, conforme explicado no item 3.2.2 desse trabalho. Cada poço para obtenção desses blocos foi feito próximo de furos de sondagem.

O poço B1 foi feito próximo ao furo de sondagem de B1; através dessa sondagem é possível observar que a camada de solo localizada a uma profundidade de 1,20m é uma camada de areia siltosa argilosa. Então, os resultados do ensaio de cisalhamento direto obtidos através do bloco retirado desse poço foram usados para a camada de areia siltosa argilosa do perfil analisado.

O poço B2 foi feito próximo ao furo de sondagem de B2; através dessa sondagem é possível observar que a camada de solo localizada a uma profundidade de 1,20 é uma camada de argila siltosa de baixa plasticidade. Então, os resultados do ensaio de cisalhamento direto obtidos através do bloco retirado desse poço foram usados para a camada de argila siltosa de baixa plasticidade do perfil analisado.

Como explicado no item 3.2.2 deste trabalho, não houve poço aberto perto do furo de sondagem de B3; a amostra indeformada utilizada para o ensaio de cisalhamento direto foi tirada da camada superficial de solo próxima ao furo de sondagem de B3. Analisando essa sondagem observa-se que a camada superficial dela é um aterro de areia siltosa, pouco argilosa. Então, os resultados do ensaio de cisalhamento direto obtidos através dessa amostra foram usados para a camada de aterro de areia siltosa, pouco argilosa.

Vale salientar que até o momento em que esse trabalho está sendo escrito não foi feito ensaio de cisalhamento direto para a condição natural em B3; dessa forma, para a situação natural da camada de aterro de areia siltosa, pouco argilosa, os parâmetros de resistência do solo foram retirados de JOPPERT (2007).

A Tabela 17 mostra um resumo das referências da atribuição dos parâmetros obtidos através dos ensaios de cisalhamento.

Tabela 17: Referência da locação dos parâmetros de resistência do solo obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto.

Identificador	Nº da camada	Descrição	Referência
	1	Aterro de areia siltosa, pco argilosa	Cisalhamento direto de B3
	3	Areia siltosa argilosa	Cisalhamento direto de B1
	5	Argila siltosa de baixa plasticidade	Cisalhamento direto de B2

Fonte: A autora (2023)

Vale salientar que, embora a camada 7 também seja uma camada de argila siltosa de baixa plasticidade, os parâmetros obtidos do ensaio de cisalhamento direto de B2 não foram atribuídos a ela porque, de acordo com as divisões propostas por Joppert (2007), ela tem que ficar em uma camada com parâmetros distintos pois seu  $N_{spt}$  está muito abaixo dos da camada 5.

Também é válido fazer uma comparação entre a classificação unificada realizada para as amostras deformadas dos poços de onde foram retirados os blocos indeformados com os quais os ensaios de cisalhamento direto foram realizados, e a classificação tátil visual obtida dos furos de sondagem.

Através da Tabela 18 é possível observar que, pela classificação unificada, o material presente no poço feito perto de B1 é uma areia argilosa, o que difere um pouco da classificação presente na sondagem, onde encontra-se uma areia siltosa argilosa; assim como a classificação unificada do material presente no poço feito perto de B2 é uma argila de baixa plasticidade, o que difere um pouco da classificação presente na sondagem, onde encontra-se uma argila siltosa de baixa plasticidade.

Tabela 18: comparação das classificações realizadas nos solos presentes nos poços de B1 e B2

Poço	Classificação	
	SUCS	Furo de sondagem
B1	SC	Areia siltosa, argilosa
B2	CL	Argila siltosa de baixa plasticidade

Fonte: A autora (2023)

Não obstante, devido à falta de dados, foi escolhido optar por essa simplificação. Sobretudo, é importante levar em consideração o fato de que são dois tipos de classificação distintas, uma sendo tátil visual e a outra sendo feita em laboratório. Então é possível haver divergências. Além disso, por mais perto que o poço estivesse do furo de sondagem, ainda assim existia uma distância que poderia justificar uma pequena diferença entre as amostras coletadas.

Por fim, para as outras camadas (2,4,6,7 e 8) utilizou-se os parâmetros de resistência sugeridos por JOPPERT (2007) conforme apresentado na Tabela 14

Na Tabela 19 foi feito um resumo geral das referências utilizadas para obtenção dos parâmetros de solo de cada camada

Tabela 19: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas

Identificador	Nº da camada	Descrição	Referência
	1	Aterro de areia siltosa, pco argilosa	Cisalhamento direto de B3
	2	Areia pco siltosa, pco argilosa	Jopert (2007)
	3	Areia siltosa argilosa	Cisalhamento direto de B1
	4	Areia mto. pco siltosa	Jopert (2007)
	5	Argila siltosa de baixa plasticidade	Cisalhamento direto de B2
	6	Silte argiloso com mat org. de baixa plast.	Jopert (2007)
	7	Argila siltosa de baixa plasticidade	Jopert (2007)
	8	Silte argiloso de baixa plasticidade	Jopert (2007)

Fonte: A autora (2023)

Na Tabela 20 são apresentados os parâmetros de resistência utilizados em cada camada. Uma última observação sobre os parâmetros utilizados é que: dos ensaios de cisalhamento direto foram obtidos coesão e ângulo de atrito; todos os pesos específicos utilizados foram retirados de JOPPERT (2007).

Tabela 20: Parâmetros de resistência usados nas camadas analisadas

Identificador	Nº da camada	Nspt médio	Parâmetros para a situação:					
			Natural			Saturada		
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )
	1	1,00	17,00	25,00	0,00	18,00	28,00	10,00
	2	5,67	18,00	30,00	0,00	19,00	30,00	0,00
	3	11,78	19,00	30,00	38,00	20,00	29,00	5,00
	4	23,75	20,00	35,00	0,00	21,00	35,00	0,00
	5	28,33	20,00	30,55	35,16	20,00	33,00	3,00
	6	22,00	20,00	27,00	30,00	20,00	27,00	30,00
	7	4,00	18,00	23,00	15,00	19,00	23,00	15,00
	8	15,00	19,00	26,00	20,00	20,00	26,00	20,00

Fonte: A autora (2023)

Com base na divisão das camadas, assim como nos parâmetros de resistência associados a cada uma delas, foi possível desenvolver o perfil a ser analisado como pode ser observado na Figura 38:

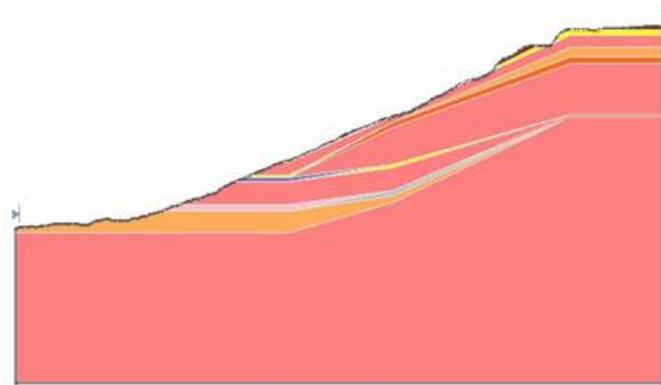
Figura 38: Perfil analisado na estabilidade da rua Brumal para a configuração inicial

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (°)	Water Surface
Material 1 - Aterro de areia siltosa, pco argilosa		17	Mohr-Coulomb	0	25	None
Material 2 - Areia pco siltosa, pco argilosa com mat. org.		18	Mohr-Coulomb	0	30	None
Material 3 - Areia siltosa argilosa		19	Mohr-Coulomb	38	30	None
Material 4 - Areia mto. pco. siltosa		20	Mohr-Coulomb	0	35	None
Material 5 - Argila siltosa de baixa plasticidade		20	Mohr-Coulomb	35.16	30.55	None
Material 6 - Silte argiloso com mat. org. de baixa plasticidade		20	Mohr-Coulomb	30	27	None
Material 7 - Argila siltosa de baixa plasticidade		18	Mohr-Coulomb	15	23	None
Material 8 - Silte argiloso de baixa plasticidade		19	Mohr-Coulomb	20	26	None

Natural

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion	Phi (°)	Water Surface
Material 1 - Aterro de areia siltosa, pco argilosa		18	Mohr-Coulomb	10	28	None
Material 2 - Areia pco siltosa, pco argilosa com mat. org.		19	Mohr-Coulomb	0	30	None
Material 3 - Areia siltosa argilosa		20	Mohr-Coulomb	5	29	None
Material 4 - Areia mto. pco. siltosa		21	Mohr-Coulomb	0	35	None
Material 5 - Argila siltosa de baixa plasticidade		20	Mohr-Coulomb	3	33	None
Material 6 - Silte argiloso com mat. org. de baixa plasticidade		20	Mohr-Coulomb	30	27	None
Material 7 - Argila siltosa de baixa plasticidade		19	Mohr-Coulomb	15	23	None
Material 8 - Silte argiloso de baixa plasticidade		20	Mohr-Coulomb	20	26	None

Saturado



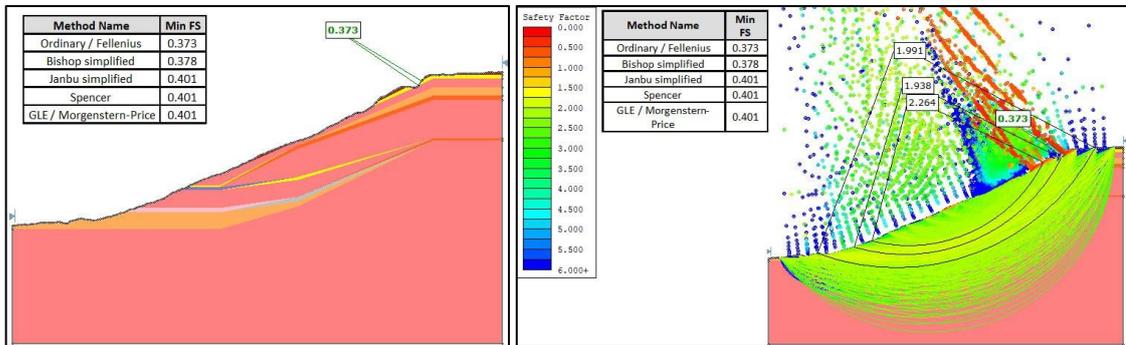
Fonte: A autora (2023)

#### 4.5.3 Análise da Estabilidade da rua Brumal

Utilizando os métodos de equilíbrio limite: Fellenius, Bishop simplificado, Janbu simplificado, Spencer e Morgenstern-price, através do programa Slide2, obteve-se o fator de segurança para o perfil analisado. O fator de segurança mínimo exigido foi de 1,5 de acordo com o explicado no item 4.4 deste trabalho.

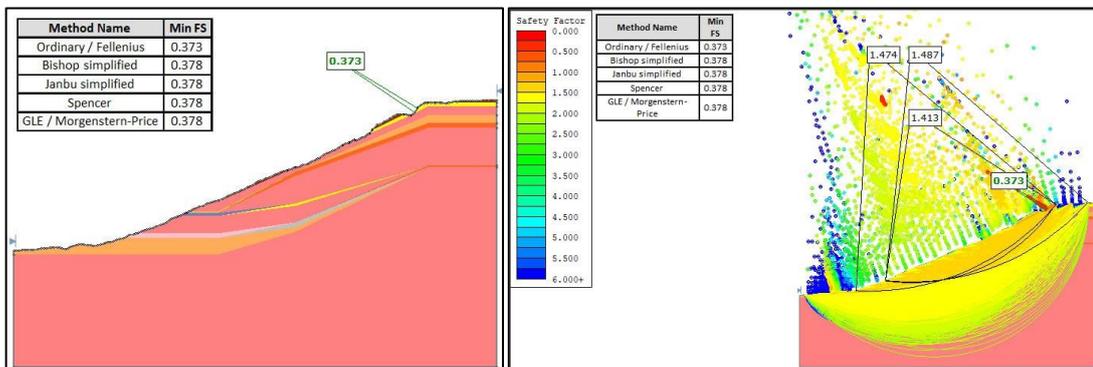
Na Figura 39 e na Figura 40, observam-se as análises de estabilidade realizadas simulando as situações natural e saturada respectivamente. Como o fator de segurança mínimo obtido está associado a uma superfície de ruptura local (à esquerda), foi apresentado o conjunto de superfícies de ruptura (à direita) para ter-se uma noção das superfícies de rupturas globais.

Figura 39: Fatores de segurança obtidos para a condição natural do perfil da rua Brumal. À esquerda está a superfície de ruptura crítica (local), e à direita o conjunto de superfícies (globais)



Fonte: A autora (2023)

Figura 40: Fatores de segurança obtidos para a condição saturada do perfil da rua Brumal. À esquerda à superfície de ruptura crítica (local), e à direita o conjunto de superfícies (globais)



Fonte: A autora (2023)

Através da análise das superfícies de ruptura fica evidente que na situação natural o perfil analisado encontra-se estável; pois, apesar do fator de segurança da superfície de ruptura crítica (0,373) ser bem abaixo do limite exigido (1,5), essa superfície é local e bem pequena, de forma que mal da pra ver seu contorno.

Analisando a faixa dos fatores de segurança na Figura 39 a direita, é possível perceber que praticamente todos os fatores de segurança calculados ficaram presentes na faixa verde onde encontra-se valores variando entre 4 e 2; e observando alguns desses valores em destaque na temos a confirmação que os fatores estão por volta de 2.

Para a situação saturada, os fatores de segurança caíram, ficando por volta de 1,4, abaixo do mínimo exigido por norma (1,5). Essa diminuição nos valores era esperada pois os parâmetros do solo variam de acordo com a umidade, principalmente a coesão, que decresce com o aumento dela. Isso comprova como a situação das encostas em período de chuva são agravadas.

## 4.6 Rua Brumal - Segunda configuração de divisão de camadas

Como a metodologia inicial usada para a divisão das camadas deu origem a superfícies críticas muito pequenas, o que não representa um dado de interesse, pois mesmo que houvesse um deslizamento dessa massa de solo ele seria tão pequeno que não causaria danos dignos de interesse; optou-se por usar uma metodologia alternativa, de forma que fosse possível usar menos da literatura (Nesse caso o JOPPERT (2007)) e mais dos ensaios de cisalhamento direto realizados.

Essa metodologia alternativa é apresentada a seguir.

### 4.6.1 *Definição das camadas de solo*

De forma similar à metodologia anterior, à esquerda da Tabela 21 são apresentadas as características de cada material obtido dos furos de sondagem da seção B e a direita encontra-se a simplificação alternativa realizada. Essa metodologia de divisão de camadas alternativa basicamente consiste em agrupar os solos que contenham descrição similar, sem levar em consideração as faixas de  $N_{spt}$  propostas por JOPPERT (2007) como critério.

Tabela 21: Características das camadas de solo obtidas dos furos de sondagem da seção B à esquerda, e simplificação da segunda alternativa de divisão de camadas à direita.

