



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

MARIA MICHELY FIGUEIREDO BRITO

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES COM
METODOLOGIA NUMÉRICA E EQUILÍBRIO LIMITE EM UMA PONTE DE
MACAPÁ - AP**

MACAPÁ

2023

MARIA MICHELY FIGUEIREDO BRITO

**ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES COM
METODOLOGIA NUMÉRICA E EQUILÍBRIO LIMITE EM UMA PONTE DE
MACAPÁ – AP**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Amapá, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharela em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Luis Henrique Rambo

APROVADO EM: ___/___/___

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Luis Henrique Rambo
Orientador – UNIFAP

Prof. Me. Adenilson Costa de Olivera
Examinador interno – UNIFAP

Prof. Esp. Marcelo Augusto Rambo
Examinador externo – UNIR

Prof. PhD. Tiago de Jesus Souza
Examinador externo – UFSCar

MACAPÁ

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca Central/UNIFAP-Macapá-AP
Elaborado por Cristina Fernandes – CRB-2 / 1569

B862 Brito, Maria Michely Figueiredo.

Estudo de caso: análise de estabilidade de taludes com metodologia numérica e equilíbrio limite em uma ponte de Macapá-AP / Maria Michely Figueiredo Brito. - Macapá, 2023.
1 recurso eletrônico. 150 folhas.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Universidade Federal do Amapá,
Coordenação do Curso de Engenharia Civil, Macapá, 2023.
Orientador: Luis Henrique Rambo.

Modo de acesso: World Wide Web.

Formato de arquivo: Portable Document Format (PDF).

1. Talude. 2. Método do equilíbrio limite. 3. Método dos elementos finitos. I. Luis Henrique Rambo, orientador. II. Universidade Federal do Amapá. III. Título.

CDD 23. ed. – 624.151363

BRITO, Maria Michely Figueiredo. Estudo de caso: análise de estabilidade de taludes com metodologia numérica e equilíbrio limite em uma ponte de Macapá-AP. Orientador: Luis Henrique Rambo. 2023. 150 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Coordenação do Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal do Amapá, Macapá, 2023.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por sua presença constante e por me dar propósito e força em todos os dias da minha vida.

Agradeço aos meus pais, Rosineide Almeida Brito e Richard dos Santos Rodrigues pelo apoio e incentivo.

Agradeço aos meus professores, em particular ao orientador Prof. Me Luis Henrique Rambo, o qual se fez presente em todas as etapas deste trabalho estimulando, incentivando e corrigindo sua produção – lhe admiro como profissional e pessoa.

A minha turma de ingresso, Engenharia Civil 2017, pela caminhada conjunta! Em especial aos amigos Fernando Lima de Carvalho, Kaio Oliveira Ribeiro, Endrel Wesley Silva e Silva e Gabriel de Oliveira Rigamonti.

As minhas amigas Ana Eloisy de Araújo Vilela e Géssica Conceição Guimarães da Silva pela amizade e suporte.

“It is our choices, Harry, that show what we truly are, far more than our abilities.”

(J. K. Rowling, Harry Potter and the Chamber of Secrets)

RESUMO

O estabelecimento da interação entre ser humano e espaço – seja este natural ou antropomorfizado requer o cumprimento de determinados parâmetros que possam dar garantias acerca da segurança frente ao seu uso e ocupação pelo homem. Quando se trata de taludes – obras de terra caracterizadas pela presença de uma superfície inclinada –; sua estabilidade pode ser analisada através de abordagens probabilísticas e determinísticas, essa última aqui apresentada por meio do método do equilíbrio limite e do método dos elementos finitos (MEF) – voltando-se a determinação de um fator de segurança (FS) que relaciona forças resistentes e forças mobilizadoras no intento de evitar o estabelecimento de um cenário que promova o deslocamento de massas. Nesse sentido, identificou-se na cidade de Macapá (AP) a existência de uma área densamente ocupada que contém o principal instrumento de infraestrutura em mobilidade urbana destinado a ligação de diferentes zonas da mesma, a ponte Sérgio Arruda (PSA) – a qual interpõe um corpo d'água, o Canal do Jandiá, delimitado por um talude. Em vistas da estrutura não mais atender aos propósitos para o qual fora projetada prevê-se sua substituição, dessa forma observa-se a alteração nas condições de carregamento que incidirão sobre o talude locado em suas proximidades. Assim sendo, objetivou-se estabelecer um comparativo do desempenho dos métodos de análise convencionais do equilíbrio limite frente ao MEF aplicados ao cenário real do talude que delimita o Canal do Jandiá. Para tanto, utilizou-se como ferramenta de análise computacional o software Geo5, incorporando-se informações acerca da geometria da seção do talude – obtida através de levantamento topográfico –; caracterização do solo da região – com base em estudos geotécnicos e na insuficiência desses com base em informações teóricas –; e por fim estimativa dos carregamentos provenientes da estrutura atual, bem como a alteração desses a partir da substituição da mesma por uma nova estrutura; acrescentando-se ao estudo a simulação de cenários teóricos para um solo predominantemente arenoso e posteriormente um solo predominantemente argiloso. Após a análise dos modelos produzidos obteve-se o FS com aproximação satisfatória para os métodos propostos, observando-se a diminuição desse e o incremento da variância à medida que se aumenta as sobrecargas externas; no que se refere a composição geotécnica das interfaces adotadas, para os casos estudados o solo arenoso apresenta os maiores índices de FS, em contrapartida o solo argiloso apresenta, em todos os casos, os menores índices de FS. Para o cenário original, sob as condições de aplicação de sobrecargas, observou-se um alívio das tensões mediante a aplicação de sobrecargas oriundas da futura PSA, no entanto, sem retroagir de uma situação instável – considerando-se as sobrecargas da atual PSA –; para uma situação estável, o que corrobora para necessidade de avaliar a implantação de uma estrutura de contenção auxiliar em vista da intensa ocupação da região e altos riscos associados.

Palavras-chave: estabilidade de talude; análise; comparativo; método do equilíbrio limite; método dos elementos finitos (MEF); fator de segurança (FS).

ABSTRACT

The interaction between human beings and space – whether natural or anthropomorphized – requires compliance with certain parameters that can provide guarantees about safety in terms of its use and occupation by man. When it comes to slopes – earthworks characterized by the presence of an inclined surface –; its stability can be analyzed through probabilistic and deterministic approaches, the last presented here through the limit equilibrium method and the finite element method (FEM) – turning to the determination of a factor of safety (FS) that relates resistant forces and mobilizing forces in an attempt to avoid the establishment of a scenario that promotes landslide. In this sense, it was identified in the city of Macapá (AP) the existence of a densely occupied area that contains the main instrument of infrastructure in urban mobility destined to connect different areas of the same, the Sérgio Arruda bridge (PSA) – which interposes a body of water, the Canal do Jandiá, delimited by a slope. In view of the fact that the structure no longer serves the purposes for which it was designed, its replacement is foreseen, thus observing the change in the loading conditions that will affect the slope located in its surrounding. Therefore, the objective was to establish a comparison of the performance of conventional analysis methods of limit equilibrium against the FEM applied to the real scenario of the slope that delimits the Canal do Jandiá. For this purpose, the Geo5 software was used as a computational analysis tool, incorporating information about the geometry of the slope section – obtained through a topographic survey –; characterization of the soil in the region – based on geotechnical studies and their insufficiency based on theoretical information –; and finally, estimation of loads from the current structure, as well as the addition of these from its replacement by a new structure; adding to the study the simulation of theoretical scenarios for a predominantly sandy soil and subsequently a predominantly clayey soil. After analyzing the models produced, the FS was obtained with a satisfactory approximation for the proposed methods, observing its decrease and the increase in variance as the external overloads increased; with regard to the geotechnical composition of the adopted interfaces, for the cases studied, the sandy soil presents the highest FS indices, on the other hand, the clayey soil presents, in all cases, the lowest FS indices. For the original scenario, under the conditions of application of overloads, a relief of tensions was observed through the application of overloads originating from the future PSA, however, without retroacting from an unstable situation – considering the overloads from the current PSA –; for a stable situation, which corroborates the need to evaluate the implementation of an auxiliary containment structure in view of the intense occupation of the region and high associated risks.

Keywords: slope stability; analysis; comparative; limit equilibrium method; finite element method (FEM); safety factor (FS).

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura usual de um mineral com composição SiO ₂	27
Figura 2 – Estrutura usual para argilominerais.....	27
Figura 3 – Estrutura usual para argilominerais: caulinita.....	28
Figura 4 – Estrutura usual para argilominerais: Montmorilonita.	28
Figura 5 – Estrutura usual para argilominerais: Illita.	29
Figura 6 – Transição entre os estados do solo.....	33
Figura 7 – Tensões em um ponto isolado no maciço de solo.	35
Figura 8 – Componentes da tensão tridimensional.	36
Figura 9 – Componentes da tensão bidimensional.	37
Figura 10 – Representação gráfica do Círculo de Mohr.....	38
Figura 11 – Representação gráfica do envoltório Mohr-Coulomb.	40
Figura 12 – Exemplificação das feições usuais de um talude natural.	42
Figura 13 – Exemplificação das feições usuais de um talude instável.....	43
Figura 14 – Elementos típicos da geometria de um talude.	44
Figura 15 – Concepção de um talude a partir de processos de corte e aterro.....	45
Figura 16 – Movimento de massa.	46
Figura 17 – Movimento de massa: rastejo.	49
Figura 18 – Movimento de massa: corrida.	50
Figura 19 – Movimento de massa: deslizamento rotacional.....	51
Figura 20 – Movimento de massa: deslizamento translacional.	52
Figura 21 – Movimento de massa: quedas.	53
Figura 22 – Diagrama triangular de variação gradativa dos processos de transporte.	53
Figura 23 – Análise determinística de estabilidade de taludes expressa graficamente.	57
Figura 24 – Fatia de Fellenius.....	60
Figura 25 – Fatia de Bishop.	62
Figura 26 – Fatia de Janbu.....	63
Figura 27 – Divisão do domínio em elementos aplicáveis ao MEF.	66
Figura 28 – Técnicas de estabilização de talude: alteração da geometria.	67
Figura 29 – Técnicas de estabilização de talude: revestimento superficial.	68

Figura 30 – Técnicas de estabilização de talude: drenagem.	69
Figura 31 – Técnicas de estabilização de talude: estruturas de contenção (muro em gabião).	70
Figura 32 – Locação da estrutura da atual Ponte Sérgio Arruda.....	71
Figura 33 – Registro de realização do ensaio SPT, furo 3.	73
Figura 34 – Equipamento do ensaio triaxial.	75
Figura 35 – Interface Geo5.....	78
Figura 36 – Interface Geo5 versão 2021.....	79
Figura 37 – Interface Geo5 versão 2021, inserção do tipo de solo.	80
Figura 38 – Interface Geo5 versão 2021, inserção de sobrecarga.....	81
Figura 39 – Interface Geo5 versão 2021, ferramenta análises.....	81
Figura 40 – Interface Geo5 versão 2021, botão inserir graficamente.....	82
Figura 41 – Interface Geo5 versão 2021, botão analisar.	82
Figura 42 – Interface Geo5 versão 2021, ferramenta configurações.	83
Figura 43 – Interface Geo5 versão 2021, ferramenta tipos de contato.	83
Figura 44 – Interface Geo5 versão 2021, geração de malha.	84
Figura 45 – Modelagem da seção do talude estudado no software Geo5.	85
Figura 46 – Caracterização da região quanto a setorização.	88
Figura 47 – Locação do talude de contorno do Canal do Jandiá.	89
Figura 48 – Vista em planta do talude de estudo.	90
Figura 49 – Elevação frontal seção do trecho do talude de estudo.....	90
Figura 50 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Bishop, obtido com o software Geo5.	92
Figura 51 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Fellenius, obtido com o software Geo5.	92
Figura 52 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Janbu, obtido com o software Geo5.	93
Figura 53 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o MEF, obtido com o software Geo5.	93
Figura 54 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Bishop, obtido com o software Geo5.	95
Figura 55 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Fellenius, obtido com o software Geo5.	95

Figura 56 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Janbu, obtido com o software Geo5.	96
Figura 57 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o MEF, obtido com o software Geo5.	96
Figura 58 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Bishop, obtido com o software Geo5.	98
Figura 59 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Fellenius, obtido com o software Geo5.	98
Figura 60 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Janbu, obtido com o software Geo5.	99
Figura 61 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o MEF, obtido com o software Geo5.	99
Figura 62 – Registro fotográfico imediações da PSA – cabeceira sul.	126
Figura 63 – Registro fotográfico imediações da PSA – cabeceira sul com canal em vazante.	126
Figura 64 – Registro fotográfico imediações da PSA – encosta nas proximidades da cabeceira sul.	127
Figura 65 – Registro fotográfico imediações da PSA – encosta nas proximidades da cabeceira sul.	127
Figura 66 – Geometria do talude de estudo.	128
Figura 67 – Demarcação da área de influência considerada para estimativa de sobrecargas – conforme geometria da atual PSA.	129
Figura 68 – Geometria referente a cabeceira sul – conforme geometria da atual PSA.	130
Figura 69 – Diagrama de carga conforme geometria da atual PSA.	130
Figura 70 – Demarcação da área de influência considerada para estimativa de sobrecargas – conforme geometria da futura PSA.	132
Figura 71 – Geometria referente a cabeceira sul – conforme geometria da futura PSA.	133
Figura 72 – Diagrama de carga conforme geometria da futura PSA.	133
Figura 73 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Bishop, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.	135

Figura 74 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Fellenius, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	135
Figura 75 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Janbu, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	136
Figura 76 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o MEF, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	136
Figura 77 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Bishop, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	137
Figura 78 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Fellenius, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	137
Figura 79 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Janbu, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	138
Figura 80 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o MEF, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	138
Figura 81 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Bishop, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	139
Figura 82 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Fellenius, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	139
Figura 83 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Janbu, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	140
Figura 84 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o MEF, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.....	140
Figura 85 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Bishop, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.....	143
Figura 86 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Fellenius, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.....	143
Figura 87 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Janbu, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.....	144
Figura 88 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o MEF, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.....	144
Figura 89 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Bishop, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.....	145

Figura 90 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Fellenius, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.	145
Figura 91 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Janbu, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.	146
Figura 92 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o MEF, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.....	146
Figura 93 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Bishop, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.	147
Figura 94 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Fellenius, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.	147
Figura 95 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Janbu, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.	148
Figura 96 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o MEF, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.....	148

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Sistema de classificação dos solos conforme o tamanho dos grãos.....	26
Quadro 2 – Índices físicos e normatizações relacionadas.	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros do solo para ângulo de atrito e coesão.	41
Tabela 2 – Parâmetros do solo o coeficiente de Poisson.....	42
Tabela 3 – Classificação de movimentos de massa conforme Varnes (1978).	46
Tabela 4 – Classificação de movimentos de massa conforme Augusto Filho (1992).	47
Tabela 5 – Classificação de movimentos de massa conforme a velocidade.....	48
Tabela 6 – Classificação de movimentos de massa conforme profundidade de ocorrência.....	48
Tabela 7 – Causas da deflagração dos movimentos de massa.	55
Tabela 8 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.	58

Tabela 9 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	58
Tabela 10 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.	58
Tabela 11 – Categorização do método de equilíbrio limite aplicado à estabilidade de taludes.....	59
Tabela 12 – Parâmetros teóricos de resistência do solo adotados no modelo.	76
Tabela 13 – Parâmetros do solo o coeficiente de Poisson adotados no modelo.	77
Tabela 14 – Critérios para modelagem sob a metodologia do MEF.....	79
Tabela 15 – Critérios para modelagem sob a metodologia do MEF.....	86
Tabela 16 – Usos e atividades por setor.	88
Tabela 17 – Propriedades dos solos componentes das camadas estratigráficas adotadas.....	91
Tabela 18 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para os diferentes casos abordados.	102
Tabela 19 – Estimativa de cargas relativas a atual PSA.	131
Tabela 20 – Estimativa de cargas relativas a atual PSA.	134

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Distribuição de mortes por deslizamento entre os anos de 1988 e 2022.	19
Gráfico 2 – Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 1 conforme os métodos adotados.....	94
Gráfico 3 – Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 2 conforme os métodos adotados.....	97
Gráfico 4 – Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 3 conforme os métodos adotados.....	100
Gráfico 5 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para os diferentes casos abordados.	102
Gráfico 6 – Variação média FS obtidos para os diferentes casos abordados.	103
Gráfico 7 – Comparação entre os raios de superfícies críticas obtidos para os diferentes casos abordados.	104
Gráfico 8 – Variação média dos raios de superfícies críticas obtidos para os diferentes casos abordados.	104
Gráfico 9 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 1, em diferentes interfaces de solo abordados.....	105
Gráfico 10 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 2, em diferentes interfaces de solo abordados.....	106
Gráfico 11 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 3, em diferentes interfaces de solo abordados.....	106
Gráfico 12 – Fatores de segurança (FS) obtidos para os 3 casos conforme os métodos adotados (solo arenoso).....	141
Gráfico 13 - Fatores de segurança (FS) obtidos para os 3 casos conforme os métodos adotados (solo argiloso).	149

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials (ASTM)

CCEC – Coordenação do Curso de Engenharia Civil

CU – *Consolidated undrained* (adensado não drenado)

DEX – Departamento de Pesquisa e Extensão Universitária

FS – Fator de segurança

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia Estatística

MEF – Método dos elementos finitos

NBR – Normas Brasileiras Regulamentadoras

PSA – Ponte Sérgio Arruda

SPT – Standard penetration test

UNIFAP – Universidade Federal do Amapá

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 JUSTIFICATIVA	19
1.2 OBJETIVOS	21
1.2.1 OBJETIVO GERAL	21
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.3 METODOLOGIA DE PESQUISA	22
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	23
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA	24
2.1.1 FORMAÇÃO E ESTRUTURA DOS SOLOS	25
2.1.2 PARÂMETROS DO SOLO	29
2.1.3 TENSÕES NO SOLO	34
2.1.3.1 EQUILÍBRIO BIDIMENSIONAL	37
2.1.3.2 CÍRCULO DE MOHR-COULOMB	38
2.2 ESTABILIDADE DE TALUDES: TEORIA E PRÁTICA	42
2.2.1 GEOMETRIA TÍPICA DE UM TALUDE	44
2.2.2 TIPOS DE TALUDE	44
2.3 TIPOS DE MOVIMENTO DE MASSA	45
2.3.1 ESCOAMENTO	48
2.3.2 ESCORREGAMENTO	50
2.3.3 SUBSIDÊNCIAS	52
2.3.4 TRANSIÇÃO	53
2.3.5 COMPLEXO	54
2.4 MECANISMOS DEFLAGRADORES	54
2.5 FATOR DE SEGURANÇA	56
2.6 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	59

2.6.1 MÉTODO DE FELLENIUS.....	60
2.6.2 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.....	61
2.6.3 MÉTODO DE JANBU.....	63
2.6.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	64
2.7 MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE	66
2.7.1 GEOMETRIA.....	66
2.7.2 REVESTIMENTO.....	67
2.7.3 DRENAGEM	68
2.7.4 REFORÇO DO SOLO	69
3 METODOLOGIA	71
3.1 DELIMITAÇÃO DO TALUDE DE ESTUDO.....	71
3.2 COLETA DOS DADOS DE CAMPO	72
3.2.1 INVESTIGAÇÃO DE SIMPLES RECONHECIMENTO	72
3.2.2 ÍNDICES FÍSICOS	73
3.2.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	74
3.3 ANÁLISE GEOTÉCNICA.....	76
3.4 ANÁLISE DOS DADOS TOPOGRÁFICOS	77
3.5 MODELAGEM E SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS.....	77
3.5.1 GEO5.....	77
3.5.2 MODELAGEM E SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS	79
3.6 AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA.....	85
4 ESTUDO DE CASO: ESTABILIDADE DE TALUDE DE MACAPÁ-AP	87
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO	87
4.2 RESULTADOS DA ANÁLISE GEOTÉCNICA	91
4.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE ATRAVÉS DE SIMULAÇÕES COMPUTACIONAS	92
4.4 RECOMENDAÇÕES PARA MELHORIAS	100

5 DISCUSSÃO	102
5.1 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	102
5.2 LIMITAÇÕES DO ESTUDO	107
5.3 CONTRIBUIÇÕES PARA ENGENHARIA GEOTÉCNICA.....	107
6 CONCLUSÕES	108
7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
ANEXOS	114
APÊNDICE	128

1 INTRODUÇÃO

O solo é um material granular, heterogêneo e multifásico de ocorrência natural resultante de diversos processos geológicos – tanto endógenos, quanto exógenos –; sendo encontrado na camada mais externa que compõe o planeta, a crosta terrestre. Esse recurso é utilizado de maneira múltipla pelo ser humano, podendo-se destacar seu uso na engenharia como material de construção através da fabricação de tijolos e blocos de solo-cimento, drenos granulares, estrutura de suporte ou contenção – sejam elas camadas de pavimento, barragens, aterros, taludes ou encostas etc.

Por outro lado, a densificação das cidades, resultante do crescente aumento populacional influi na ocupação de regiões que podem conter maciços de solo característicos e incorporados à sua paisagem, tal como a superfície inclinada – denominada talude ou encosta. Dessa forma, se estabelece notoriamente uma interação entre ser humano e espaço – seja este natural ou antropomorfizado –; do qual, no que se refere a esse último –; requer-se determinados parâmetros que possam dar garantias acerca da segurança frente ao seu uso, finalidade socioeconômica, e ocupação, disposição espacial dos elementos construídos, pelo homem.

Nesse sentido, a análise da estabilidade dos taludes ou encostas pode ser realizada a partir de procedimentos determinísticos e probabilísticos que buscam antever, para então coibir, a instalação de um cenário propício a deflagração dos movimentos de massa – dessa forma evitando e mitigando acidentes que promovam danos materiais, ambientais e humanos.

Atendo-se a abordagem determinística pode-se elencar a utilização do método do equilíbrio limite e do método dos deslocamentos e tensões totais. Dispostas as condições geométricas, geotécnicas e de carregamento, enquanto o primeiro baseia-se em ferramentas analíticas que objetivam a determinação de uma superfície de ruptura crítica relacionada ao menor fator de segurança (FS) possível; a segunda baseia-se em ferramentas numéricas para determinação de deslocamentos e tensões no interior do modelo que representa o maciço de solo com a determinação de um índice FS equivalente.

Para tanto, os avanços tecnológicos permitiram o encurtamento do tempo de análise requerido por um problema multidisciplinar de estabilidade de taludes, através da implementação da utilização de softwares computacionais os quais permitem, a

partir dos inputs (entradas), obter-se outputs (saídas) de forma mais célere. Além de tudo permitindo não somente a simulação de múltiplos cenários, bem como a comparação dos resultados e em consequente dos desempenhos apresentados por diferentes métodos.

Tendo isso em vista, a cidade de Macapá – pertencente ao estado do Amapá e capital do mesmo, integrando a região norte do Brasil –; encontra-se dividida em três zonas de gestão urbana (Centro, Zona Oeste e Zona Norte) apresentando plena expansão populacional com ocupação tanto crescente, quando desordenada da região norte da cidade. Atualmente a mobilidade urbana estabelecida entre a Zona Norte e as demais partes da cidade dá-se pelo uso de um elemento de infraestrutura urbana, uma ponte em concreto armado, que interpõe um corpo d'água.

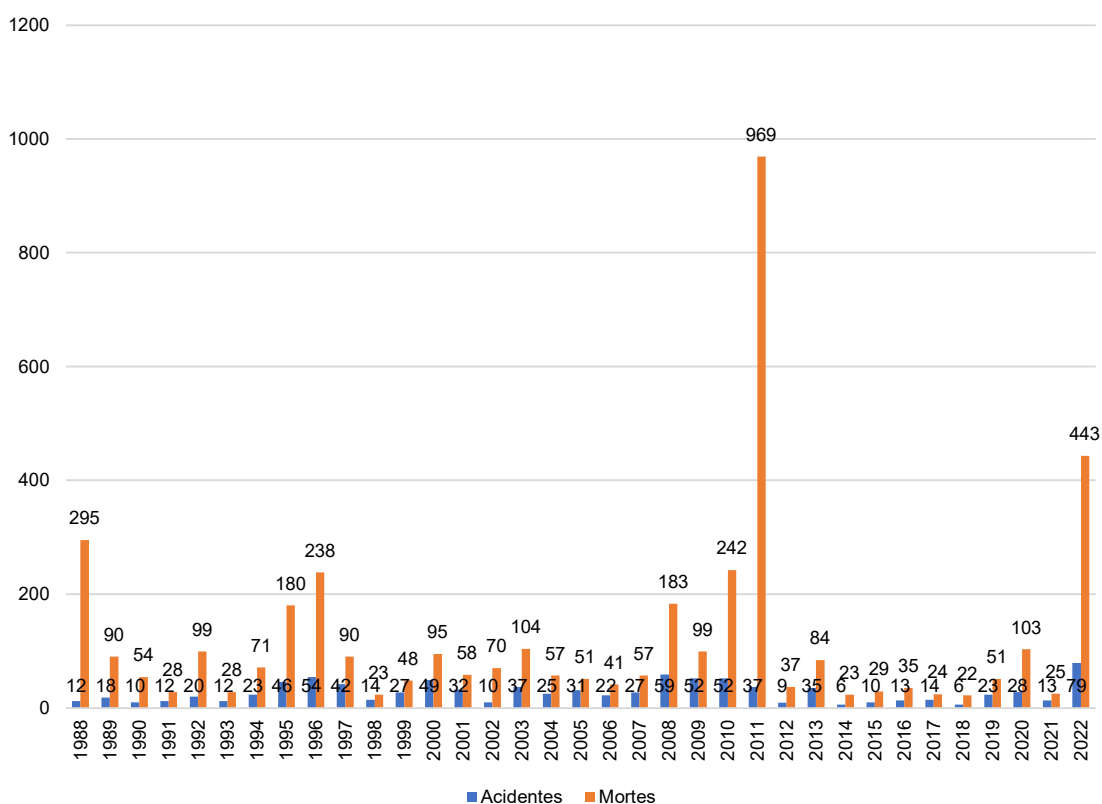
Este corpo d'água é o Canal do Jandiá e encontra-se delimitado por uma superfície inclinada convenientemente convertida em talude, dessa maneira integrando o objeto de estudo desse trabalho. Assim como a cidade cresce, identificou-se o aumento do fluxo estabelecido sobre a ponte e a perda gradual do atendimento às funções para a qual foi projetada, demandando-se a construção de uma nova estrutura. Tendo isso em vista, observa-se a alteração das condições de contorno às quais o talude característico da região será submetido.

Nesse sentido, pretende-se estabelecer um comparativo entre o desempenho dos métodos de estabilidade de taludes através do método do equilíbrio limite (Fellenius, Bishop e Janbu) e do MEF utilizando-se como cenário de estudo o talude do Canal do Jandiá sobre o qual se prevê a construção de uma nova ponte. Para tanto, utilizando-se o programa Geo5 como ferramenta computacional através do qual se pode obter um FS e o raio crítico associado a superfície de ruptura.

1.1 JUSTIFICATIVA

Conforme Macedo e Sandre (2022), com base em estudos vinculados ao Instituto de pesquisas Tecnológicas (IPT), os movimentos de massa se apresentam como o tipo de processo geológico que mais motiva vítimas fatais no Brasil. Essa afirmação é ratificada pelo índice de mortes causadas por deslizamentos ocorridos entre 1988 e 2022, como registra o gráfico 1. Evidenciando a importância do estudo a respeito da estabilidade de taludes.

Gráfico 1 – Distribuição de mortes por deslizamento entre os anos de 1988 e 2022.



Fonte: IPT *apud* MACEDO, SANDRE (2022).

A região de estudo contém uma ponte que representa a principal ligação entre a Zona Sul e a Zona Norte da cidade de Macapá – capital que comporta cerca de 60% da população do estado do Amapá. Cujas imediações abriga o Canal do Jandiá, corpo d'água estreito que se comunica diretamente com a foz do Rio Amazonas e apresenta calha trapezoidal, isto é, paredes inclinadas convenientemente tratadas como taludes por esse trabalho.

Deve-se elencar que para a atual estrutura da ponte, por não mais atender as demandas de mobilidade urbana para as quais fora projetada, prevê-se intervenções materializadas em um projeto de substituição e ampliação da mesma – produto do projeto de extensão nº PJ052-2021 *Ressignificação da estrutura da ponte Sérgio Arruda e da mobilidade urbana do seu entorno*” desenvolvido pelo colegiado de Engenharia Civil (CEC) da Universidade Federal do Amapá (UNIFAP). A substituição da estrutura incide na alteração do estado de cargas relativas ao peso próprio dessa, mas também de cargas acidentais – considerando-se a perspectiva de aumento na capacidade de recepção de fluxo de tráfego –; sendo essas dissipadas às fundações e conseqüentemente ao solo.

Nesse contexto, o desempenho da nova estrutura não é um fator que se pode analisar de forma isolada. É característico da região a interação entre essa ferramenta de infraestrutura com elementos naturais, nesse caso destaca-se o talude – o qual sofrerá alteração de cargas aplicadas no seu topo –; elencando-se que este já é submetido a intempéries afins cotidianamente. Em vista disso, devido a importância da região justifica-se a sua tomada como cenário de estudo no intento de prospectar seu comportamento mediante alteração das sobrecargas.

Além de tudo, os métodos convencionais voltados a determinação de um FS relacionado a estabilidade e conseqüentemente segurança vinculada a obras de terra caracterizadas como taludes são fundamentados na utilização de ferramentas analíticas. Embora seu desempenho seja reconhecidamente consolidado apresentam inconvenientes, como por exemplo a necessidade de tentativas sucessivas e aleatórias a partir da adoção da observação convergente de um valor devido a um parâmetro previamente determinado – para o caso de estudo, o FS.

Sabendo-se do avanço tecnológico crescente, dispõem-se, atualmente, de diversas ferramentas sob o viés numérico com abordagem baseada no método dos elementos finitos (MEF); o qual permite a incorporação de modelos geométricos complexos, análises considerando-se comportamentos especificados para os materiais e implementação de cenários diversos de forma rápida e eficiente. Assim, o presente trabalho dá-se, também, por meio da oportunidade à comparação de diferentes métodos baseados no equilíbrio limite, frente ao uso de um método discreto (MEF) que considera, a partir da propriedade constitutiva, a compatibilidade e as relações tensão–deformação que podem simular melhor o comportamento

anisotrópico do solo – ambos sendo aplicados com o auxílio de ferramenta computacional (Geo5) –; como ensejo a tomada de conhecimento e utilização de múltiplas ferramentas que permitam de forma célere e assertiva ampliar o estudo a respeito da estabilidade de taludes.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar, em termos comparativos, a aplicação e desempenho de métodos convencionais de equilíbrio limite e do método dos elementos finitos para estabilidade de um talude localizado nas proximidades de uma ponte, a partir da utilização do software Geo5 versão 2021.

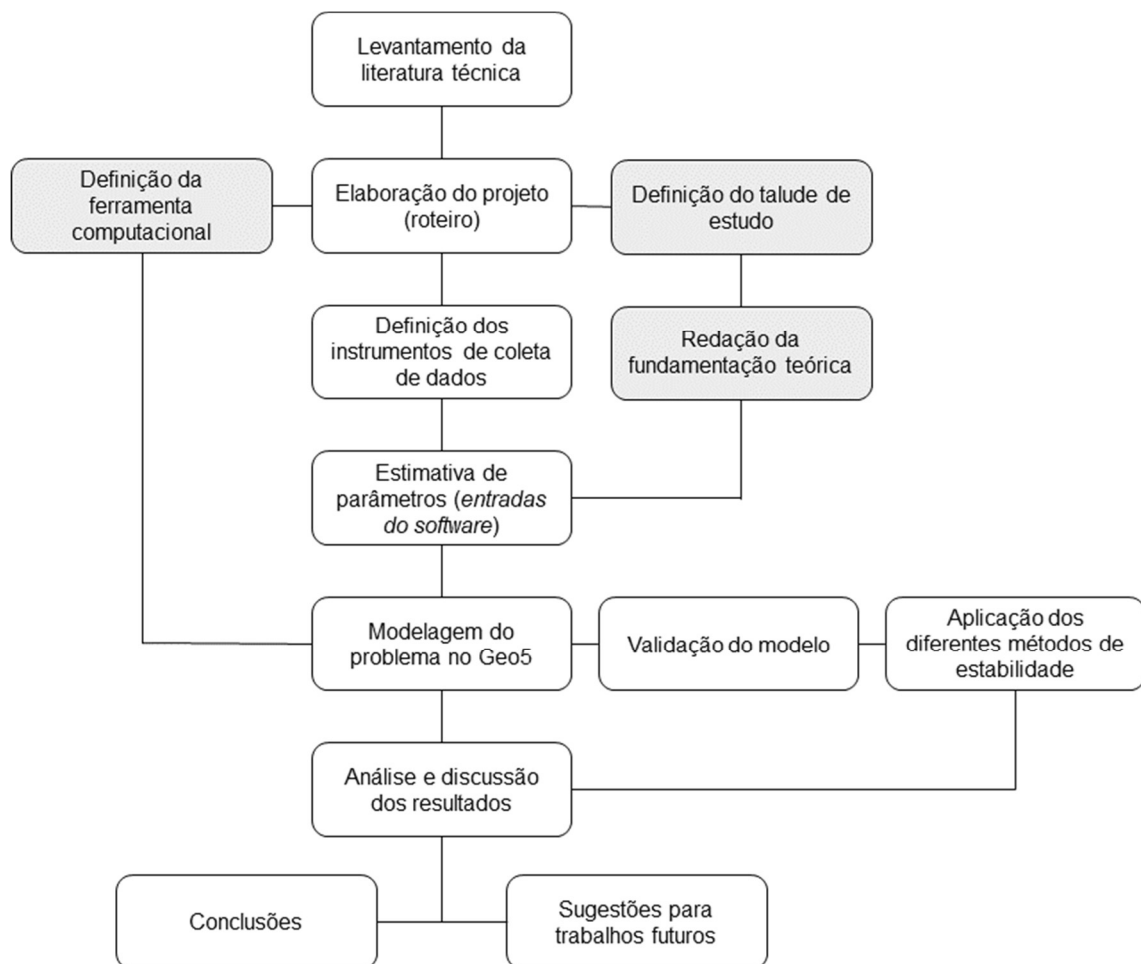
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar a geometria do talude de estudo, bem como prever o acréscimo de sobrecarga nas suas adjacências - esses a serem estabelecidos no tempo.
- Identificar de forma satisfatória o material geotécnico presente na região para incorporação das informações no software de análise;
- Modelar o talude de estudo no software Geo5;
- Analisar fatores de segurança, bem como superfícies críticas geradas mediante análise de estabilidade;
- Estabelecer comparativo entre os resultados obtidos pelos métodos convencionais e o método dos elementos finitos.