Configuração original do perfil de sondagem recebido da ENSOLO						
B1						
camada	início	fim	espessura	Descrição	cor	SPT
2	0,00	1,00	1,00	Aterro de areia pco siltosa, pco argilosa com mat org.	cinza escuro	5,00
3	1,00	2,00	1,00	Areia siltosa, argilosa	marrom	12,00
3	2,00	3,00	1,00	Areia siltosa, argilosa	roxo	15,00
4	3,00	4,90	1,90	Areia siltosa, argilosa	roxo	31,00
5	4,90	5,95	1,05	Argila siltosa de baixa plasticidade	cinza e vermelha	45,00
3	5,95	8,00	2,05	Areia pco siltosa pco argilosa	creme escuro	15,50
3	8,00	9,00	1,00	Areia pco siltosa	creme	9,00
3	9,00	10,00	1,00	Areia pco siltosa	creme	15,00
3	10,00	15,05	5,05	Areia mto pco siltosa	creme e rosea	14,20
5	15,05	15,50	0,45	Argila siltosa de baixa plasticidade	cinza claro	22,00
B2						
camada	início	fim	espessura	Descrição	Cor	SPT
3	0,00	1,00	1,00	Areia pco siltosa pco argilosa	creme	13,00
5	1,00	2,00	1,00	Argila siltosa de baixa plasticidade	vermelha	18,00
3	2,00	4,20	2,20	Areia siltosa argilosa	vermelha e creme	14,00
3	4,20	8,25	4,05	Areia mto pco siltosa	creme	14,25
3	8,25	8,55	0,30	Areia mto pco siltosa	creme e cinza claro	10,00
2	8,55	9,25	0,70	Areia pco siltosa mto pco argilosa	creme e vermelha	7,00
3	9,25	10,25	1,00	Areia siltosa argilosa	vermelho e cinza claro	12,00
3	10,25	11,20	0,95	Areia mto pco siltosa, mto pco argilosa	rosea	17,00
3	11,20	13,20	2,00	Areia pco siltosa, pco argilosa	rosea e creme	13,50
6	13,20	14,20	1,00	Silte argiloso com mat org. de baixa plast.	Cinza	22,00
4	14,20	15,45	1,25	Areia mto. Pco siltosa	Pardo	20,00
B3						
camada	início	fim	espessura	Descrição	Cor	SPT
1	0,00	0,30	0,30	Aterro de areia siltosa, pco argilosa	marrom	1,00
3	0,30	1,75	1,45	Areia siltosa, argilosa	vermelho	12,00
3	1,75	2,75	1,00	Areia pco siltosa pco argilosa	creme	14,00
2	2,75	3,05	0,30	Areia mto pco siltosa	creme	5,00
7	3,05	3,75	0,70	Argila siltosa de baixa plasticidade	vermelho	4,00
3	3,75	5,85	2,10	Areia siltosa argilosa	vermelho com cinza	11,00
3	5,85	6,90	1,05	Areia siltosa pco argilosa	creme	13,00
3	6,90	7,95	1,05	Areia mto pco siltosa	creme	17,00
8	7,95	9,00	1,05	Silte argiloso de baixa plasticidade	roseo	15,00
4	9,00	13,00	4,00	Areia mto pco siltosa	roseo	20,25
3	13,00	14,00	1,00	Areia pco siltosa pco argilosa	vermelho	14,00
-	14,00	14,65	0,65	Areia mto pco siltosa	creme	50,00
3	14,65	15,10	0,45	Areia mto pco siltosa mto pco argilosa	creme	11,00

Configuração simplificada das camadas			
B1			
camada	espessura	material	SPT médio
1	1,00	Aterro de areia siltosa argilosa	5,00
2	3,90	Areia siltosa argilosa	19,33
3	1,05	Argila siltosa de baixa plasticidade	45,00
2	9,10	Areia siltosa argilosa	13,43
3	0,45	Argila siltosa de baixa plasticidade	22,00
B2			
camada	espessura	material	SPT
2	1,00	Areia siltosa argilosa	13,00
3	1,00	Argila siltosa de baixa plasticidade	18,00
2	11,20	Areia siltosa argilosa	12,54
4	1,00	Silte argiloso de baixa plasticidade	22,00
2	1,25	Areia siltosa argilosa	20,00
B3			
camada	espessura	material	SPT
1	0,30	Aterro de areia siltosa argilosa	1,00
2	2,75	Areia siltosa argilosa	10,33
3	0,70	Argila siltosa de baixa plasticidade	4,00
2	4,20	Areia siltosa argilosa	13,67
4	1,05	Silte argiloso de baixa plasticidade	15,00
2	6,10	Areia siltosa argilosa	23,81

Fonte: A autora (2023)

Dessa forma, o perfil do solo da seção da rua Brumal, foi dividido em quatro camadas de solo como descrito na Tabela 22, onde é mostrado o número das camadas com a descrição de cada uma assim como a cor do identificador e N<sub>spt</sub> médio.

Tabela 22: Resumo das características das camadas utilizadas para a metodologia alternativa de divisão de camadas.

Identificador	Nº da camada	Descrição	N <sub>spt</sub> médio
	1	Aterro de areia siltosa argilosa	3,00
	2	Areia siltosa argilosa	15,52
	3	Argila siltosa de baixa plasticidade	22,25
	4	Silte argiloso de baixa plasticidade	18,50

Fonte: A autora (2023)

#### 4.6.2 Definição dos parâmetros de resistência ( $C$ , $\phi$ , $\gamma$ ) das camadas utilizadas

Utilizando essa forma de divisão foi possível alocar os ensaios de cisalhamento direto para três das quatro camadas de solo, utilizando o JOPPERT (2007) só na camada de silte devido ao fato de que nenhum dos blocos foi retirado a uma profundidade em que a camada do perfil de sondagem correspondente a esse bloco fosse desse material.

Dessa forma, na Tabela 23 são apresentadas as referências dos parâmetros utilizados para cada camada

Tabela 23: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas para a metodologia alternativa de divisão de camadas.

Identificador	Nº da camada	Descrição	Referência
	1	Aterro de areia siltosa argilosa	Cisalhamento direto de B3
	2	Areia siltosa argilosa	Cisalhamento direto de B1
	3	Argila siltosa de baixa plasticidade	Cisalhamento direto de B2
	4	Silte argiloso de baixa plasticidade	Jopert (2007)

Fonte: A autora (2023)

Na Tabela 24 são apresentados os parâmetros de resistência utilizados em cada camada. Assim como na metodologia anterior vale salientar que: dos ensaios de cisalhamento direto foram obtidos coesão e ângulo de atrito; todos os pesos específicos utilizados foram retirados de JOPPERT (2007).

Tabela 24: Parâmetros de resistência usados nas camadas analisadas

Identificador	Nº da camada	Nspt médio	Parâmetros para a situação:					
			Natural			Saturada		
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )
	1	3,00	17,00	25,00	10,00	18,00	28,00	10,00
	2	15,52	19,00	30,00	38,00	20,00	29,00	5,00
	3	22,25	20,00	30,55	35,16	20,00	33,00	3,00
	4	18,50	19,00	26,00	20,00	20,00	26,00	20,00

Fonte: A autora (2023)

Com base na divisão das camadas, assim como nos parâmetros de resistência associados a cada uma delas, foi possível desenvolver o perfil a ser analisado, como pode ser observado na Figura 41

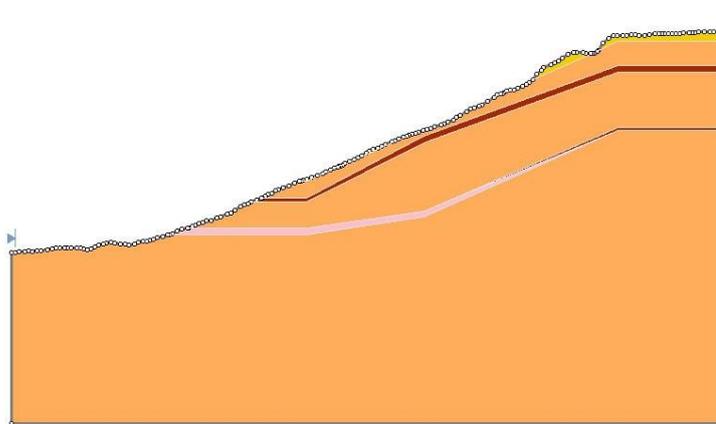
Figura 41: Perfil analisado na estabilidade da rua Brumal para a metodologia alternativa.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion	Phi (°)	Water Surface
Material 1 -Aterro de areia siltosa		17	Mohr-Coulomb	10	25	None
Material 2 - Areia siltosa		19	Mohr-Coulomb	38	30	None
Material 3 - Argila siltosa		20	Mohr-Coulomb	35.16	30.55	None
Material 4 - Silte argiloso		19	Mohr-Coulomb	20	26	None

Natural

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion	Phi (°)	Water Surface
Material 1 -Aterro de areia siltosa		18	Mohr-Coulomb	10	28	None
Material 2 - Areia siltosa		20	Mohr-Coulomb	5	29	None
Material 3 - Argila siltosa		20	Mohr-Coulomb	3	33	None
Material 4 - Silte argiloso		20	Mohr-Coulomb	20	26	None

Saturada

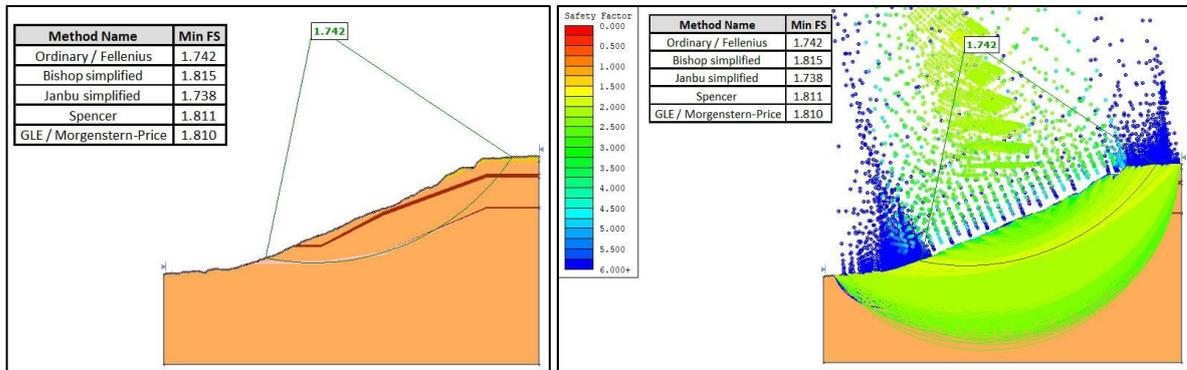


Fonte: A autora (2023)

#### 4.6.3 Análise da Estabilidade da rua Brumal

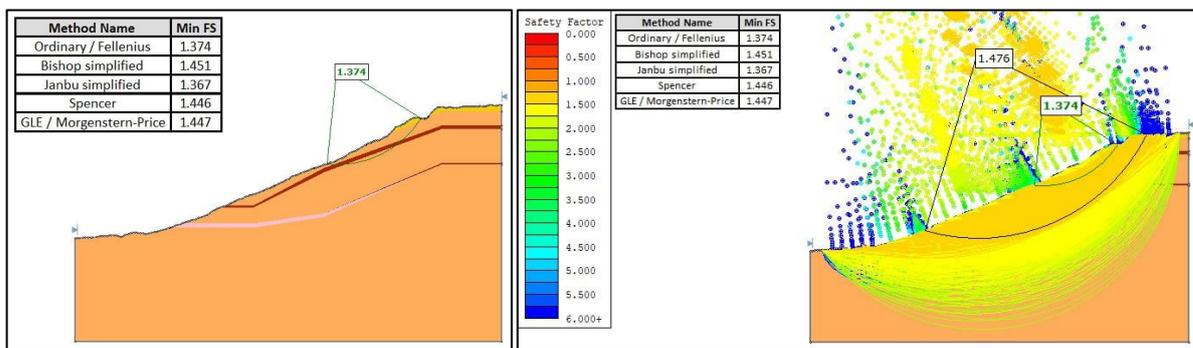
A análise foi feita para os mesmos métodos usados na metodologia anterior. Na Figura 42 e na Figura 43, observam-se as análises de estabilidade realizadas simulando as situações natural e saturada respectivamente.

Figura 42: Fatores de segurança obtidos para a condição natural do perfil da rua Brumal. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas.



Fonte: A autora (2023)

Figura 43: Fatores de segurança obtidos para a condição saturada do perfil da rua Brumal. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas.



Fonte: A autora (2023)

Através da análise das superfícies de ruptura fica evidente que na situação natural o perfil analisado encontra-se estável. E, assim como na primeira configuração de divisão, quando observamos a faixa dos fatores de segurança podemos perceber que praticamente todos os fatores de segurança calculados ficaram presentes na faixa verde onde encontra-se valores variando entre 4 e 2.

Vale salientar que a superfície crítica para a situação natural praticamente acompanha o contorno da camada de silte argiloso, mostrando que mesmo tendo uma espessura pequena quando comparada com as espessuras das camadas de areia siltosa por exemplo, essa camada contribui para a instabilidade do talude.

Como esperado, para a situação saturada o fator de segurança caiu, ficando abaixo do mínimo exigido pela norma o que caracteriza uma situação de risco.

## 4.7 Rua Beta

Para a escolha das camadas de solo que compõem a seção usada para a análise da estabilidade da rua Beta, foram utilizadas as sondagens SP-01 (A1), SP-02 (A2) e a SP-03 (A3) (Anexo I – SONDAGENS). Que são as sondagens mais próximas a ela.

### 4.7.1 Definição das camadas de solo

Assim como na rua Brumal, foi necessário fazer umas simplificações nas divisões das camadas de solo que foram obtidas através dos furos de sondagem, para facilitar a obtenção dos parâmetros de resistência necessários. Porém, diferentemente da rua Brumal, onde foram feitas análises para dois tipos de divisão de camadas, para a rua Beta foi feita a análise para uma só, sendo ela a segunda configuração, onde leva-se em consideração apenas a descrição de material.

Essa escolha pela segunda configuração teve sua justificativa baseada na prioridade de usar os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto o máximo possível.

À esquerda da Tabela 25 são apresentadas as características de cada material obtido dos furos de sondagem da seção A e à direita encontra-se a simplificação realizada.

Tabela 25: Características das camadas de solo obtidas dos furos de sondagem da seção A, à esquerda, e simplificação da divisão de camadas à direita.

Configuração original do perfil de sondagem recebido da ENSOLO						
A1						
camada	início	fim	espessura	Descrição	cor	SPT
1	0,00	1,00	1,00	Aterro de areia mto. pco siltosa com mat org.	cinza escuro	1,00
2	1,00	2,00	1,00	Areia pco siltosa, pco argilosa	vermelho	4,00
2	2,00	5,00	3,00	Areia mto. Pco. siltosa, mto. Pco. argilosa	vermelho	9,50
2	5,00	6,00	1,00	Areia mto. Pco. siltosa, mto. Pco. argilosa	creme	13,00
2	6,00	7,00	1,00	Areia mto. Pco. siltosa, mto. Pco. argilosa	roxo	23,00
3	7,00	9,00	2,00	Argila siltosa de baixa plasticidade	roxo	46,50
2	9,00	10,00	1,00	Areia argilosa, siltosa	roxo	47,00
3	10,00	10,30	0,30	Argila siltosa de baixa plasticidade	roxo	45,00
A2						
camada	início	fim	espessura	Descrição	Cor	SPT
2	0,00	1,00	1,00	Areia siltosa argilosa	creme	7,00
2	1,00	2,00	1,00	Areia mto. Pco. siltosa	creme	6,00
2	2,00	3,10	1,10	Areia siltosa argilosa	pardo	14,50
2	3,10	6,00	2,90	Areia mto. pco. Siltosa	creme	8,67
3	6,00	7,00	1,00	Argila siltosa de baixa plasticidade	creme	21,00
2	7,00	8,00	1,00	Areia mto. pco siltosa	creme	8,00
2	8,00	11,00	3,00	Areia mto. Pco. siltosa	creme	9,33
2	11,00	15,45	4,45	Areia pco siltosa, pco argilosa	creme	15,60
A3						
camada	início	fim	espessura	Descrição	Cor	SPT
1	0,00	0,40	0,40	Aterro de areia mto. pco siltosa com mat org.	cinza escuro	7,00
2	0,40	2,00	1,60	Areia siltosa pco. Argilosa	pardo	2,00
2	2,00	3,00	1,00	Areia pco. siltosa mto. pco. Argilosa	pardo	2,00
2	3,00	3,55	0,55	Areia siltosa argilosa	róseo	7,00
2	3,55	4,10	0,55	Areia mto. pco. Siltosa, mto. Pco. argilosa	creme	9,00
2	4,10	7,00	2,90	Areia pco. siltosa pco. Argilosa	creme	9,33
2	7,00	8,00	1,00	Areia pco.siltosa, mto. pco argilosa	creme	13,00
2	8,00	9,05	1,05	Areia pco siltosa, pco argilosa	pardo	23,00
2	9,05	14,90	5,85	Areia mto. Pco. Siltosa	creme	22,33
2	14,90	15,35	0,45	Areia siltosa pco. argilosa	róseo e creme	24,00

Camadas originais do SPT			
A1			
camada	material	espessura	SPT médio
1	Aterro de areia siltosa	1,00	1,00
2	Areia siltosa argilosa	6,00	12,38
3	Argila siltosa de baixa plasticidade	2,00	46,50
2	Areia siltosa argilosa	1,00	47,00
3	Argila siltosa de baixa plasticidade	0,30	45,00
A2			
camada	material	espessura	SPT médio
2	Areia siltosa argilosa	6,00	9,04
3	Argila siltosa de baixa plasticidade	1,00	21,00
2	Areia siltosa argilosa	8,45	10,98
A3			
camada	material	espessura	SPT médio
1	Aterro de areia siltosa	0,40	7,00
2	Areia siltosa argilosa	14,95	12,41

Fonte: A autora (2023)

Dessa forma, o perfil do solo da seção da rua Beta, foi dividido em três camadas de solo como descrito na Tabela 26, onde é mostrado o número das camadas com a descrição de cada uma assim como a cor do identificador e  $N_{spt}$  médio.

Tabela 26: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas

Identificador	Nº da camada	Descrição	$N_{spt}$ médio
	1	Aterro de areia siltosa	4,00
	2	Areia siltosa argilosa	18,36
	3	Argila siltosa de baixa plasticidade	37,50

Fonte: A autora (2023)

#### 4.7.2 Definição dos parâmetros de resistência ( $C$ , $\phi$ , $\gamma$ ) das camadas utilizadas

Assim como para a seção B, os blocos indeformados com os quais foi possível fazer os ensaios de cisalhamento direto para a seção A foram retirados de uma profundidade de 1,20m, conforme explicado no item 3.2.2 desse trabalho. Cada poço para obtenção desses blocos foi feito próximo de furos de sondagem.

O poço A1 foi feito próximo ao furo de sondagem de A1; através dessa sondagem é possível observar que a camada de solo localizada a uma profundidade de 1,20 é uma camada de areia pouco siltosa, pouco argilosa.

O poço A2 foi feito próximo ao furo de sondagem de A2; através dessa sondagem é possível observar que a camada de solo localizada a uma profundidade de 1,20 é uma camada de areia muito pouco siltosa.

Como os materiais encontrados em ambos os poços (A1 e A2) são semelhantes, a camada de areia siltosa argilosa do perfil analisado teve seus parâmetros de resistência obtidos da média dos resultados do ensaio de cisalhamento direto realizados com os blocos retirados dos poços de A1 e A2.

Como explicado no item 3.2.2 deste trabalho, não houve poço aberto perto do furo de sondagem de A3; a amostra indeformada utilizada para o ensaio de cisalhamento direto foi tirada da camada superficial de solo próxima ao furo de sondagem de A3. Analisando essa sondagem observa-se que a camada superficial dela é um aterro de areia muito pouco siltosa com presença de matéria orgânica. Então, os resultados do ensaio de cisalhamento direto obtidos através dessa amostra foram usados para a camada de aterro de areia siltosa

Como nenhum dos blocos foi retirado a uma profundidade em que a camada do furo de sondagem correspondente a esse bloco fosse de argila siltosa, para essa camada optou-se pela utilização dos parâmetros de resistência obtidos do bloco retirado do poço de B2, que tem esse material; pois, mesmo sendo de outro perfil é mais próximo do real do que utilizar parâmetros da literatura.

Dessa forma, na Tabela 27 são apresentadas as referências dos parâmetros utilizados para cada camada

Tabela 27: Referência dos parâmetros usados nas camadas de solo analisadas.

Identificador	Nº da camada	Descrição	Referência
	1	Aterro de areia siltosa	Cisalhamento direto de A3
	2	Areia siltosa argilosa	Média dos cisalhamentos diretos de A1 e A2
	3	Argila siltosa de baixa plasticidade	Cisalhamento direto de B2

Fonte: A autora (2023)

Da mesma forma que foi feito para a seção B, também é válido fazer uma comparação entre a classificação unificada, realizada para as amostras deformadas dos poços de onde foram retirados os blocos indeformados com os quais os ensaios de cisalhamento direto foram realizados, e a classificação tátil visual obtida do furo de sondagem.

Através da Tabela 28 é possível observar que, pela classificação unificada, o material presente tanto no poço feito perto de A1 quanto no poço feito perto de A2, é uma argila de baixa plasticidade, o que difere da classificação presente na sondagem onde tem-se uma areia pouco siltosa, pouco argilosa para o furo A1 e uma areia muito pouco siltosa para o furo A2

Tabela 28: comparação das classificações realizadas nos solos presentes nos poços de A1 e A2

Poço	Classificação	
	SUCS	Furo de sondagem
A1	CL	Areia pco siltosa, pco argilosa
A2	CL	Areia mto pco siltosa

Fonte: A autora (2023)

Não obstante, como mencionado anteriormente para a seção B, é importante levar em consideração que são duas classificações distintas, uma sendo tátil visual e a outra sendo feita em laboratório, então é possível haver divergências. Sendo assim, optou-se por usar a classificação do furo de sondagem.

Na Tabela 29 são apresentados os parâmetros de resistência utilizados em cada camada. Mais uma vez vale salientar que: dos ensaios de cisalhamento direto foram obtidos coesão e ângulo de atrito; todos os pesos específicos utilizados foram retirados de JOPPERT (2007).

Tabela 29: Parâmetros de resistência usados nas camadas analisadas

Identificador	Nº da camada	Nspt médio	Parâmetros para a situação:					
			Natural			Saturada		
			Y (kN/m <sup>3</sup> )	Ø (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )	Y (kN/m <sup>3</sup> )	Ø (°)	C (kN/m <sup>2</sup> )
	1	4,00	17,00	28,00	24,00	18,00	29,00	14,00
	2	18,36	19,00	31,50	37,12	20,00	27,83	18,74
	3	37,50	20,00	30,55	35,16	20,00	33,00	3,00

Fonte: A autora (2023)

Com base na divisão das camadas, assim como nos parâmetros de resistência associados a cada uma delas, foi possível desenvolver o perfil a ser analisado, como pode ser observado na Figura 44:

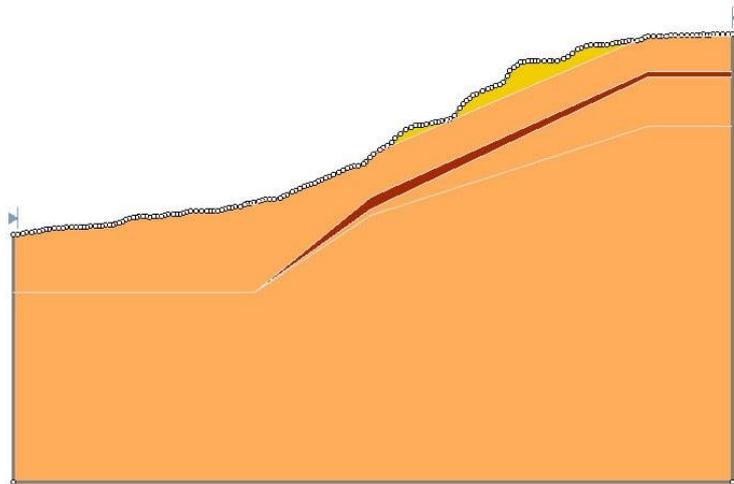
Figura 44: Perfil analisado na estabilidade da rua Beta

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion	Phi (°)	Water Surface
Material 1 -Aterro de areia siltosa		17	Mohr-Coulomb	24	28	None
Material 2 - Areia siltosa		19	Mohr-Coulomb	37.12	31.5	None
Material 3 - Argila siltosa		20	Mohr-Coulomb	35	30.55	None

Natural

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion	Phi (°)	Water Surface
Material 1 -Aterro de areia siltosa		18	Mohr-Coulomb	14	29	None
Material 2 - Areia siltosa		20	Mohr-Coulomb	18.74	27.83	None
Material 3 - Argila siltosa		20	Mohr-Coulomb	3	33	None

Saturada

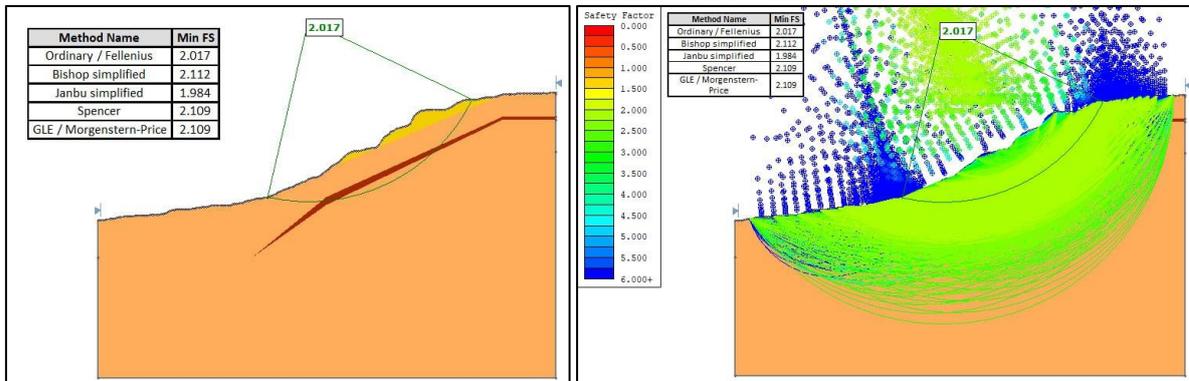


Fonte: A autora (2023)

#### 4.7.3 Análise da Estabilidade da rua Beta

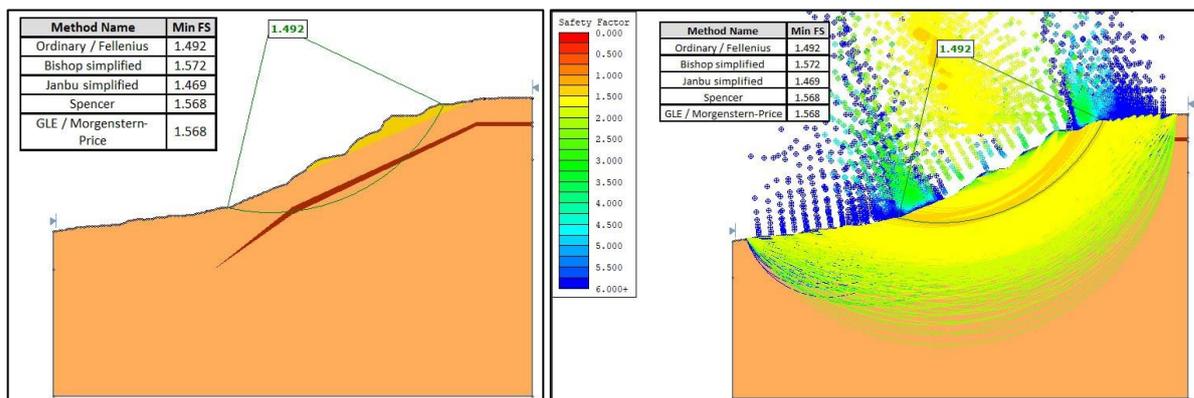
A análise foi feita para os mesmos métodos já mencionados anteriormente. Na Figura 45 e na Figura 46, observam-se as análises de estabilidade realizadas simulando as situações natural e saturada respectivamente.

Figura 45: Fatores de segurança obtidos para a condição natural do perfil da rua Beta. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas.



Fonte: A autora (2023)

Figura 46: Fatores de segurança obtidos para a condição saturada do perfil da rua Beta. À esquerda está a superfície de ruptura crítica e à direita o conjunto com todas as superfícies calculadas.



Fonte: A autora (2023)

Através da análise das superfícies de ruptura fica evidente que na situação natural o perfil analisado encontra-se estável. Observando a faixa dos fatores de segurança é possível perceber que praticamente todos os fatores de segurança calculados ficaram presentes na faixa verde onde encontra-se valores variando entre 4 e 2 sendo o menor deles 1,98, bem acima do mínimo exigido por norma (1,5)

Como esperado, para a situação saturada, o fator de segurança caiu, ficando abaixo do mínimo exigido pela norma para alguns métodos como o Fellenius e o Janbu simplificado (1,49 e 1,46 respectivamente), o que caracteriza uma situação de risco.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DA PESQUISA

### 5.1 Conclusão

Em maio de 2022, houve vários deslizamentos na Região Metropolitana do Recife deixando mais de 100 pessoas mortas e mais de 6000 desabrigadas, por isso a escolha de se analisar a estabilidade dos morros do Recife.

Durante as visitas técnicas nas ruas que fazem parte da comunidade do Alto da Telha, observou-se várias infrações às regras de segurança contra o deslizamento, o que contribui para a instabilidade das encostas ali presentes.

As amostras de solo retiradas das seções A e B do solo do Alto da Telha tiveram sua classificação SUCS variando entre SC, SM, CH e CL, sendo consideradas areias argilosas, areias siltosas, argilas de alta compressibilidade e argilas de baixa compressibilidade, respectivamente.

As umidades obtidas dos perfis de sondagem da seção A e B do solo do Alto da Telha variam bastante ao longo da profundidade.

A coesão e ângulo de atrito das amostras de solo decresceram quando o solo recebeu água o que mostra que ao receber água, seja de precipitações ou servida, o solo tem sua resistência diminuída, afetando assim a estabilidade da encosta daquela região.

Na situação natural o fator de segurança ficou por volta de 2 para as duas ruas analisadas, e decresceu para valores por volta de 1,5 na situação saturada. O que mostra que nos períodos de chuva, a resistência diminui podendo levar a ocorrer movimentação da massa de solo.

Para evitar deslizamentos e perdas de vidas, além de prejuízo financeiro, não só nas encostas da comunidade do Alto da Telha como na Região Metropolitana do Recife como um todo, a atuação nos morros deve ser constante e preventiva. É sugerido o incentivo de programas de conscientização e orientação da população para se evitarem excessos na ocupação dos morros. Assim como a implementação de uma drenagem eficiente e bem dimensionada, calçamento das vias e uma política de coleta de lixo e saneamento público além de um estudo detalhado para atualizar o mapa de risco de deslizamento da cidade, associado ao acompanhamento das chuvas nos períodos de inverno.

## 5.2 Sugestão para pesquisas futuras

A seguir são mostradas algumas sugestões para continuação deste trabalho:

1. Fazer instrumentação nas ruas do alto da telha para poder monitorar os deslocamentos horizontais e precipitações na encosta além de acompanhar o aparecimento de fissuras.
2. Realizar outros estudos similares em outras encostas, podendo-se criar futuramente um banco de dados.
3. Fazer uma análise com os outros programas da Rocscience para poder analisar a influência das chuvas através de elementos finitos para uma avaliação mais completa da análise da estabilidade da encosta.

## REFERÊNCIAS

ABMS. Roberto Coutinho, presidente da COBRAE, fala sobre as recentes tragédias em Pernambuco. **ABMS**, 2022a. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/noticia/roberto-coutinho-presidente-da-cobrae-fala-sobre-as-recentes-tragedias>>. Acesso em: 2 set. 2023.

\_\_\_\_\_. É fundamental priorizar medidas não-estruturais para evitar perdas humanas, ressalta Alexandre Gusmão. **ABMS**, 2022b. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/noticia/e-fundamental-priorizar-medidas-nao-estruturais-para-evitar-perdas-humanas-ressalta-alexandre-gusmao>>. Acesso em: 2 set. 2023.

ALVES, CAMILA ; COUTINHO, K. Tragédia provocada por chuvas e deslizamento de barreiras é o maior desastre de Pernambuco do século 21, dizem especialistas. **G1, PE**, 2022. Disponível em: <<https://g1.globo.com/pe/pernambuco/noticia/2022/05/30/tragedia-provocada-por-chuvas-e-deslizamento-de-barreiras-e-o-maior-desastre-de-pernambuco-do-seculo-21-dizem-especialistas.ghtml>>. Acesso em: 27 jun. 2023.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. Rio de Janeiro: [s.n.], 1992. p. 721–733.

BRAB, E. E. The World Landslide Problem. **Episodes**, 1991. v. 14, p. 52–61.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos Solos - Obras de Terra e Fundações**. 8. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2022.

GEORIO. **Manual Técnico de Encostas**. [S.l.]: [s.n.], 1999. V. 4.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2. ed. São Paulo: [s.n.], 2016.