1.3 METODOLOGIA DE PESQUISA

O presente estudo tem caráter tanto qualitativo, quanto quantitativo firmando-se no cumprimento de três etapas bem delimitadas: 1. Realização de pesquisa bibliográfica – apresentada no item 2 deste mesmo documento –; 2. Definição de um talude de estudo – requerendo-se para tanto a coleta de dados referente a esse objeto –; e por fim, 3. Utilização de ferramenta computacional (Geo5) – com o intuito de verificar-se o desempenho dos métodos de estabilidade limite frente ao método de deslocamento e tensões através do uso do modelo de elementos finitos (MEF) por meio do qual se realizou a análise de estabilidade.

Fluxograma 1 – Metodologia proposta.



Fonte: Elaborado pela autora.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é composto por seis capítulos, sendo eles: introdução, revisão bibliográfica, metodologia, apresentação dos resultados obtidos a partir da caracterização da região estudada, análise de estabilidade com utilização de ferramenta computacional, e por fim conclusão.

O primeiro capítulo destina-se a expor a contextualização e justificativas a respeito da tomada do estudo, bem como apresenta os objetivos geral e específicos para o mesmo.

O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica contendo conceitos fundamentais à engenharia geotécnica, métodos utilizados na análise de estabilidade de taludes, além de métodos de estabilização aplicáveis a essas estruturas.

No terceiro capítulo é apresentado o talude utilizado no estudo de caso, os ensaios que embasaram os dados coletados e o programa experimental utilizado (Geo5). Vale ressaltar que os dados aqui obtidos se encontram explanados no capítulo seguinte – quarto capítulo.

O quinto capítulo incorpora as informações apresentadas nos capítulos anteriores à seção de estudo de estudo analisada e as respectivas hipóteses para o posicionamento do NA, configuração do subsolo e estado das sobrecargas externas. Além disso, apresenta-se os resultados obtidos para o FS através do software conforme os métodos de estabilidade estudados.

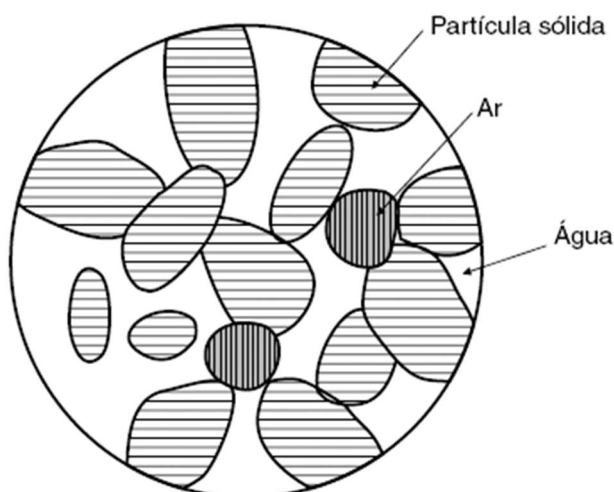
O sexto capítulo está composto pelas considerações finais do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS EM ENGENHARIA GEOTÉCNICA

O solo é um material natural e inconsolidado encontrado na crosta terrestre – sendo essa a camada mais superficial que recobre o planeta. Conforme Caputo (2022, p. 36) “[...] é um material constituído por um conjunto de partículas sólidas, deixando entre si vazios que poderão estar parciais ou totalmente preenchidos pela água. É, pois, no caso mais geral, um sistema disperso formado por três fases: sólida, líquida e gasosa.” (figura 1). Em razão dessa particularidade “As partículas, de maneira geral, encontram-se livres para deslocar-se entre si. Em alguns casos, uma pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas num grau extremamente mais baixo do que nos cristais de uma rocha ou de um metal [...]” (PINTO, 2006, p. 14).”

Figura 1 – Elementos constituintes do solo.



Fonte: CAPUTO (p. 36, 2022).

Tanto para Caputo (2022), quanto para Pinto (2006) as características apresentadas pelos diferentes tipos de solo (s) são resultado da transformação da superfície, sendo esta influenciada por fatores como: rocha de origem (r), clima e vegetação (c), ação dos organismos vivos (o), topografia (i) e por fim, tempo de exposição (t) aos elementos anteriormente citados. Sendo tal relação expressa pela função abaixo.

$$s = f(r, c, o, i, t) \quad (\text{eq. 1})$$

Tais características influenciarão no grau de movimentação e interação estabelecido entre as partículas, o que tem efeito sobre o comportamento apresentado

pelo solo (PINTO, 2006). Condição que interessa – mediante a solicitação de esforços, promoção de deformações e previsão de ocasional ruptura –; em particular, a engenharia civil no que tange as possibilidades de utilização desse recurso seja como material de construção ou com a finalidade de suporte para estruturas (ORTIGÃO, 2007).

2.1.1 FORMAÇÃO E ESTRUTURA DOS SOLOS

A formação dos solos é derivada da ação dos agentes químicos, físicos e biológicos que atuam através de um mecanismo denominado intemperismo; o qual promove a degradação das rochas que outrora compunham a superfície terrestre (CAPUTO, 2022; ORTIGÃO, 2007). O intemperismo físico ocorre por meio da desintegração mecânica ocasionada pelo transporte devido ao estabelecimento de um fluxo d'água, da variação de temperatura, da ação do vento ou da presença de vegetação; por outro lado, o intemperismo químico gera a alteração mineralógica da rocha matriz, cujos principais mecanismos de ataque são a oxidação, hidratação, carbonatação e efeitos químicos oriundos da presença de vegetação e micro-organismos (CAPUTO, 2022). Ainda segundo Caputo (p. 12, 2022), “Em geral, esses processos atuam simultaneamente; em determinados locais e condições climáticas, um deles pode ter predominância sobre o outro.” Dessa maneira os solos podem ser classificados conforme seu mecanismo de formação em:

a) Solos residuais: “[...] aquele que, após o intemperismo, permaneceu no local da rocha de origem.” (MURRIETA, p. 3, 2018).

b) Solos sedimentares ou transportados: “[...] que sofreu a ação de um ou mais agentes transportadores.” (MURRIETA, p. 3, 2018); “[...] podendo ser aluvionares (quando transportados pela água), eólicos (quando pelo vento), coluvionares (pela ação da gravidade) e glaciares (pelas geleiras).” (CAPUTO, p. 12, 2022).

b) Solos orgânicos: “[...] quando mistura-se ao solo de origem mineral matéria de origem orgânica.” (MURRIETA, p. 3, 2018).

Depreende-se que o intemperismo físico dá origem aos solos constituídos por partículas mais grossas, os pedregulhos, as areias, mas também partículas intermediárias, alguns siltes; enquanto a ação combinada entre este primeiro e o intemperismo químico, em condições particulares, resulta na formação de partículas

intermediárias e finas, os siltes, supracitados, e as argilas – a classificação quanto ao tamanho dos grãos encontra-se inscrita no (quadro 1). “A maior ou menor concentração de cada tipo de partícula num solo depende da composição química da rocha que lhe deu origem.” (PINTO, p. 15, 2006).

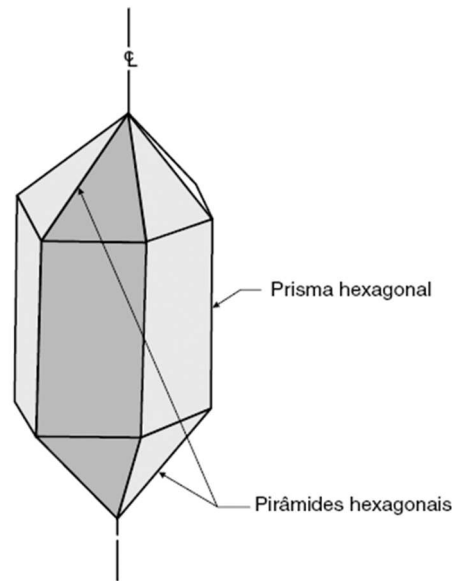
Quadro 1 – Sistema de classificação dos solos conforme o tamanho dos grãos.

USCS	FINOS (silt e argila)				AREIA			CASCALHO			SEIXOS	PEDREGULHOS		
					Fina	Média	Grossa	Fino	Grosso					
				75 μm	0,425 mm	4,75	19	75						
BS	ARGILA	SILTE			AREIA			CASCALHO			SEIXOS	MATACÕES	MATACÕES GRANDES	
					Fina	Média	Grossa	Fina	Médio	Grosso				
		2	6,3	20	63	0,2	0,63	2	6,3	20	63	200	630	
		μm				mm								
USCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos (ASTM D2487)														
BS – BS EN ISO 14688-1:2002														

Fonte: ASTM D2487 (2020) *apud* BARNES (p. 20, 2016).

Ademais, está, também, associada a natureza da rocha matriz a formação mineralógica das partículas do solo, oriunda de minerais primários – contidos na rocha matriz –; e minerais secundários – formados a partir da ocorrência do intemperismo. Para Branco (2016) “Mineral é um sólido natural, inorgânico, homogêneo, de composição química definida, com estrutura cristalina.” Para pedregulhos, devido as dimensões, pode-se considerar a aglutinações de diferentes minerais, embora seja mais usual a presença de um único constituinte, sendo frequente para areias e siltes a presença de "silicatos (feldspato, mica, quartzo, serpentina, clorita, talco); óxidos (hematita, magnetita, limonita); carbonatos (calcita, dolomita); sulfatos (gesso, anidrita)” (CAPUTO, p. 14, 2022). Pode-se destacar o quartzo como mineral predominante na formação de siltes e areias, possuindo composição SiO_2 , com partículas na forma de cubos e esferas, baixa atividade superficial e boa resistência ao desgaste (figura 2) (PINTO, 2006).

Figura 1 – Estrutura usual de um mineral com composição SiO₂.

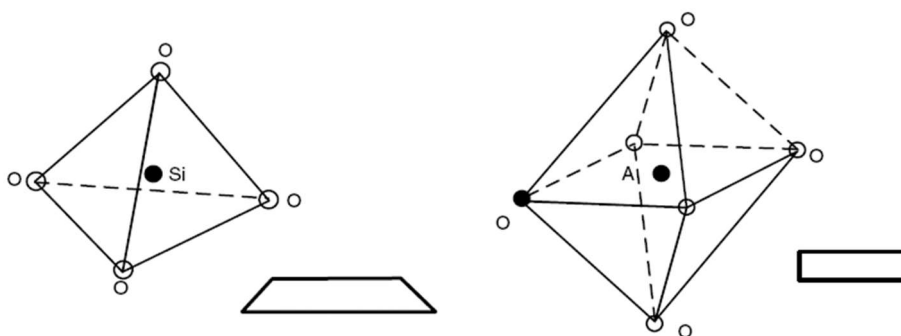


Fonte: CAPUTO (p. 15, 2022).

Por outro lado, para as argilas, conforme Caputo (p. 15, 2022), “apesar da aparência amorfa do conjunto, elas são constituídas de pequeníssimos minerais cristalinos, chamados minerais argílicos, dentre os quais distinguem-se três grupos principais: caulinitas, montmorilonitas e illitas.”

“Na composição química das argilas, existem dois tipos de estrutura: uma estrutura de tetraedros justapostos num plano, com átomos de silício ligados a quatro átomos de oxigênio (SiO₂) e outra de octaedros, em que átomos de alumínio são circundados por oxigênio ou hidroxilas [Al(OH)₃]. Essas estruturas ligam-se por meio de átomos de oxigênio que pertencem simultaneamente a ambas.” (PINTO, p. 16, 2006). (figura 3).

Figura 2 – Estrutura usual para argilominerais.

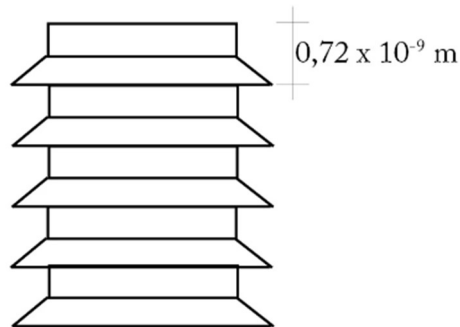


Fonte: CAPUTO (p. 15, 2022).

a) *Caulinitas*: “[...] suas camadas encontram-se firmemente empacotadas, com ligações de hidrogênio que impedem sua separação e a introdução de água entre

elas" (PINTO, p. 17, 2006). Conforme Caputo (2022), fator que lhes confere estabilidade na presença de água (H₂O). (figura 4).

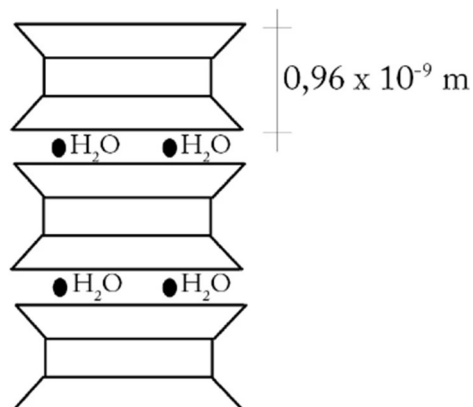
Figura 3 – Estrutura usual para argilominerais: caulinita.



Fonte: MURRIETA (p. 7, 2018).

b) Montmorilonitas: “[...] são formados por uma unidade de alumínio entre duas de silício. [...]. As ligações entre essas unidades, não sendo suficientemente firmes para impedir a entrada de moléculas de água, tornam as montmorilonitas muito expansivas” (MURRIETA, p. 7, 2018). Isso se deve a ligação entre as camadas ocorrer através de íons O^{2+} e O^{2-} , instáveis frente a presença de água. (figura 5).

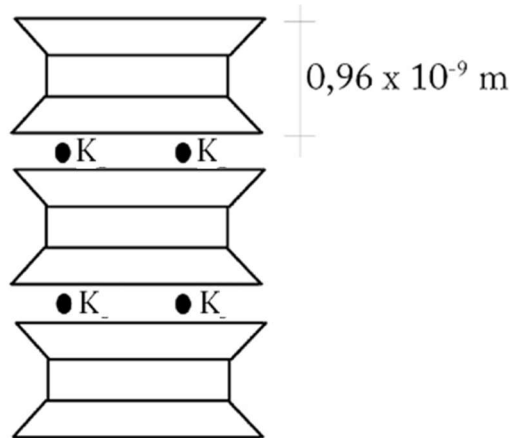
Figura 4 – Estrutura usual para argilominerais: Montmorilonita.



Fonte: MURRIETA (p. 7, 2018).

c) Illitas: “[...] são estruturalmente análogas às montmorilonitas, são, porém, menos expansivas, devido principalmente às ligações de íons de potássio entre os minerais argílicos.” (MURRIETA, p. 7, 2018). (figura 6).

Figura 5 – Estrutura usual para argilominerais: lilita.



Fonte: MURRIETA (p. 7, 2018).

2.1.2 PARÂMETROS DO SOLO

Como já se sabe a proporção das fases que constituem o solo irá desempenhar influência sobre as propriedades apresentadas por esse material. Nesse sentido é imprescindível para qualificação desse, a quantificação da relação estabelecida entre a parte sólida, líquida e gasosa, através, também, do estudo dos índices físicos:

a) Teor de umidade: “[...] razão entre a massa da água contida em certo volume de solo e a massa da parte sólida existente nesse mesmo volume, expressa em porcentagem.” (CAPUTO, p. 37, 2022). Podendo ser expressa pela equação abaixo:

$$h\% = \frac{P_w}{P_s} \times 100 \quad (\text{eq. 02})$$

Onde;

$h\%$: umidade do solo expressa em porcentagem;

P_w : peso da água, obtido por meio da pesagem do solo em seu estado natural;

P_s : peso do solo, obtido após a secagem controlada.

b) Peso específico do solo ($h \neq 0$): razão estabelecida entre o peso do solo em seu estado natural, úmido, e seu volume total (PINTO, 2006). Podendo ser expressa pela equação abaixo:

$$\gamma = \frac{P_s}{V_t} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \quad (\text{eq. 03})$$

Onde;

γ : peso específico do solo em estado natural;

P_t : peso total do solo, aferido em seu estado natural;

V_t : volume total do solo.

c) *Peso específico aparente de um solo seco ($h = 0$)*: "[...] relação entre o peso dos sólidos e o volume total. Corresponde ao peso específico que o solo teria se ficasse seco, se isso pudesse ocorrer sem variação de volume." (PINTO, p. 32, 2006).

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V_t} \left(\frac{kg}{m^3} \right) \quad (eq. 04)$$

γ_s : peso específico do solo em estado natural;

P_s : peso total do solo seco, aferido em seu estado natural;

V_t : volume total do solo.

d) *Índice de vazios*: relaciona o volume dos vazios – considerando-se as fases líquidas e gasosas –; com o volume das partículas de solo. Essa última, sofre variações, na maior parte dos casos, insignificantes quando o conjunto é submetido ao processo de adensamento. Podendo ser expressa pela equação:

$$\epsilon = \frac{V_v}{V_s} \quad (eq. 05)$$

No qual;

$$\epsilon = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t - V_s}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} - 1 = \frac{\gamma_g}{\gamma_s} - 1 \quad (eq. 05.1)$$

Onde;

ϵ : índice de vazios do solo;

V_v : volume dos vazios presentes no solo (fase líquida + fase gasosa);

V_s : volume do solo seco;

γ_g : peso específico dos grãos do solo.

e) *Grau de compactidade*: refere-se ao estado natural de um solo não coesivo, ou seja, composto por pedregulho e/ ou areia, relacionando os índices de vazios relativos à sua condição natural, mais fofa (solto) e, por fim, mais compacta (ORTIGÃO, 2007).

$$GC = \frac{\epsilon_{m\acute{a}x} - \epsilon_{nat}}{\epsilon_{m\acute{a}x} - \epsilon_{m\grave{i}n}} \quad (\text{eq. 06})$$

No qual;

$$\epsilon_{m\acute{a}x} = \frac{V - \frac{P_s'}{Y_g}}{\frac{P_s'}{Y_g}} \quad (\text{eq. 06.1}) \quad \epsilon_{m\grave{i}n} = \frac{V - \frac{P_s''}{Y_g}}{\frac{P_s''}{Y_g}} \quad (\text{eq. 06.2})$$

Onde;

$\epsilon_{m\acute{a}x}$: resultado dos parâmetros obtidos vertendo-se simplesmente o solo não coesivo e um recipiente de dimensões previamente conhecidas;

$\epsilon_{m\grave{i}n}$: resultado dos parâmetros obtidos após deposição sucedida por compactação ou vibração do solo não coesivo e um recipiente de dimensões previamente conhecidas.

f) *Porosidade*: relaciona o volume dos vazios presentes no solo e o volume total do mesmo. Podendo ser expressa pela equação:

$$n\% = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \quad (\text{eq. 07})$$

Onde;

$n\%$: porosidade do solo expressa em porcentagem;

g) *Grau de saturação*: relaciona o volume de água presente no solo e o volume total do mesmo. Podendo ser expressa pela equação:

$$S\% = \frac{V_w}{V_t} \times 100 \quad (\text{eq. 08})$$

$S\%$: saturação do solo expressa em porcentagem;

V_w : volume da água.

h) *Grau de aeração*: relaciona o volume do ar presente no solo e o volume total do mesmo. Podendo ser expressa pela equação:

$$A\% = \frac{V_a}{V_t} \times 100 \quad (\text{eq. 09})$$

A%: aeração do solo expressa em porcentagem;

V_a : volume do ar.

i) *Peso específico do solo saturado*: corresponde ao estado no qual todos os vazios presentes no solo estão preenchidos pela fase líquida (H_2O), sendo assim representa o peso específico máximo (γ) em vista da porosidade. Podendo ser expresso por meio da equação:

$$\gamma_{sat} = \frac{\delta + \epsilon}{1 + \epsilon} \times \gamma_w \quad (\text{eq. 10})$$

Ou ainda;

$$\gamma_{sat} = [\delta \times (1 - n) + n] \times \gamma_w \quad (\text{eq. 10.1})$$

Onde;

n : variação da coluna d'água (porcentagem devida à fase líquida).

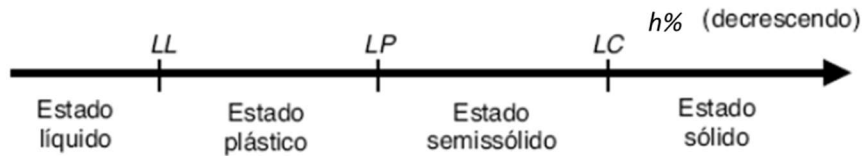
j) *Peso específico do solo submerso*: estando um solo em estado submerso, suas partículas sólidas estão sujeitas a ação do empuxo, cuja relação desse cenário junto ao peso específico do mesmo é dada por:

$$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (\text{eq. 11})$$

Além de tudo, faz-se importante a determinação dos Limites de consistência, também conhecidos como Limites de Atterberg, os quais são “correspondentes à transição entre os estados sólido, em que não há mais variação de volume, plástico, em que o volume varia com a umidade, e líquido.” (ORTIGÃO, p. 24, 2007). Vale ressaltar que as mudanças de estado do solo associam-se a variação de umidade, relacionando-se diretamente com o comportamento do mesmo quando submetido a variações de tensões.

Desse modo, a partir da figura 07 pode-se verificar as transições estabelecidas a partir da variação de umidade.

Figura 6 – Transição entre os estados do solo.



Fonte: CAPUTO (p. 61, 2022).

Inicialmente o solo se apresenta em estado sólido, usualmente sendo encontrado em aglomerações de grãos denominadas torrões, em certo ponto adquire umidade (h) na qual se observa a fratura e desmanche quando se procede o manuseio ou trabalho – isto é, atingindo o estado semissólido, sendo ultrapassado o %h que caracteriza o Limite de contração.

Com o ganho crescente de umidade o estado semissólido dá lugar a um material com a capacidade de ser moldado facilmente, de caráter plástico, cujo limite para %h caracteriza o Limite de plasticidade. Em conseguinte, tão maior é o ganho de umidade, o material perde suas características plásticas e passa a fluir para %h devida ao Limite de liquidez.

k) Limite de liquidez: “O teor de umidade, expresso em termos percentuais, necessário para fechar uma distância de 12,5 mm junto à parte inferior da ranhura após 25 golpes é definido como limite de liquidez.” (DAS; SOBHAN, p. 79, 2019), resultante da realização do ensaio de Casagrande, proposto pelo autor homônimo. Podendo ainda ser determinado por meio da aferição de um só ponto, empregando-se a equação abaixo.

$$LL = \frac{h}{1,419 - 0,30 \log n} \quad (\text{eq. 12})$$

Onde;

n : número de golpes aferido no aparelho Casagrande para o fechamento de um sulco executado com o cinzel;

h : umidade correspondente ao momento e região de fechamento do referido sulco.

l) Limite de plasticidade: “[...] consta da determinação da umidade correspondente ao início do fraturamento de uma amostra cilíndrica de 3 mm de diâmetro. A amostra é

rolada com a mão, em um movimento de vaivém, determinando-se a umidade na qual ela começa a se partir.” (ORTIGÃO, p. 26, 2007).

m) Limite de contração: segundo Caputo (2022) a perda progressiva da umidade do solo incide na passagem do estado semissólido para o estado sólido, caracterizando a umidade (h%) relativa ao limite de contração.

n) Índice de plasticidade (IP): refere-se a faixa de variação de umidade (h%) para a qual o solo transita entre o estado semissólido (plástico), referente ao limite de plasticidade; e fluído, nesse caso referente ao limite de liquidez. Indicando assim, conforme Ortigão (2007) a faixa de plasticidade do mesmo, expressa pela equação seguinte.

$$IP = LL - LP \quad (\text{eq. 13})$$

o) Índice de consistência (IC): refere-se a coesão entre as partículas que formam o solo e influência no seu manuseio mediante diferentes valores para o índice de umidade (h%), sendo expressar pela seguinte equação:

$$IC = \frac{LL - h}{IP} \quad (\text{eq. 14})$$

Vale ressaltar que para solos arenosos, a correspondente direta à consistência é a compactidade (Pinto, 2006).

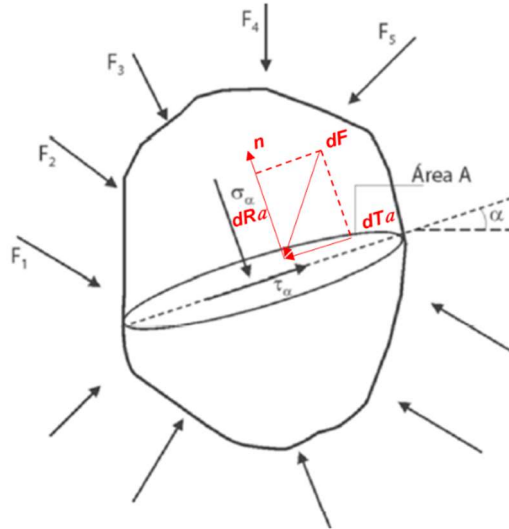
2.1.3 TENSÕES NO SOLO

Recorrendo, de forma propínqua, a mecânica dos meios contínuos – isto é, ramo da física que se propõe a modelagem circunstancial e unificada para o estudo dos sólidos deformáveis, tanto rígidos, quanto fluídos –; pode-se avaliar, sob o ponto de vista da mecânica dos solos, o comportamento do maciço de solo mediante a atuação de esforços solicitantes (ORTIGÃO, 2007; CAPUTO, 2022).

Sendo válido ressaltar que tal consideração é também uma tomada simplificadora, uma vez que se sabe a natureza particulada dos grãos que compõem o solo. Nesse sentido, toda tensão aplicada ao maciço é também transmitida partícula a partícula (PINTO, 2006). Estando isso posto, ainda conforme Ortigão (2007) e Caputo (2022) as tensões que se estabelecem nos maciços são resultado de solicitações provenientes do seu peso próprio em combinação com ações externas. “Esses esforços podem ser representados por suas resultantes, atuantes nas direções

normal (R_a) e tangencial (T_a), a partir das quais definem-se os estados de tensão normal (σ_a) e cisalhante (τ_a).” (GERSCOVICH, 2006, p. 37). (Figura 8).

Figura 7 – Tensões em um ponto isolado no maciço de solo.



(a) Condições de equilíbrio no meio contínuo sujeito a forças externas e decomposição de forças internas de uma área elemental (dA).

Fonte: ORTIGÃO (2007); GERSCOVICH (2016). Adaptado.

Para tensão normal, podendo gerar tração ou compressão tem-se:

$$\sigma_a = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dR_a}{dA} \quad (\text{eq. 15})$$

Enquanto para tensão tangencial, podendo gerar cisalhamento tem-se:

$$\tau_a = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dT_a}{dA} \quad (\text{eq. 16})$$

Considerando então a atuação de uma força elemental, que dá origem ao estabelecimento das tensões, dF , essa pode ser decomposta segundo os eixos x e y ; para tal, tem-se:

$$dF = dF \cdot \cos x + dF \cdot \text{sen } x \quad (\text{eq. 17})$$

$$\therefore dF_x = dF \cdot \cos x \text{ e } dF_y = dF \cdot \text{sen } x \quad (\text{eq. 17.1})$$

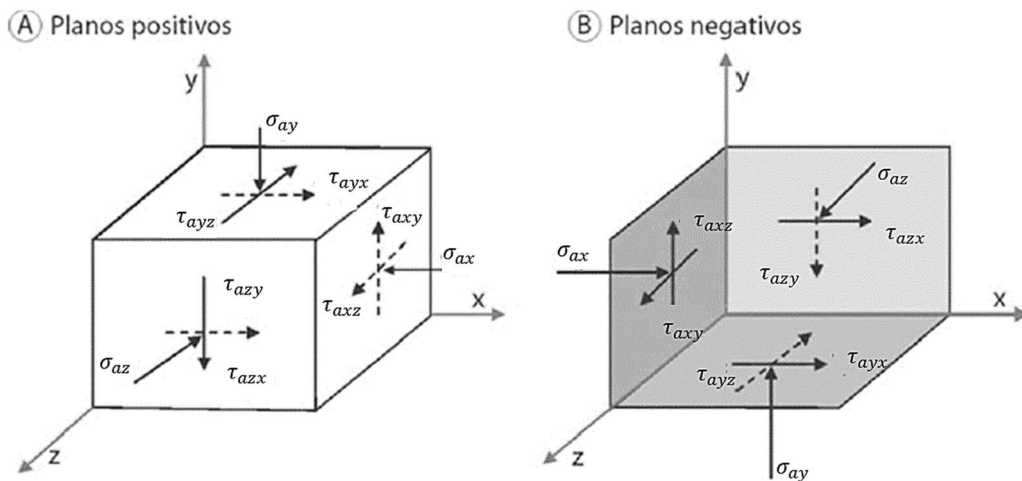
Logo, pode-se obter a decomposição das tensões cisalhante sendo essa:

$$\tau_{ax} = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dF_x}{dA} \quad (\text{eq. 16.1})$$

$$\tau_{ay} = \lim_{dA \rightarrow 0} \frac{dF_y}{dA} \quad (\text{eq. 16.2})$$

Dessa maneira, no intuito de determinar o estado de tensões em qualquer que seja a localização do ponto contido no maciço de solo, é imprescindível tomar ciência das tensões normais (σ_a) e cisalhantes (τ_a) em qualquer plano para o qual este ponto pertença. O que necessariamente exige a adoção de três planos ortogonais, como representação do maciço espacial, contando com os eixos cartesianos (x, y, z). (Figura 9).

Figura 8 – Componentes da tensão tridimensional.



Fonte: GERSCOVICH (p. 36, 2016). Adaptado.

É possível constatar o estabelecimento de três tensões normais: σ_{ax} , σ_{ay} e σ_{az} . A cada uma dessas está associada outras duas tensões cisalhantes, totalizando seis tensões cisalhantes e somando assim nove componentes do tensor de tensões – isto é, um ente físico para o qual é necessário a adoção de nove componentes à sua especificação, pertencendo ao espaço vetorial R3 (CAPUTO, 2022). Podendo essas ser representadas através da matriz abaixo:

$$|\sigma| = \begin{vmatrix} \sigma_{ax} & \tau_{axy} & \tau_{az} \\ \tau_{ayx} & \sigma_{ay} & \tau_{ayz} \\ \tau_{azx} & \tau_{azy} & \sigma_{az} \end{vmatrix} \quad (\text{eq. 17})$$

A partir da adoção das equações de equilíbrio é possível constatar a simetria do tensor, uma vez que:

$$\tau_{axy} = \tau_{ayx} \quad (\text{eq. 17.1})$$

$$\tau_{axz} = \tau_{azx} \quad (\text{eq. 17.2})$$

$$\tau_{ayz} = \tau_{azy} \quad (\text{eq. 17.3})$$

Dessa maneira, para um plano qualquer, havendo tensões estabelecidas nos três planos ortogonais é possível determinar-se as tensões para esse a partir de seus cossenos diretores – isto é, cossenos ($\cos_{(n,ax)}$; $\cos_{(n,ay)}$; $\cos_{(n,az)}$) característicos dos ângulos formado entre o vetor normal e o eixo do plano cartesiano (x, y, z) (ORTIGÃO, 2007). Dependendo-se ρ_n como resultante, por sua vez composta por ρ_{nax} , ρ_{nay} , ρ_{naz} é possível escrever:

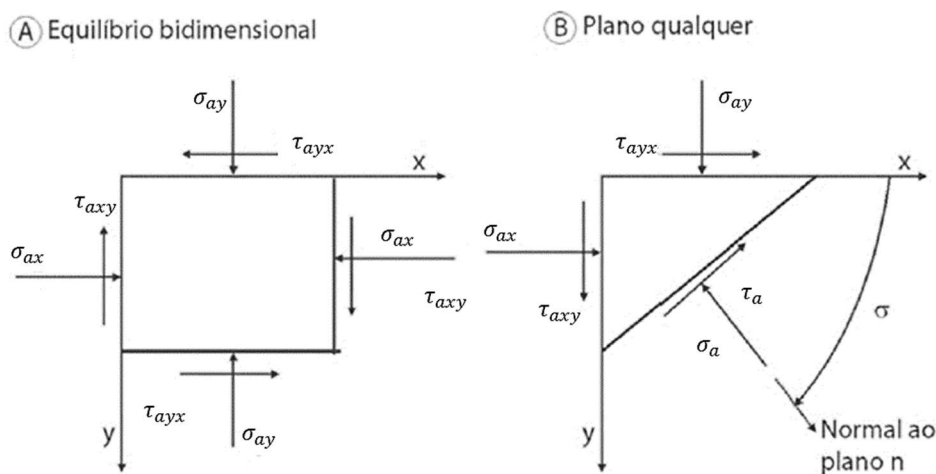
$$\begin{pmatrix} \rho_{nax} \\ \rho_{nay} \\ \rho_{naz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sigma_{ax} & \tau_{axy} & \tau_{az} \\ \tau_{ayx} & \sigma_{ay} & \tau_{ayz} \\ \tau_{azx} & \tau_{azy} & \sigma_{az} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \cos_{(n,ax)} \\ \cos_{(n,ay)} \\ \cos_{(n,az)} \end{pmatrix} \quad (\text{eq. 17.4})$$

2.1.3.1 EQUILÍBRIO BIDIMENSIONAL

Em obras de engenharia, neste caso em particular às obras geotécnicas, é possível adotar simplificações para problemas tridimensionais a partir da conversão desses em problemas bidimensionais. A exemplo, pode-se mencionar barragens, muros de contenção, taludes que de forma análoga, apresentam uma das dimensões significativamente maior do que as demais – dessa maneira, as deformações ao longo do eixo longitudinal serão irrelevantes.