GONZAGA, V. Grande Recife: "Quando chove a gente não dorme", diz moradora. **Brasil de fato**, 2023. Disponível em: <<https://www.brasildefato.com.br/2023/02/08/grande-recife-quando-chove-a-gente-nao-dorme-diz-moradora>>. Acesso em: 27 jun. 2023.

GUIDICINE, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2. ed. [S.l.]: Blucher, 1984.

GUIDICINI, G.; IWASA, O. Ensaio de Correlação entre Pluviosidade e Escorregamentos em Meio Tropical Umido. São Paulo: **IPT**, 1976. p. 48.

JOPPERT, I. **Fundações e Contensões de Edifícios**. 1. ed. São Paulo: [s.n.], 2007.

LIMA, A. F. **Comportamento Geomecânico e Análise de Estabilidade de Uma Encosta de Formação Barreiras na Área Urbana da Cidade do Recife**. [S.l.]: Universidade Federal de Pernambuco, 2002.

SANTOS, J. M.; LUC, M. No Title Em 10 anos, Recife usou 17% do previsto para

melhorias em áreas de risco. **Folha de São Paulo**, 2022. Disponível em: <[SILVA, J. P. M. Da. Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes. \*\*Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP\*\*, 2011. p. 115.](https://www1.folha.uol.com.br/cotidiano/2022/06/em-10-anos-recife-usou-17-do-previsto-para-melhorias-em-areas-de-risco.shtml#:~:text=Gestões de Geraldo Julio e,no orçamento para a área&text=Desde 2013%2C a Prefeitura do,locais de encostas e alagados.>. Acesso em: 2 set. 2023.</p></div><div data-bbox=)

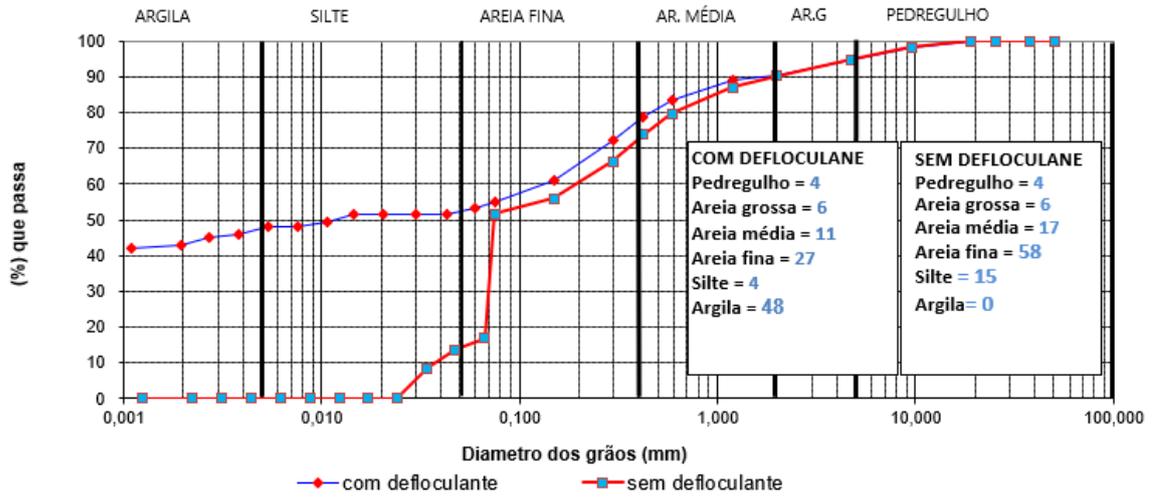
VARNES, D. . Slope Movement types and Processes. **Special Report**, 1978. p. 11–33.

VILLA VERDE, V. G. R.; SANTOS, A. C. Riscos Geológicos Urbanos Nos Morros Da Cidade De Recife – Pernambuco. **Revista de Geografia**, 2019. v. 36, n. 3, p. 160.

WP/WLI. A suggested method for describing the activity of a landslide. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**, 1993. v. 47, p. 53–57.

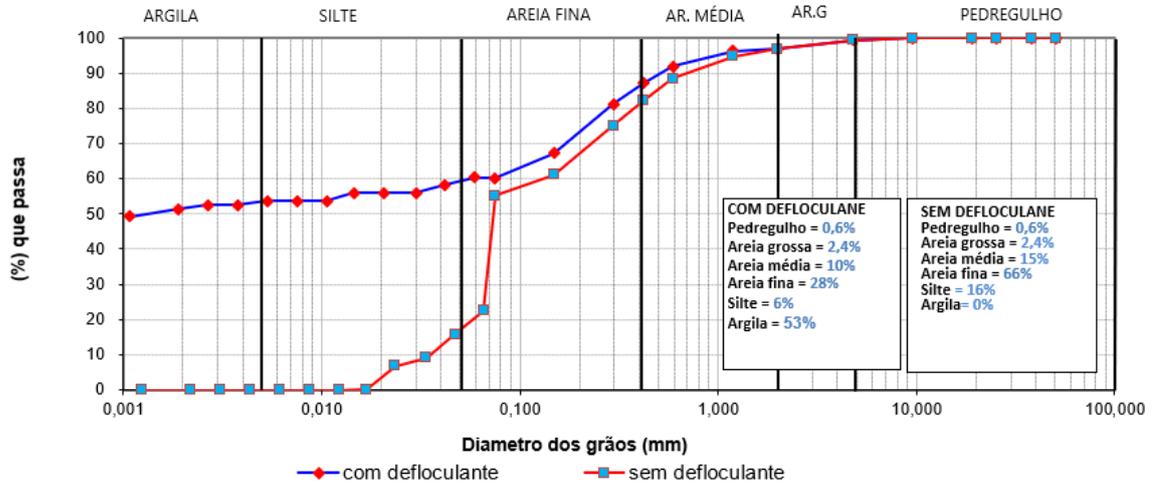
APÊNDICE I - GRÁFICOS DAS ANÁLISES GRANULOMÉRICAS

Figura 47: Ensaio de granulometria do poço de A1 (1,20m)



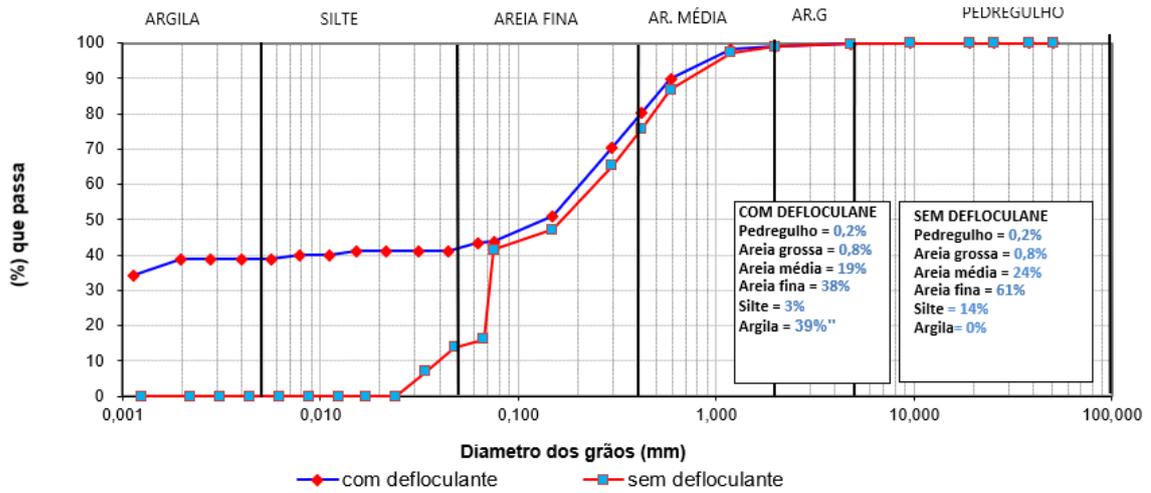
Fonte: A autora (2023)

Figura 48: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (0,65 - 1,00m)



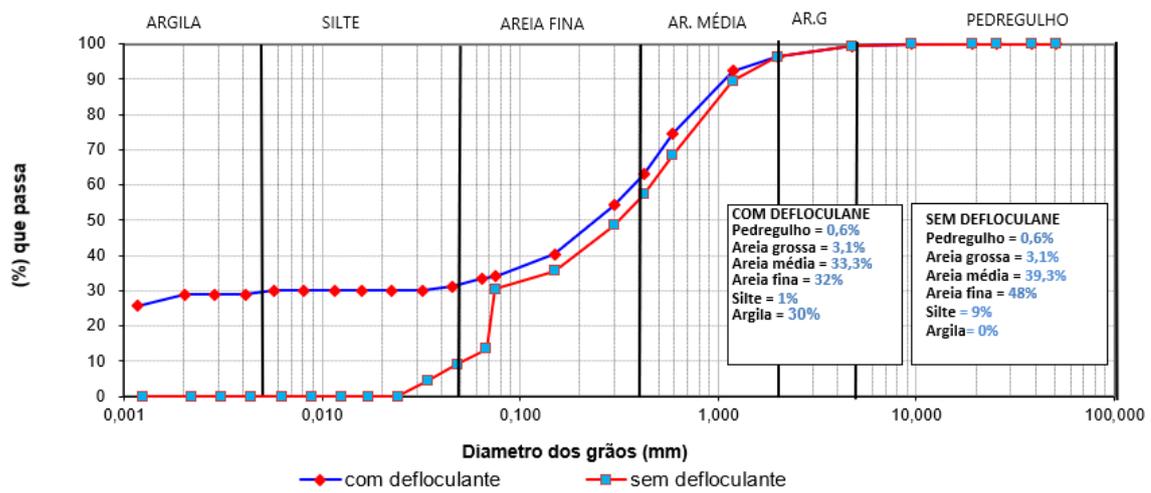
Fonte: A autora (2023)

Figura 49: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (1,45 - 2,00m)



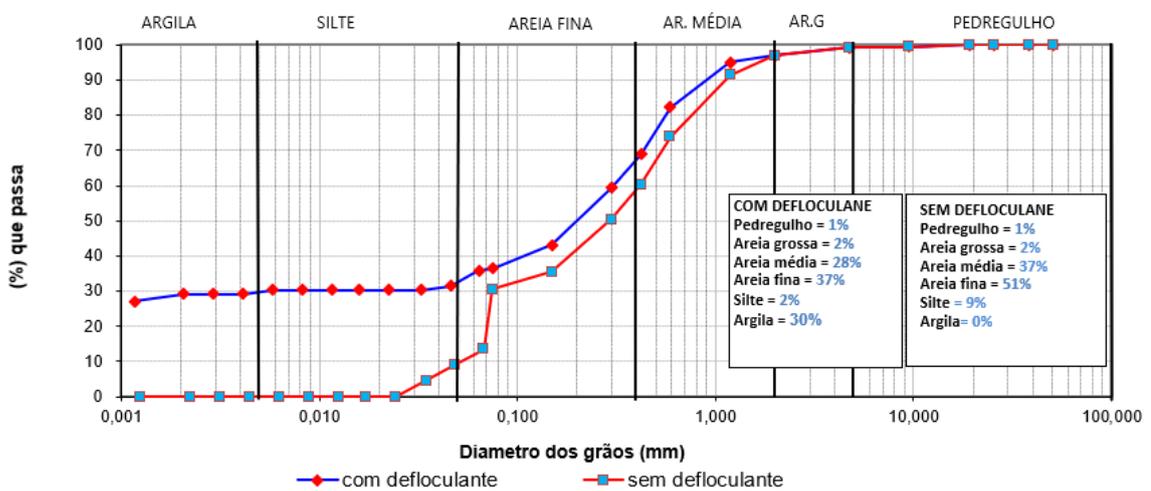
Fonte: A autora (2023)

Figura 50: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (2,45 - 3,00m)



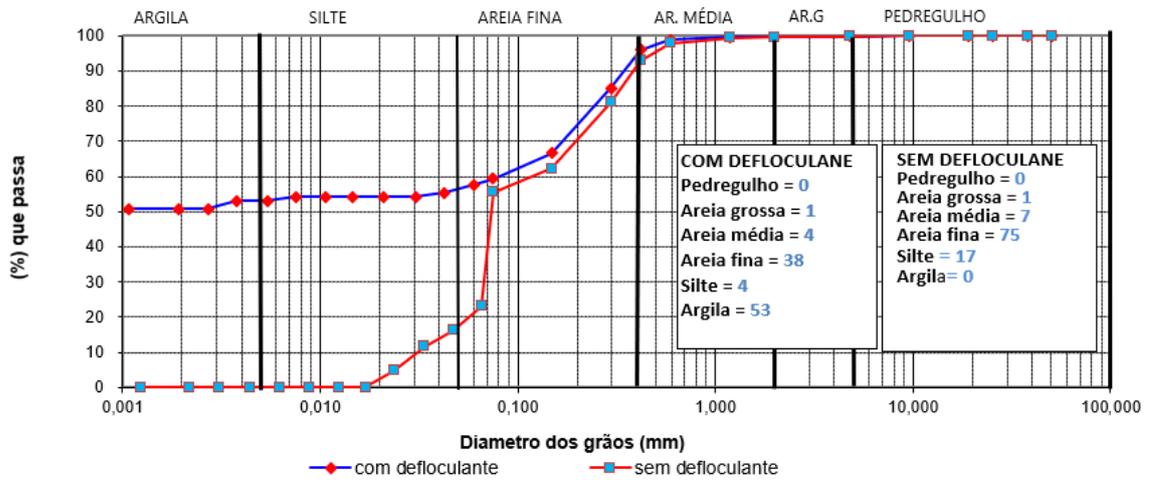
Fonte: A autora (2023)

Figura 51: Ensaio de granulometria do SPT de A1 (3,45 - 3,60m)



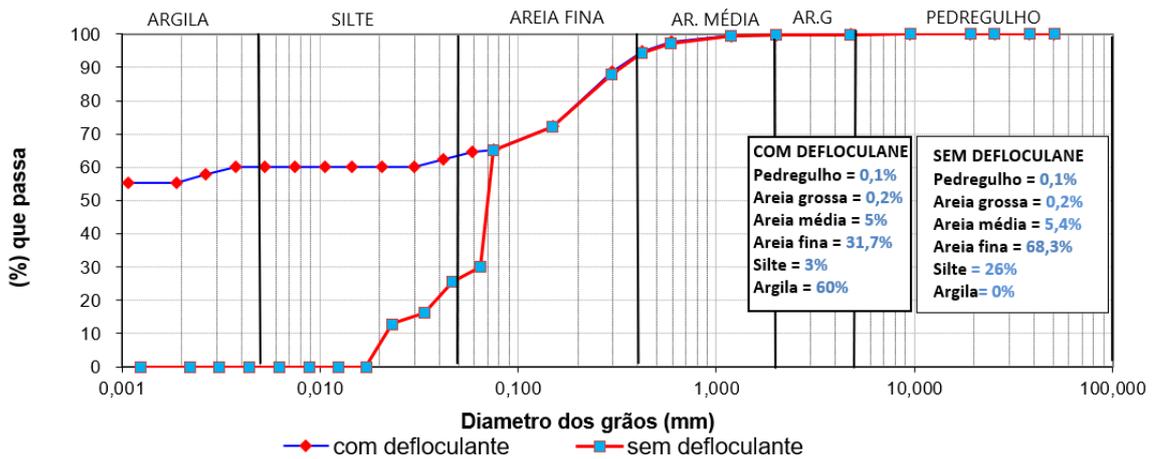
Fonte: A autora (2023)

Figura 52: Ensaio de granulometria do poço de A2 (1,20m)



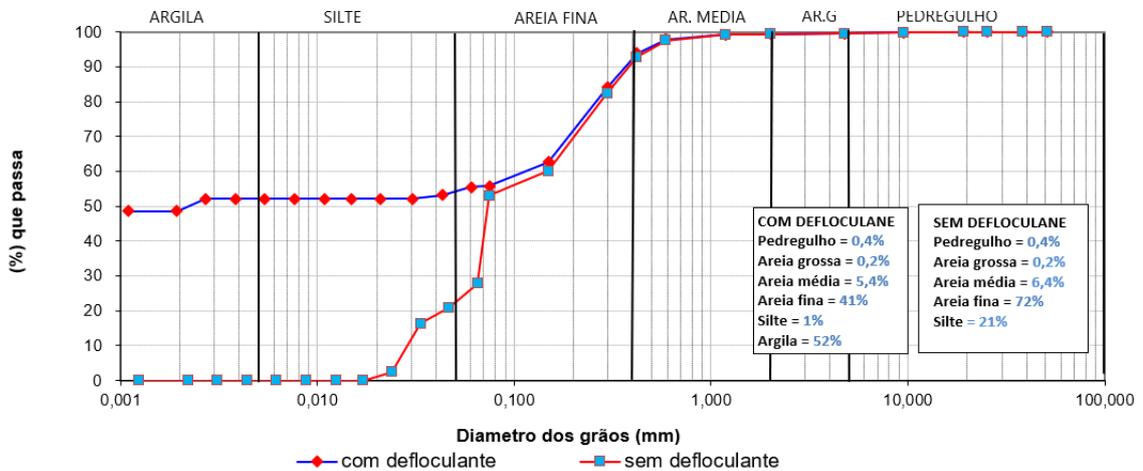
Fonte: A autora (2023)

Figura 53: Ensaio de granulometria do SPT de A2 (0,45 - 1,00m)



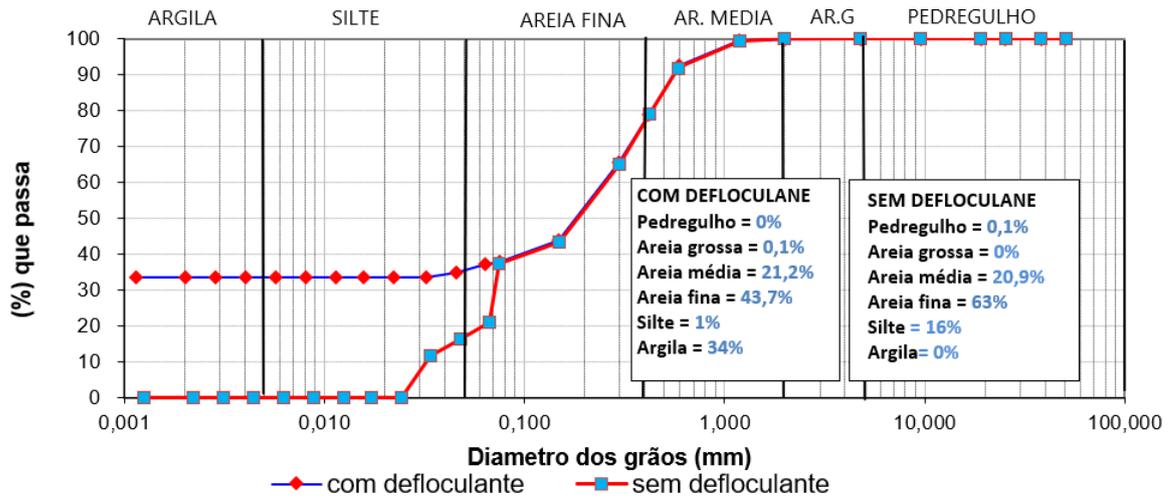
Fonte: A autora (2023)

Figura 54: Ensaio de granulometria do SPT de A2 (1,00 - 1,45m)



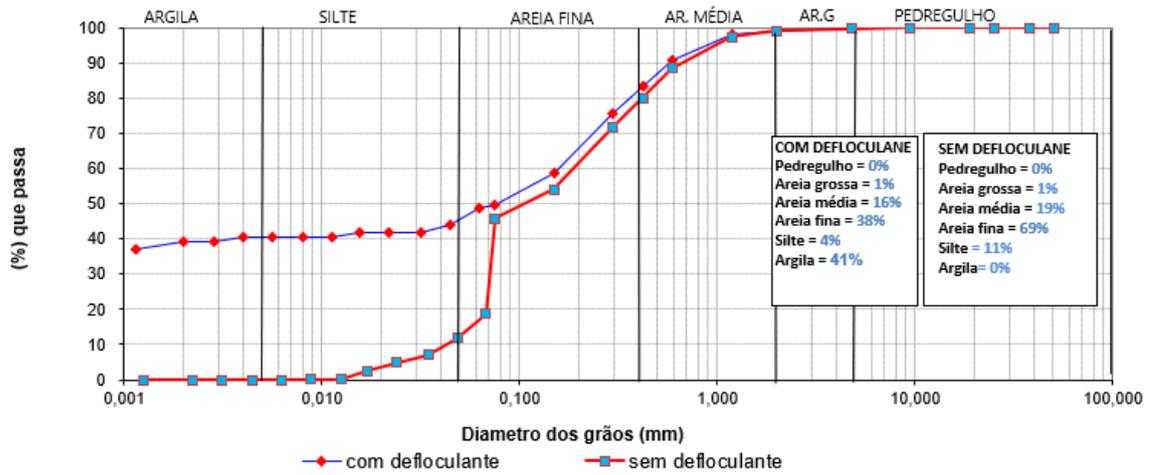
Fonte: A autora (2023)

Figura 55: Ensaio de granulometria do SPT de A2 (1,45- 2,00m)



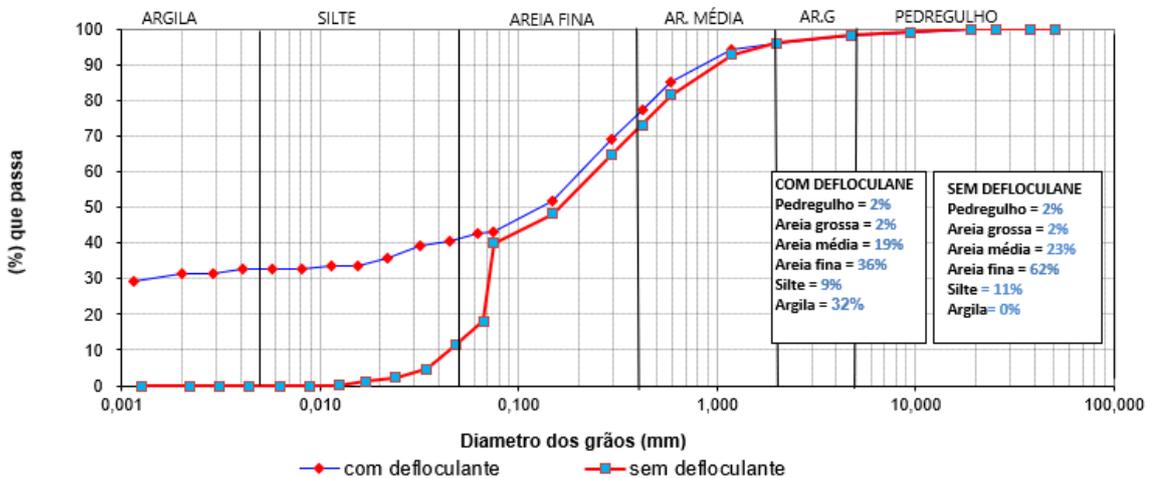
Fonte: A autora (2023)

Figura 56: Ensaio de granulometria perto do furo de sondagem de A3 (pé do talude)



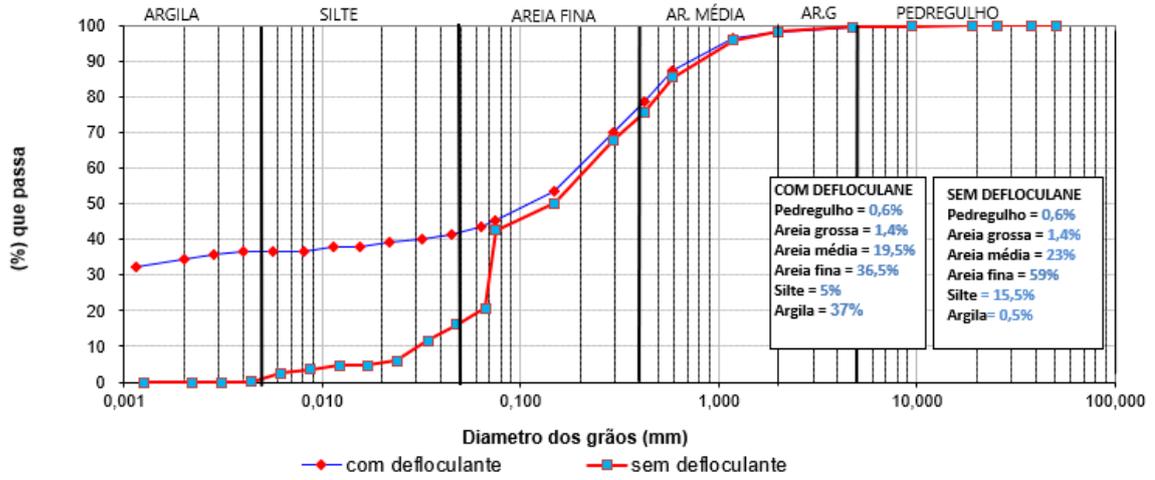
Fonte: A autora (2023)

Figura 57: Ensaio de granulometria do SPT de A3 (0,45 - 1,00m)



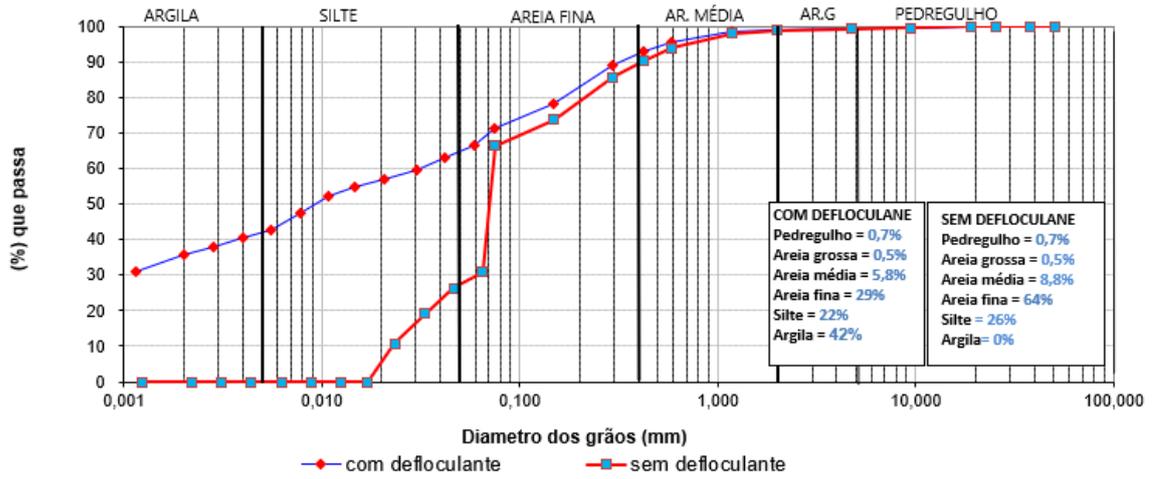
Fonte: A autora (2023)

Figura 58: Ensaio de granulometria do SPT de A3 (1,00 - 2,00m)



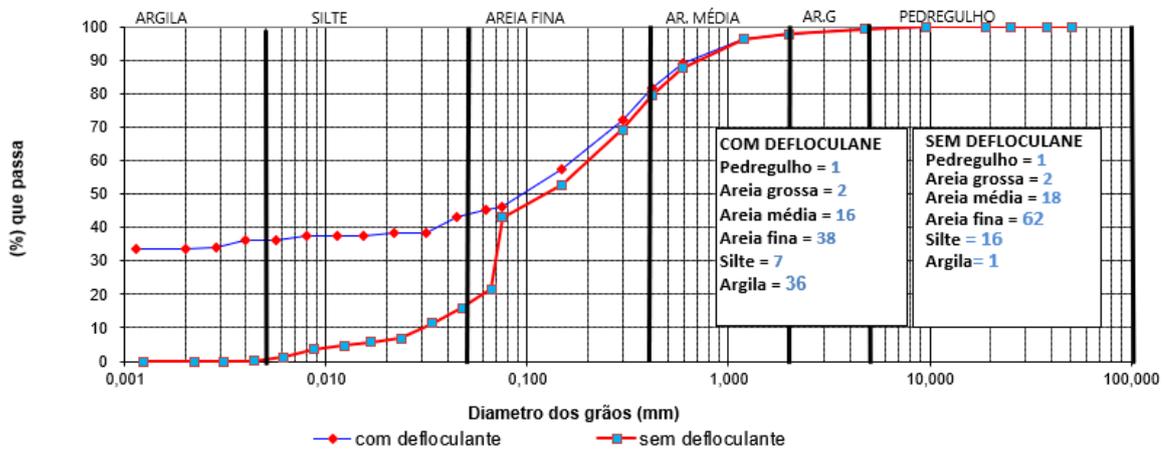
Fonte: A autora (2023)

Figura 59: Ensaio de granulometria do SPT de A3 (2,65 - 3,00m)



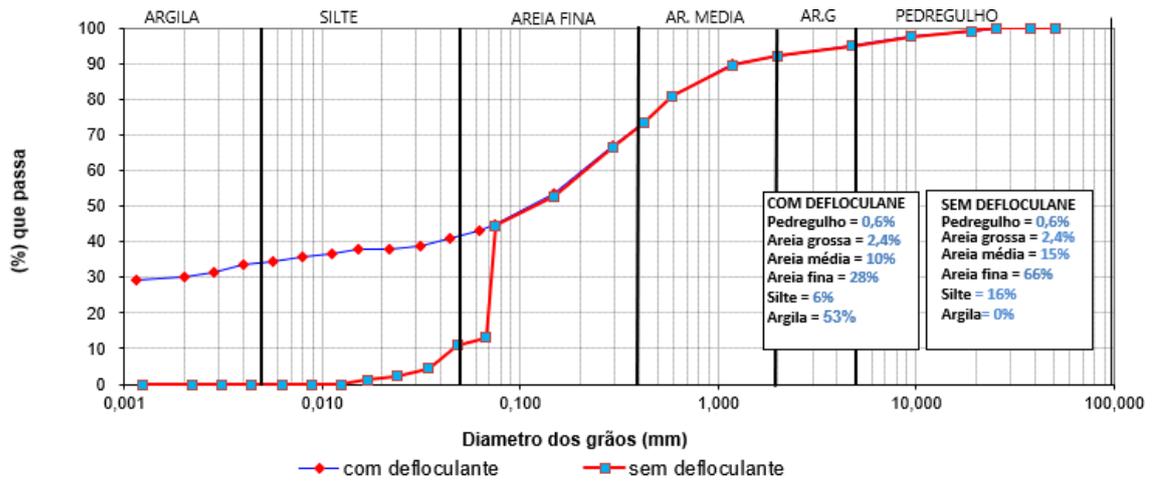
Fonte: A autora (2023)

Figura 60: Ensaio de granulometria do poço de B1 (1,20m)



Fonte: A autora (2023)

Figura 61: Ensaio de granulometria do SPT de B1 (0,00 - 1,00m)



Fonte: A autora (2023)

Figura 62: Ensaio de granulometria do SPT de B1 (1,00 - 2,00m)