Então, conforme Gerscovich (p. 38, 2016) “Em condições de análise de tensão bidimensional, o tensor de tensões se reduz a três componentes (σ_{ax} , σ_{ay} , σ_{az}) [...] em que são positivas as tensões normais de compressão e tensões cisalhantes, que tendem a girar no sentido anti-horário.” (Figura 10).

Figura 9 – Componentes da tensão bidimensional.



Fonte: GERSCOVICH (p. 39, 2016). Adaptado.

Sendo tal tensão de caráter bidimensional calculada por:

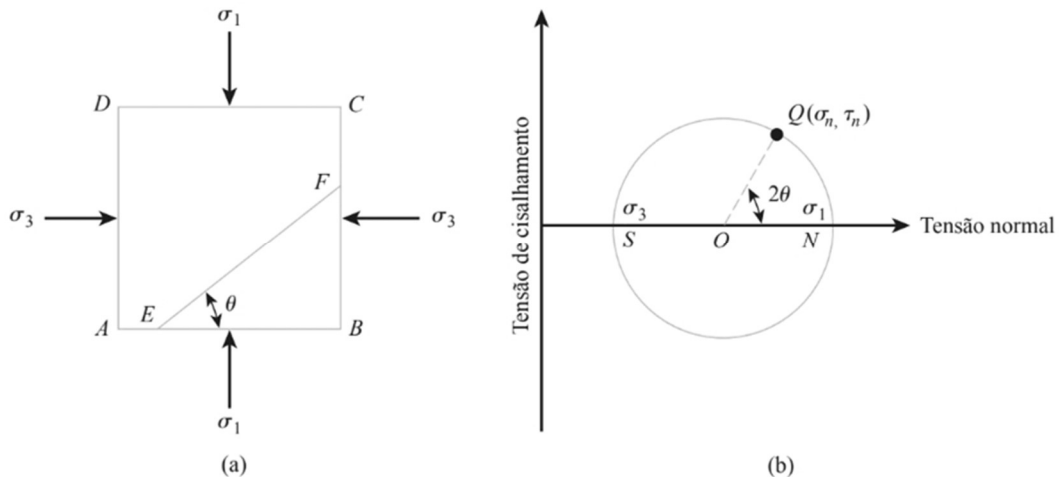
$$\sigma_a = \frac{(\sigma_{ax} + \sigma_{ay})}{2} + \frac{(\sigma_{ax} - \sigma_{ay})}{2} \cos.2a + \tau_{axy} \text{sen}.2a \quad (\text{eq. 18})$$

$$\tau_a = \tau_{axy} \cdot \cos 2a - \frac{(\sigma_{ax} + \sigma_{ay})}{2} \text{sen}.2a \quad (\text{eq. 19})$$

2.1.3.2 CÍRCULO DE MOHR-COULOMB

Para o estado plano de tensões pode-se adotar a representação gráfica conhecida como Círculo de Mohr-Coulomb, na qual as tensões normais (σ_a) são inscritas no eixo das abscissas (x) e as tensões cisalhantes (τ_a) são inscritas no eixo das ordenadas (y); sendo seus pares ordenados dispostos ao longo de uma única reta de inclinação fixa, dando origem a figura geométrica de um círculo. (Figura 11).

Figura 10 – Representação gráfica do Círculo de Mohr.



a) estado normal de tensões; b) círculo de Mohr.

Fonte: DAS; SOBHAN (p. 278, 2019).

Sabendo-se que a partir de extração de um infinitesimal, parte de um maciço de solo, surgem tensões horizontais e verticais pertencentes a um plano a pode-se admitir o estabelecimento de um ângulo θ para o qual haverão esforços máximos e mínimos. Assim, determina-se o plano de análise – nesse caso xya , representado na figura supracitada –; bem como dois pares de tensões a serem plotados (σ_{ax}, τ_{axy}) e ($\sigma_{ay}, -\tau_{axy}$).

A partir disso, um segmento de reta liga os pares coordenados, acima descritos, e realiza a interceptação do eixo das abscissas, para o ponto no qual se dá o centro do círculo de Mohr (c). Através de demonstrações geométricas, pode-se constatar que:

- Distância entre σ_{ay} e c;

$$\frac{\sigma_{ax} + \sigma_{ay}}{2} \quad (\text{eq. 20})$$

- Distância entre c e σ_{ax} ;

$$\frac{\sigma_{ax} - \sigma_{ay}}{2} \quad (\text{eq. 21})$$

- Distância entre σ_{ax} e σ_{ay} ;

$$\sigma_{ax} - \sigma_{ay} \quad (\text{eq. 22})$$

Logo, é possível deprender que o comprimento do segmento que se estende do centro do círculo, c , até o par ordenado $(\sigma_{ax}, \tau_{axy})$, através da fórmula de Pitágoras, será o raio expresso por:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{ax} - \sigma_{ay}}{2}\right)^2 + \tau_{axy}^2} \quad (\text{eq. 23})$$

Dessa maneira, para as tensões principais tem-se:

$$\sigma_{ax, \text{máx}} = \left(\frac{\sigma_{ax} + \sigma_{ay}}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ax} - \sigma_{ay}}{2}\right)^2 + \tau_{axy}^2} \quad (\text{eq. 24})$$

$$\sigma_{ay, \text{mín}} = \left(\frac{\sigma_{ax} + \sigma_{ay}}{2}\right) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_{ax} - \sigma_{ay}}{2}\right)^2 + \tau_{axy}^2} \quad (\text{eq. 25})$$

Sendo o centro do círculo obtido por:

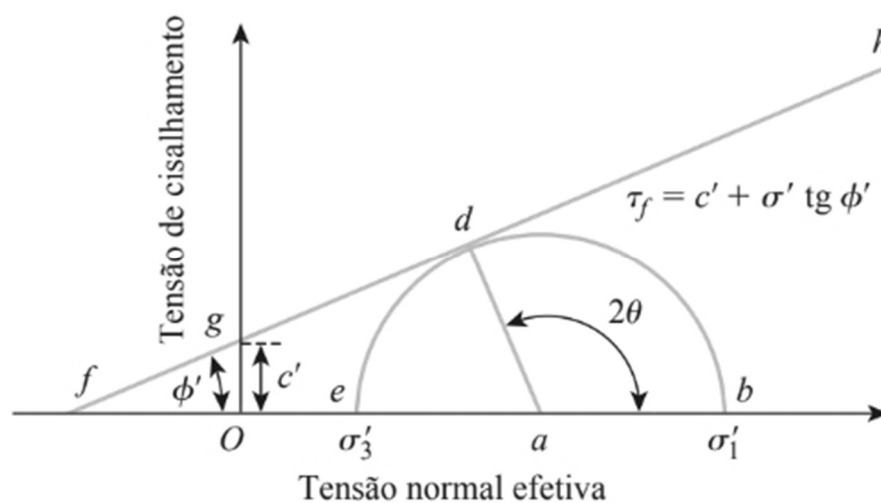
$$c = \frac{\sigma_{ax, \text{máx}} + \sigma_{ay, \text{mín}}}{2} \quad (\text{eq. 26})$$

- Para o ângulo β ;

$$\beta = \sin^{-1} \left(\frac{\tau_{axy}}{\sqrt{\left(\frac{\sigma_{ax} - \sigma_{ay}}{2}\right)^2 + \tau_{axy}^2}} \right) \quad (\text{eq. 27})$$

O modelo Mohr para representação gráfica de tensões em associação a equação da reta de Coulomb, dá origem ao que se chama envoltório de Mohr-Coulomb. Para Das e Sobham (2019) esta envoltória é definida pela relação apresentada na (equação 28), representando o traçado de uma reta tangente ao círculo de tensões plotado; além disso, “Quando o elemento de solo atingir a falha estrutural, o círculo apenas tocará a envoltória de ruptura (falha estrutural) em um único ponto.” (CRAIG, p. 117, 2014).

Figura 11 – Representação gráfica do envoltório Mohr-Coulomb.



Fonte: DAS; SOBHAN (p. 397, 2019). Adaptado.

A partir da realização de ensaios laboratoriais é possível obter a equação da reta do envoltório, sendo essa função do ângulo de atrito interno e da coesão do solo; expressar por:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi) \quad (\text{eq. 28})$$

Onde;

τ : Tensão de cisalhamento;

c' : Coesão do solo;

σ' : Tensões normais efetivas no plano de ruptura;

φ : Ângulo de atrito interno do solo.

A tabela 1 contém parâmetros médios para o solo ao que se refere a coesão (c') e ângulo de atrito (φ).

Tabela 1 – Parâmetros do solo para ângulo de atrito e coesão.

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico		Ângulo de atrito efetivo (φ)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa/ pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,70	1,80	25	
	5 - 8	4000 - 8000	1,80	1,90	30	
	9 - 18	5000 - 10000	1,90	2,00	32	
	19 - 41	8000 - 15000	2,00	2,10	35	
	≥ 41	16000 - 20000	2,00	2,10	38	
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,70	1,80	25	0
	5 - 8	4000	1,80	1,90	28	0,50
	9 - 18	5000	1,90	2,00	30	0,75
	19 - 41	10000	2,00	2,10	32	1,00
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,50	1,70	20	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,60	1,7	23	1,50
	6 - 10	1000 - 2000	1,70	1,80	25	3,00
	≥ 10	2000 - 3000	1,80	1,90	25	3,00 a 7,00
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,70	1,80	20	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,80	1,90	23	1,50
	6 - 10	250 - 500	1,90	1,90	24	2,00
	11 - 19	500 - 1000	1,90	1,90	24	3,00
	20 - 30	3000 - 1000	2,00	2,00	25	4,00
	≥ 30	10000 - 15000	2,00	2,00	25	5,00
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,50	1,70	15	1,00
	3 - 5	500 - 1500	1,70	1,80	15	2,00
	6 - 10	1500 - 2000	1,80	1,90	18	3,50
	11 - 19	2000 - 3500	1,90	1,90	20	5,00
	≥ 20	3500 - 5000	2,00	2,00	25	6,50
Turfa/ argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,10	1,10	15	0,50
	2 - 5	100 - 150	1,20	1,20	15	1,00

Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,80	1,90	25	1,50
	9 - 18	10000	1,90	2,00	26	2,00
	19 - 41	15000	2,00	2,00	27	3,00
	≥ 41	20000	2,10	2,10	28	5,00

Fonte: JOPPERT (p. 99, 2007).

Tabela 2 – Parâmetros do solo o coeficiente de Poisson.

Solo	μ
Argila saturada	0,50
Argila não-saturada	0,30
Areia	0,35
Silte	0,30

Fonte: JOPPERT (p. 99, 2007).

2.2 ESTABILIDADE DE TALUDES: TEORIA E PRÁTICA

Segundo Gerscovich (p. 11, 2016) “Talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha.”, sendo que essa superfície está submetida a tensões oriundas tanto do material que o compõe, quanto do material que contém, podendo esses apresentar-se ainda como minérios, rejeitos, resíduos diversos e afins.

Figura 12 – Exemplificação das feições usuais de um talude natural.



Fonte: MARANGON (2018).

Figura 13 – Exemplificação das feições usuais de um talude instável.



Fonte: GeoRio (2000) *apud* Gerscovich (2009).

Um talude pode ser caracterizado pela presença dos seguintes componentes: pé, crista ou topo, massa escorregada e superfície de ruptura. Quanto a origem, podem ser classificados em:

a) *Taludes naturais ou encostas*: “[...] formado pela ação da natureza, sem interferência humana.” (NBR 11682, 1991, p. 3). Os taludes naturais possuem estrutura particular, determinada por meio de programa de prospecção, influenciada por fatores geológicos – litologia, estruturação, geomorfologia –; e fatores ambientais – clima, topografia, vegetação. (MARANGON, 2018). Normalmente apresentam instabilidades, as quais segundo Gerscovich (p. 14, 2016) são devidas à:

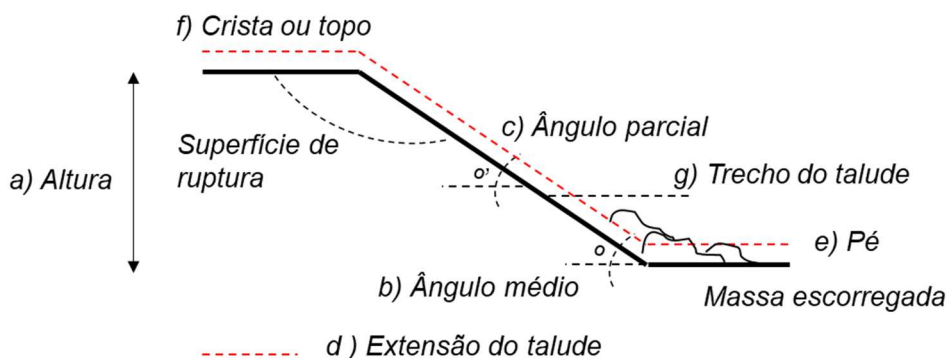
“[...] própria dinâmica de evolução das encostas. Com o avanço dos processos físico-químicos de alteração das rochas, o material resultante torna-se menos resistente e, dependendo da influência da topografia, geram-se condições propícias para deflagrar a ruptura.” (GERSCOVICH, p. 14, 2016).

b) *Taludes artificiais*: “[...] formado, ou modificado, pela ação direta do homem.” (NBR 11682, 1991, p. 3). De acordo com Gerscovich (p. 11, 2016) “[...] resultam de corte em encostas, de escavações ou lançamento de aterros.” Apresentando, em comparação aos taludes naturais, maior homogeneidade devido ter-se conhecimento não somente do material especificado para sua construção, mas também do controle de seu depósito (MARAGON, 2018).

2.2.1 GEOMETRIA TÍPICA DE UM TALUDE

A geometria típica de um talude pode ser obtida por meio da realização de levantamento topográfico, sendo seus elementos geométricos clarificados por meio da NBR 11682/ 1991 – Estabilidade de taludes, representados na figura 15.

Figura 14 – Elementos típicos da geometria de um talude.



Fonte: LONDE; BITAR (2011). Adaptado.

“a) *Altura do talude*: distância, medida na vertical, entre o topo e o pé do talude;

b) *Ângulo médio do talude*: ângulo, com a horizontal, da reta que passa pelo pé e topo do talude;

c) *Ângulo parcial do talude*: ângulo, com a horizontal, da reta que passa pelo pé e topo de um trecho do talude;

d) *Extensão do talude*: medida, em planta, do seu contorno ou desenvolvimento, ao nível do pé;

e) *Pé do talude*: parte mais baixa de um talude ou de um trecho dele;

f) *Topo do talude*: parte mais alta de um talude ou de um trecho dele;

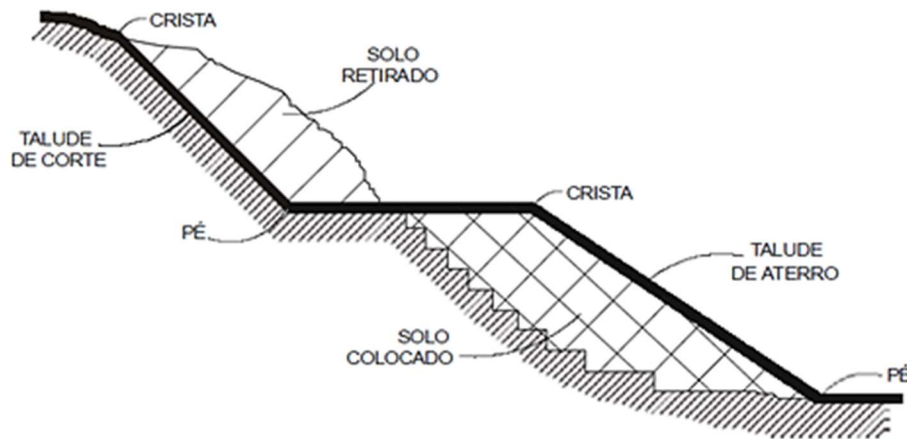
g) *Trecho do talude*: parte do talude delimitada por plataforma, banqueta ou mudança de direção.” (NBR 11682, 1991, p. 3 – 4).

2.2.2 TIPOS DE TALUDE

Os taludes artificiais ou construídos ainda podem ser classificados conforme os procedimentos de terraplanagens adotados em sua construção. Resultante dos processos de movimentação de terra, enquanto o corte é realizado através da escavação e remoção do material que compõe o terreno natural o aterro conta com o depósito e compactação de material proveniente de empréstimo, quando na insuficiência ou inadequação do material oriundo de corte em suas proximidades – ambos devidos ao atendimento do volume previsto para seções projetadas.

Taludes de aterro, como mencionado acima, apresentam maior controle no que tange a seleção dos materiais e depósito no limite das seções trabalhadas – o que lhes confere, normalmente, maior estabilidade. A figura 16 exemplifica, ao longo de uma mesma seção transversal, para um talude hipotético a realização de ambos os procedimentos (corte e aterro).

Figura 15 – Concepção de um talude a partir de processos de corte e aterro.



Fonte: Google imagens (2023).

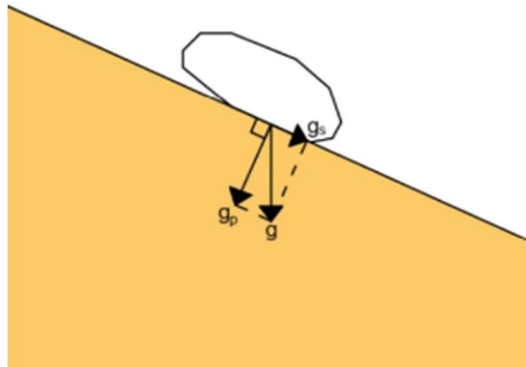
2.3 TIPOS DE MOVIMENTO DE MASSA

De acordo com Gerscovich (p. 15, 2016) “Entende-se como movimento de massa qualquer deslocamento de um determinado volume de solo.” Usualmente sendo associados a problemas de instabilidade, embora exista uma tendência natural a peneplanização – isto é, o solo tende a atingir o nível da base –; vale ressaltar que as ações antrópicas, em que não são tomadas as devidas precauções, podem culminar em tal cenário (MASSAD, 2010).

Essa ocorrência é elucidada por Pelaquim (p. 7, 2021), ilustrada na figura 17, da seguinte forma:

“Assim como outros materiais, o solo ou a própria rocha desagregada sofrem uma ação contínua da gravidade. Uma vez dispostos em uma condição topográfica de perfil inclinado, sob a ação da gravidade, surge uma componente perpendicular (g_p) e paralela (g_s) ao plano. Caso a magnitude dos agentes resistentes, tais como coesão e atrito, seja inferior a componente cisalhante atuante (g_s), haverá instabilidade e tendência de certo volume do material se deslocar em direção à região mais baixa.”

Figura 16 – Movimento de massa.



Fonte: PELAQUIM (p. 7, 2021).

Ainda segundo Pelaquim (2021), mas também conforme o Manual Técnico de Encostas (2020) há diversos sistemas de classificações voltados aos movimentos de massas, os quais baseiam-se nos seguintes critérios:

- a) *Cinemática do movimento*: definida pela relação entre a massa em movimentação e o terreno estável (velocidade, direção e sequência de deslocamentos).
- b) *Tipo de material*: solo, rocha, detritos, depósitos etc., destacando a sua estrutura, textura e conteúdo de água.
- c) *Geometria*: tamanho e forma das massas mobilizadas.
- d) *Mobilidade da deformação do movimento*: característica do deslocamento de massa.

Entre a diversidade de classificações é válido pontuar a classificação para movimentos de massas conforme Varnes (1978), apontada na tabela 3 – amplamente difundida internacionalmente.

Tabela 3 – Classificação de movimentos de massa conforme Varnes (1978).

Tipo de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo (engenharia)	
				Grossoiro	Fino
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	Translacional	Muitas unidades	De blocos rochosos	De blocos de detritos	De blocos de terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos				De detritos	De terra

	De rocha (rastejo profundo)	(Rastejo de solo)
Complexos: combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos.		

Fonte: Varnes (1978) *apud* Gerscovich (2016).

Através do estudo de Augusto Filho (1992), a classificação supracitada sofreu aproximações ao cenário ambiental brasileiro, tal regionalização resultou na reclassificação apresentada na tabela 4.

Tabela 4 – Classificação de movimentos de massa conforme Augusto Filho (1992).

Processos	Características do movimento, material e geometria
1. Rastejo ou fluência	Vários planos de deslocamento (internos); Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade; Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada; Geometria indefinida.
2. Escorregamento	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidades médias (km/h) a altas (m/s); Pequenos e 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.
3. Queda	Sem plano de deslocamento; Movimento 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.
4. 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) *apud* Gerscovich (2016).

Além de tudo, ainda se pode classificar, de forma complementar, os movimentos de massa conforme a sua velocidade de propagação (tabela 5) e alcance quanto a profundidade de ocorrência (tabela 6).

Tabela 5 – Classificação de movimentos de massa conforme a velocidade.

Nomenclatura	Velocidade
Extremamente rápido	> 3 m/s
Muito rápido	0,3 m/min a 3 m/s
Rápido	1,5 m/dia a 0,30 m/min
Moderado	1,5 m/mês a 1,6 m/dia
Lento	1,5 m/ano a 1,6 m/mês
Muito lento	0,06 m/ano a 1,60 m/ano
Extremamente lento	< 0,06 m/ano

Fonte: Varnes (1978) *apud* Gerscovich (2016).

Tabela 6 – Classificação de movimentos de massa conforme profundidade de ocorrência.

Nomenclatura	Profundidade
Superficial	< 1,5 m
Raso	1,5 m a 5,0 m
Profundo	5,0 m a 20,0 m
Muito profundo	> 20,0 m

Fonte: GeoRio (2020).

Por outro lado, Guidicini e Nieble (2019) apresentam a classificação de movimentos de massa na seguinte categorização: escoamento, escorregamento, subsidência, transição e complexo. A qual se faz presente nesse trabalho e apresentam-se descritas abaixo:

2.3.1 ESCOAMENTO

“Consistindo em uma deformação ou movimento contínuo, com ou sem superfície definida de escorregamento.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 212, 2019); além de tudo, conforme Gerscovich (p. 19, 2016) “Quando o movimento é lento, dá-se o nome de rastejo; quando o movimento é rápido, denomina-se corrida.”

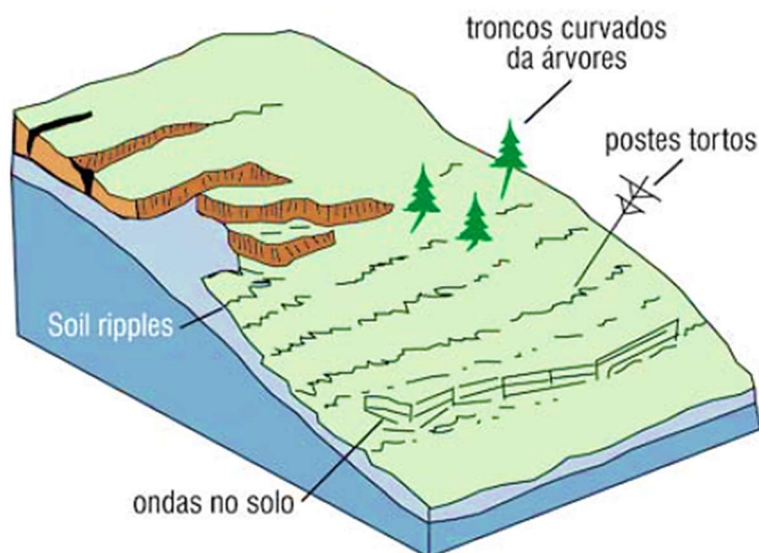
O rastejo (figura 17), também denominado *creep*, caracteriza-se por apresentar baixíssima velocidade de propagação, sem que esteja claramente definida a interface entre o material em movimento e o material em repouso (GUIDICINI, NIEBLE, 2019; GERRSCOVICH, 2016). Podendo haver evidências da sua ocorrência por meio da alteração do eixo de estruturas locadas nos maciços ou ainda alteração da verticalidade de árvores e postes, por exemplo; observando-se a aceleração do

fenômeno em períodos chuvosos e retardo do mesmo em períodos de seca (GERRSCOVICH, 2016; MASSAD, 2010) – fator que indica um caráter sazonal do movimento.

Esse comportamento, conforme Guidicini e Nieble (2019) assemelha-se a um fluido muito viscoso, estabelecido em vista do estado de tensões.

“A tensão a partir da qual os terrenos passam a sofrer fluência é menor do que a tensão de cedência ao cisalhamento e pode ser designada por tensão de fluência, e depende logicamente da curva tensão-deformação do material particular presente no talude. Enquanto as tensões que agem no sentido de movimentar uma determinada massa de material estiverem abaixo da tensão de fluência, o talude permanecerá estável.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 19, 2019).

Figura 17 – Movimento de massa: rastejo.



Fonte: BOBROWSKY; HIGHLAND (p. 34, 2008).

Por outro lado, a corrida (figura 18), ou *flow*, como mencionado “[...] são movimentos de alta velocidade, gerados pela perda completa das características de resistência do solo.” (STEIN *et al.*, p. 22, 2021). A deflagração desse fenômeno dá-se em razão dos aspectos que apresenta “[...] de caráter essencialmente hidrodinâmico, ocasionadas pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 21, 2019).

Este tipo de movimento é iniciado em vista de circunstâncias específicas, conforme Gerscovich (p. 20, 2016) “[...] origina-se por: i) adição de água em solos predominantemente arenosos; ii) esforços dinâmicos (terremoto, cravação de estaca

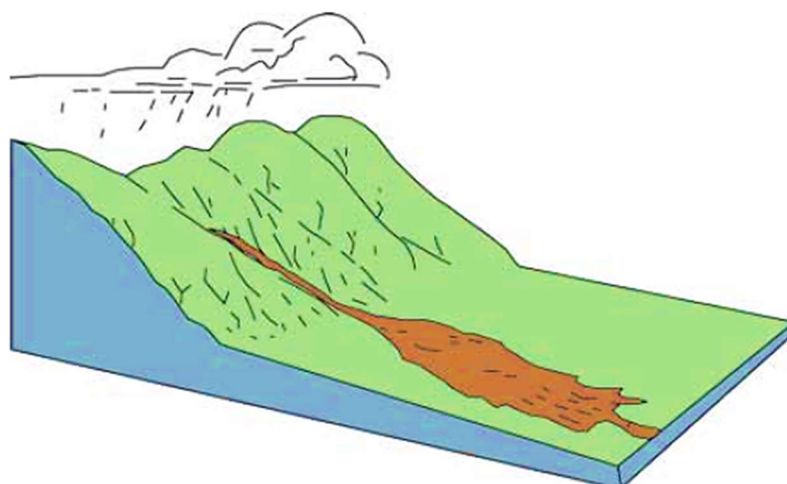
etc.); iii) amolgamento em argilas muito sensitivas.”. Para Guidicini e Nieble (2019) a fluidez desse tipo de movimento é muito variável, fator que pode ser relacionado tanto aos aspectos ligados a estrutura das partículas que compõem o maciço, quanto as feições topográficas observadas. Todavia, conforme esses mesmos autores, quando nos referimos a corridas de terra é evidente o estabelecimento de uma forma, a qual se assemelha a uma língua, apresentando três componentes:

(a) raiz – situada junto ao montante, onde se observa o acúmulo do material que irá transpor o repouso;

(b) corpo de corrida – região que receberá o fluxo do material, sendo alongada e bem delimitada;

(c) base – área de acumulação do material transportado, localizando-se frequentemente na parte mais baixa da encosta. (GUIDICINI, NIEBLE, 2019).

Figura 18 – Movimento de massa: corrida.



Fonte: BOBROWSKY; HIGHLAND (p. 24, 2008).

2.3.2 ESCORREGAMENTO

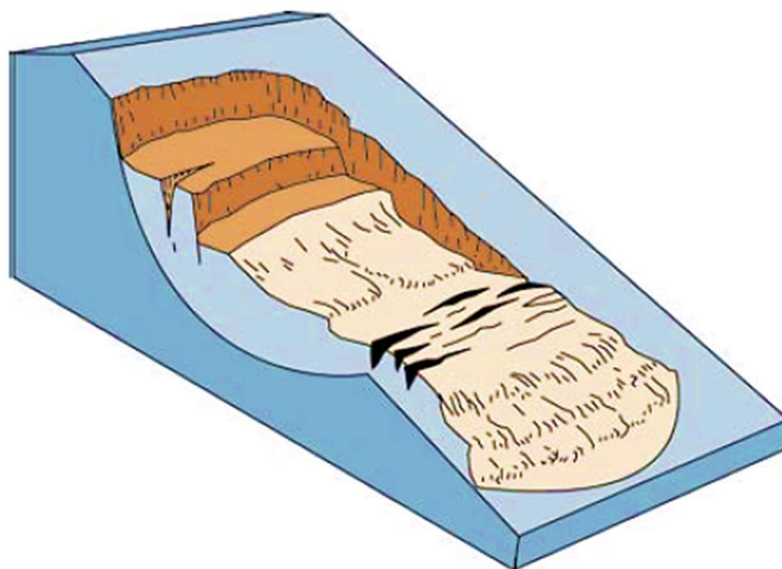
Os escorregamentos (figura 19 e 20), ou *slides*, “[...] referem-se a deslizamento de volumes de solo ao longo de superfícies de ruptura bem definidas, cilíndricas ou planares.” (MASSAD, p. 87, 2010); “[...] cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude.” (GUIDUCINE, NIEBLE, p. 28, 2019). “A deflagração do movimento ocorre quando as tensões cisalhantes mobilizadas na massa de solo atingem a resistência ao cisalhamento do material.” (GERSCOVICH, p. 24, 2016).

“Quando a superfície de ruptura é curvada no sentido superior (em forma de colher) com movimento rotatório em materiais superficiais homogêneos, o movimento de massa é classificado como Deslizamento Rotacional. Quando o escorregamento ocorre em uma superfície relativamente plana e associada

a solos mais rasos, é classificado como Deslizamentos Translacionais.” (FERREIRA *et. al*, 2019).

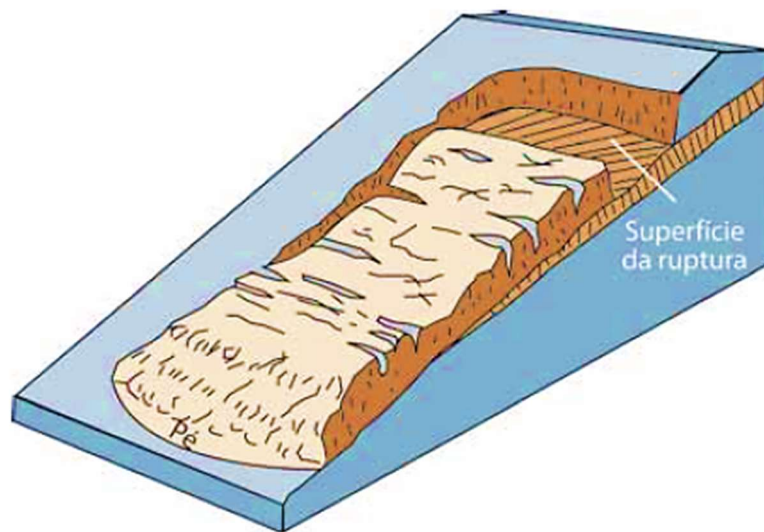
Os movimentos rotacionais são desencadeados pelo peso da própria cunha – por vezes comparada a forma de uma colher, como já mencionado –; em razão da ultrapassagem das forças cisalhantes resistentes, isto é, pela incidência de um plano de menor resistência, o qual pode resultar tanto na movimentação do talude, quanto da base em que esse se assenta (GUIDICINI, NIEBLE, p. 30, 2019). Por outro lado; ainda conforme Guidicini e Nieble (p. 31, 2019), mas também segundo Gerscovich (p. 25 – 26, 2016) os movimentos translacionais ocorrem em maciços de elevada anisotropia, isto é o material com diferentes propriedades mecânicas em razão da direção estudada, dessa forma apresentando diferentes planos de fraqueza, o que incide em movimentos translacionais.

Figura 19 – Movimento de massa: deslizamento rotacional.



Fonte: BOBROWSKY; HIGHLAND (p. 14, 2008).

Figura 20 – Movimento de massa: deslizamento translacional.



Fonte: BOBROWSKY; HIGHLAND (p. 17, 2008).

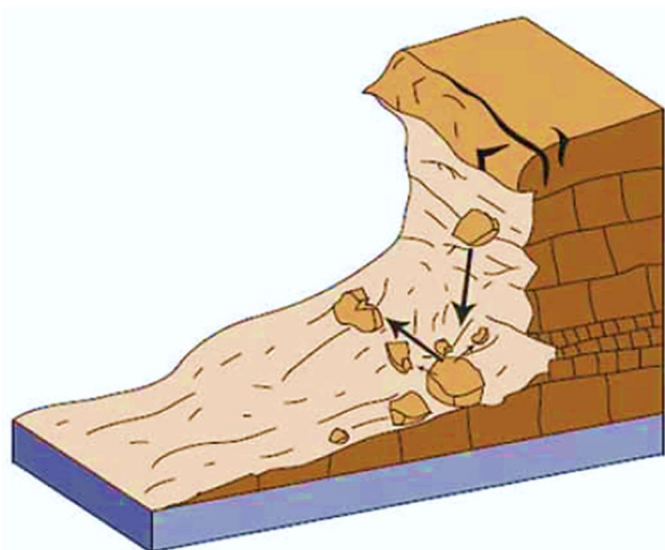
2.3.3 SUBSIDÊNCIAS

As subsidências caracterizam uma tipologia de movimento de massas no qual a componente horizontal pode ser considerada nula, isto é, representa um movimento essencialmente vertical – contínuo ou instantâneo – (GUIDICINI, NIEBLE, 2019); podendo ser classificados como recalques; quedas, *falls*, ou afundamento, *sinking* (GERSCOVICH, 2016).

As quedas (figura 21) apresentam aspectos de movimentos bruscos, possuindo assim altas velocidades, promovendo o deslocamento de solos e blocos rochosos em movimento vertical (GERSCOVICH, 2016). Em contrapartida, os afundamentos são ocasionados a partir do adensamento da superfície, estabelecendo-se como um movimento contínuo e lento, no qual se observa a remoção de pelo menos uma fase componente do maciço – seja essa sólida, líquida ou gasosa –; (GERSCOVICH, 2016).

Os recalques, amplamente discutidos, apresentam-se como deslocamento no sentido vertical; devido a fatores como: compressão primária ou elástica, motivada pela extinção de vazios oriundos da fase sólida e gasosa; compressão secundária ou por adensamento, devido a eliminação da fase líquida intersticial; ou em razão da alteração do estado de tensões efetivas e afins.

Figura 21 – Movimento de massa: quedas.

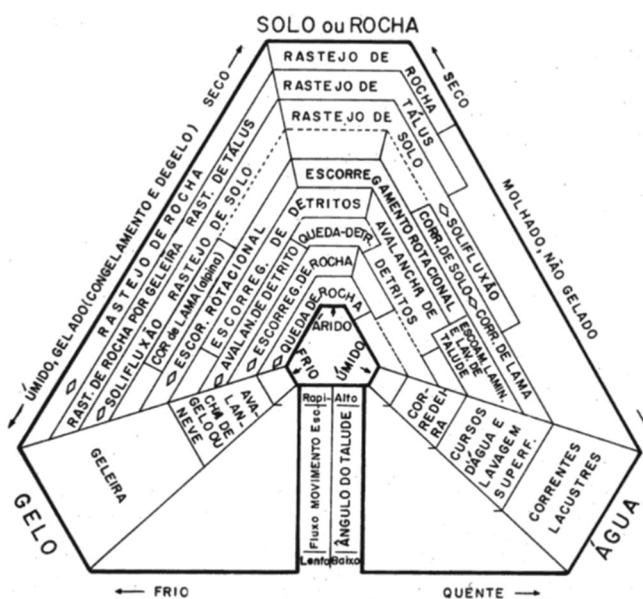


Fonte: BOBROWSKY; HIGHLAND (p. 10, 2008).

2.3.4 TRANSIÇÃO

Os movimentos de massa, apesar da apresentação de forma individualizada, normalmente ocorrem de forma coletiva; isto é, havendo associação entre difusas formas de deslocamentos. Além de tudo, à medida que ocorre a instauração de um movimento, esse pode vir a colaborar para o estabelecimento de um segundo movimento – possivelmente com velocidades e alcance maiores. Essa interação é apresentada no diagrama triangular ilustrado pela figura 22.

Figura 22 – Diagrama triangular de variação gradativa dos processos de transporte.



Fonte: SHARPE (1938) apud GUIDICINI; NIEBLE (2019).

2.3.5 COMPLEXO

A combinação dos diferentes tipos de movimento de massas dá origem a movimentos complexos. “Esta classe abrange todos os fenômenos de movimentação onde, durante sua manifestação, ocorra uma mudança de características morfológicas, mecânicas ou causais.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 48, 2019). Sendo motivados por fatores múltiplos.

2.4 MECANISMOS DEFLAGRADORES

Os mecanismos que deflagram a instabilidade em taludes são causados, isto é o surgimento de uma ação a partir da pré-existência de um motivador, pela atuação de agentes. Esses agentes podem ser divididos em predisponentes – “[...] conjunto de condições geológicas, geométricas e ambientais em que o movimento de massa irá ter lugar.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 50, 2019), ou seja, representam as condições naturais disposta no cenário de locação do talude –; e efetivos – relacionados tanto a um conjunto de elementos naturais, quanto antropomorfizados e diretamente ligados com o irrompimento do movimento de massas, podendo agrupar-se em preparatórios e imediatos (GUIDICINI, NIEBLE, 2019; STEIN *et al*, 2021).

Conforme Stein *et al* (p. 30, 2021), os agentes predisponentes apresentam-se da seguinte forma:

- a) Complexo geológico: natureza petrográfica, alterações devido ao intemperismo, acidentes tectônicos, formas estratigráficas, camadas das rochas/solo (orientação, mergulho), entre outros.
- b) Complexo morfológico: topografia e relevo.
- c) Complexo climático-hidrológico: índices pluviométricos, água subterrânea, temperatura (variação) e clima.
- d) Gravidade.
- e) Vegetação: o tipo de vegetação interfere na estabilidade de taludes e em movimentos em massa.

Por outro lado, os agentes efetivos, tal qual supracitado, dispõem-se em preparatórios – a exemplo, “[...] pluviosidade, erosão pela água ou vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível dos lagos e marés e do lençol freático, ação humana e de animais, inclusive desflorestamento.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 51, 2019); e

imediatos – a citar, “[...] chuva intensa, fusão de gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 51, 2019).

No que tange as causas, podem ser avaliadas a partir da divisão em internas, externas e intermediárias. As causas internas são aquelas em que há a deflagração do movimento sem a observação de mudanças significativas na geometria do maciço ou talude, assim ocorrendo em função da redução da resistência interna do material (GUIDICINI, NIEBLE, 2019); as causas externas, são o exato oposto da primeira, sendo motivadas pelo estabelecimento de “[...] solicitações que provocam um aumento das tensões cisalhantes sem que haja um aumento da resistência ao cisalhamento do material da encosta.” (FERREIRA *et al*, 2019); por fim, as causas intermediárias são aquelas “[...] que resultam de efeitos causados por agentes externos no interior do talude.” (GUIDICINI, NIEBLE, p. 51, 2019).

A tabela 7 reúne o conjunto de causas elencados por Guidicini e Nieble (2019), mas também por Gerscovich (2016) e expostas pelo Manual Técnico de Encostas (2021).

Tabela 7 – Causas da deflagração dos movimentos de massa.

Causas internas	Causas externas	Causas intermediárias
<p>a) Efeitos das oscilações térmicas: promovendo sucessivas variações volumétricas por meio de dilatação e contração térmica submetendo os planos - haja vista uma inclinação genérica -; a diferentes tensões de cisalhamento na ocasião de destaque de partes constituintes do maciço.</p> <p>b) Redução dos parâmetros de resistência por intemperismo: devido a alteração gradual do meio, gerando o enfraquecimento dos planos de resistência em razão a perda estrutural.</p> <p>c) Elevação do nível do lençol freático: gerando alteração na interação das partículas que compõem o material.</p>	<p>a) Mudança na geometria do sistema: a partir da realização de cortes ou aterros alterando-se as condições geométricas, nesse último caso gerando o acréscimo de sobrecargas.</p> <p>b) Efeitos de vibrações: tendo o estabelecimento de eventos cíclicos motivados por terremotos, ondas, explosões, tráfego ou mesmo o emprego de máquinas pesadas que induzem ao acréscimo de tensões neutras.</p> <p>c) Mudança natural na inclinação da encosta: incidindo quanto a mudança de geometria das encostas e conseqüente sobre as tensões cisalhantes oriundas dos planos de escorregamento.</p> <p>d) Cobertura vegetal: a alteração da cobertura vegetal, no sentido do desmatamento, promove a intensificação da atuação dos agentes modificadores tornando a</p>	<p>a) Elevação do nível piezométrico: incidindo sobre o acréscimo de tensões neutras a tal ponto que o material, solo, é “carregado” em função da ação da mesma.</p> <p>b) Elevação da coluna d’água: de maior pertinência à maciços rochosos, ou seja, em meios de menor permeabilidade, resultando do estabelecimento de tensões elevadas.</p> <p>c) Rebaixamento do lençol freático: quando decorre de forma rápida, as pressões efetivas não são estabelecidas de forma conveniente o que ocasiona suscetibilidade instalação de escorregamentos devido à redução da resistência ao cisalhamento.</p> <p>d) Erosão: promovendo o arraste do material que compõe o talude, incidindo na redução das seções.</p> <p>e) Efeito de diminuição de coesão aparente: devida</p>

superfície mais vulnerável a
esses.

percolação da água nos solos,
gerando a expulsão da fase
gasosa e diminuição da coesão
aparente.

Fonte: Guidicini, Nieble (2019); Gerscovich (2016); GeoRio (2021). Adaptado.

O comportamento do maciço, ou seja, a intensidade com que as causas serão observadas, sofrerá influência direta das características geológicas e geomecânicas apresentadas pelo mesmo. Para Stein, *et. al*, (2021) estes fatores podem ser sumarizados em:

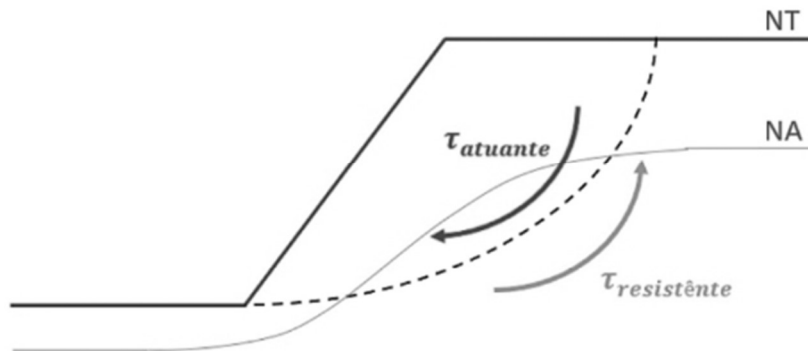
- a) Ângulo de atrito e coesão: relacionados a resistência oferecida pelo material frente as tensões normais e cisalhantes estabelecidas;
- b) Irregularidades e descontinuidades: relacionadas aos processos de formação dos solos e rochas, quando se trata de rochas podemos citar as falhas;
- c) Rupturas preexistentes: apresentam-se como interrupções em continuidades podendo ser motivadas por explosões, variações térmicas, redução da resistência gradual dos planos etc.;
- d) Perfil do solo: relacionado a macroestrutura do solo, sendo influenciado pela inclinação, comprimento, topografia etc.;
- e) Rede de fluxo: caminho por meio do qual a água se estabelece no interior do maciço.

2.5 FATOR DE SEGURANÇA

Para Pelaquim (p. 17, 2021) “A análise de estabilidade de um talude pela abordagem determinística pode ser exposta como uma análise quantitativa manifestada sob a forma de um coeficiente ou fator de segurança (FS), estabelecido com base nas características e propriedades do solo.” Segundo Guidicini e Nieble (p. 117, 2019) “[...] define - se o fator de segurança (FS) como a relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento. À condição de equilíbrio limite corresponderia um fator de segurança unitário.”

Essa relação é exemplificada graficamente por meio da figura 23 e expressa pela equação abaixo:

Figura 23 – Análise determinística de estabilidade de taludes expressa graficamente.



Fonte: PELAQUIM (p. 17, 2021).

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a}$$

Onde;

FS: Fator de segurança do talude;

τ_r : Tensões de cisalhamento resistentes;

τ_a : Tensões de cisalhamento atuantes.

Em vistas de estabilidade, considera-se as seguintes hipóteses:

- Para $FS > 1$ – o talude apresenta-se estável, isto é, mantendo-se sob o equilíbrio de forças em todas as direções e resultando no equilíbrio estático (repouso);
- Para $FS = 1$ – o talude encontra-se na iminência de ruptura/ colapso; isto é, as tensões solicitantes alcançam o valor numericamente igual às tensões resistentes;
- Para $FS < 1$ – o talude apresenta-se instável, isto é, não há balanceamento entre as forças atuantes impossibilitando assim o equilíbrio estático. Há a promoção do movimento de massas.

Embora seja imprescindível o conhecimento a respeito do FS apresentado por uma encosta – em função das suas condições de contorno –; isto não é suficiente. Conforme Pelaquim (2021) recomenda-se a verificação/ adoção do alcance de um fator de segurança admissível (FS_{adm}), o que representa o valor mínimo admitido para tal. “A definição do valor admissível para o fator de segurança (FS_{adm}) depende, entre

outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura em termos de perdas humanas e/ou econômicas.” (GERSCOVICH, p. 85, 2016).

Sendo assim, a NBR 11682 (2009) busca atuar como ferramenta orientativa na adoção de um FS_{adm} , no intuito de envolver de forma satisfatória as incertezas decorrentes das etapas de projeto e construção de taludes com potencial a geração de inconvenientes. Sendo necessário a categorização do talude conforme o nível de segurança requerido, haja vista a exposição de riscos que incidam na perda de vidas humanas (tabela 8), perdas ambientais (tabela 9) e por fim perdas materiais (tabela 10).

Tabela 8 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.

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

Fonte: NBR 11682 (2009).

Tabela 9 – 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 rejeitos e fábrica de produtos tóxicos.
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a danos ambientais moderados.
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: NBR 11682 (2009).

Tabela 10 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

	Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Nível de Segurança contra danos materiais e ambientais				
	Alto	1,50	1,50	1,40
	Médio	1,50	1,40	1,30

Baixo	1,40	1,30	1,20
<p>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.</p> <p>NOTA 2 – No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ, ϕ, c, em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.</p> <p>NOTA 3 – Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e quedas ou rolamento de blocos.</p>			

Fonte: NBR 11682 (2009).

2.6 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Em concordância com Massad (2010) o emprego do método determinístico das tensões de equilíbrio limite exigem a adoção de pressupostos, segundo os quais:

- o solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- o coeficiente de segurança (F) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva. (MASSAD, p. 67, 2010).

Tais métodos apresentam uma solução para a análise de uma superfície de ruptura em potencial, a qual está vinculada a um FS mínimo – vale ressaltar que essa superfície é determinada através de tentativas sucessivas. Conforme Gerscovich (p. 90, 2016) “Essa superfície potencial de ruptura é única, e não é possível encontrar FS mínimo associado a mais de uma superfície.”

De acordo com Massad (2010) e Gudicini e Nieble (2019) pode-se considerar variantes do método do equilíbrio limite, diferenciadas a partir da solução geométrica e analítica adotadas, bem como das hipóteses simplificadoras e do número de incógnitas e equações de equilíbrio estabelecidas. A tabela 11 reúne as principais categorias.

Tabela 11 – Categorização do método de equilíbrio limite aplicado à estabilidade de taludes.

Métodos de equilíbrio limite	Método do círculo de atrito	
	Método sueco (fatias)	Método de Fellenius Método de Bishop simplificado Método de Morgenstern-Price
	Método das cunhas	

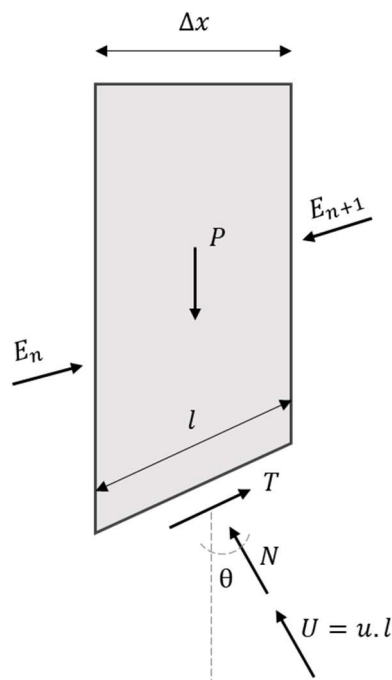
Fonte: Massad (2010).

“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 poropressão, e a análise pode ser realizada em condição mais crítica: após a construção ou a longo prazo.” (GERSCOVICH, p. 140, 2016).

2.6.1 MÉTODO DE FELLENIUS

Segundo Massad (2010) a solução proposta por Fellenius é baseada no método das fatias, requerendo o conhecimento da força normal na base das lamelas e desprezando-se tanto a força normal, quanto tangencial na parede dessas. Assim, a análise do equilíbrio de forças “[...] faz-se na direção normal à da lamela, ou seja, na direção do raio do círculo de ruptura [...]” (STEIN, *et al.*, p. 135, 2021). Figura 24.

Figura 24 – Fatia de Fellenius.



Fonte: MASSAD (p. 68, 2010). Adaptado.

Quando;

$$\sum F_N = 0$$

$$\sum F_T = 0$$

Logo, considera-se;

$$N + U = P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta$$

$$T = P. \sin \theta$$

Então, para FS tem-se:

$$FS = \frac{\sum [c'.l + (P. \cos \theta - u. \Delta x. \sin \theta). \tan \varphi']}{\sum P. \sin \theta} \quad (\text{eq. 29})$$

Onde;

FS: Fator de segurança relativo à fatia infinitesimal pertencente a linha de ruptura;

c' : coesão do solo;

φ' : ângulo de atrito;

l : comprimento referente a base da fatia analisada;

P : peso da fatia analisada;

u : força de poropressão normal a base da fatia;

Δx : largura do topo da fatia;

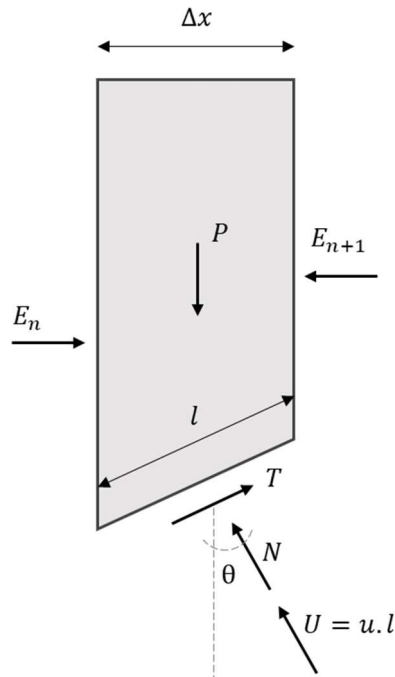
θ : inclinação da base da fatia.

2.6.2 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

Conforme Das e Sobhan (p. 571, 2019) “Bishop propôs uma solução mais refinada para o método comum das fatias. Nesse método, o efeito das forças nas faces de cada fatia é levado em conta até certo ponto.”. O método de Bishop simplificado assume uma superfície de deslizamento circular e forças horizontais entre fatias. O equilíbrio de momentos em torno do centro do círculo e o equilíbrio de força na direção vertical para cada fatia são satisfeitos. (DUNCAN; WRIGHT, p. 82, 2014).

Ainda segundo esses mesmos autores, Duncan e Wright (2014), esse procedimento é mais criterioso, frente ao método das fatias de Fellenius, devido as considerações mais eficazes a respeito da poropressão.

Figura 25 – Fatia de Bishop.



Fonte: MASSAD (p. 69, 2010). Adaptado.

Assim;

$$(N + U) \cdot \cos \theta + T \cdot \sin \theta = P$$

No qual;

$$N = \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \tan \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \theta}{FS}}$$

Assim, considerando-se N função de FS tem-se:

$$FS = \frac{\sum \left[c' \cdot l + \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \tan \theta}{FS}}{\cos \theta + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \theta}{FS}} \cdot \tan \phi' \right]}{\sum (P \cdot \sin \theta)}$$

Assumindo que para o equilíbrio de momentos tem-se:

$$M_\theta = \cos \theta + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \theta}{FS}$$

Considerando-se a simplificação e equivalência para M_θ , obtido através do ANEXO A, a solução para FS assume a seguinte equação:

$$FS = \frac{\sum \frac{1}{M_{\theta}} \cdot [c' \cdot l + (P - u \cdot \Delta x) \cdot \tan \varphi']}{\sum (P \cdot \sin \theta)} \quad (\text{eq. 30})$$

Onde;

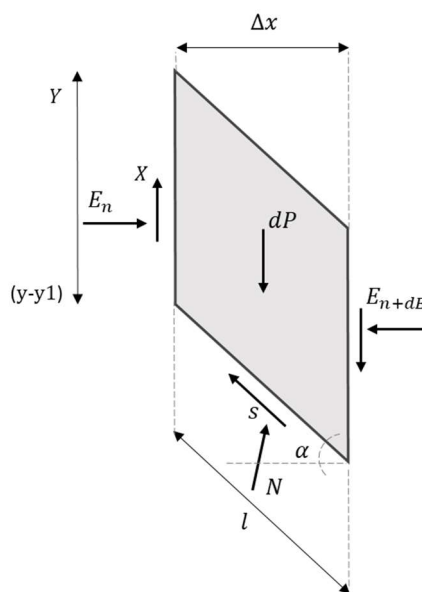
M_{θ} : somatória dos momentos para fatia avaliada.

Vale ressaltar que “A solução do FS é feita de forma iterativa, adotando-se inicialmente um valor para FS_0 para o lado direito da equação e verificando se FS é igual ao FS_0 . O processo é repetido até a convergência dos valores de FS.” (DOMINONI, p. 139, 2021).

2.6.3 MÉTODO DE JANBU

O método de Janbu generalizado é considerado rigoroso e propõe-se a satisfazer todas as equações de equilíbrio a partir da divisão do maciço em fatias infinitesimais. Realizando-se o equilíbrio das forças e dos momentos para a mesma (GERSCOVICH, 2016). Para tal, Janbu admite pressupostos necessários a adoção do método “primeira é de que a resultante dos esforços normais de qualquer fatia passa pelo ponto médio da mesma. Já a segunda estabelece que a posição da resultante das forças interlamelares é definida em função da linha de empuxo que é definida previamente à aplicação do método.” (SOUZA, p. 26, 2019).

Figura 26 – Fatia de Janbu.



Fonte: GERSCOVICH (p. 161, 2016). Adaptado.

Assim para a força entre as fatias;

$$dE = (P + dX) \cdot \tan \alpha - (c' + (P + dX - u) \tan \varphi) \frac{b}{n_\alpha \cdot FS}$$

$$X = -E \tan \theta + (y - y_t) \frac{dE}{b}$$

Onde;

$(y - y_t)$: posição da linha de empuxo;

θ : inclinação apresentada pela linha de empuxo.

Ainda, para n_α tem-se;

$$n_\alpha = \frac{\frac{1 + \tan \alpha \cdot \tan \varphi'}{FS}}{1 + \tan^2 \alpha} = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \cdot \frac{\tan \varphi'}{FS} \right)$$

Logo, para FS tem-se:

$$FS = \frac{\sum b \left[c' + \left(\frac{P + dX}{b} - u \right) \tan \varphi' \right]}{dE + \sum [dx(P + dX) \tan \alpha]} \cdot \frac{1}{n_\alpha} \quad (\text{eq. 31})$$

2.6.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Assumindo-se que a determinação de um FS mínimo associado a uma única superfície de ruptura pertencente a um maciço de solo, como já mencionado, a definição dessa ocorre de forma aleatória. Dessa forma, Massad (p. 64, 2010) reforça “Evidentemente, não se conhece a posição da linha de ruptura ou da “linha crítica”, isto é, da linha à qual está associado o coeficiente de segurança mínimo, o que se consegue por tentativas. Atualmente, essa tarefa é facilitada graças aos recursos de computação eletrônica disponíveis.”.

Em sua gênese, o MEF surgiu da década de 60, naquela ocasião embora apresentasse potencialidade frente aos processos analíticos, sua utilização estava vinculada a custos significativos em função dos recursos computacionais limitados (SILVA, 2011). Atualmente esses entraves já não se justificam, sendo evidente a disponibilidade de programas comerciais destinados, inclusive, a área geotécnica.

Para Gerscovich (p. 92, 2016) “Estudos de estabilidade baseados na análise tensão x deformação são realizados com o auxílio de programas computacionais, baseados no método dos elementos finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF).” Apresentando dessa forma algumas vantagens, das quais se pode mencionar:

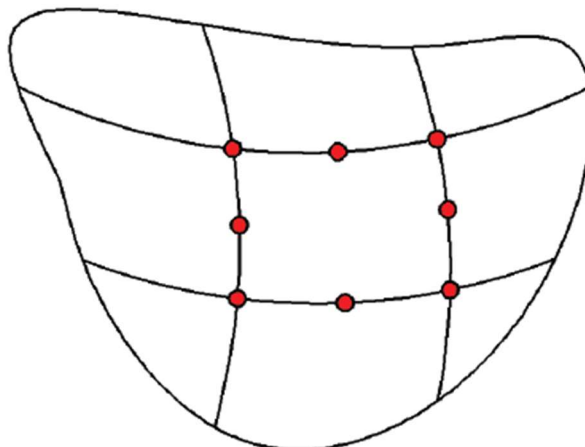
- a) a consideração da não linearidade da curva tensão x deformação;
- b) anisotropia;
- c) não homogeneidade;
- d) influência do estado inicial de tensões;
- e) etapas construtivas, dentre outros.

O MEF baseia-se na análise de um material ao qual se atribui a posição de argumento, configurando-se dessa forma como o próprio domínio; verificando-se ainda a existência de ações que agem sobre o mesmo. Assim, pode-se inferir que a interação entre material e ações resulta em tensões e deformações – sofridas pelo primeiro –; sob condições específicas.

O domínio passa a ser analisado, no que se refere a tensões e deformações em diversos pontos. Nesse sentido, segundo Sandoval (2012) o meio contínuo (domínio) é dividido em partes, as quais denominam-se elementos. Esses elementos, adjacentes, são separados por linhas imaginárias vinculadas a partir de pontos nodais limítrofes.

A atuação de ações promove o deslocamento da posição inicial considerada para esses pontos nodais, permitindo assim a determinação das tensões e deformações estabelecidas para o modelo de estudo. Ainda segundo Sandoval (2012) a forma desses elementos pode assumir diferentes geometrias, entre as quais estão: (a) elementos triangulares; (b) elementos retangulares; (c) elementos quadriláteros e por fim (d) elementos isoparamétricos. Ademais, conforme Silva (p. 49, 2011) “Quanto maior o número de elementos mais aproximados serão os resultados do estado real de tensão e deformação.”. (Figura 27).

Figura 27 – Divisão do domínio em elementos aplicáveis ao MEF.



Fonte: SILVA (p. 50, 2011).

2.7 MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDE

Os métodos de estabilização de taludes estão associados a implementação de medidas capazes de coibir o movimento de massas através do incremento do FS, isto é, avaliando-se o grau de estabilidade requerido e os custos associados para tanto. Podendo-se elencar abaixo as principais soluções.

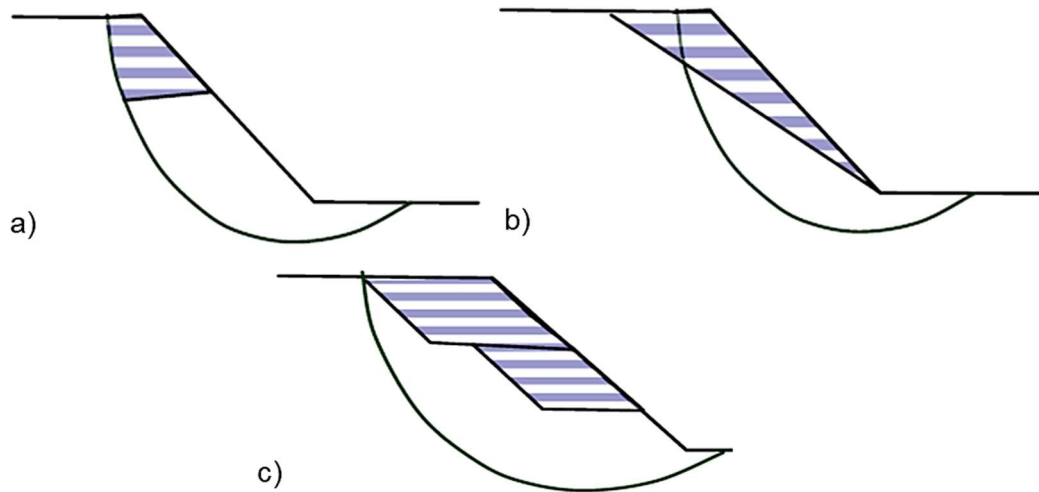
2.7.1 GEOMETRIA

A mudança de geometria de um talude configura um processo também chamado de retaludamento, conforme Pelaquim (p. 45 – 46, 2021) “Essa técnica consiste em um processo de terraplanagem, no qual a geometria do talude original é alterada por cortes e aterros realizando um jogo de pesos, de maneira a aliviá-los junto à crista e acrescentá-los junto ao pé do talude, de maneira a contribuir com a parcela de resistência.” Dessa forma, a alteração na geometria de um talude geralmente consiste em diminuir sua altura total ou seu ângulo de inclinação (GUIDICINI, NIEBLE, 2019), podendo-se, conforme Gerscovich (2016) sumarizar algumas técnicas voltadas a esse propósito:

- a) Remoção da crista;
- b) Diminuição do ângulo do talude;
- c) Execução de banquetas;
- d) Remoção total ou parcial de material.

Podendo-se ilustrar tais técnicas através da figura 28.

Figura 28 – Técnicas de estabilização de talude: alteração da geometria.



Fonte: GERSCOVICH (p. 156, 2009). Adaptado.

2.7.2 REVESTIMENTO

A exposição às intempéries submete o maciço de solo que compõe o talude à erosão superficial, ou seja, o arraste de material com conseqüente diminuição da massa pertencente ao mesmo. No intuito de minimizar a degradação dessa superfície pode-se realizar o revestimento natural do talude através do uso de vegetação (STEIN, 2021), ou ainda recorrer a procedimentos como o jateamento de argamassa grauteada, uso de telas e membranas, e ainda materiais betuminosos (GERSCOVICH, 2016). A figura 29 conta com um talude de superfície revestida a partir da utilização de biomanta em fibra de coco e posteriormente geminada.

Figura 29 – Técnicas de estabilização de talude: revestimento superficial.



Fonte: DIPROTECGEO (2023).

2.7.3 DRENAGEM

“Os sistemas de drenagem superficial e profunda, além de contribuírem para a estabilização, são elementos obrigatórios nos projetos, visto que a água é um dos principais agentes de instabilização de taludes.” (PELAQUIM, p. 47, 2021). A estabilidade dos taludes apresenta melhoria quando se impede a elevação do nível hidrostático através, por exemplo, do direcionamento e afastamento da água livre na superfície e das águas subterrâneas, bem como a irrigação do maciço (BOBROWSKY; HIGHLAND, 2008).

Segundo Stein (2021) a escolha da tipologia de drenagem (figura 30) – seja essa superficial ou profunda –; deve ser realizada conforme o conhecimento dos níveis de pluviosidade da região. A drenagem superficial é destinada a captação das águas superficiais e condução dessas para um local adequado no intuito de evitar entre outros fatores a erosão e infiltração dos solos (PELAQUIM, 2021). Assim como aponta Gerscovich (2009), são elementos de drenagem superficial:

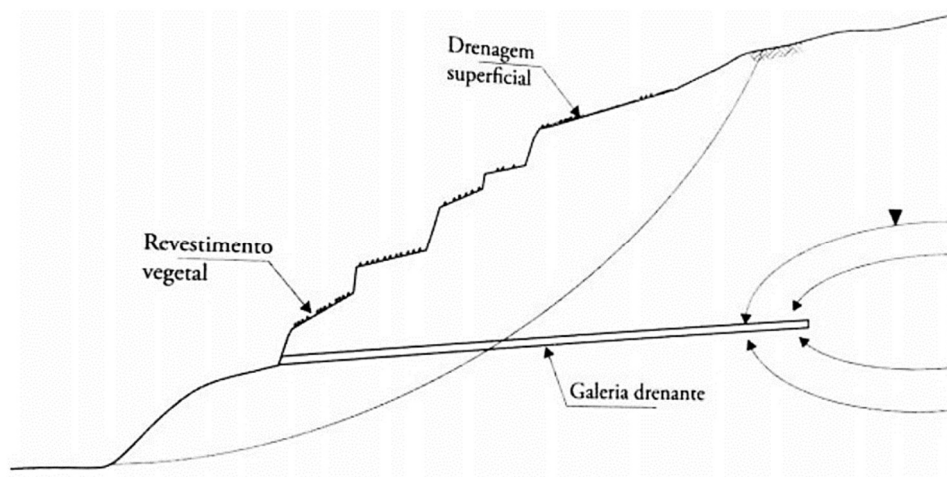
- a) Canaletas de drenagem;
- b) Revestimento superficial.

Por outro lado, a drenagem profunda destina-se a coibir a elevação do nível hidrostático. “A drenagem profunda tem como propósito reduzir a água infiltrada no

maciço, a fim de reduzir a vazão de percolação e efeitos oriundos do desenvolvimento de pressão neutra.” (PELAQUIM, p. 53, 2021). Podendo-se destacar a utilização dos seguintes elementos:

- a) Drenos sub-horizontais;
- b) Trincheiras drenante;
- c) Túneis de drenagem;
- d) poços de drenagem. (GERSCOVICH, 2009).

Figura 30 – Técnicas de estabilização de talude: drenagem.



Fonte: GUIA DA ENGENHARIA (2020).

2.7.4 REFORÇO DO SOLO

O solo reforçado, conforme Massad (2010) recebe a incorporação de materiais resistentes a tração – a exemplo, tem-se tiras metálicas, mantas geotêxtis, geogrelhas, grampos cravados ou ainda grampos injetados –; no intuito de contribuir para o aumento da estabilidade do maciço. Ainda conforme o mesmo autor, esse processo é executado de baixo para cima; com inserção do reforço conforme o depósito de camadas de solo compactado.

Atualmente, destaca-se a utilização de grelhas e malhas constituídas em material plástico polimérico. Para Bobrowsky e Highland (2008) “A grade age de maneira semelhante ao reforço de malha de concreto, somando forças para a resistência ao cisalhamento do solo.”, atribuindo assim maior estabilidade ao talude. Além de desempenhar função de reforço, ainda contribuem com a separação, filtração, drenagem e controle da erosão.