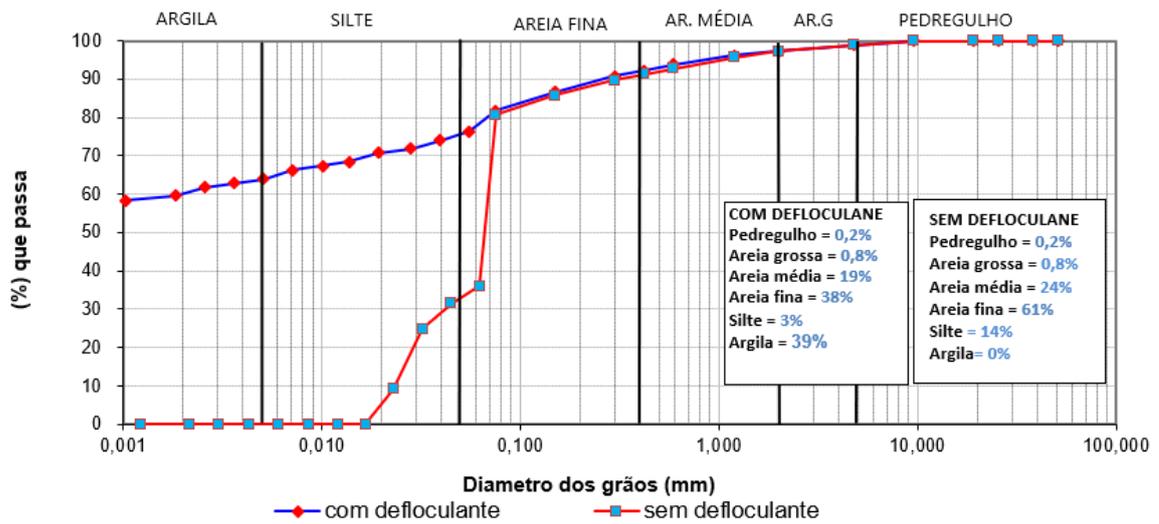
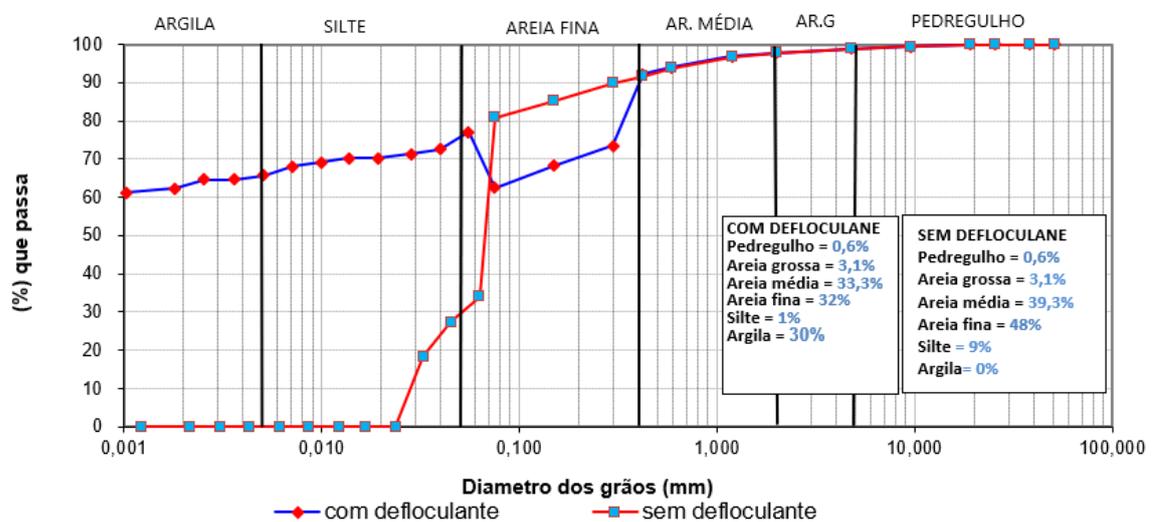
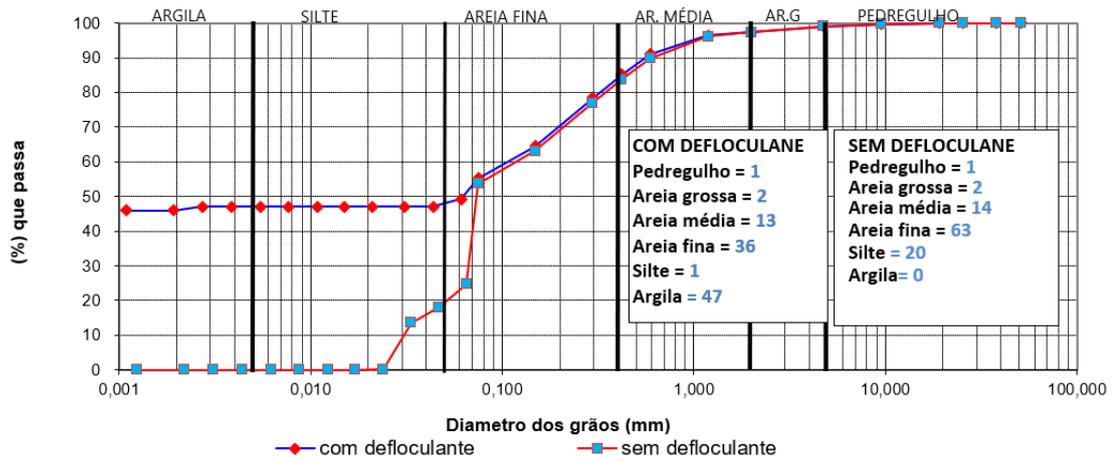


Figura 63: Ensaio de granulometria do SPT de B1 (2,00 - 3,00m)



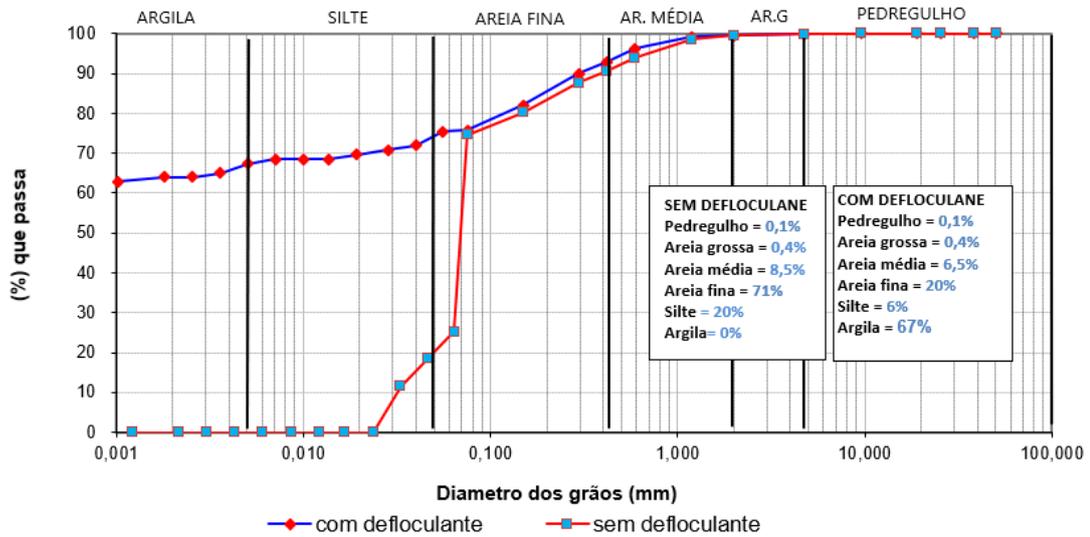
Fonte: A autora (2023)

Figura 64: Ensaio de granulometria do poço de B2 (1,20m)



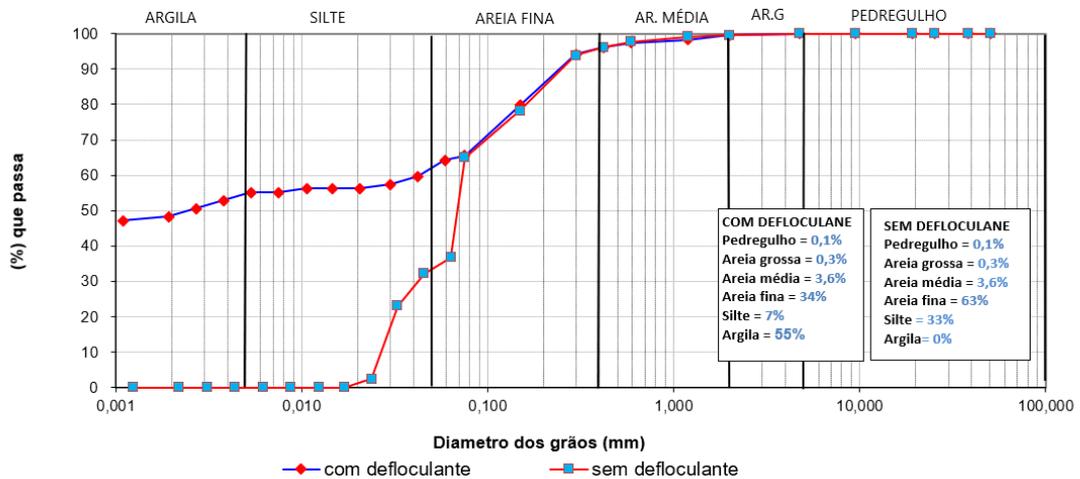
Fonte: A autora (2023)

Figura 65: Ensaio de granulometria do SPT de B2 (0,45 - 1,00m)



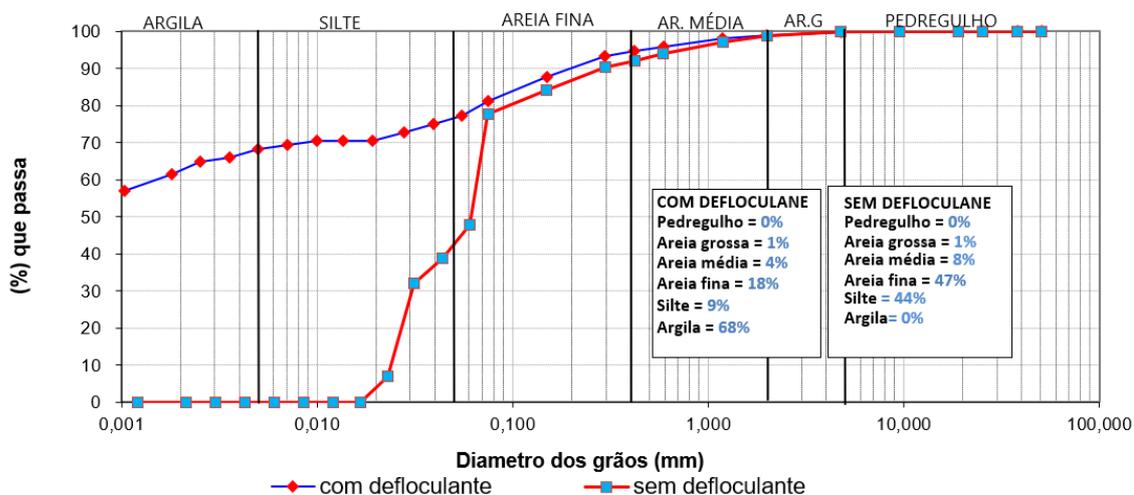
Fonte: A autora (2023)

Figura 66: Ensaio de granulometria do SPT de B2 (2,55 - 3,00m)



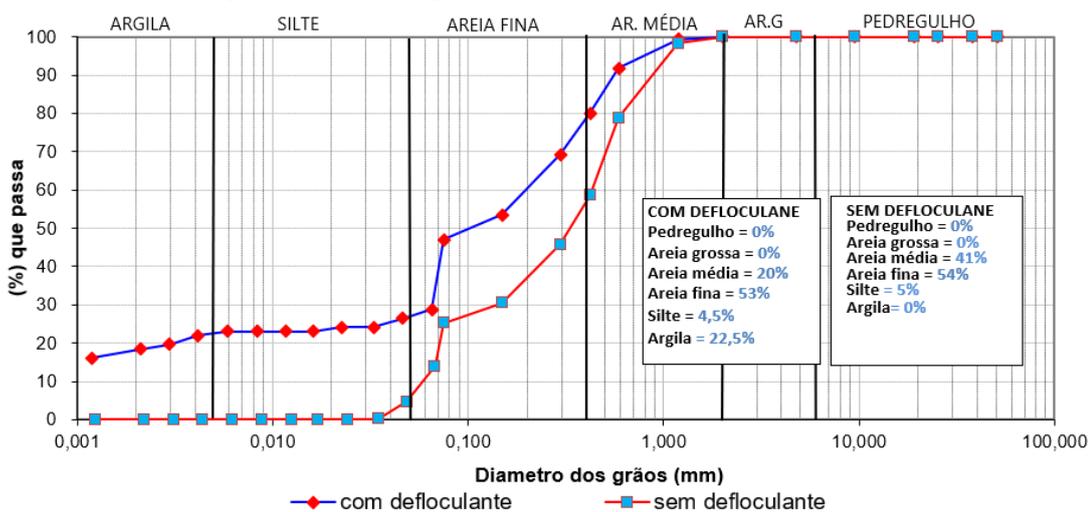
Fonte: A autora (2023)

Figura 67: Ensaio de granulometria do SPT de B3 (1,45 – 1,75m)



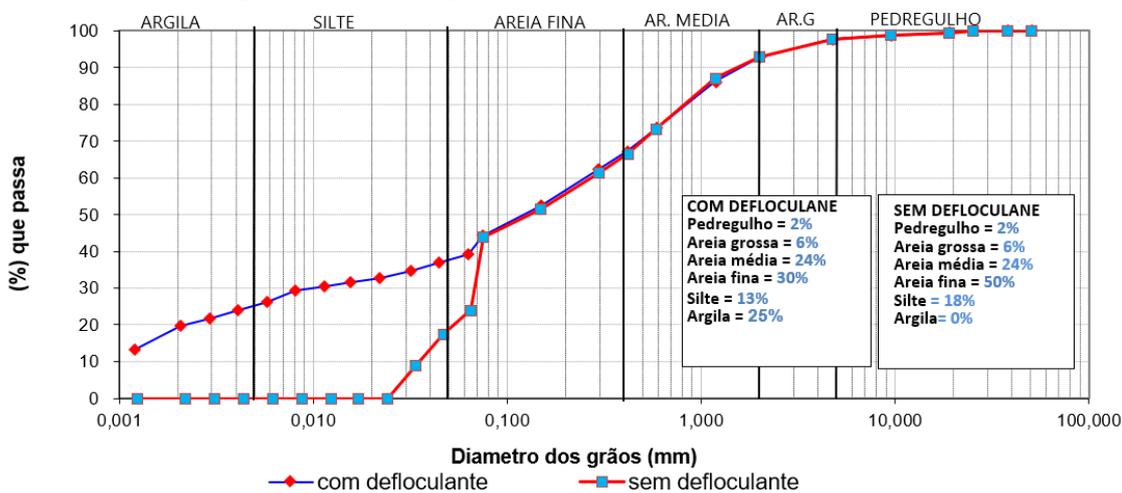
Fonte: A autora (2023)

Figura 68: Ensaio de granulometria do SPT de B3 (2,20 – 2,75m)



Fonte: A autora (2023)

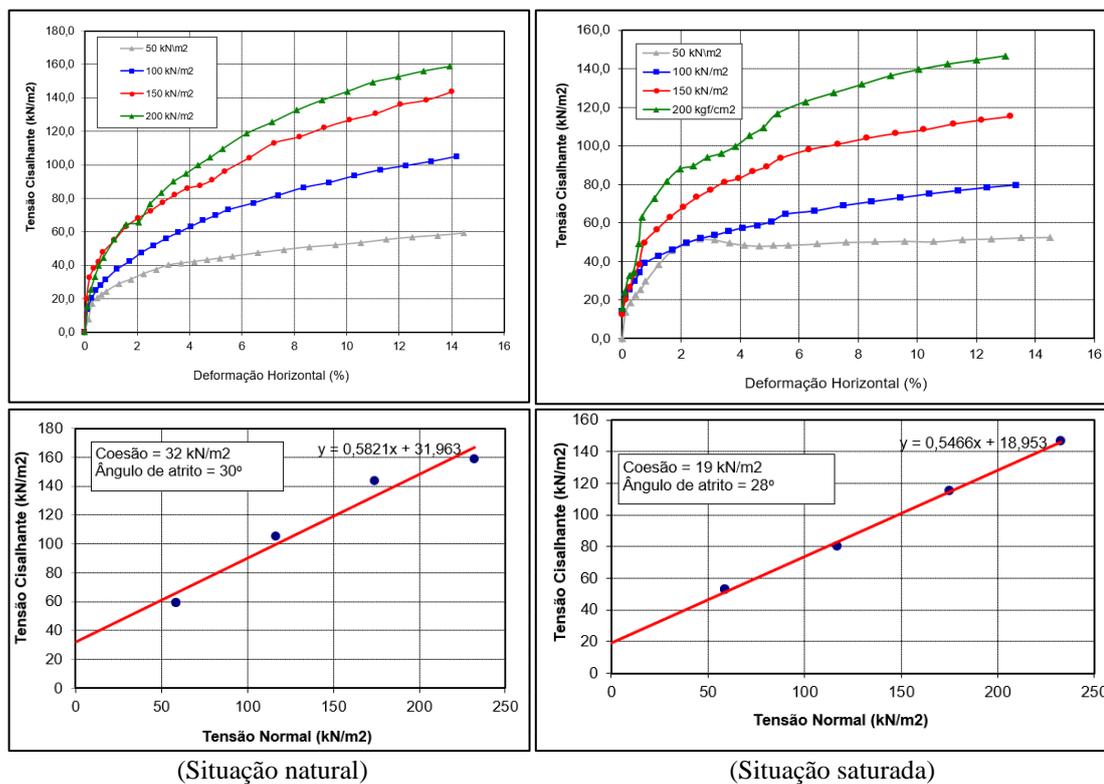
Figura 69: Ensaio de granulometria do SPT de B3 (2,20 – 2,75m)