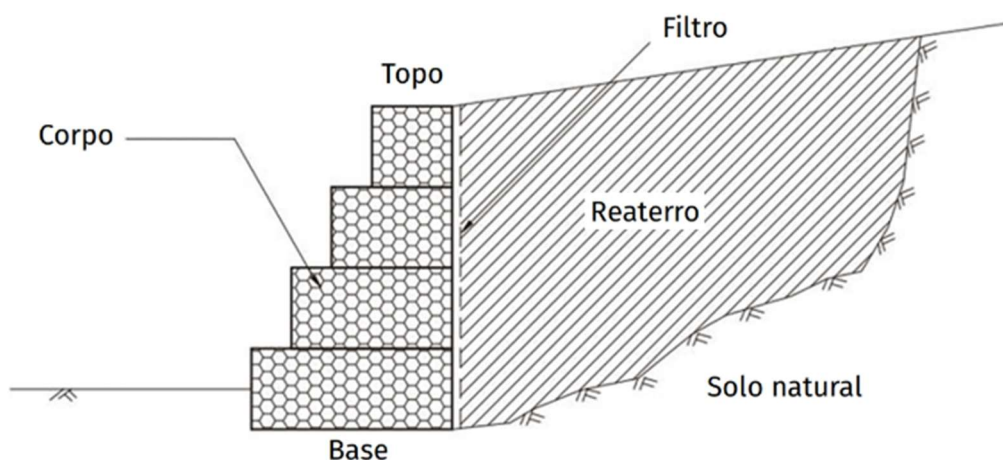
2.7.5 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de arrimo têm por finalidade conter o maciço de solo a partir da introdução de uma estrutura auxiliar, resistindo assim aos empuxos provenientes das sobrecargas atuantes – sendo aplicadas, principalmente, em regiões nas quais a alteração da geometria é um fator limitante –; (STEIN, 2021). Destacam-se:

a) Muros: estruturas de contenção linear ou corrida, cuja oposição ao movimento de massas e resistência aos esforços estabelecidos sobre o terreno dá-se por meio do peso próprio (STEIN, 2021; MASSAD, 2010). Sendo constituídos de materiais diversos como concreto, solo-cimento, gabiões, sacos, pneus etc. Diferenciam-se os muros de gravidade e os muros de flexão – este último com seção L ou T característica e armação devida à recepção dos momentos provenientes da ação do empuxo.

b) Cortinas: “As cortinas são estruturas de contenção esbeltas, que estão sujeitas aos esforços de flexão.” (STEIN, p. 198, 2021). Pode-se destacar as cortinas de estaca prancha, definidas como “[...] estruturas formadas por estacas-pranchas adjacentes, cravadas no terreno e que permitem a conexão entre elas por meio de engates laterais, formando uma cortina.” (PELAQUIM, p. 66, 2021). Por outro lado, as cortinas atirantadas são formadas por placas de concreto ancoradas no terreno através de tirantes (PELAQUIM, 2021).

Figura 31 – Técnicas de estabilização de talude: estruturas de contenção (muro em gabião).



Fonte: STEIN (p. 197, 2021).

3 METODOLOGIA

3.1 DELIMITAÇÃO DO TALUDE DE ESTUDO

Na ocasião da realização do projeto de extensão intitulado “*Ressignificação da estrutura da ponte Sérgio Arruda e da mobilidade urbana do seu entorno*”, desenvolvido pela Coordenação do Curso de Engenharia Civil (CCEC) – vinculada a Fundação Universidade Federal do Amapá (Unifap) – e registrado por meio da atuação do Departamento de Pesquisa e Extensão (DEX) sob o nº PJ052-2021 *Ressignificação da estrutura da ponte Sérgio Arruda e da mobilidade urbana do seu entorno*” – no período de agosto/2021 à abril/2022 –; realizaram-se estudos preliminares – incorporados por este trabalho –; a fim de retratar a região de intervenção.

Conforme Pfeil (1979) as pontes são obras de arte destinadas a vencer corpos d’água – tal como rios, canais e vales –; assim sendo, de forma evidente, a estrutura em questão está posta sobre Canal do Jandiá (Figura 32). Esse por sua vez, apresenta-se como um corpo d’água estreito que estabelece comunicação direta junto à foz do Rio Amazonas, no qual observou-se o estabelecimento de uma calha trapezoidal, isto é, paredes de superfície inclinada convenientemente convertidas no talude aqui estudado.

Figura 32 – Localização da estrutura da atual Ponte Sérgio Arruda.



Fonte: Acervo PSA (2021).

3.2 COLETA DOS DADOS DE CAMPO

Ambas as metodologias apresentadas para análise da estabilidade de taludes requerem a disposição de informações, ou seja, *inputs* (entradas), a cerca tanto do material que o compõem, quanto da geometria apresentada pelo talude, de modo que essas sejam capazes de caracterizar – de forma satisfatória e o mais aproximada do cenário real –; o estado e comportamento do objeto. Promovendo assim, a obtenção de um modelo, tratado como *outputs* (saída), dotado de propriedades e de um comportamento previsível assertivo.

Para tanto, tal como supracitado, ocorreu o aproveitamento dos estudos geotécnicos realizados na fase de estudos preliminares devidos à região de locação da nova PSA. Nesse sentido, pode-se destacar a realização da investigação de simples reconhecimento, através do ensaio de penetração à percussão; determinação dos índices físicos e ensaio de compressão triaxial do tipo adensado e não drenado.

3.2.1 INVESTIGAÇÃO DE SIMPLES RECONHECIMENTO

A caracterização do material presente no subsolo da região deu-se a partir da locação de furos de sondagem de simples reconhecimento do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) (ANEXO B). Conforme Albuquerque e Garcia (2019) os programas de investigação geotécnica devem contar no mínimo com a execução SPT, a fim de obter-se a estratigrafia do solo, classificação dos materiais, profundidade do lençol freático, ou seja, o nível d'água (NA), e a resistência a penetração das camadas (Nspt).

“O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por tráfegem e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador padrão com diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação do amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando-se a queda de peso de 65 kg de uma altura de 750 mm. O valor NSPT é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm.” (SCHNAID, ODEBRECHT, p. 22, 2012).

Dessa forma, pode-se inferir que o solo é essencialmente um material natural cujas incertezas serão mitigadas a partir da realização de estudos, nesse caso ensaios geotécnicos padronizados, no qual a quantidade de eventos, grau de detalhamento e

confiabilidade dos resultados deve ser julgada por um profissional devidamente habilitado. No Brasil, o ensaio SPT segue prescrições das seguintes normatizações:

- ABNT – NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios;
- DNIT – ISF 207: Estudos geotécnicos;
- ABNT – NBR 6484: Sondagens de simples reconhecimento – método de ensaio.

Figura 33 – Registro de realização do ensaio SPT, furo 3.



Fonte: Acervo PSA (2021).

3.2.2 ÍNDICES FÍSICOS

Em etapa posterior realizou-se a contratação de caracterização de amostras indeformadas de solo, onde se pode obter informações acerca dos índices físicos – explanados no item 2 desse mesmo trabalho. O quadro 2 reúne os índices ensaiados e as normatizações pertinentes a cada qual.

Quadro 2 – Índices físicos e normatizações relacionadas.

Ensaio	Normatização
Preparação de amostras para ensaios de caracterização	DNER – ME 041/94: Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização.
Massa específica dos grãos	ABNT – NBR 6508: determinação de massa específica
Limite de liquidez	ABNT – NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez DNER – ME 122/92: Solos – determinação do limite de liquidez.
Limite de plasticidade	ABNT – NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade DNER – ME 082/94: Solos – determinação do limite de plasticidade.
Granulometria por peneiramento	ABNT – NBR 7181: Solo – análise granulométrica DNER – ME 080/94: Análise granulométrica por peneiramento.
Compressão triaxial	(ASTM) – D4767/2020: Ensaio para compressão triaxial consolidado e não drenado para solos coesivos

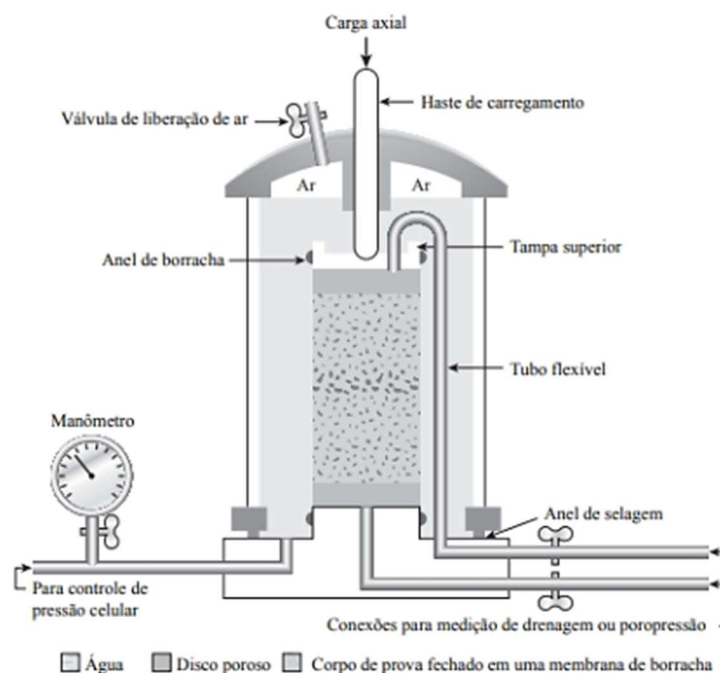
Fonte: Elaborado pela autora.

3.2.3 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Por fim, com o intuito de sanar as questões a respeito do estado de tensões no solo – haja vista a presença de extensa camada de argila de baixa resistência à penetração, detectada pelo ensaio SPT –; realizou-se a contratação de ensaio de compressão triaxial.

A compressão triaxial é um dos ensaios mais utilizados para determinação e estudo da resistência de cisalhamento dos solos, devido a disponibilidade dos equipamentos necessários à sua realização. Cujos procedimentos estão padronizados pela American Society for Testing and Materials (ASTM) – D4767/2020: Ensaio para compressão triaxial consolidado e não drenado para solos coesivos –; conforme Das e Sobhan (2019) representa um dos mais confiáveis métodos disponíveis para tal propósito. O equipamento utilizado e tal ensaio pode ser observado na figura 33.

Figura 34 – Equipamento do ensaio triaxial.



Fonte: DAS; SOBHAN (p. 409, 2019).

“Os ensaios triaxiais são realizados em aparelhos [...] constituídos por uma câmara cilíndrica, de parede transparente, no interior da qual se coloca a amostra, envolvida por uma membrana de borracha muito delgada.” (CAPUTO, p. 248, 2022). Ainda sobre o ensaio, a câmara é preenchida por um líquido podendo este ser usualmente água ou glicerina; simulando-se então um cenário de confinamento da amostra através da compressão do fluido (DAS; SOBHAN, 2007).

Em consequente, conforme Caputo (p. 248, 2022) “A base superior do cilindro é atravessada por um pistão, que, por intermédio de uma placa rígida, aplica uma tensão à amostra.” Tratando-se de uma tensão axial, por vezes denominada tensão desviadora, promovida pelo acréscimo igual ou mesmo a partir da aplicação a uma taxa constante de uma carga axial controlada, da qual se determina um par de tesões ($\sigma_1 - \sigma_3$) correspondente a ruptura da amostra.

Dentre as tipologias desse ensaio, este estudo utilizou dados obtidos a partir do ensaio triaxial adensado e não drenado ou *consolidated undrained (CU)*; a partir da aplicação da tensão de confinamento observa-se o estabelecimento da poropressão, quando essa é estabilizada, aplica-se a tensão axial – sem que se seja permitida a drenagem do conjunto –; até que se observe a ruptura do corpo de prova. Tomados os valores de σ_1 e σ_3 , delimitam-se envoltórios de ruptura, a partir dos quais

é possível obter, com o traçado de uma reta tangente a essas, o ângulo de atrito (φ) e coesão (c).

3.3 ANÁLISE GEOTÉCNICA

Através do ensaio de simples reconhecimento, Standart Penetration Test (SPT), estendendo-se até a profundidade aproximada de 19,45 m, registrados no ANEXO B, é possível inferir acerca da composição estratigráfica do subsolo; no qual se observa a presença do nível d'água (NA), além da disposição de uma camada inicial de material caracterizado como aterro e posteriormente, majoritariamente, uma extensa camada de material argiloso – ambos de baixa resistência. Dessa forma, o subsolo se encontra formado por uma camada de aterro superficial, seguida de uma camada de solo mole – prospectando-se a presença de altos percentuais de matéria orgânica em sua formação.

Em conseqüente, através do estudo dos índices físicos, registrados no ANEXO C, afere-se a abrangência parcial das camadas citadas, dessa forma impossibilitando a adoção de critérios análogos à análise das propriedades das camadas que incorporam o corpo do talude de estudo.

Tal como ocorre para determinação dos índices físicos, o ensaio de compressão triaxial não drenado – destinado a determinação da resistência ao cisalhamento do solo –; com resultado registrado no ANEXO C, é parcial no englobamento das camadas que compõem o subsolo. Dessa forma, adotar-se-á para camadas presentes na modelagem computacional proposta à análise os seguintes critérios teóricos.

Tabela 12 – Parâmetros teóricos de resistência do solo adotados no modelo.

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico		Ângulo de atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,80	1,90	25	1,50
Turfa/ argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,10	1,10	15	0,50
	2 - 5	100 - 150	1,20	1,20	15	1,00

Fonte: JOPPERT (p. 99, 2007). Adaptação.

Tabela 13 – Parâmetros do solo o coeficiente de Poisson adotados no modelo.

Solo	μ
Argila saturada	0,50
Silte	0,30

Fonte: JOPPERT (p. 99, 2007). Adaptação.

3.4 ANÁLISE DOS DADOS TOPOGRÁFICOS

A geometria do talude fora determinada a partir da realização de levantamento topográfico, conforme Borges (2003) esse tipo de estudo tem a finalidade de representar graficamente as características de uma faixa de terreno, suas dimensões, os elementos contidos no seu limite, feições do relevo e sua localização através da integração de informações planimétricas e altimétricas. Enquanto a planimetria refere-se as grandezas medidas no plano horizontal, a altimetria refere-se as grandezas medidas no plano vertical – tanto distancias, quanto ângulos; para ambos os casos.

Além da realização da topografia convencional – realizada em conformidade com a NBR 13133/1994 – Execução e levantamento topográfico –; fora executada, de modo complementar, o levantamento digital do perfil do terreno através da utilização de veículo aéreo não tripulado (VANT). Esse último possibilitou a geração de imagens georreferenciadas e ortoretificadas, posteriormente combinadas com o modelo convencional.

A integração entre os dois produtos citados fora realizada a partir da utilização do software Autodesk Civil 3D, desenvolvido e distribuído pela empresa homônima, e destinado a projetos de infraestrutura – tal qual está caracterizada a obra presente no caso estudado. Entre as funcionalidades ofertadas pelo software está a possibilidade de obter cortes do terreno, com base nas informações topográficas carregadas, segundo a qual se obteve o perfil da seção do talude estudado.

A seção correspondente ao perfil do talude foi registrada no APÊNDICE A – GEOMETRIA DA SEÇÃO DO TALUDE ESTUDADO.

3.5 MODELAGEM E SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS

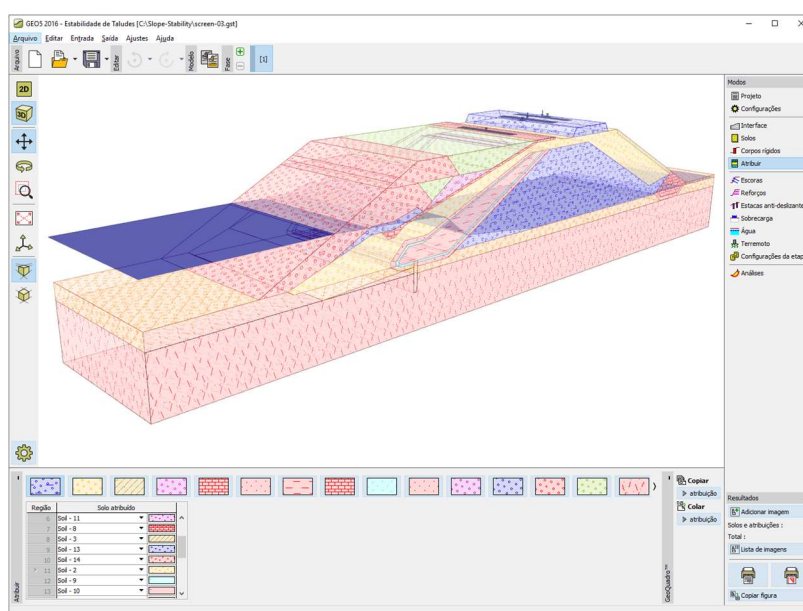
3.5.1 GEO5

O Geo5, desenvolvido pela *Fine Softwares* – fundada em 1991 –; agrupa um conjunto de programas destinado a auxiliar na análise e proposição de soluções à

problemas geotécnicos. Dentre os quais se pode destacar: análise de estabilidade, projetos de escavação, projetos de muro de contenção, projetos de fundações, análise de recalques do solo, modelagem digital do terreno, análises por meio do MEF etc.

De interface intuitiva, exemplificada na figura 35, é utilizado em mais de 180 países estando habilitado à 18 idiomas e além disso, incorpora, devido ao seu extenso banco de dados, entre outras normatizações a brasileira (ABNT/NBR). Conforme a desenvolvedora os programas que compõem o pacote do software comunicam-se entre si, dessa maneira para este estudo foram adotados os seguintes módulos: estabilidade de taludes e método dos elementos finitos (MEF).

Figura 35 – Interface Geo5.



Fonte: FINE (2016).

O módulo de estabilidade de taludes permite a análise não somente de taludes, mas de aterros, escavações, muros de solo reforçado etc. Proporcionando uma superfície de deslizamento circular determinada a partir dos métodos de análise convencional – aqui adotados: Bishop, Fellenius e Janbu –; esses baseados nos estados limites e fatores de segurança (FS).

Por outro lado, o módulo de MEF abrange uma vasta gama de problemas geotécnicos (FINE, 2016); além disso, possibilita a utilização de diferentes tipos de solo, acréscimo de sobrecargas dentre outros. Possibilitando a definição e análise de deslocamentos, forças internas, esforços, deformações e zonas plásticas por variados modelos como: elástico-linear, elástico-linear modificado, Mohr-Coulomb modificado,

Drucker-Prager, Cam Clay etc. Sendo também viável a avaliação da evolução de quantidades de ponto a ponto, observáveis graficamente.

3.5.2 MODELAGEM E SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS

As modelagens computacionais foram concebidas por meio da utilização do software GEO5, versão 2021, primeiramente sob a utilização do módulo de estabilidade de taludes e em consequente recorrendo ao módulo de elementos finitos – em ambos os casos utilizando-se a versão demo (gratuita).

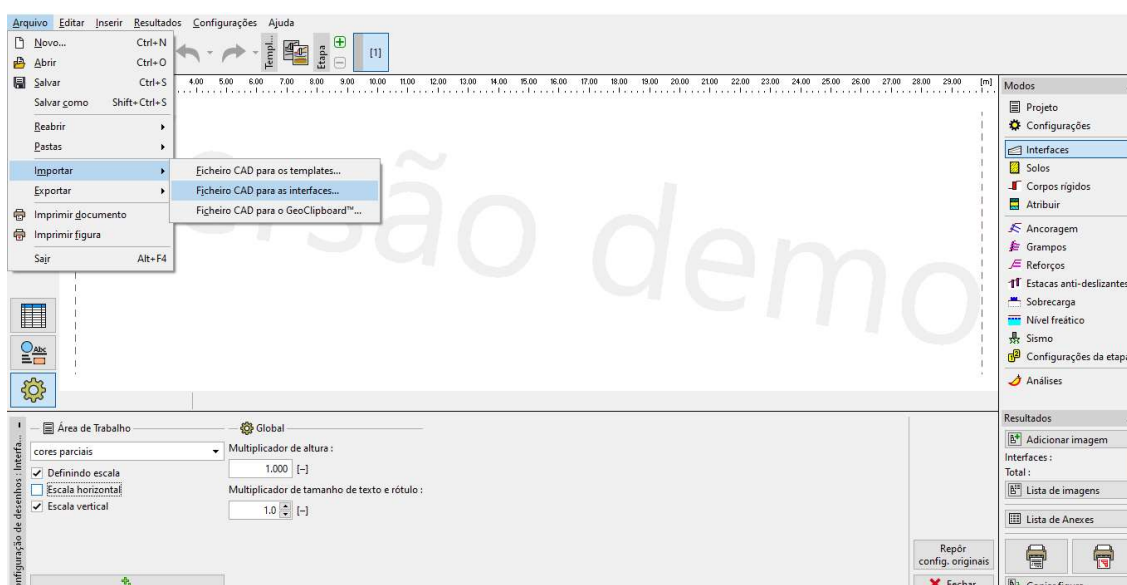
Tabela 14 – Critérios para modelagem sob a metodologia do MEF.

Tipo de análise	Estabilidade de taludes
Método de análise	Newton - Raphson
Tipologia da restrição em z	2º gênero
Tipologia da restrição em x	1º gênero
Tipologia da malha	Triangular – 1,00 m

Fonte: Autora.

No que tange o manuseio do software, sob o módulo estabilidade de taludes, a interface (figura 36) possibilita a inserção de uma seção transversal através da importação da mesma, utilizando-se a ferramenta importar – isto é, seção de interesse isolada e obtida a partir de levantamento topográfico convencional.

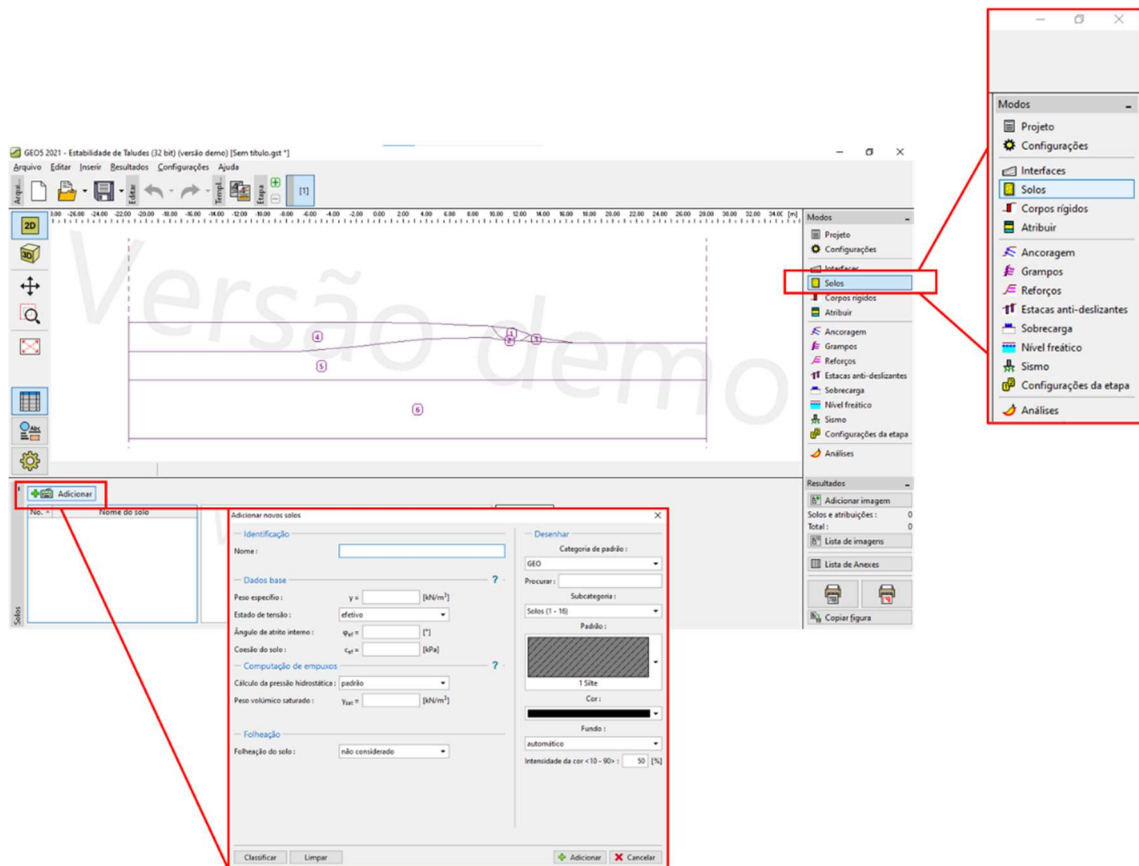
Figura 36 – Interface Geo5 versão 2021.



Fonte: Autora (2023).

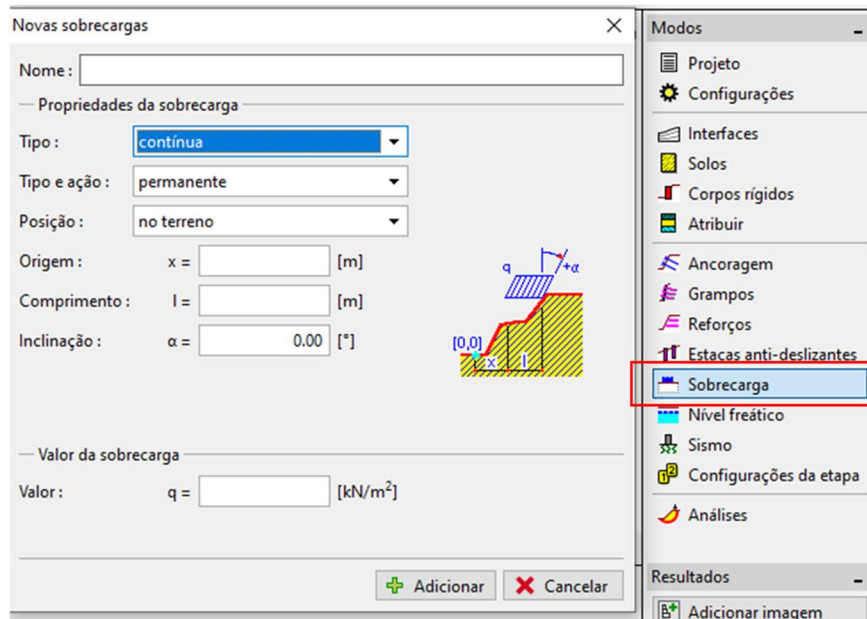
Posteriormente, vincula-se às camadas importadas seus materiais constituintes com devidas propriedades – utilizando-se para tanto a aba solos (figura 37). As sobrecargas podem ser implementadas por meio da aba sobrecargas (figura 38).

Figura 37 – Interface Geo5 versão 2021, inserção do tipo de solo.



Fonte: Autora (2023).

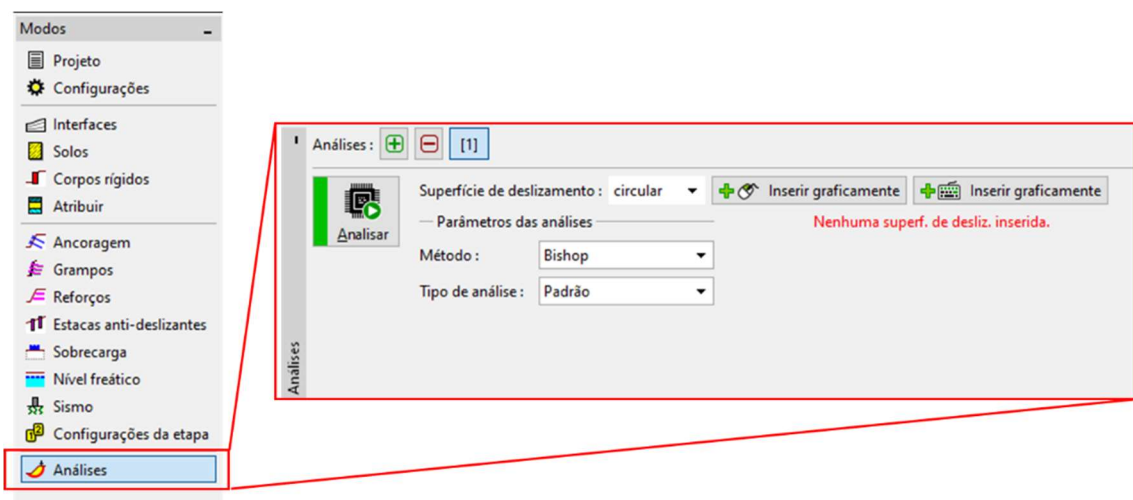
Figura 38 – Interface Geo5 versão 2021, inserção de sobrecarga.



Fonte: Autora (2023).

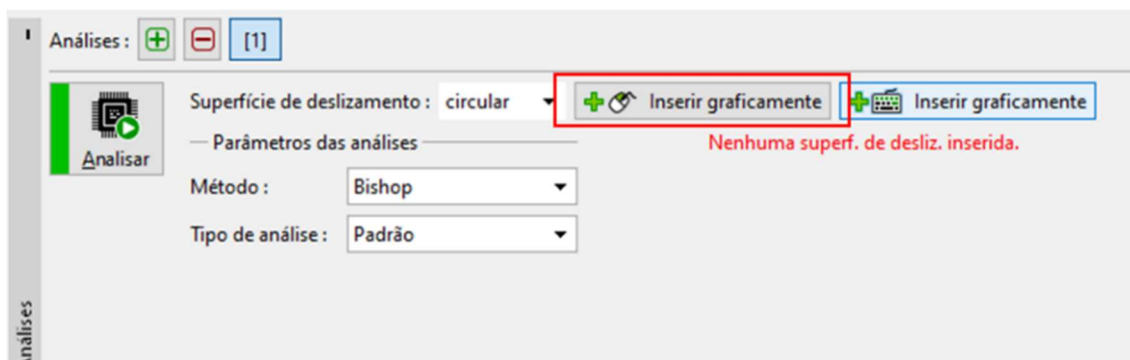
Em seguida, utiliza-se a ferramenta análises (figura 39) para que se possa iniciar as interações a partir da escolha dos métodos escolhidos; posteriormente, definido o tipo de deslizamento, implementa-se graficamente a superfície de ruptura – através do botão inserir graficamente (figura 40). Com o botão analisar (figura 41) pode-se executar a análise.

Figura 39 – Interface Geo5 versão 2021, ferramenta análises.



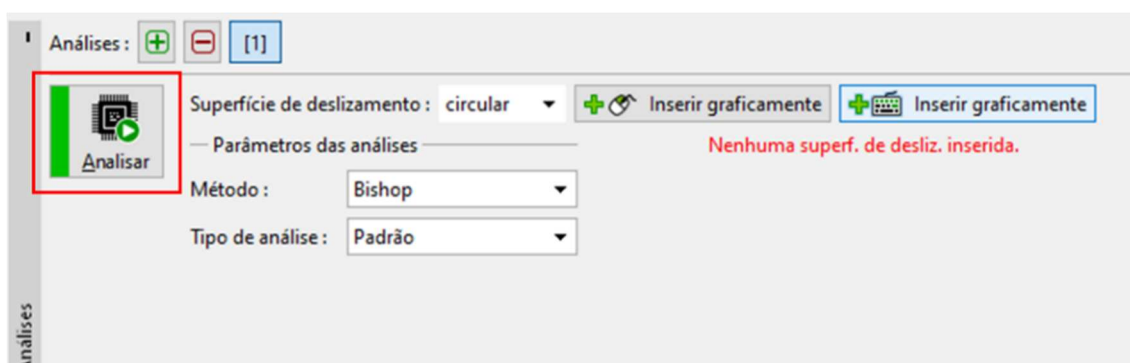
Fonte: Autora (2023).

Figura 40 – Interface Geo5 versão 2021, botão inserir graficamente.



Fonte: Autora (2023).

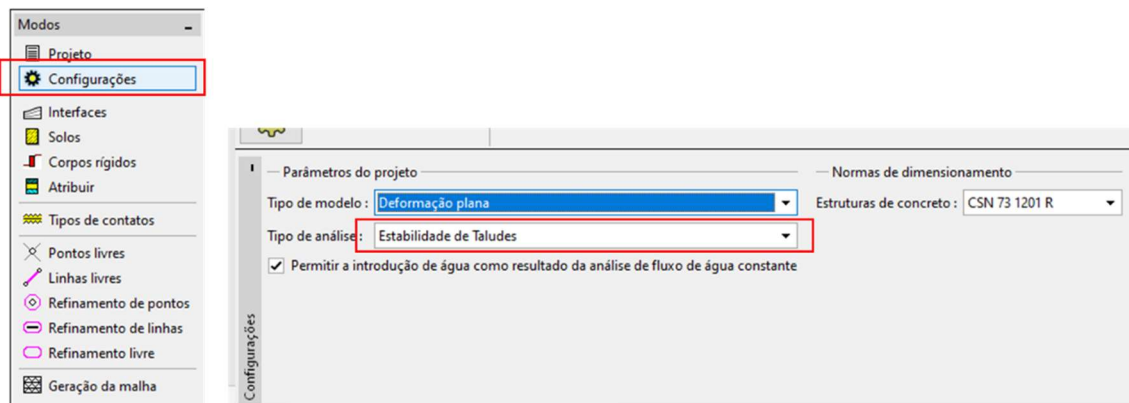
Figura 41 – Interface Geo5 versão 2021, botão analisar.



Fonte: Autora (2023).

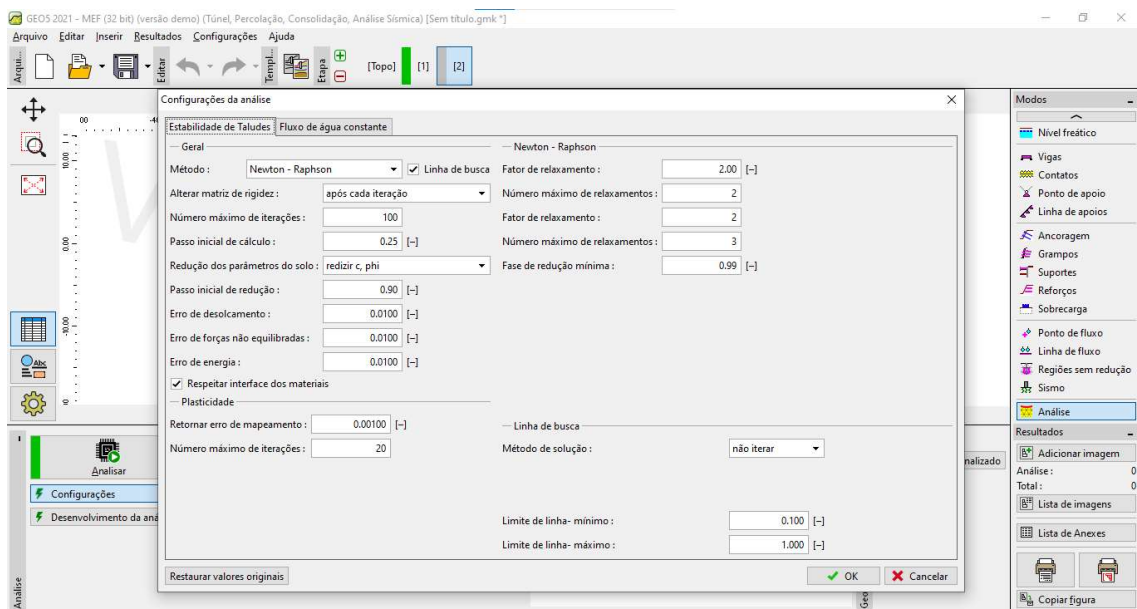
Por outro lado, para o módulo MEF, embora a introdução da geometria e sobrecargas seja similar ao já apresentado, é necessário a incorporação das condições de contorno (tabela 14) e informações adicionais do material – reunidos na tabela 12 e 13. Recorrendo-se a aba configurações (figura 42), para definir o tipo de análise e normas de dimensionamento, e posteriormente à configuração de análise (figura 43) para realização da determinação do tipo de verificação mais adequado. Com o botão geração de malha (figura 44) pode-se definir o grau de discretização do meio e por fim, com o acionamento do botão análise, executar a análise.

Figura 42 – Interface Geo5 versão 2021, ferramenta configurações.



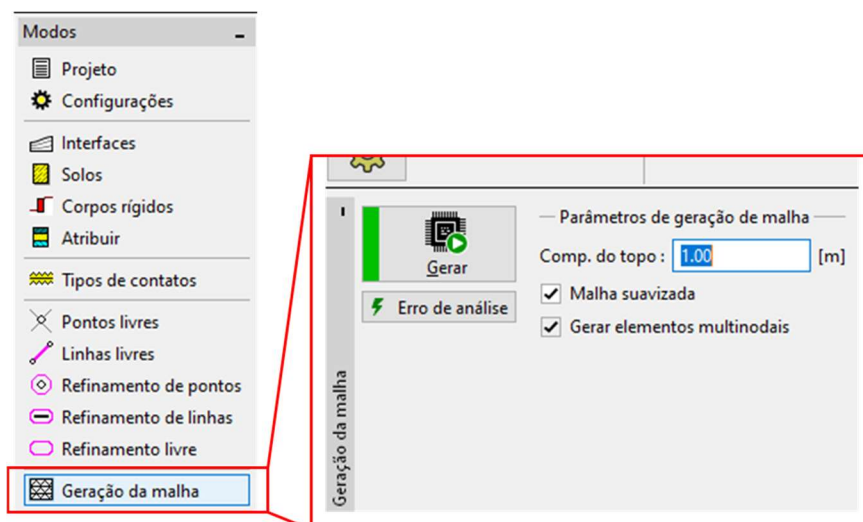
Fonte: Autora (2023).

Figura 43 – Interface Geo5 versão 2021, ferramenta tipos de contato.



Fonte: Autora (2023).

Figura 44 – Interface Geo5 versão 2021, geração de malha.



Fonte: Autora (2023).

O estudo fundamenta-se na simulação de três cenários:

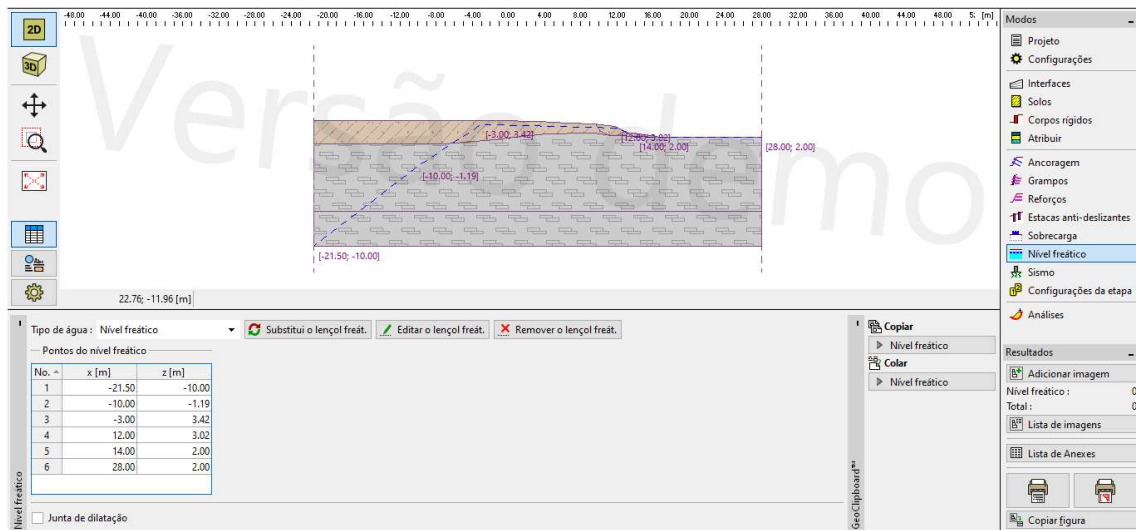
- a) Cenário 1: interface do solo representada tal qual se verifica in loco;
- b) Cenário 2: interface representada com camada de solo predominantemente arenosa;
- c) Cenário 3: interface representada com camada de solo predominantemente argilosa.

Elencando-se a esses dois últimos cenários o caráter calibrador da experimentação, bem como tendo por objetivo estender a compreensão do comportamento da estabilidade do maciço quando se conserva geometrias e sobrecargas mediante a alteração da composição do subsolo.

Em razão da impossibilidade da caracterização do material geotécnico devido às interfaces aplicadas no modelo de estudo por meio dos ensaios de campo disponíveis, optou-se por uniformizar os procedimentos para adoção desses parâmetros. Para tanto, adotando valores teóricos para os seguintes dados: peso específico seco, peso específico saturado, ângulo de atrito (φ), coesão (c), módulo de elasticidade (E) e por fim, coeficiente de Poisson (μ) (tabela 1 e 2).

A associação de tais informações, devidas ao cenário de estudo, possibilitaram a modelagem de uma seção que incorporada ao software *Geo5* resultou na vista expressa pela figura 46.

Figura 45 – Modelagem da seção do talude estudado no software Geo5.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Destacando-se a presença do nível d'água (NA) definido a partir dos estudos dos ensaios SPT realizados.

A partir da definição da seção do modelo de estudo (figura 45), o cenário adotado comportou até três alterações, sendo essas:

- Caso 1: análise da estabilidade da seção sem a presença de sobrecargas;
- Caso 2: análise da estabilidade da seção com a presença de sobrecarga relacionadas a atual estrutura da ponte;
- Caso 3: análise da estabilidade da seção com o a substituição de sobrecarga relacionadas a futura estrutura da ponte.

Vale ressaltar o emprego tanto da ruptura plana, quanto da ruptura circular – a fim se realizar a comparação dos valores referentes ao FS. Além de tudo, os valores relativos às sobrecargas adotadas foram obtidos conforme registra o APÊNDICE B.

3.6 AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA

Com base na NBR 11682/2009, apresentada na seção 2.5, em vistas da região de estudo, consta na tabela 15 as condições que definem um FS desejável ao talude submetido a análise.

Tabela 15 – Critérios para modelagem sob a metodologia do MEF.

Nível de segurança Contra perda vidas humanas	Critérios		
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas; Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.		
Nível de segurança Contra danos materiais e ambientais	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 rejeitos e fábrica de produtos tóxicos.		
Combinação de níveis de segurança			
Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Nível de Segurança contra danos materiais e ambientais			
Alto	1,50	1,50	1,40

Fonte: NBR 11682 (2009). Adaptado.

Dessa maneira, a partir dos apontamentos normativos acima citados, e do contexto no qual se encontra o talude em questão, requer-se um FS igual ou superior à 1,50.

4 ESTUDO DE CASO: ESTABILIDADE DE TALUDE DE MACAPÁ-AP

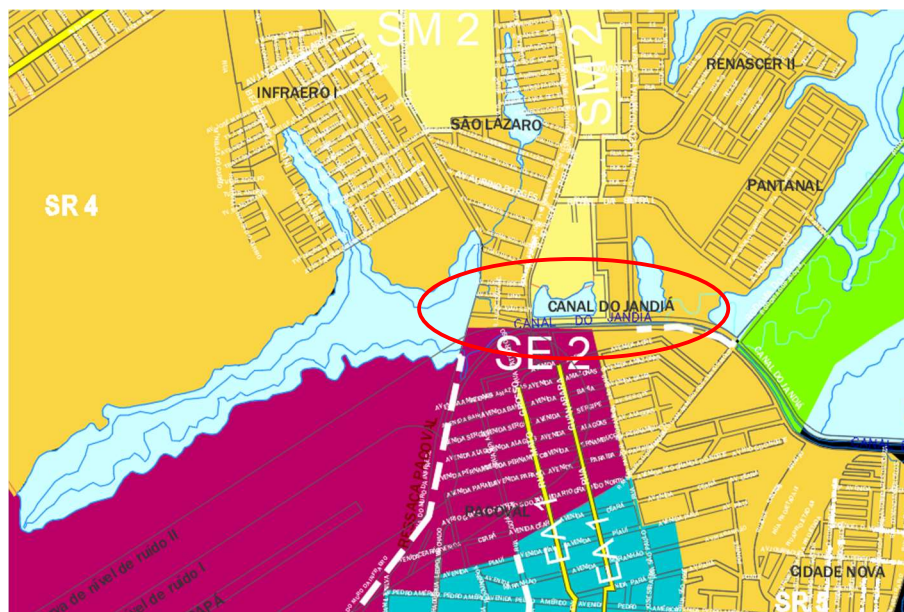
4.1 CARACTERIZAÇÃO DA REGIÃO

O estado do Amapá está localizado na região norte do Brasil – apresentando-se como uma das 27 unidades federativas –; conforme o IBGE (2021) conta com população estimada de 877.613 habitantes, distribuídos em cerca de 142.470,762 km² de área territorial. Possuindo como capital a cidade de Macapá, a qual concentra cerca de 60% da população total do estado, apresentando 522.357 habitantes e cerca de 6.563,849 km².

Conforme o macrozoneamento urbano apresentado pelo Plano Diretor de Macapá (2004) a capital possui três zonas de gestão urbana: norte, centro e sudoeste. Dessas postas, infere-se que o trecho do talude de estudo – coincidente com a locação da própria ponte –; se encontra na Zona Norte, localizando-se na Rua do Canal, entre os bairros do Pacoval e São Lázaro sendo adjacente à cabeceira lateral direita – a montante do fluxo de tráfego que se estabelece no sentido Zona Sul – Zona Norte.

Ainda com base no mapa do Plano Diretor de Macapá (2015), através da figura 46 pode-se verificar que a partir da setorização vinculada a Lei de uso e ocupação do solo, a região na qual se estende o Canal do Jandiá – e consequentemente sua encosta limitante –; pertence a múltiplos setores, elencados conforme suas características, no que tange usos e atividades permitidas, na tabela 16.

Figura 46 – Caracterização da região quanto a setorização.



Fonte: Plano Diretor de Macapá (2015).

Tabela 16 – Usos e atividades por setor.

Setor	Diretrizes	Usos e atividades	
		Usos permitidos	Observações
SM2	Atividades comerciais e de serviços compatibilizados com o uso residencial e de médio porte, controlados os impactos ambientais.	Residencial uni e multifamiliar; comercial níveis 1,2,3 e 4; de serviços níveis 1,2,3,4 e 5; industrial de níveis 1, 2; agrícola nível 3.	Comercial nível 4, exceto depósito ou posto de revenda de gás; serviços níveis 3, exceto oficinas; nível 4 excetos, garagem geral; agrícola nível 3, exceto criação de aves e ovinos.
SR5	Atividades comerciais e de serviços compatibilizados com o uso residencial e de grande porte, controlados os impactos ambientais	Residencial uni e multifamiliar; comercial e industrial níveis 1, 2, 3. e 4; de serviços níveis 1,2,3,4 e 5; agrícola nível 3.	
SE2	Usos e atividades admitidas pelo Plano Específico de Zoneamento de Ruído do Aeroporto Internacional de Macapá		

Fonte: Plano Diretor de Macapá. (2015). Adaptação.

Além de tudo, conforme apontado pelas imagens de satélite (figura 47), o Canal possui extensão aproximada de 4,20 km, compondo a bacia natural destinada a drenagem dos bairros Pacoval, São Lázaro, Santa Rita, Laguinho, Cidade Nova e Jesus de Nazaré. Destarte, a partir de visitas técnicas realizadas *in loco* pode-se constatar a densa ocupação com presença de edificações de variadas tipologias – destacando-se o uso com fins residencial e comercial –; e associado a esse contexto o descarte irregular de resíduos e esgoto doméstico nas imediações do Canal.

Figura 47 – Localização do talude de contorno do Canal do Jandiá.



Fonte: Acervo PSA (2021).

As figuras sequenciais, 48 e 49, apresentam respectivamente a vista superior e a elevação frontal do trecho de interesse – em destaque –; sob as seguintes coordenadas geográficas: 7039.8420; 493641.1930. A escolha por tal trecho justifica-se pela presença da atual ponte nas suas proximidades – o que está relacionado a transmissão de carregamentos oriundos da estrutura pertencente a mesma, cuja sobrecarga apresenta-se como um cenário desfavorável –; em vistas de sua substituição; pelo aproveitamento de estudos geotécnicos realizados junto às cabeceiras e, por fim, devido a obtenção de informações mais refinadas a respeito do perfil topográfico.

Figura 48 – Vista em planta do talude de estudo.



Fonte: Acervo PSA (2021).

Figura 49 – Elevação frontal seção do trecho do talude de estudo.



Fonte: Google Maps (2022).

Imagens das imediações do talude podem ver observadas no ANEXO D – REGISTRO FOTOGRÁFICO DAS IMEDIAÇÕES DO TALUDE DE ESTUDO.

Neste capítulo serão abordados os critérios geométricos e geotécnicos adotados na análise de estabilidade do talude estudado mediante a sequência de procedimentos metodológicos anteriormente apresentados. Em consequente, apontados e comparados os fatores de segurança (FS) obtidos conforme os métodos de análises aplicados por intermédio do software *Geo5* (Bishop, Fellenius, Janbu e MEF) sob o aspecto da ruptura circular.

4.2 RESULTADOS DA ANÁLISE GEOTÉCNICA

A geometria da seção do talude de estudo foi extraída a partir do levantamento topográfico – esse por sua vez destinado a caracterização das feições planimétricas e altimétricas da região de estudo. Assim, obtendo-se o perfil registrado no APÊNDICE A, locado conforme às coordenadas geográficas (7039.8420; 493641.1930, supracitadas) com destaque aos componentes típicos do mesmo (altura, topo ou crista, pé e ângulo médio).

Dessa maneira, a partir das investigações geotécnicas realizadas através da execução do ensaio *standard penetration test* (SPT) – ANEXO B –; ensaio de compressão triaxial – este último do tipo consolidado não drenado ou *consolidated undrained* (cu) e registrado no ANEXO C –; bem como a partir dos ensaios de caracterização foi possível reunir as propriedades das camadas estratigráficas e dos solos que as compõem, essas reunidas na tabela 17.

Tabela 17 – Propriedades dos solos componentes das camadas estratigráficas adotadas.

Camada	Material	Peso específico (kN/m ³)		Ângulo de atrito (φ)	Coesão (c) (kpa)
		Seco	Saturado		
1	Aterro silte arenoso	14,38	16,24	34°	10
2	Argila siltosa orgânica de cor cinza, mole	Ausente	Ausente	Ausente	Ausente

Fonte: Elaborado pela autora (2023). Adaptado.

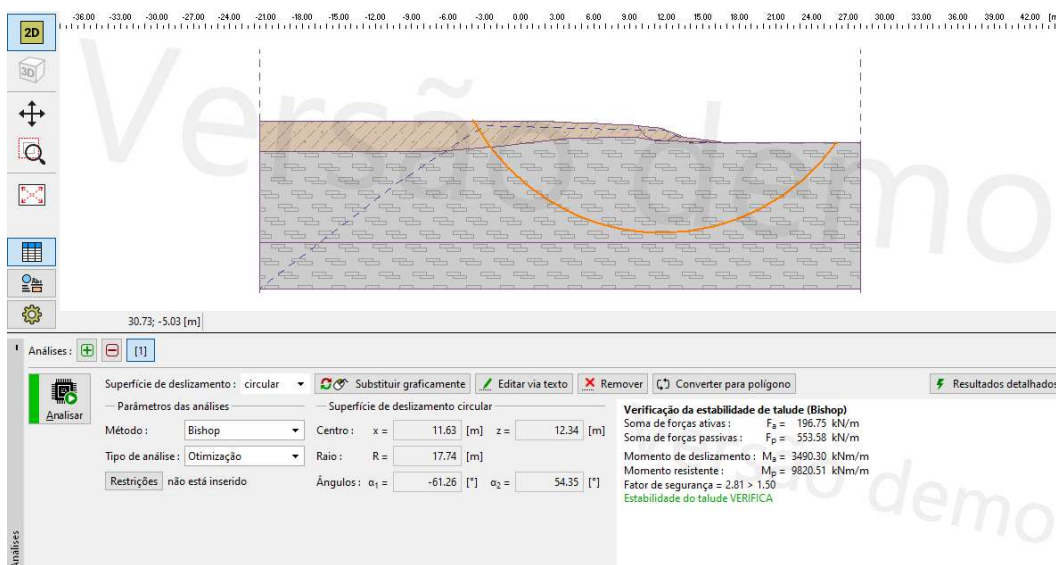
Tais informações caracterizam de forma parcial o material constituinte do maciço, assim sendo, como já mencionado, adotaram-se critérios estabelecidos na tabela 12 e 13.

4.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE ATRAVÉS DE SIMULAÇÕES COMPUTACIONAS

Por meio da utilização do software Geo5 versão 2023, em sua modalidade demo, foi possível a implementação dos cenários e casos apresentados.

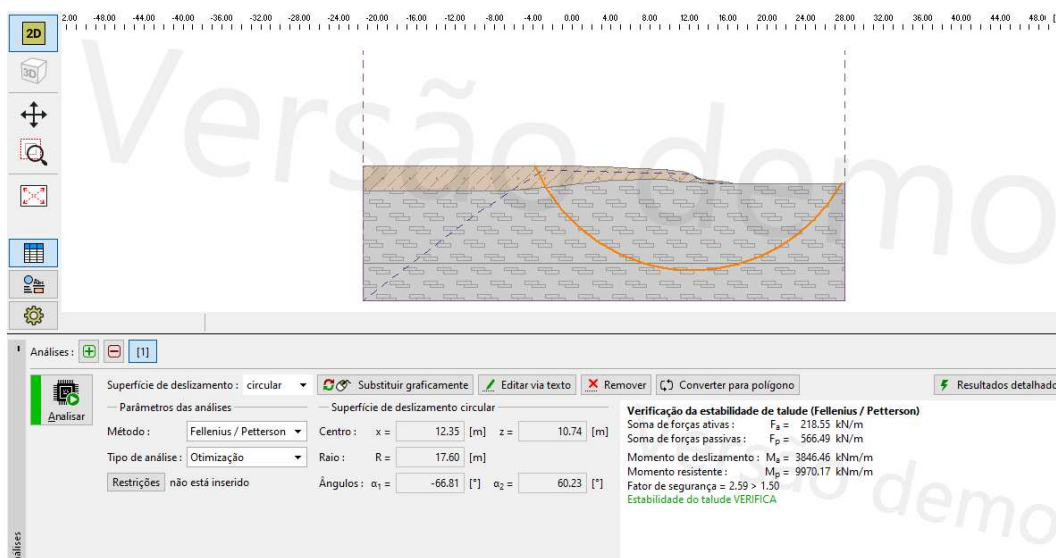
Dessa maneira, para o **caso 1**, apresentam-se consecutivamente os valores de FS conforme os métodos de Bishop, Fellenius, Janbu e por meio do MEF.

Figura 50 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Bishop, obtido com o software Geo5.



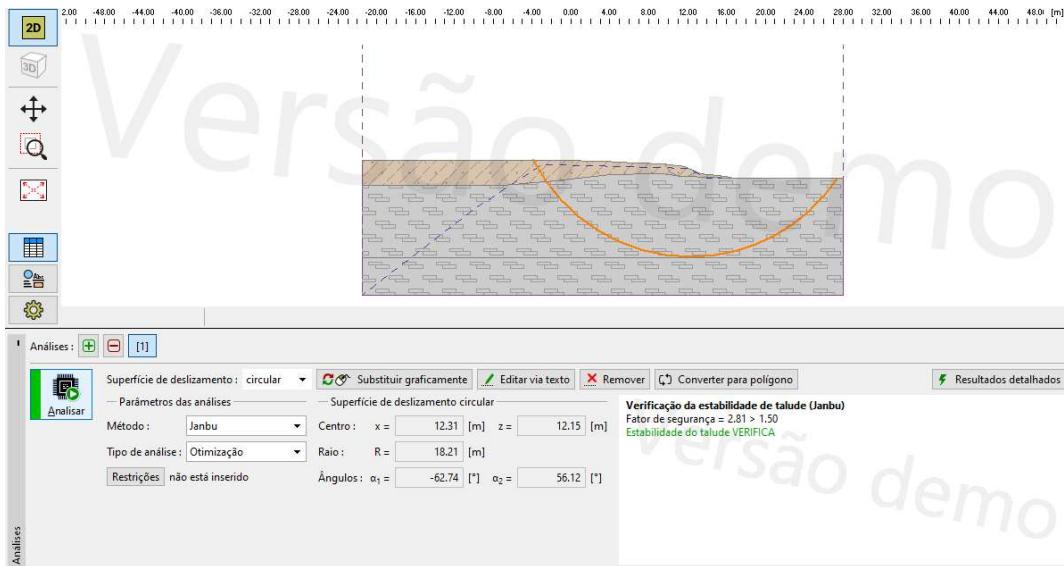
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 51 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Fellenius, obtido com o software Geo5.



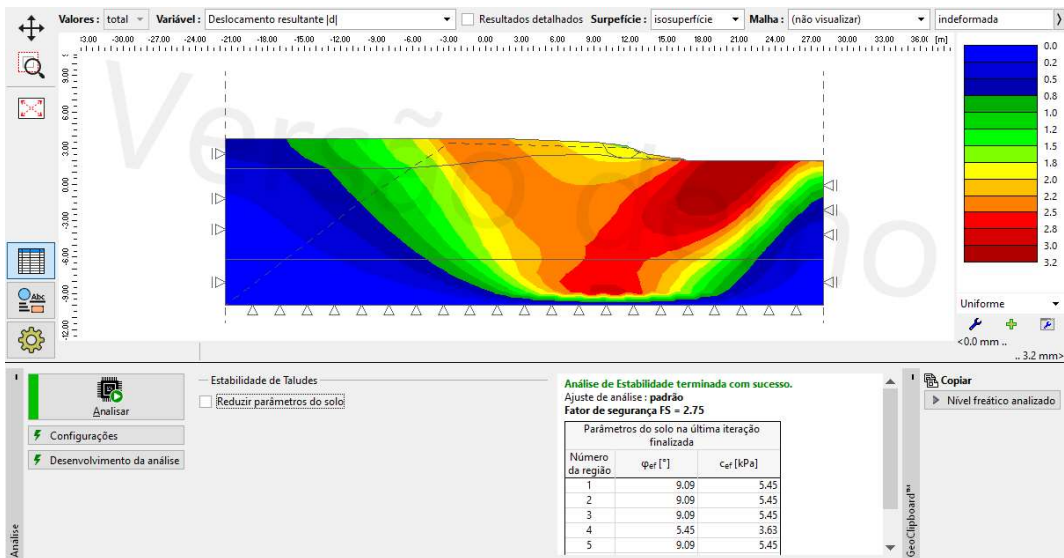
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 52 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Janbu, obtido com o software Geo5.



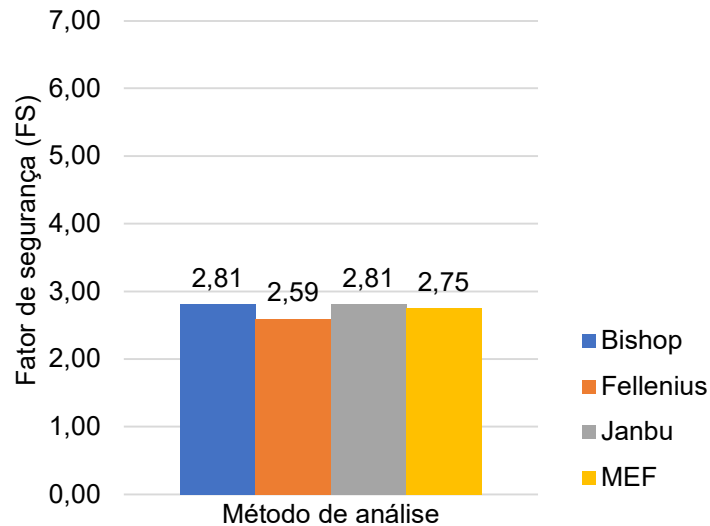
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 53 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o MEF, obtido com o software Geo5.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Gráfico 2 – Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 1 conforme os métodos adotados.

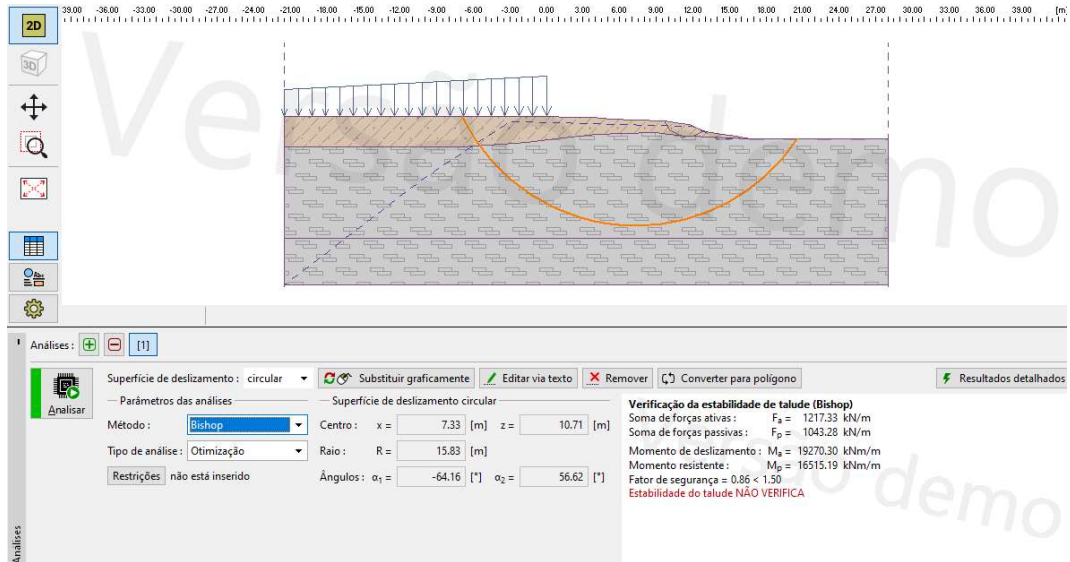


Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Para o cenário composto por uma interface onde há presença de solos distintos, avaliando-se o caso 1 – caracterizado pela ausência de sobrecargas, havendo, portanto, influência apenas dos carregamentos oriundos do peso próprio do material geotécnico –; obteve-se valores para o FS tanto pelos métodos baseados no equilíbrio limite, quanto pelo MEF. OS quais apresentaram variação entre 2,59 (Método de Fellenius) e 2,81 (Método de Bishop e Janbu), dessa forma cumprindo os valores normativos.

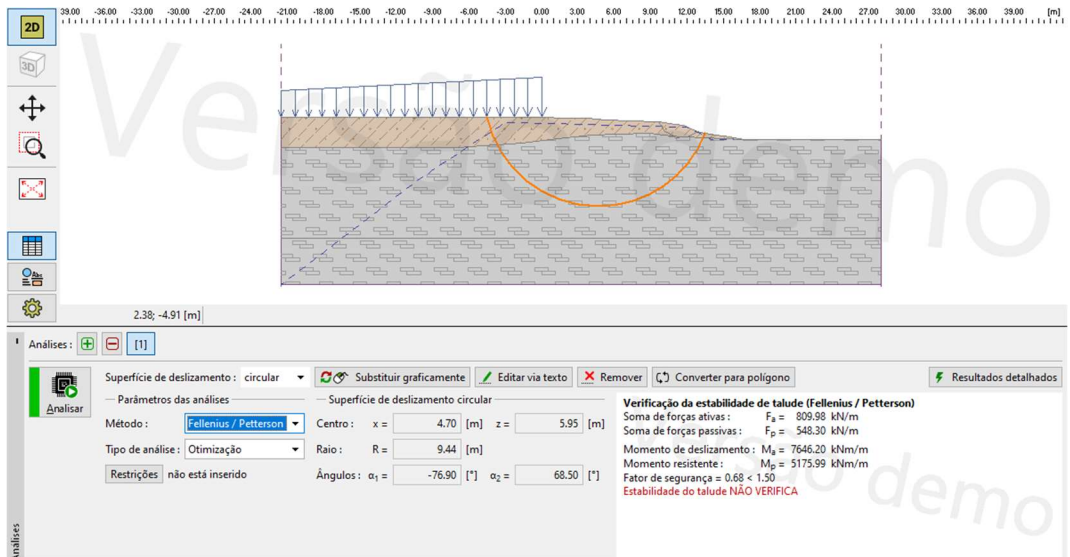
Por outro lado, para o **caso 2**, apresentam-se consecutivamente os valores de FS conforme os métodos já citados.

Figura 54 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Bishop, obtido com o software Geo5.



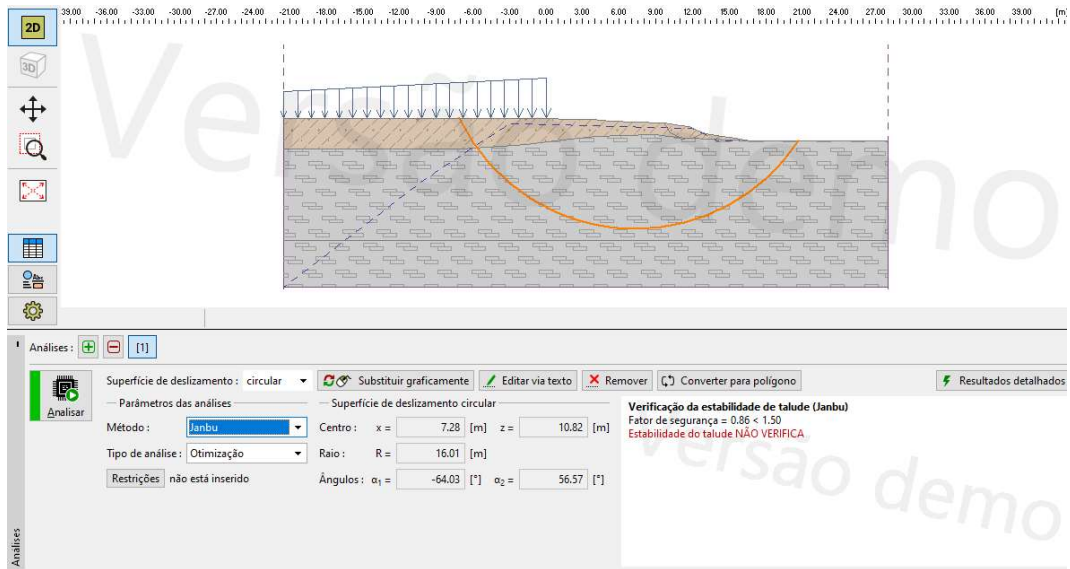
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 55 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Fellenius, obtido com o software Geo5.



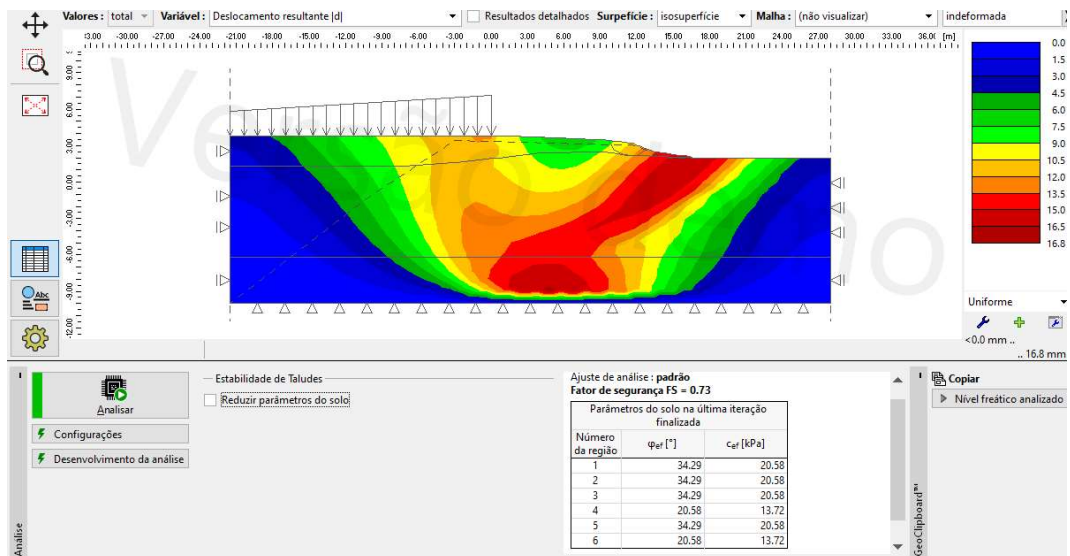
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 56 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Janbu, obtido com o software Geo5.