Fonte: A autora (2023)

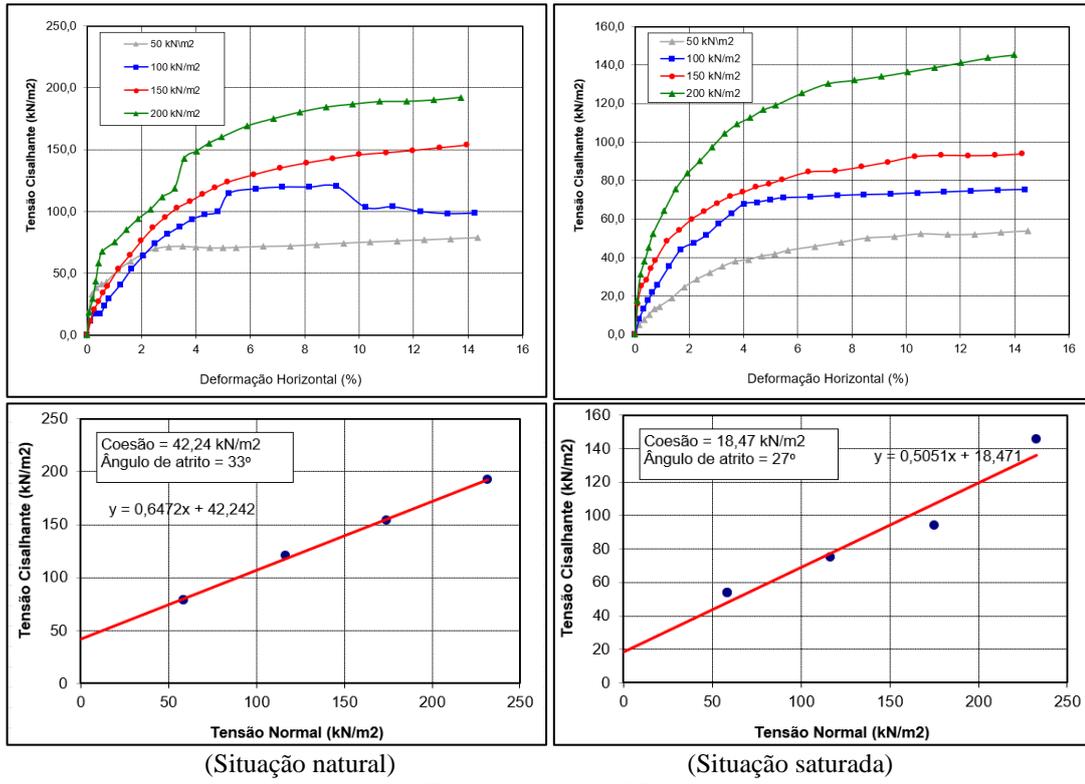
## APÊNDICE II - GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Figura 70: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de A1, nas situações natural e saturada respectivamente



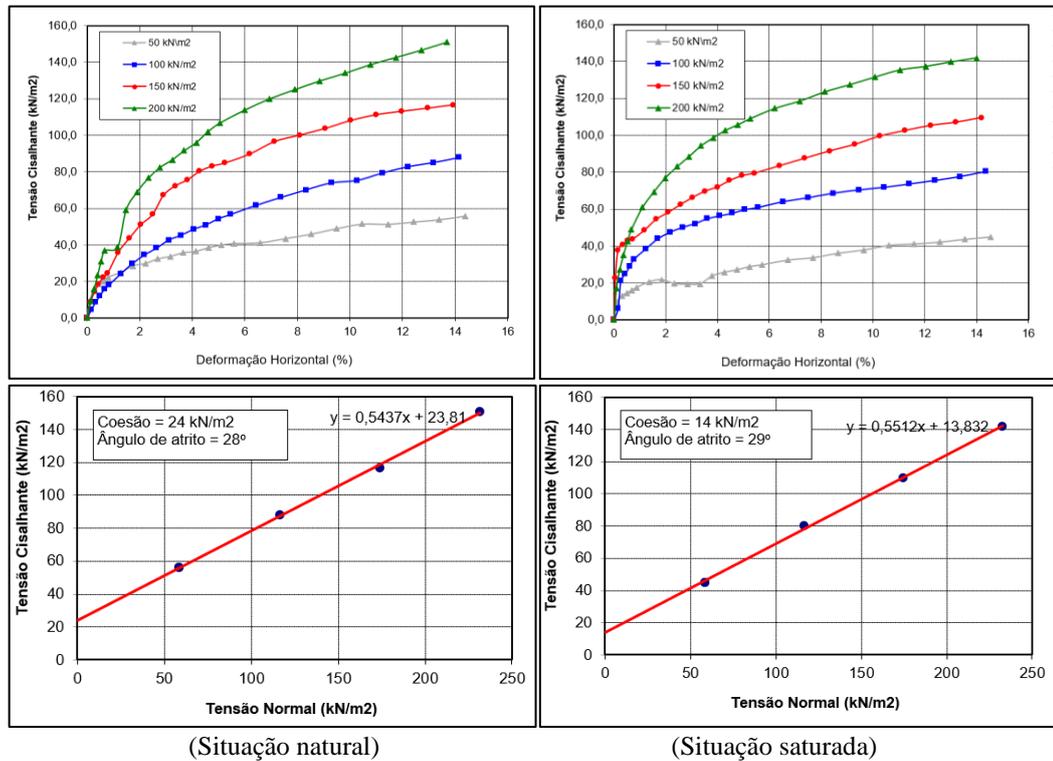
Fonte: A autora (2023)

Figura 71: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de A2, nas situações natural e saturada respectivamente



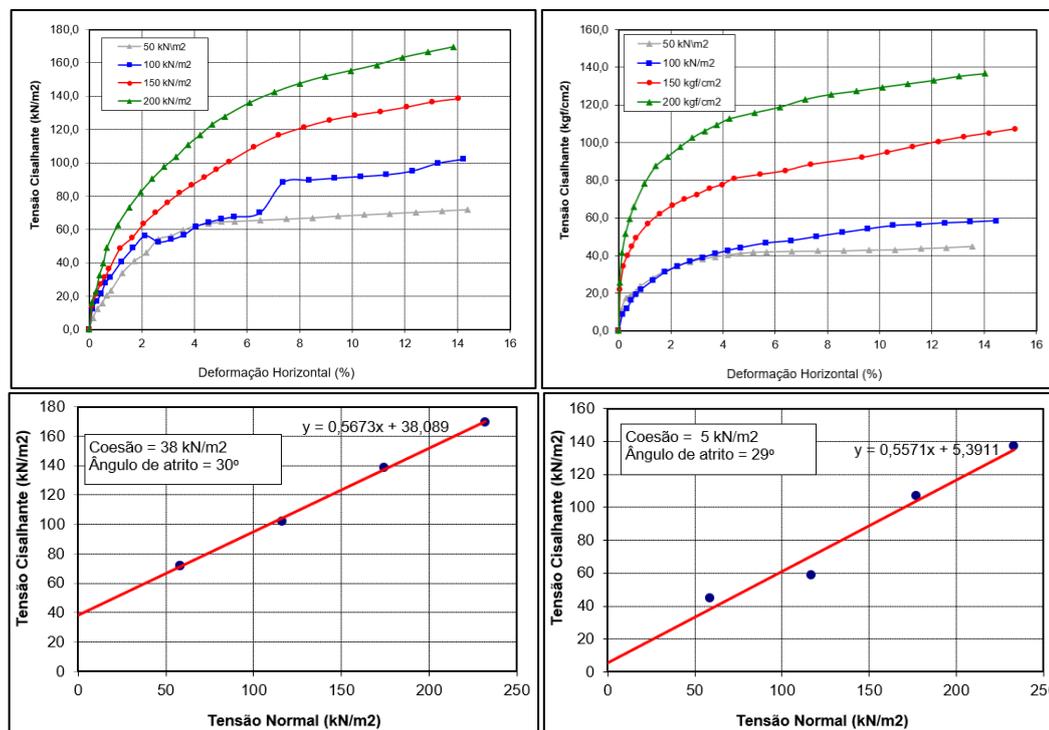
Fonte: A autora (2023)

Figura 72: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de A3, nas situações natural e saturada respectivamente



Fonte: A autora (2023)

Figura 73: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de B1, nas situações natural e saturada respectivamente

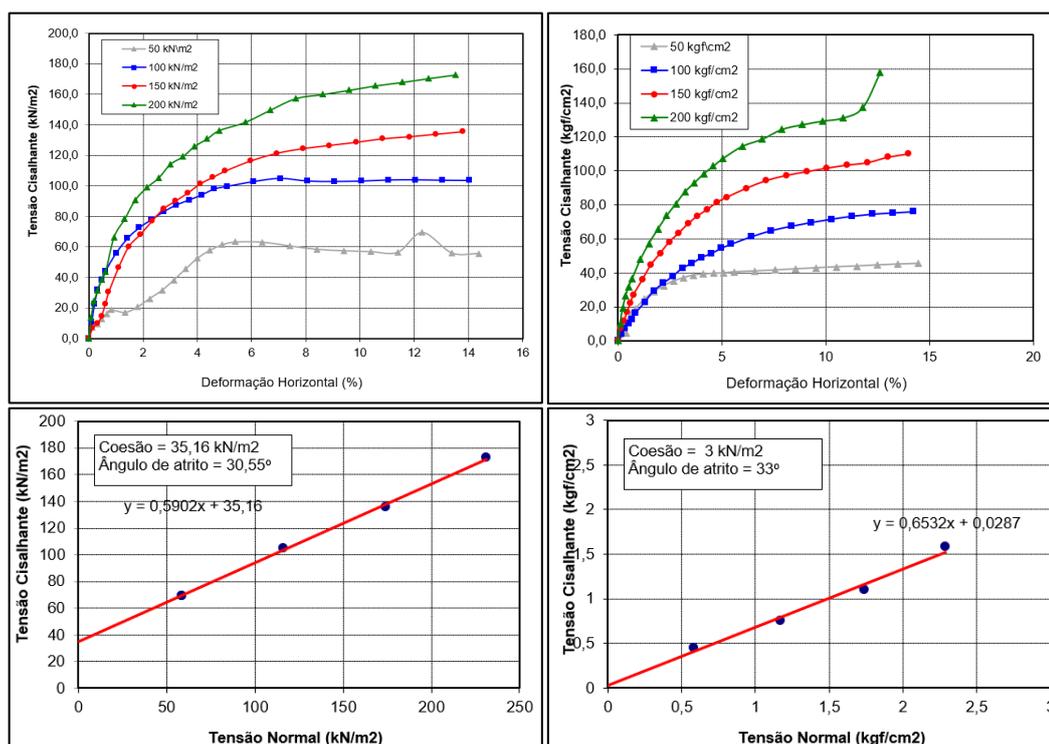


(Situação natural)

(Situação saturada)

Fonte: A autora (2023)

Figura 74: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de B2, nas situações natural e saturada respectivamente

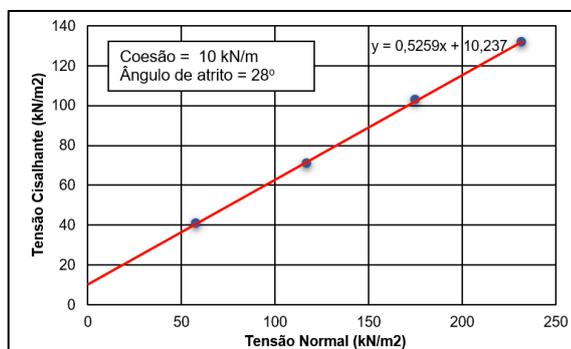


(Situação natural)

(Situação saturada)

Fonte: A autora (2023)

Figura 75: Gráficos do ensaio de Cisalhamento Direto para o poço de B3, na situação saturada

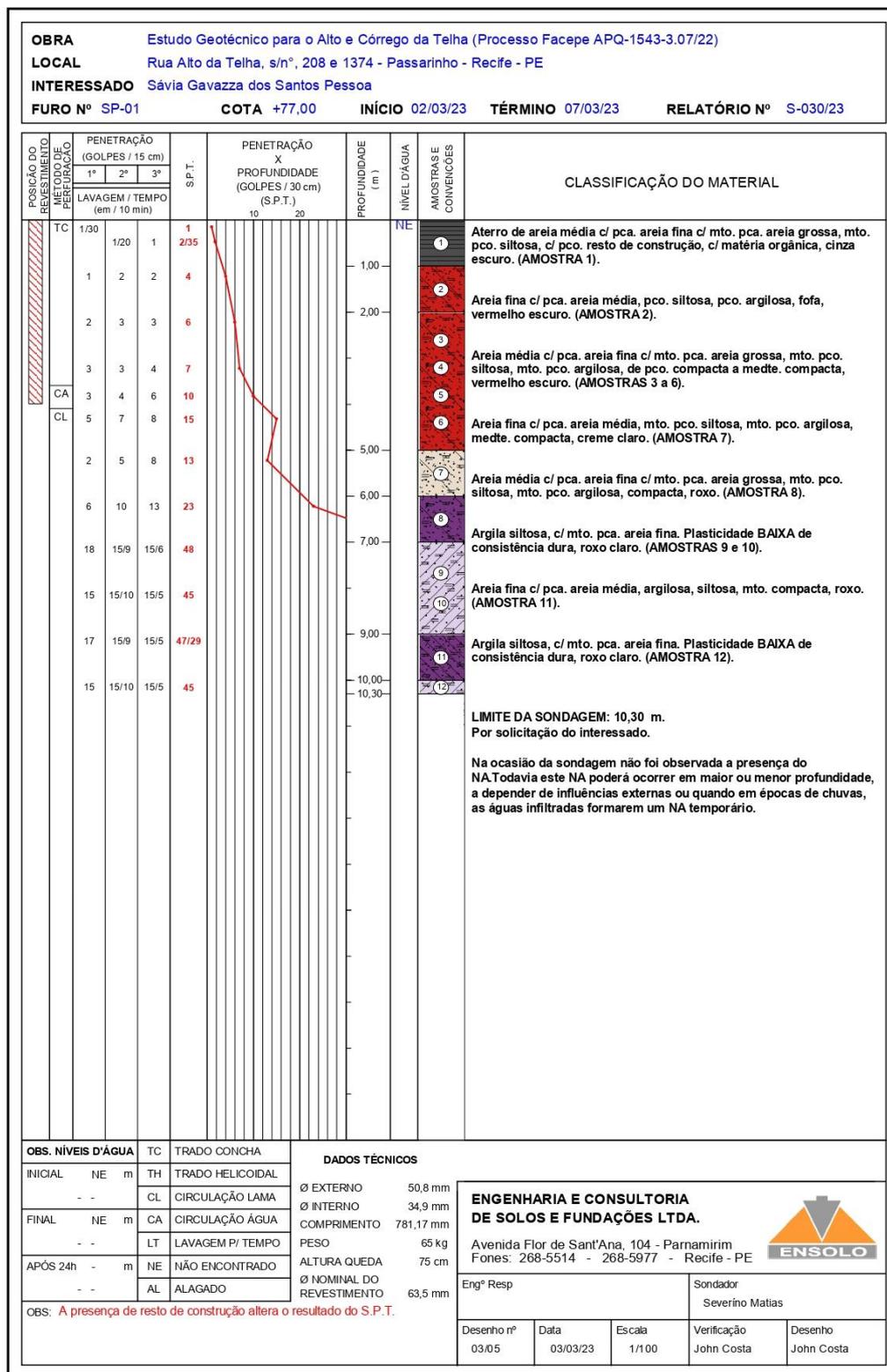


(Situação saturada)

Fonte: A autora (2023)

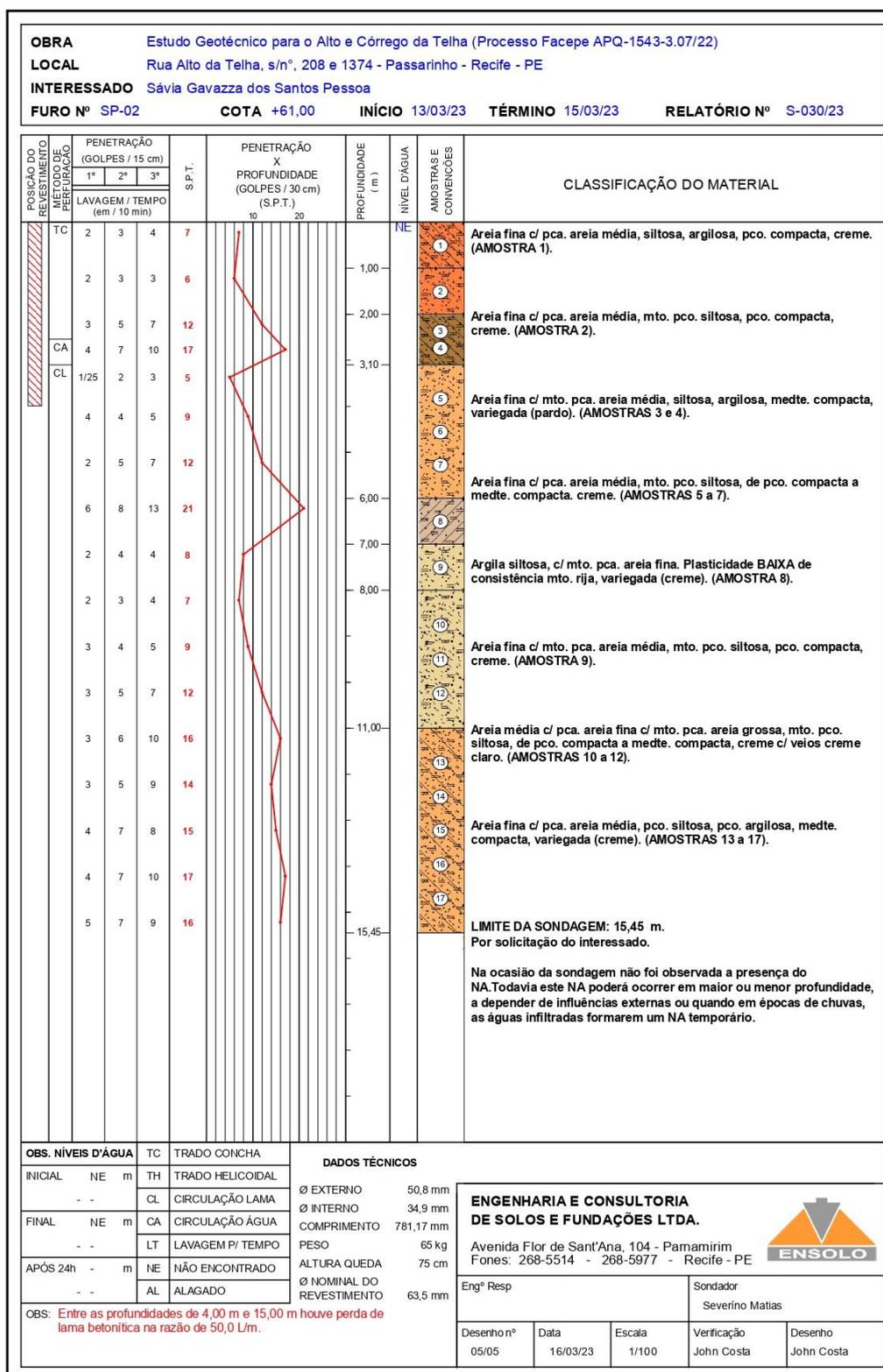
## ANEXO I – SONDAGENS

Figura 76: Sondagem de A1



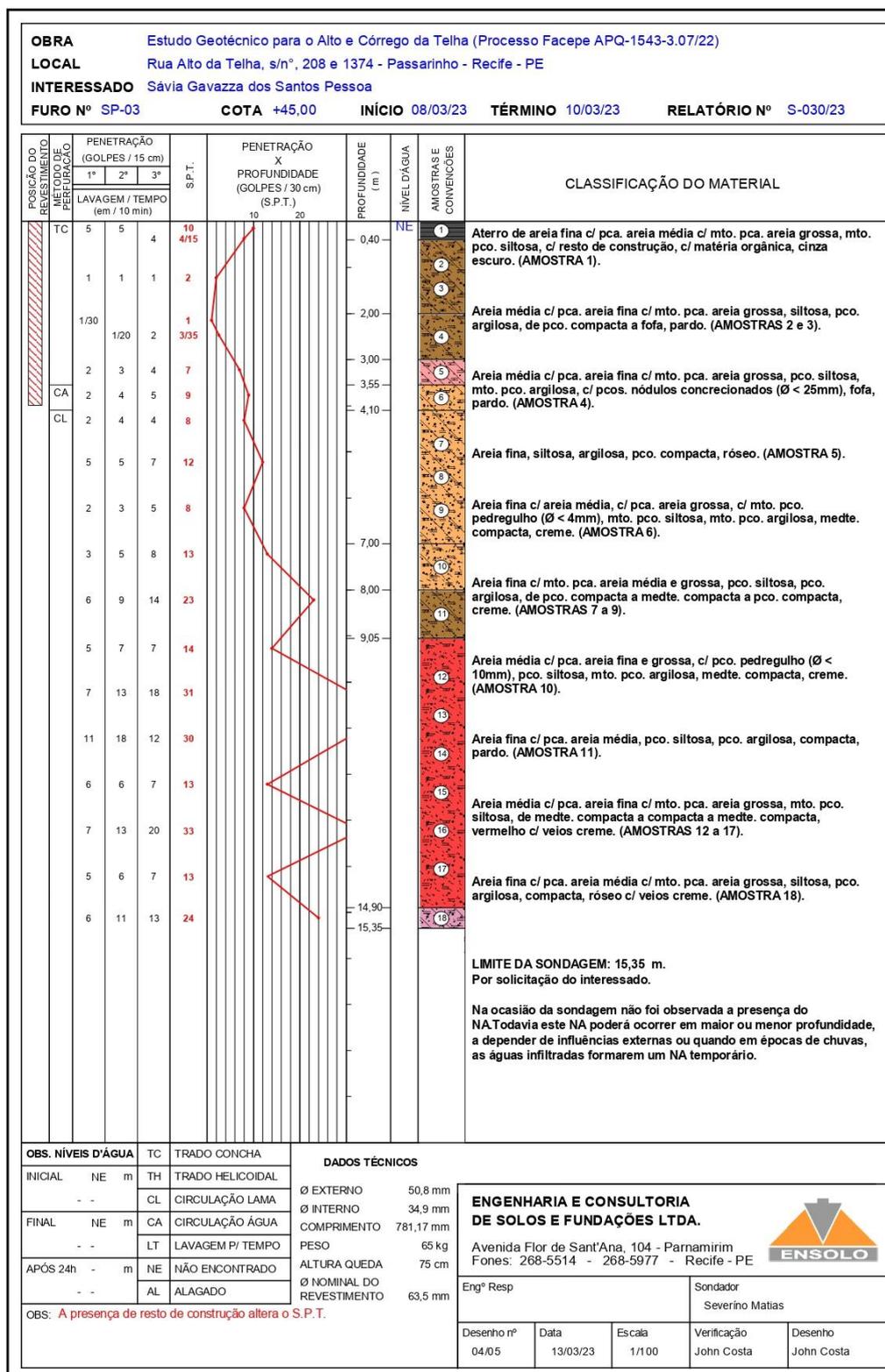
Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)

Figura 77: Sondagem de A2



Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)

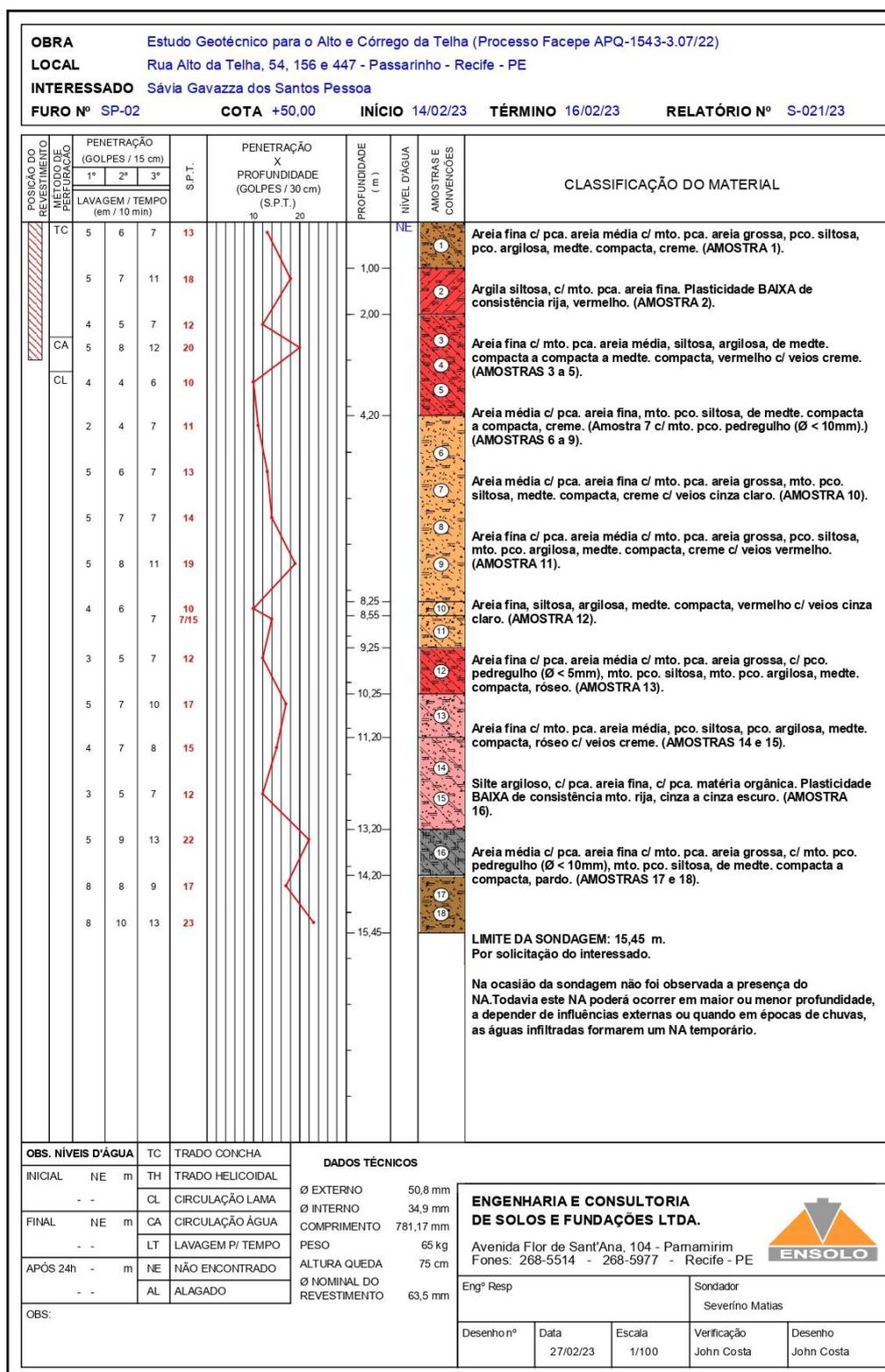
Figura 78: Sondagem de A3



Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)

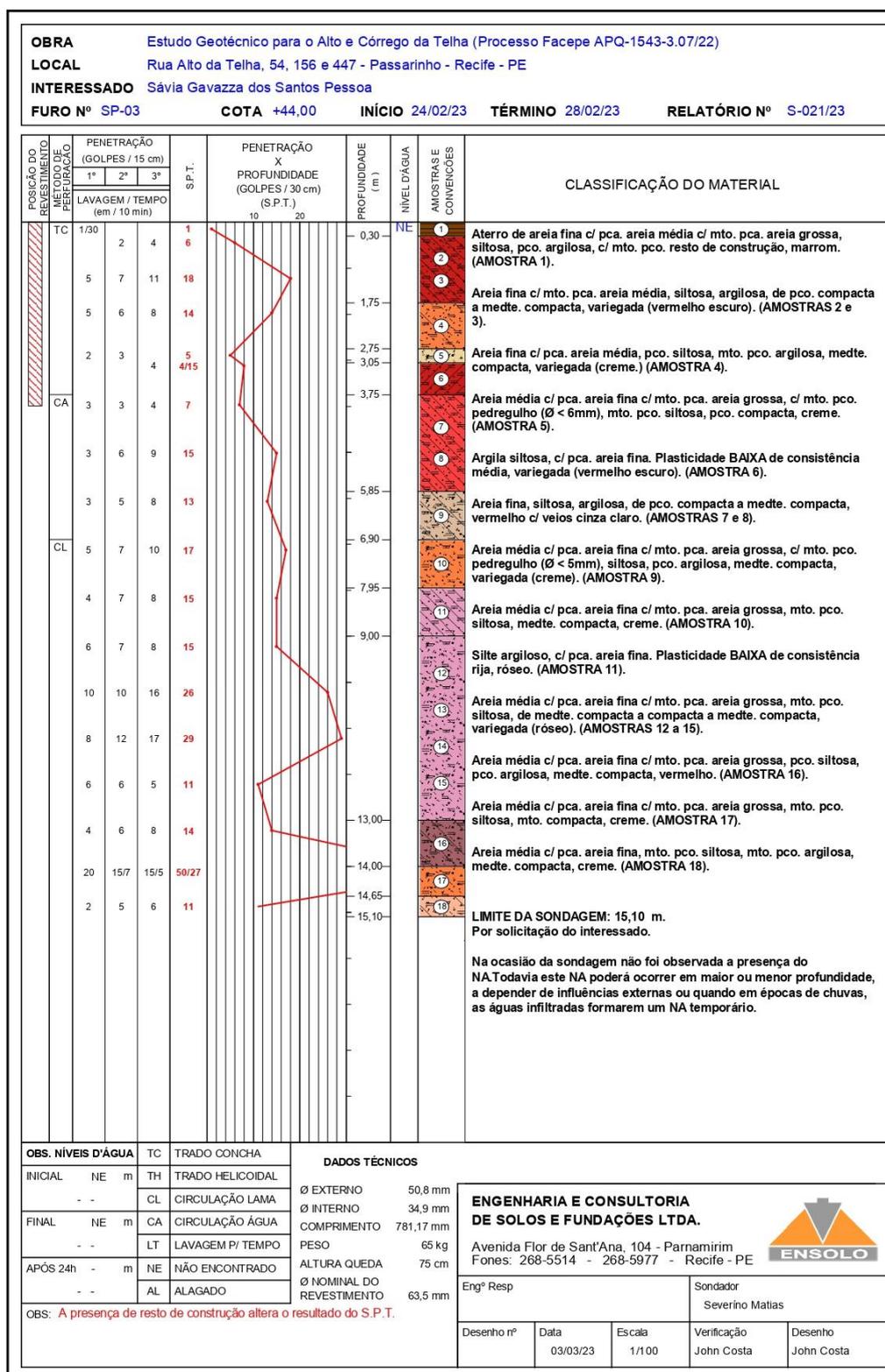


Figura 80: Sondagem de B2



Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)

Figura 81: Sondagem de B3



Fonte: ENSOLO – Engenharia e consultoria de solos e fundações LTDA (2023)