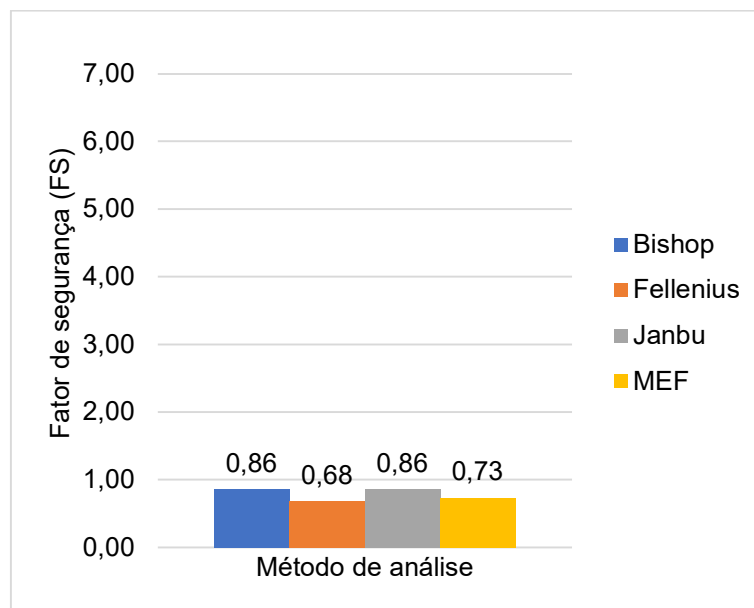
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 57 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o MEF, obtido com o software Geo5.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Gráfico 3 – Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 2 conforme os métodos adotados.



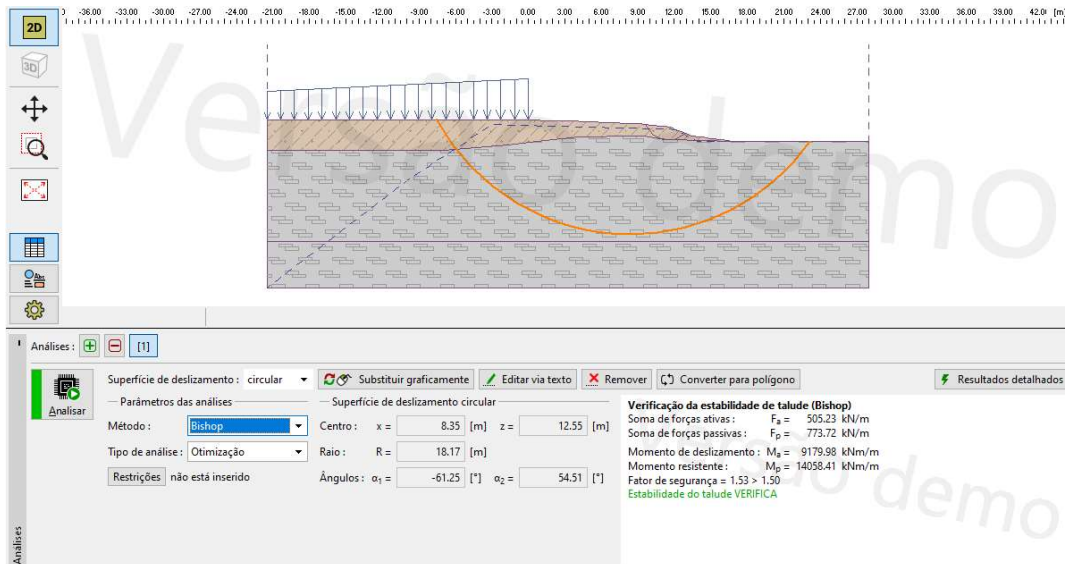
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Nesse mesmo cenário, mas sob a abordagem do caso 2 onde se consideram sobrecargas oriundas da estrutura da atual PSA – obtidas conforme descrito no APÊNDICE B –; observou-se a redução significativa do FS, variando entre 0,86 (Método de Bishop e Janbu) e 0,68 (Método de Fellenius). Assim, atingindo valores para FS em desconformidade com os parâmetros preconizados pelas normatizações.

Por outro lado, através da visualização das isosuperfícies obtidas através do MEF, é possível analisar o estabelecimento de uma concentração de tensões afastando-se da crista/ topo do talude e concentrando-se nas proximidades da região de aplicação da sobrecarga.

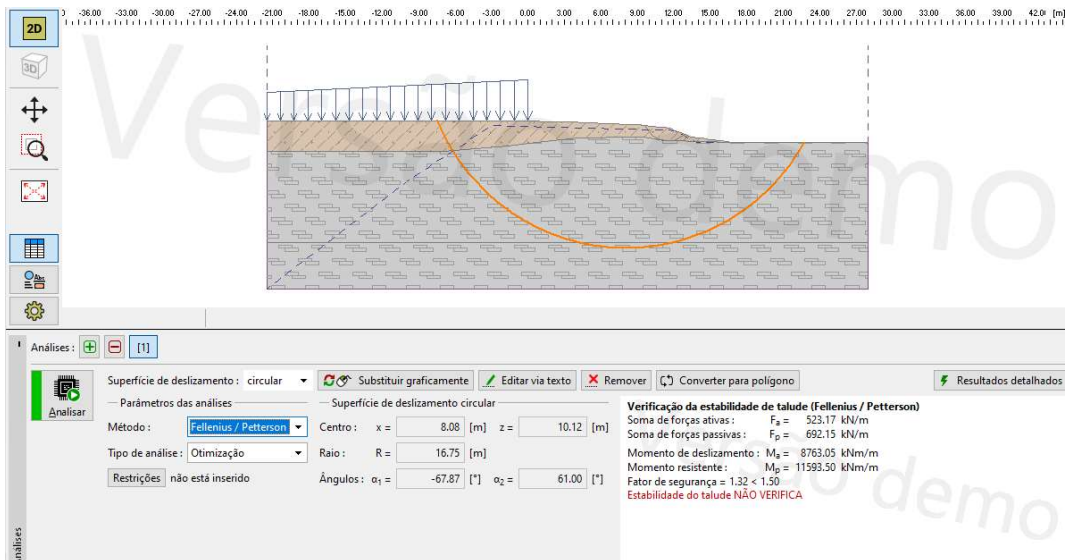
Por fim, para o **caso 3**, apresentam-se consecutivamente os valores de FS conforme os métodos já citados.

Figura 58 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Bishop, obtido com o software Geo5.



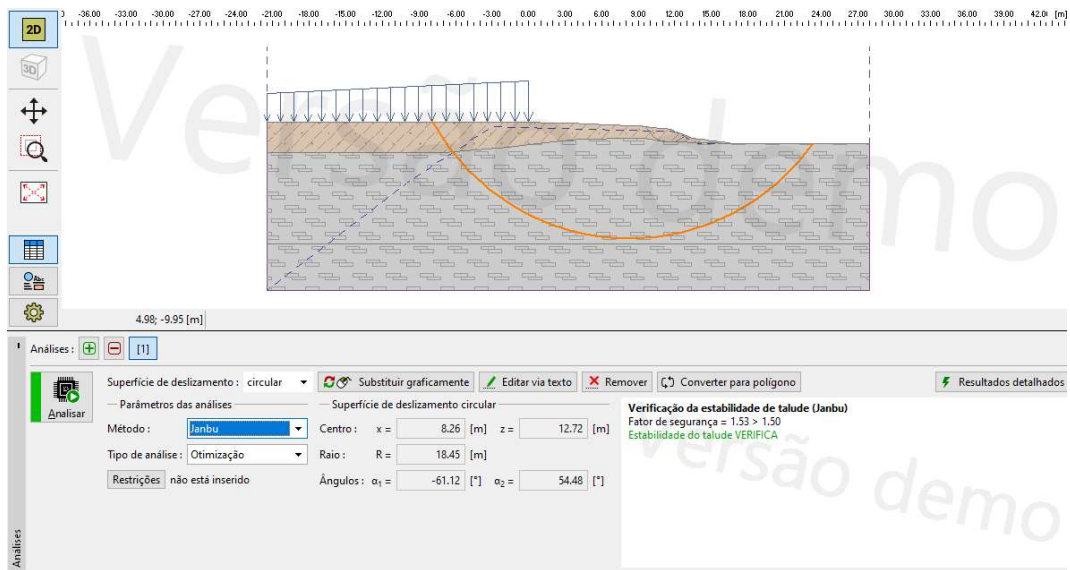
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 59 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Fellenius, obtido com o software Geo5.



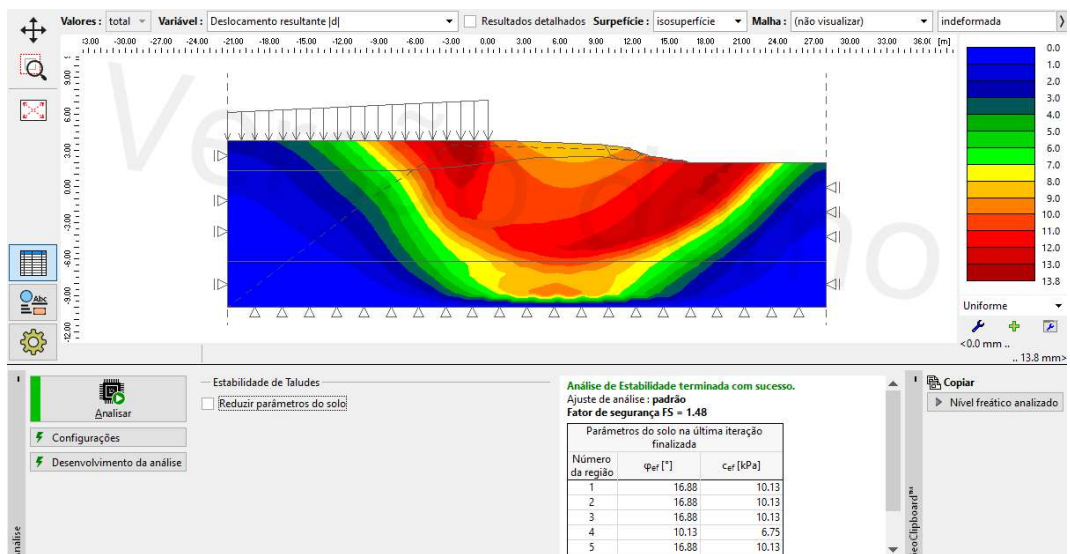
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 60 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Janbu, obtido com o software Geo5.



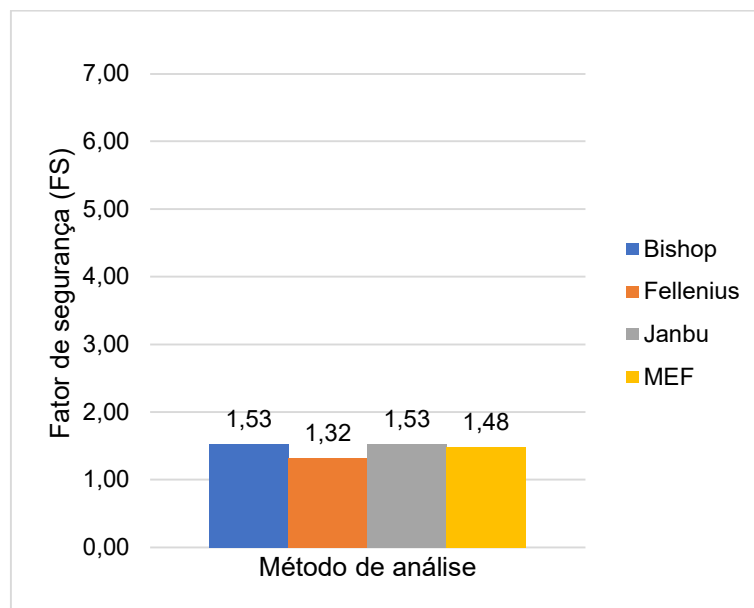
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 61 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o MEF, obtido com o software Geo5.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Gráfico 4 – Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 3 conforme os métodos adotados.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Para o caso 3, no qual se estimou as sobrecargas previstas para nova estrutura da PSA – obtidas conforme, também, descrito no APÊNDICE B – verificou-se um alívio de sobrecargas, incidindo no aumento dos valores obtidos para o FS, esses variando entre 1,53 (Método de Bishop e Método de Janbu) e 1,32 (MEF). Apresentando, nesse caso, apesar do ganho de estabilidade a partir das modificações das condições de carregamento, inconformidade com os requisitos normativos – exceto pelo método de Bishop e Janbu.

4.4 RECOMENDAÇÕES PARA MELHORIAS

A incorporação de estudos geotécnicos realizados na fase de estudos preliminares destinados à concepção do projeto da estrutura na nova Ponte Sérgio Arruda embora tenha sido um motivador para tomada do tema, também se apresentaram como um fator limitante – haja vista a impossibilidade, de a partir somente desses estudos, caracterizar as camadas pertencentes ao modelo adotado. Fator que implicou na adoção de parâmetros teóricos.

Nesse sentido, a realização de estudos geotécnicos capazes de melhor descrever e caracterizar os materiais constituintes no subsolo referente a região de estudo apresentam-se como possibilidade de melhoria. Ademais, embora se tenha

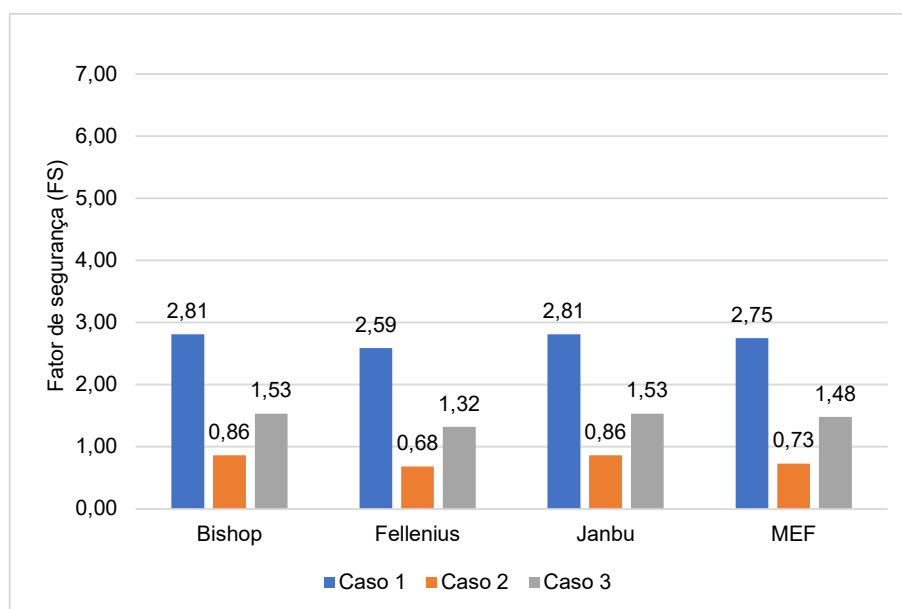
realizado uma análise estática quanto a situação das sobrecargas presentes sobre o terreno, em razão da tipologia da obra – um talude nas proximidades ponte de ligação viária –; vislumbra-se o complemento desta análise através de uma abordagem dinâmica das sobrecargas.

5 DISCUSSÃO

5.1 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Em vistas da comparação estatística frente a efetividade dos métodos convencionais (Bishop, Fellenius e Janbu) e MEF é possível inferir, sob o aspecto do cenário original, que os métodos analíticos convencionais – baseados na teoria do equilíbrio limite –; mantiveram concordância entre si frente aos casos estudados (Gráfico 5 e tabela 17), no que se refere tanto ao FS, quanto ao raio característico da superfície crítica (Gráfico 7).

Gráfico 5 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para os diferentes casos abordados.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Tabela 18 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para os diferentes casos abordados.

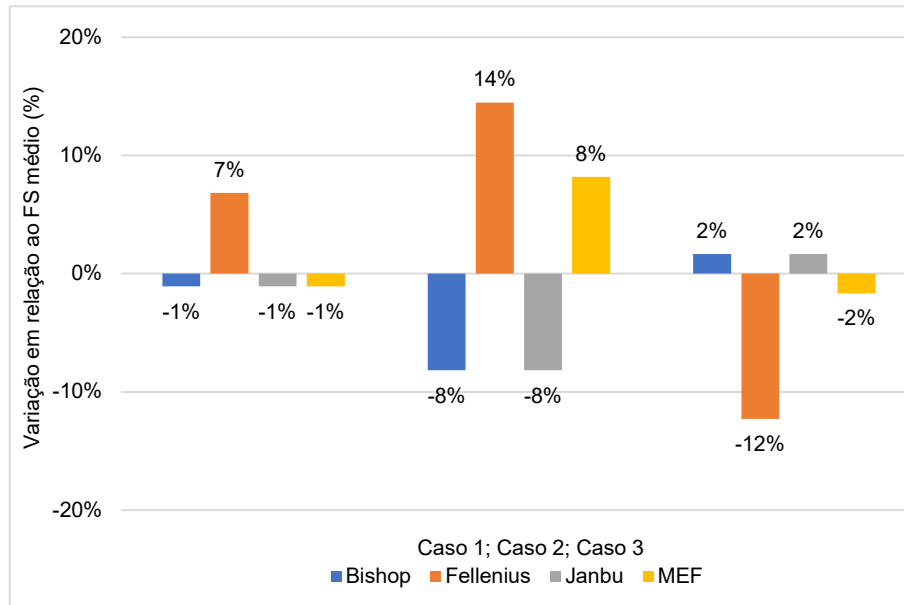
	Caso 1			Caso 2			Caso 3		
	Solo "in loco"	Solo arenoso	Solo argiloso	Solo "in loco"	Solo arenoso	Solo argiloso	Solo "in loco"	Solo arenoso	Solo argiloso
1	2,81	5,57	3,81	0,86	1,03	0,80	1,53	3,30	1,58
2	2,59	5,23	3,62	0,68	0,93	0,59	1,32	2,95	1,40
3	2,81	5,37	3,81	0,86	1,33	0,81	1,53	3,30	1,58
4	2,75	5,40	3,68	0,73	1,27	0,66	1,48	2,72	1,48

1 – Método de Bishop, 2 – Método de Fellenius, 3 – Método de Janbu, 4 – MEF.

Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Conforme apresentado no gráfico 6, embora a variação média dos valores obtidos para o FS altere-se conforme o caso de estudo, há homogeneidade nos dados obtidos para a variância dos mesmos – sendo essa acrescida à medida que se aumentam os valores referentes as sobrecargas.

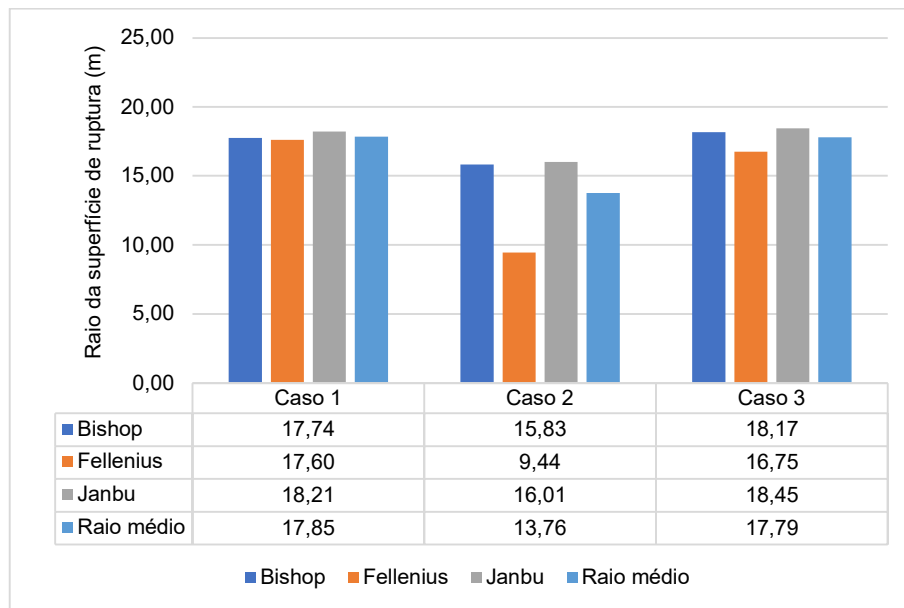
Gráfico 6 – Variação média FS obtidos para os diferentes casos abordados.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

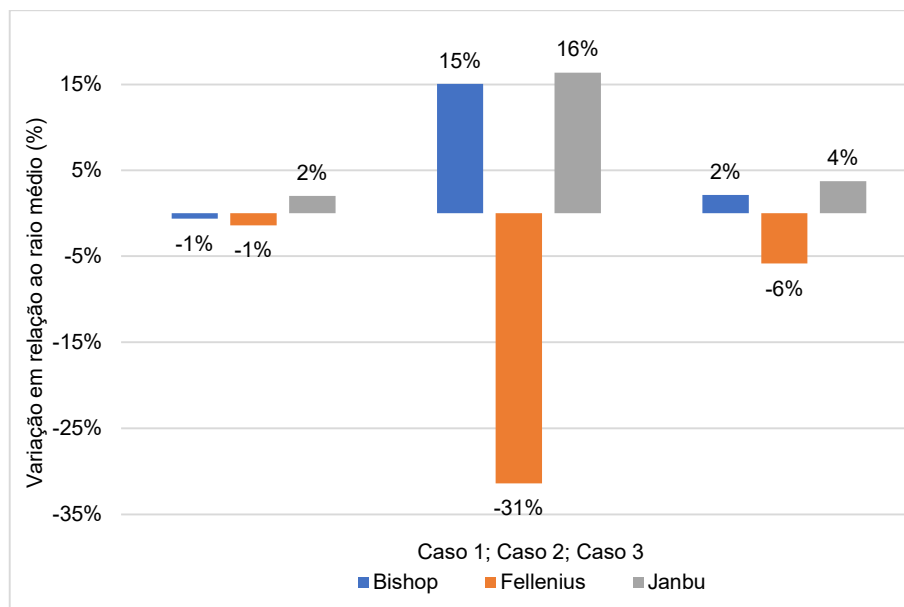
Além disso, pode-se verificar tanto os valores absolutos (Gráfico 7) quanto a variância (Gráfico 8) obtida mediante a comparação dos raios associados a superfície crítica – métodos convencionais. Tal qual ocorreu para análise dos FS, observa-se uma homogeneidade nos valores obtidos conforme o caso de estudo, havendo variação entre esses mediante o acréscimo de cargas.

Gráfico 7 – Comparação entre os raios de superfícies críticas obtidos para os diferentes casos abordados.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Gráfico 8 – Variação média dos raios de superfícies críticas obtidos para os diferentes casos abordados.



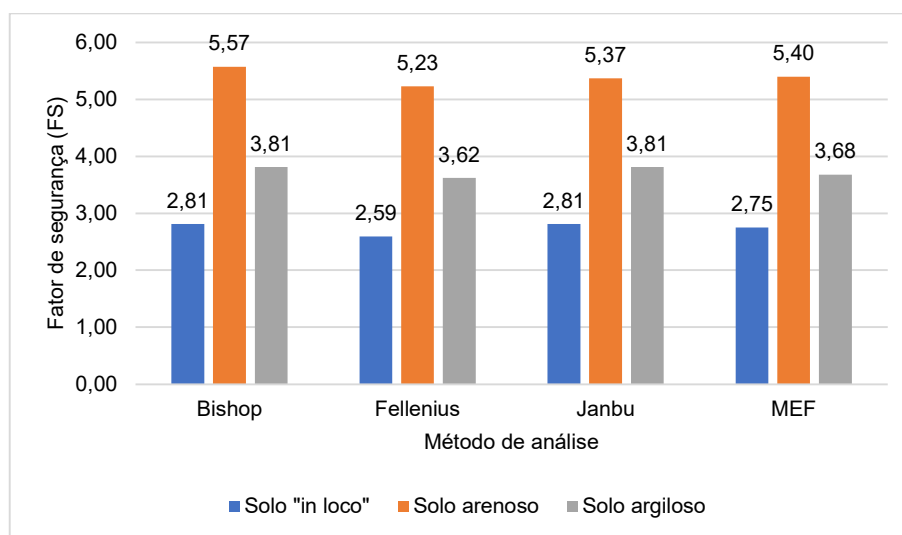
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Ao se adotar diferentes cenários característicos para as interfaces estudadas – isto é, disposição e características do solo –, pode-se relacionar e avaliar as alterações apresentadas pelos FS encontrados para cada caso.

Para o caso 1 (gráfico 9), sem a presença de sobrecargas, ao simular-se uma interface com solo predominantemente arenoso obteve-se um acréscimo para o FS frente ao cenário original. O mesmo comportamento foi observado na substituição desse por um solo predominantemente argiloso – embora com valores inferiores ao primeiro cenário teórico.

Em todos os casos atendendo aos parâmetros normativos com $FS \geq 1,50$, embora considere-se cenários teóricos.

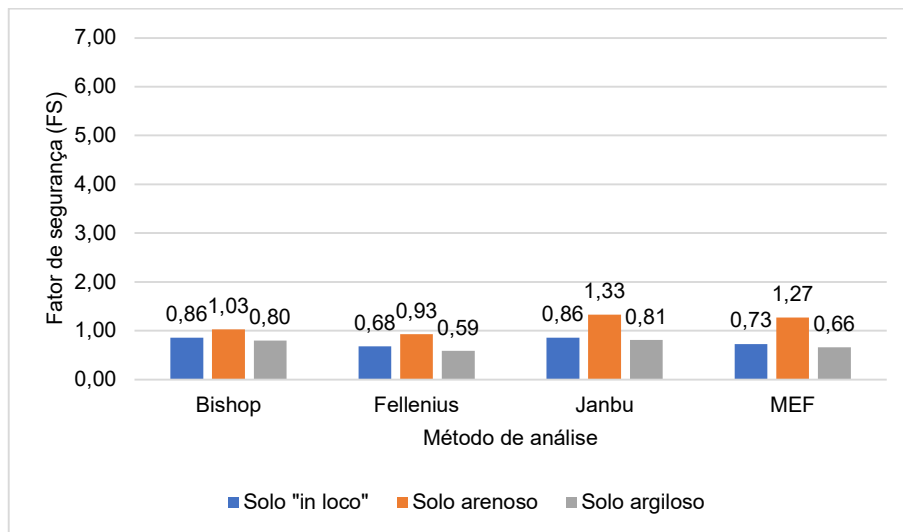
Gráfico 9 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 1, em diferentes interfaces de solo abordados.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Para o caso 2 (gráfico 10), tendo em vista o acréscimo de sobrecargas da atual PSA, observa-se a redução do FS. Entretanto, pode-se inferir que o solo predominantemente arenoso apresentou melhor desempenho mediante a avaliação do FS – exceto na aplicação do método de Bishop –; e o solo predominantemente argiloso, embora de interface homogênea, apresentou os menores valores para FS – exceto pela abordagem do método de Janbu –; apresentando também as maiores variâncias para o caso.

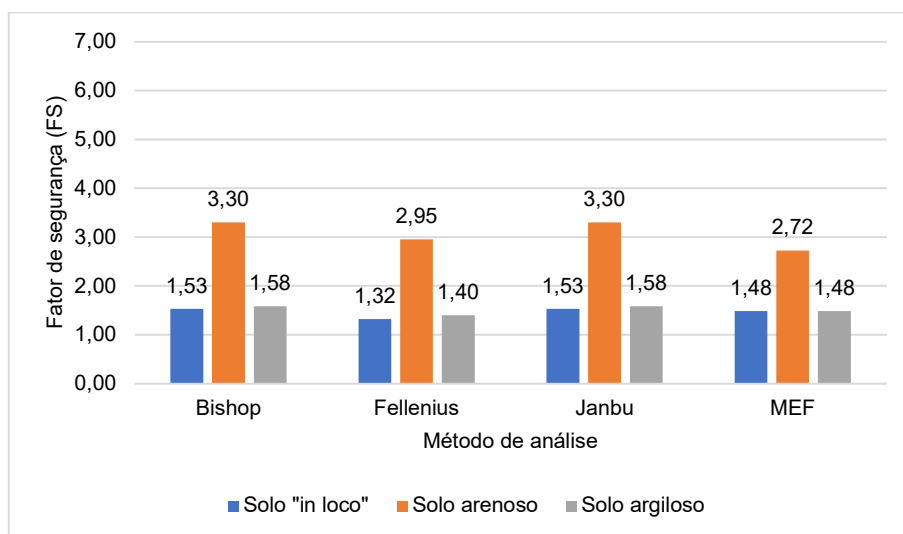
Gráfico 10 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 2, em diferentes interfaces de solo abordados.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Para o caso 3 (gráfico 11), em razão do alívio de cargas, obteve-se valores superiores para o FS, frente ao caso 2. Observando-se comportamento semelhante ao caso 2, encontrando-se os maiores valores de FS para o cenário com solo predominantemente arenoso, além disso valores semelhantes tanto para o FS referente ao cenário original (interface heterogênea), quanto para o FS referente ao cenário com solo predominantemente argiloso.

Gráfico 11 – Comparação entre Fatores de segurança (FS) obtidos para o caso 3, em diferentes interfaces de solo abordados.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

5.2 LIMITAÇÕES DO ESTUDO

- Utilização de parâmetros teóricos na descrição dos modelos computacionais em razão da impossibilidade de descrever as camadas de solo, presentes no mesmo, a partir dos ensaios geotécnicos realizados;
- Restrição a análise estática das sobrecargas atuantes sobre o terreno;
- Alteração das seções estudadas devido a movimentação de terra ocasionada pelas obras de implantação da nova ponte.

5.3 CONTRIBUIÇÕES PARA ENGENHARIA GEOTÉCNICA

O presente trabalho trata-se de um estudo pioneiro acerca de estabilidade de taludes na cidade de Macapá – AP. Essencialmente por ter como objeto de análise um maciço localizado em região urbana, cujo desempenho e atividade implica notadamente na seguridade associada a mobilidade urbana da região.

Tratando-se de um talude presente em uma região de encosta, com subsolo típico e composto por uma extensa camada de material predominantemente argiloso de baixíssima resistência nos 18,00 m iniciais – conforme apontado pelo ensaio de simples reconhecimento. Assim, podendo-se contribuir para o entendimento do comportamento de regiões correlatas mediante a implantação e operação de instrumentos de infraestrutura urbana e sua interação com o meio geológico.

6 CONCLUSÕES

Este estudo baseou-se na comparação entre o desempenho de métodos de análise convencionais de estabilidade de taludes – firmados na teoria do equilíbrio limite –; e o método dos elementos finitos – com base na teoria dos deslocamentos e tensões –; utilizando-se para tanto, ferramentas de análise computacional, o software Geo5 – voltado a abordagens geotécnicas, com disponibilização de módulos de avaliação tanto analíticos, quanto numéricos.

Nesse sentido, a tipologia do talude submetido ao estudo vinculou-se, inicialmente, a modelagem de um cenário real, o qual se encontra delimitando o Canal do Jandiá, cuja seção analisada está nas proximidades da PSA. Sendo essa região definida convenientemente em razão da suscetibilidade na alteração das sobrecargas do terreno, mas também haja vista a densa ocupação – fator que requer, conforme a NBR 11682/2009, um alto nível de segurança contra danos humanos, ambientais e materiais –; admitindo-se para tal um $FS \geq 1,50$.

A modelagem do problema requiriu a coleta de dados capazes de caracterizar o talude quanto a sua geometria – realizada através do estudo e tratamento dos dados obtidos por meio do levantamento topográfico –; mas também quanto às características geotécnicas do terreno – realizada a partir da análise de estudos geotécnicos (ensaios de caracterização, ensaio SPT e ensaio triaxial). Nesse sentido, no que se refere a caracterização geotécnica da região, os ensaios de campo dispostos mostraram-se insuficientes em razão da não abrangência às camadas estratigráficas adotadas para a modelagem; optando-se por atribuir parâmetros teóricos.

Além de tudo, no intento de estender a compreensão do comportamento do maciço que compõe o talude estabeleceu-se três (3) casos de sobrecarga e três (3) cenários para composição do subsolo pertencente a seção contemplada pelo problema. Quanto aos casos se analisou a ausência de sobrecargas externas, a aplicação de sobrecargas oriundas da atual PSA e por fim, a aplicação de sobrecargas oriundas da nova PSA; por outro lado, quanto aos cenários tem-se o cenário original e heterogêneo – onde dois tipos de solos distintos interagem –; o cenário homogêneo com predominância de solo arenoso e o cenário homogêneo com predominância de solo argiloso.

Para o cenário de modelagem original, elaborado conforme os ensaios de campo – no que se entende como uma aproximação possível, frente as limitações acima expostas –; observou-se a obtenção de FS aproximados entre si, sob a análise de um mesmo caso de estudo, com os Métodos de Bishop e Janbu resultando em valores iguais ou de pequena variância quando comparado ao método de Fellenius – o qual apresentou caráter mais conservador –; enquanto o MEF apresentou resultados de valor intermediário.

Além disso, ainda a respeito do cenário 1, observou-se um decréscimo do FS à medida que se aumentou as sobrecargas sobre o terreno, tanto para o caso 2 (em desconformidade com os parâmetros normativos), quanto para o caso 3 (com resultados, majoritariamente, em desconformidade com os parâmetros normativos).

Em contrapartida, quando analisados os cenários teóricos – conservando-se as características geométricas e de sobrecargas dos casos levantados –; observou-se o aumento majoritário do FS para o solo arenoso em todos os casos, fator que pode ser associado às características geotécnicas do material – em especial o ângulo de atrito, vinculado as forças de interação normal que atuam partícula a partícula. Quanto ao solo predominantemente argiloso, exceto pelo cenário em que as sobrecargas externas se mantiveram ausentes, todos os FS obtidos foram inferiores aos observados no caso 2 e 3.

Portanto, sob um mesmo cenário tanto os métodos analíticos baseados no equilíbrio limite, quanto o MEF apresentam valores para FS aproximados e com pequena variância; sendo essa incrementada de forma mais acentuada tanto quanto se incrementou as sobrecargas sobre o terreno. Vale ressaltar que todas as sobrecargas aqui abordadas se caracterizaram como sobrecargas trapezoidais com alteração de tensões aplicadas a cada ponto do modelo o que pode estar relacionado com o aumento da variância a cada caso.

Destarte, ao que se refere ao modelo original constatou-se o estabelecimento de uma instabilidade acentuada sob o parâmetro do FS para o caso 2, ao simular-se os carregamentos da atual PSA, o que pode não estar diretamente relacionado ao colapso do talude com um volumoso movimento de massa; mas ao deslocamento vertical do mesmo – promovendo possíveis perdas de desempenho em estruturas à sua periferia, como a PSA. Para o caso 3, observa-se o aumento do FS, devido ao alívio das tensões da seção avaliada em razão do volume da cabeceira que sofrerá

corde, retrocedendo à um cenário de estabilidade em parte dos métodos abordados. Assim sendo, endossado pelos resultados do último caso, é importante a consideração de sistemas de contenção adicional que preconizem a manutenção do estado de equilíbrio e atuem atenuando problemáticas observadas *in loco*, como a erosão e o transbordamento do canal devido a deposição de sólidos em sua calha.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Modelagem do cenário estudado com base em parâmetros obtidos inteiramente por meio de ensaios de campo que permitam maior aproximação das características geotécnicas verificadas *in loco*;
- Avaliação do desempenho dos métodos de equilíbrio limite em perfis variados de talude, bem como com maior variação dos solos componentes das interfaces;
- Avaliação do desempenho dos métodos de equilíbrio limite mediante a incorporação de elementos de contenção a exemplo: ancoragens, muros de gravidade etc.;
- Realização de análise de confiabilidade associada a análise de estabilidade propostas;
- Adoção de abordagem probabilística em vistas da abordagem determinística.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha; GARCIA, Jean Rodrigo. Engenharia de fundações. Rio de Janeiro: LTC, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4767 – 11**: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. Nova Scotia: ASTM, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682 – estabilidade de encostas. 2 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13133: execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

BARNES, Graham. **Mecânica dos solos**: princípios e práticas. 3 ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.

BOBROWSKY, Peter; HIGHLAND, Lynn M. **O manual de deslizamento**: um guia para compreensão de deslizamentos. Disponível em: <https://www.gfdrr.org/sites/default/files/publication/Deslizamentos_M5DS.pdf>.

Acesso em 17 de out. de 2023.

BORGES, Alberto de Campos. Topografia aplicada à engenharia civil. 3 ed. Rio de Janeiro: Blucher, 2013. v, 1.

BRANCO, Pércio de Moraes Branco. **Mineral, rocha ou pedra?** Disponível em: <<https://www.sgb.gov.br/publique/SGB-Divulga/Canal-Escola/Mineral,-Rocha-ou-Pedra%3F-1047.html>>. Acesso em 22 de jun. de 2023.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos**: teoria e aplicações. 8 ed. São Paulo: LTC, 2022.

DAS, Braja M; SBHAN, Khaled. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. 9 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2019.

DUNCAN, J. Michael; WRIGHT, Stephen G. **Soil strength and slope stability**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2014.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual técnico de encostas**: análises e investigação. vol. 1. 2 ed. Rio de Janeiro: GeoRio, 2020.

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

_____. **Estabilidade de taludes**. Faculdade de engenharia, departamento de estruturas e fundações, 2009, 160 f. Apostila.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Manoel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Cidades e estados: Macapá. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/cidades>>. Acesso em 22 de jun. 2023.

MACEDO, Eduardo Soares de; SANDRE, Lucas Henrique. **Mortes por deslizamentos no Brasil: 1988 A 2022**. Disponível em: <<https://www.abge.org.br/downloads/10.pdf>>. Acesso em 19 de out. de 2023.

MARAGON, Marcio. **Obras de terra**. Disponível em: <<https://www.ufjf.br/nugeo/ensino/graduacao/publicacoes-academicas-livre/geotecnia-de-fundacoes-e-obras-de-terra/>>. Acesso em 22 de jun. de 2023.

MASSAD, Faïçal. **Obras de terra**: curso básico de geotecnia. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2010.

MURRIETA, Pedro Santos Neto. **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2018.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3 ed. São Paulo: Terratek, 2007.

PELAQUIM, Flávia Gonçalves Pissinati. **Geotecnia aplicada à estabilidade de encostas e taludes**. São Paulo: Platos Soluções Educacionais, 2021.

PFEIL, Walter. Pontes em concreto armado: elementos de projeto, solicitações, dimensionamento. Rio de Janeiro: LTC, 1979.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

PREFEITURA MUNICIPAL DE MACAPÁ. **Lei de uso e ocupação do solo do município de Macapá**. Disponível em <<https://macapa.ap.gov.br/arquivos/planodiretormacap/Lei%20do%20Uso%20e%20ocupacao%20do%20Solo.pdf>>. Acesso em: 20 de jun. 2023.

PREFEITURA MUNICIPAL DE MACAPÁ. **Processo nº 231250008952/ 2021-59**: Anexo I - Plano de trabalho. PMM: Macapá, 2021.

SANDOVAL, Martin Alexander Purizaga. **Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes**. 2012. 194 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de

Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

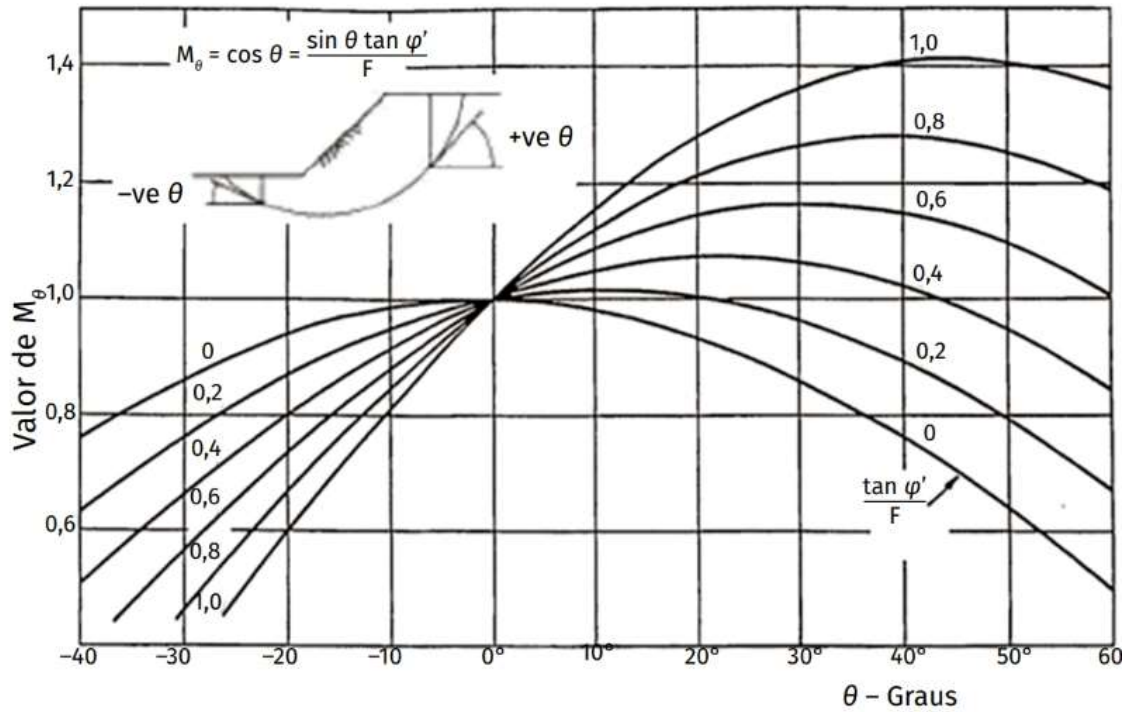
SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo**. 2 ed. São Paulo: Oficina de textos, 2012.

SILVA, João Paulo Moreira da. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 2011. 173 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

STEIN, Ronei Tiago; FILHO, André L. D. P; SILVEROL, Aline C.; *et al.* **Estabilidade de taludes e contenções**. Porto Alegre: SAGAH, 2021.

ANEXOS

ANEXO A – GRÁFICO DE AVALIAÇÃO DE M_θ .



Fonte: CHOWDHURY, FLENTJE, BHATTACHARYA (2010) apud STEIN, et al., (2021).

ANEXO B – RELATÓRIO DO ENSAIO SPT.

		96 99113-2413 96 98117-7792 arqplanprojetos@gmail.com contato.arqplanprojetos@gmail.com financeiro.arqplanprojetos@gmail.com						
Av. Primeiro de Maio nº 1366 - Buritizal - CEP 68902-891 - Macapá-AP CNPJ: 03.487.397/0001-86 - Insc. Est.: 03.021778-4 - Insc. Mun.: 432532143								
PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAGEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.) NBR - 06484/2020								
INTERESSADO (A): FUNDAPE.		Início da Sondagem: 3-dez-21						
		Término da Sondagem: 3-dez-21						
LOCAL DA SONDAGEM: Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.								
Sondagem Número: Laudo de Sondagem nº. SP-05		Revestimento: 100 cm						
Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
							Amostra (m)	
							- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
							- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
							- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
							- PESO =	65 kgf
							- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
GRÁFICO							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
0	TC	N.º de golpes	1ª + 2ª 2ª + 3ª				0	Aterro site arenoso com pedregulho de cor variegado pouco compacto.
1	P	3 /15					1	Idem
	TC	3 /15	Inicial 6 Final 5					
2	P	1 /15					2	Idem fofo.
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 3					
3	P	1 /45					2,83	Argila com material orgânico de cor preta muito mole.
	TC		Inicial 1 Final 1					
4	P	1 /15					4	Idem
	TC	1 /30	Inicial 2 Final 1					
5	P	1 /15					5	Idem
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 3					
6	P	1 /15					6	Idem
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 3					
7	P	1 /15					7	Idem
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2					
8	P	2 /15					8	Idem
	TC	2 /15	Inicial 4 Final 4					
9	P	1 /15					9	Idem
	TC	2 /15	Inicial 3 Final 3					
10	P	1 /15					10	Idem mole.
	TC	2 /15	Inicial 3 Final 4					
11	P	2 /15					11	Idem
	TC	2 /15	Inicial 4 Final 4					
12	P	2 /15					12	Idem
	TC	2 /15	Inicial 4 Final 5					
13	P	4 /15					13,07	Argila siltosa de cor cinza clara média.
	TC	5 /15	Inicial 9 Final 10					
14	P	9 /15					13,78	Argila siltosa de cor variegada média.
	TC	12 /15	Inicial 21 Final 27					

Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 18,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Avanço:

TH - Trado helicoidal
 CA - Circulação de água
 TC - Trado concha
 P - Percussão

Folha: 15

Operador de Sonda: RANGEL.

Engenheiro (a) Responsável Técnico:		PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
Eng.º Civil ANDREY MIRANDA		INICIAL: 1,98	03/12/2021
		FINAL: 1,04	03/12/2021

Fonte: Acervo PSA (2021).

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDADE DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **2-dez-21**

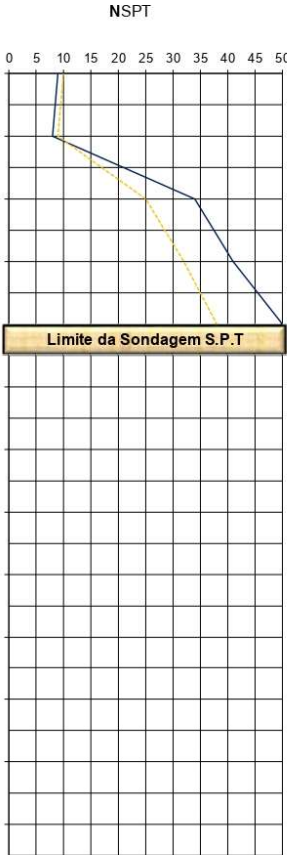
Término da Sondagem: **2-dez-21**

LOCAL DA SONDADE: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-04**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
							Amostra (m)	
								- AMOSTRADOR Ø INT. = 35 mm - AMOSTRADOR Ø EXT. = 51 mm - REVESTIMENTO Ø = 68 mm - PESO = 65 kgf - ALTURA DE QUEDA = 75 cm
								CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
	TC	N.º de golpes	1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª					Idem
15	P	5 /15	Inicial	10		15,49	15	Argila arenosa de cor cinza clara média.
	TC	4 /15	Final	9			16	Idem
16	P	5 /15	Inicial	9		16,67	16	Areia fina e média de cor cinza clara compacta.
	TC	4 /15	Final	8			17	Idem
17	P	10 /15	Inicial	25			17	Idem
	TC	15 /15	Final	34			18	Idem
18	P	14 /15	Inicial	32			18	Idem
	TC	18 /15	Final	41			19	Idem
19	P	16 /15	Inicial	38			19	Idem
	TC	22 /15	Final	50				
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								



Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 19,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 14

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:
Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: 1,09	02/12/2021
FINAL: 0,39	02/12/2021

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAGEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **2-dez-21**

Término da Sondagem: **2-dez-21**

LOCAL DA SONDAGEM: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-04**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	Amostra (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
								- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
0	TC	N.º de golpes	1ª + 2ª 2ª + 3ª		0,39		0	Aterro silte arenoso com pedregulho de cor variegado fofo.	
1	P 3 /15	Inicial	5		1,09		1	Idem	
	TC 2 /15	Final	4		1,45				
2	P 1 /15	Inicial	2		2,45		2	Idem	
	TC 1 /15	Final	2		2,79				
3	P 1 /15	Inicial	2		3,45		3	Argila com material orgânico de cor cinza escura muito mole.	
	TC 1 /30	Final	1		3,45			Idem (amostra não recuperada).	
4	P 1 /15	Inicial	2		4,45		4	Idem	
	TC 1 /15	Final	2		4,45				
5	P 2 /15	Inicial	3		5,45		5	Argila siltsosa de cor cinza clara muito mole.	
	TC 1 /15	Final	2		5,45				
6	P 1 /15	Inicial	2		6,45		6	Idem	
	TC 2 /15	Final	3		6,45				
7	P 2 /15	Inicial	3		7,45		7	Argila siltsosa com material orgânico de cor preta muito mole.	
	TC 1 /15	Final	3		7,45				
8	P 1 /15	Inicial	3		8,45		8	Idem	
	TC 2 /15	Final	4		8,45				
9	P 1 /15	Inicial	2		9,45		9	Idem	
	TC 1 /15	Final	2		9,45				
10	P 2 /15	Inicial	4		10,45		10	Idem mole.	
	TC 2 /15	Final	4		10,45				
11	P 3 /15	Inicial	6		11,45		11	Idem média.	
	TC 3 /15	Final	6		11,45				
12	P 3 /15	Inicial	6		12,45		12	Idem	
	TC 3 /15	Final	6		12,45				
13	P 3 /15	Inicial	6		13,45		13	Idem	
	TC 4 /15	Final	7		13,45				
14	P 3 /15	Inicial	6		14,45		14	Idem	
	TC 3 /15	Final	6		14,45				

Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 19,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 13

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:

Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: 1,09	02/12/2021
FINAL: 0,39	02/12/2021

Fonte: Acervo PSA (2021).

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDADE DE SIMPES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **2-dez-21**

Término da Sondagem: **2-dez-21**

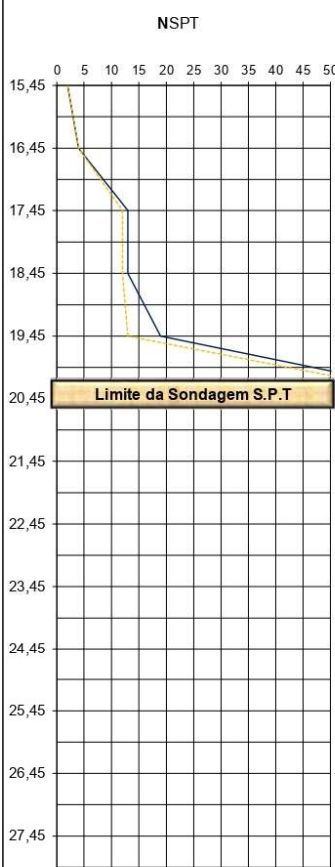
LOCAL DA SONDADE: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-03**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
							Amostra (m)	
							- AMOSTRADOR Ø INT. = 35 mm	
							- AMOSTRADOR Ø EXT. = 51 mm	
							- REVESTIMENTO Ø = 68 mm	
							- PESO = 65 kgf	
							- ALTURA DE QUEDA = 75 cm	
							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	TC	N.º de golpes	1ª + 2ª 2ª + 3ª				Idem	
15	P	1 /15	Inicial 2			15,80	Argila siltosa de cor cinza clara mole.	
	TC	1 /15	Final 2			16,92	Idem	
16	P	2 /15	Inicial 4			17,74	Areia fina e média de cor cinza clara fofa.	
	TC	2 /15	Final 4			18,48	Argila siltosa de cor cinza clara rijá.	
17	P	6 /15	Inicial 12			19,32	Areia argilosa de cor cinza clara medianamente compacta.	
	TC	6 /15	Final 13			19,51	Argila arenosa de cor variegada rijá.	
18	P	6 /15	Inicial 12				Areia fina e média argilosa de cor amarelada compacta.	
	TC	6 /15	Final 13					
19	P	6 /15	Inicial 13					
	TC	7 /15	Final 19					
20	P	34 /15						
	TC							
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								

G R A F I C O



Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 20,15m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 12

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:
Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NIVEL D'AGUA:	DATA:
INICIAL: 1,04	02/12/2021
FINAL: 0,79	02/12/2021

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAGEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **2-dez-21**

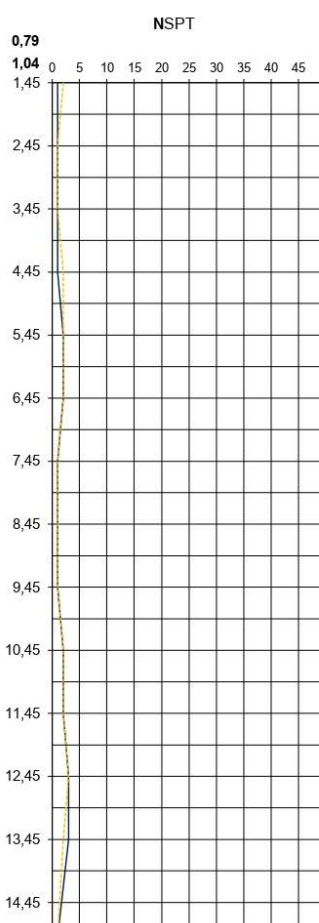
Término da Sondagem: **2-dez-21**

LOCAL DA SONDAGEM: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-03**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	Amostra (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
								- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
0	TC	N.º de golpes	1ª + 2ª 2ª + 3ª					- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
1	P 1 /15							- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
	TC 1 /30							- PESO =	65 kgf
								- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
								CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
								0 Aterro silte arenoso com pedregulho de cor variegado fofo.	
								1 Argila siltilosa com material orgânico de cor cinza escura muito mole.	
								2 Idem (amostra não recuperada).	
								3 Idem	
								4 Idem	
								5 Argila com material orgânico de cor preta muito mole.	
								6 Idem	
								7 Idem	
								8 Idem	
								9 Idem	
								10 Idem	
								11 Idem	
								12 Idem	
								13 Idem	
								14 Idem	
								Idem	



Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 20,15m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 11

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:

Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: 1,04	02/12/2021
FINAL: 0,79	02/12/2021

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDADE DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **4-dez-21**

Término da Sondagem: **4-dez-21**

LOCAL DA SONDADE: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-02**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.		
							Amostra (m)		
							- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm	
							- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm	
							- REVESTIMENTO Ø =	68 mm	
							- PESO =	65 kgf	
							- ALTURA DE QUEDA =	75 cm	
							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL		
	TC	N.º de golpes	1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª				Idem		
15	P	3 /15	Inicial	6	<p style="text-align: center;">G R A F I C O</p> <p style="text-align: center;">NSPT</p>	15	Idem média.		
	TC	3 /15	Final	6			16	Idem mole.	
16	P	2 /15	Inicial	4			17,19	17	Argila arenosa de cor variegada dura.
	TC	2 /15	Final	4					
17	P	3 /15	Inicial	9					
	TC	6 /15	Final	37					
18									
19									
20									
21									
22									
23									
24									
25									
26									
27									

Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 17,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 10

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:
Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:		DATA:
INICIAL:	2,81	04/12/2021
FINAL:	1,58	04/12/2021

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **4-dez-21**

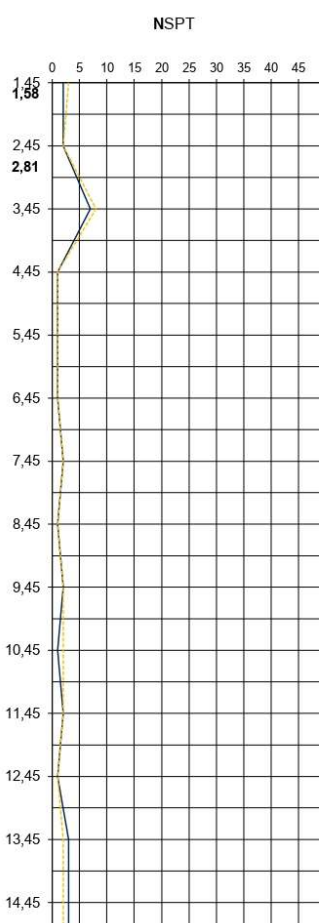
Término da Sondagem: **4-dez-21**

LOCAL DA SONDAEM: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-02**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	Amostra (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
								- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
0	TC	N.º de golpes	1ª + 2ª 2ª + 3ª					- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
1	P	2 /15						- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
	TC	1 /15	Inicial 3 Final 2					- PESO =	65 kgf
		1 /15						- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
2	P	1 /15						CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2					0 Aterro site arenoso com pedregulho de cor variegado fofo.	
3	P	4 /15						1 Idem	
	TC	4 /15	Inicial 8 Final 7					2 Idem	
4	P	1 /45						3 Argila com material orgânico de cor preta média.	
	TC		Inicial 1 Final 1					4 Idem muito mole.	
5	P	1 /45						5 Idem (amostra não recuperada).	
	TC		Inicial 1 Final 1					6 Idem	
6	P	1 /45						7 Idem	
	TC		Inicial 1 Final 1					8 Idem	
7	P	1 /15						9 Idem	
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2					10 Idem	
8	P	1 /45						11 Idem	
	TC		Inicial 1 Final 1					12 Idem	
9	P	1 /15						13 Idem	
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2					14 Idem	
10	P	1 /15						14,69 Argila arenosa de cor cinza clara muito mole	
	TC	1 /30	Inicial 2 Final 1						
11	P	1 /15							
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 2						
12	P	1 /45							
	TC		Inicial 1 Final 1						
13	P	1 /15							
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 3						
14	P	1 /15							
	TC	1 /15	Inicial 2 Final 3						



Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 17,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 09

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:

Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:		DATA:
INICIAL:	2,81	04/12/2021
FINAL:	1,58	04/12/2021

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDADE DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **3-dez-21**

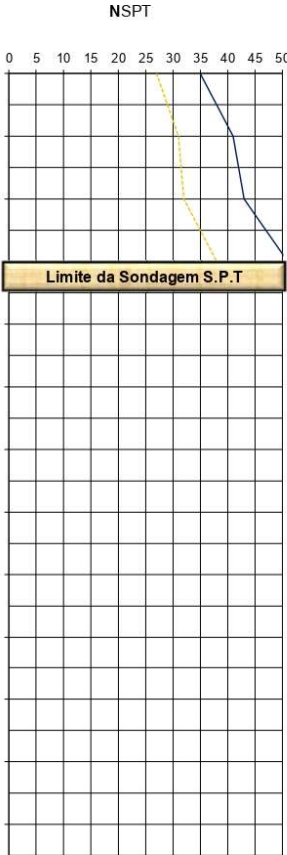
Término da Sondagem: **3-dez-21**

LOCAL DA SONDADE: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-01**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
							Amostra (m)	
							- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
							- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
							- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
							- PESO =	65 kgf
							- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	TC	N.º de golpes	1.ª + 2.ª 2.ª + 3.ª				Idem	
15	P	11 /15					15 Idem dura.	
	TC	16 /15	Inicial 27				16 Idem	
		19 /15	Final 35				17 Idem	
16	P	13 /15					18 Idem	
	TC	18 /15	Inicial 31					
		23 /15	Final 41					
17	P	13 /15						
	TC	19 /15	Inicial 32					
		24 /15	Final 43					
18	P	15 /15						
	TC	23 /15	Inicial 38					
		28 /15	Final 51					
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								



Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 18,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 08

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:
Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NIVEL D'AGUA:	DATA:
INICIAL: 1,85	03/12/2021
FINAL: 1,19	03/12/2021

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDAGEM DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **3-dez-21**

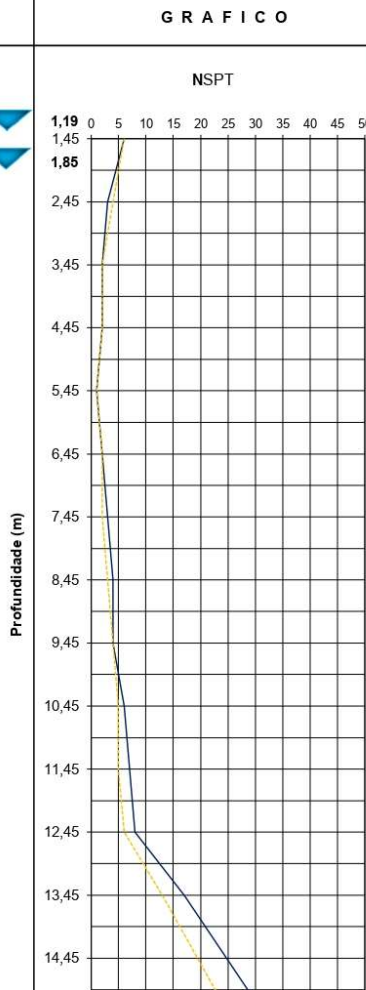
Término da Sondagem: **3-dez-21**

LOCAL DA SONDAGEM: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-01**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	MUDANÇAS / PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	Amostra (m)	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
								- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
								- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
								- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
								- PESO =	65 kgf
								- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
								CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
0	TC	N.º de golpes	1ª + 2ª 2ª + 3ª					0	Aterro síte arenoso com pedregulho de cor variegado pouco compacto.
1	P	3 /15	Inicial 6					1	Idem
	TC	3 /15	Final 6					2	Idem fofo.
2	P	2 /15	Inicial 4						
	TC	1 /15	Final 3					3,04	3 Argila com material orgânico de cor preta muito mole.
3	P	1 /15	Inicial 2					4	Idem
	TC	1 /30	Final 2					5	Idem
4	P	1 /15	Inicial 2					6	Idem
	TC	1 /15	Final 2					7	Idem
5	P	1 /45	Inicial 1					8	Idem
	TC		Final 1					9	Idem mole.
6	P	1 /15	Inicial 2					10	Idem
	TC	1 /15	Final 2					11	Idem média.
7	P	1 /15	Inicial 2					12	Idem
	TC	2 /15	Final 3					12,68	12 Argila siltosa de cor cinza clara média.
8	P	1 /15	Inicial 3					13	Idem rija.
	TC	2 /15	Final 4					13,93	13 Argila siltosa de cor variegada rija.
9	P	2 /15	Inicial 4					14	Idem muito rija.
	TC	2 /15	Final 4						Idem
10	P	2 /15	Inicial 5						
	TC	3 /15	Final 6						
11	P	2 /15	Inicial 5						
	TC	3 /15	Final 7						
12	P	3 /15	Inicial 6						
	TC	3 /15	Final 8						
13	P	5 /15	Inicial 13						
	TC	8 /15	Final 17						
14	P	10 /15	Inicial 23						
	TC	13 /15	Final 29						



Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 18,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 07

Avanço:

Operador de Sonda: RANGEL.

TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:

Eng.º Civil **ANDREY MIRANDA**

PROF. DO NÍVEL D'ÁGUA:	DATA:
INICIAL: 1,85	03/12/2021
FINAL: 1,19	03/12/2021

PERFIL INDIVIDUAL PARA SONDADE DE SIMPLES DE RECONHECIMENTO À PERCUSSÃO (S.P.T.)

NBR - 06484/2020

INTERESSADO (A): **FUNDAPE.**

Início da Sondagem: **3-dez-21**

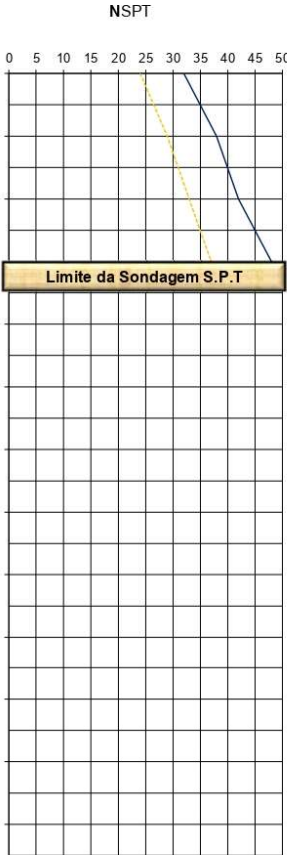
Término da Sondagem: **3-dez-21**

LOCAL DA SONDADE: **Área da PONTE SÉRGIO ARRUDA em Macapá - AP.**

Sondagem Número: **Laudo de Sondagem nº. SP-05**

Revestimento: **100 cm**

Cota em relação ao RN (m)	AVANÇO	Índices de penetração	N _{SPT}	N. A.	Números de Golpes: Iniciais: 1ª + 2ª = linha tracejada. Finais: 2ª e 3ª = linha cheia.	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	CARACTERÍSTICAS DO EQUIPAMENTO S.P.T.	
							Amostra (m)	
							- AMOSTRADOR Ø INT. =	35 mm
							- AMOSTRADOR Ø EXT. =	51 mm
							- REVESTIMENTO Ø =	68 mm
							- PESO =	65 kgf
							- ALTURA DE QUEDA =	75 cm
							CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
	TC	N.º de golpes	1ª + 2ª 2ª + 3ª				Idem	
15	P	10 /15					15 Idem dura.	
	TC	14 /15	Inicial 24				16 Idem	
		18 /15	Final 32				17 Idem	
16	P	12 /15					18 Idem	
	TC	17 /15	Inicial 29					
		21 /15	Final 38					
17	P	14 /15						
	TC	19 /15	Inicial 33					
		23 /15	Final 42					
18	P	16 /15						
	TC	21 /15	Inicial 37					
		27 /15	Final 48					
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								



Observação: 1) A profundidade perfurada no limite desta sondagem é de 18,45m atendendo os critérios de paralisação contidas na ABNT/NBR-06484/2020; 2) Foram encontrados níveis d'água no local desta sondagem, na qual estão descritos neste perfil, conforme informações contidas no boletim de campo; 3) Poderá haver variação em relação ao nível d'água especificado nesta sondagem, na qual poderá ocorrer em virtude do tempo / período climático em que foi executado.

Folha: 16

Avanço:


Operador de Sonda: RANGEL.

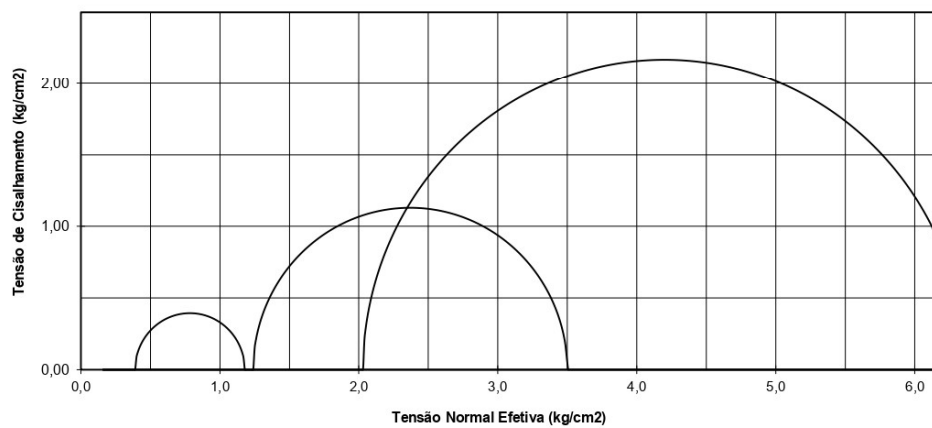
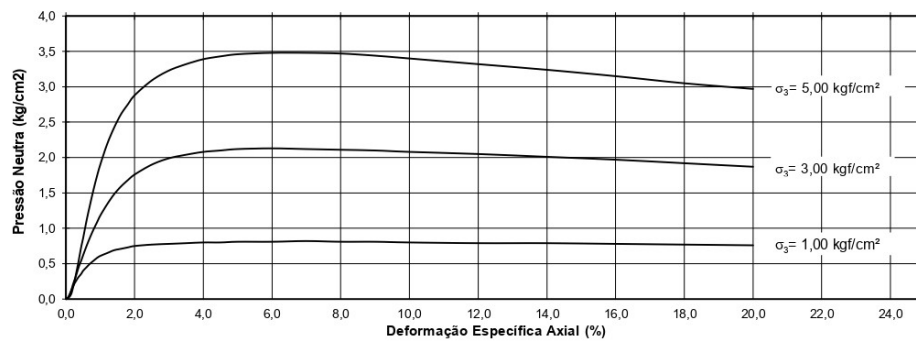
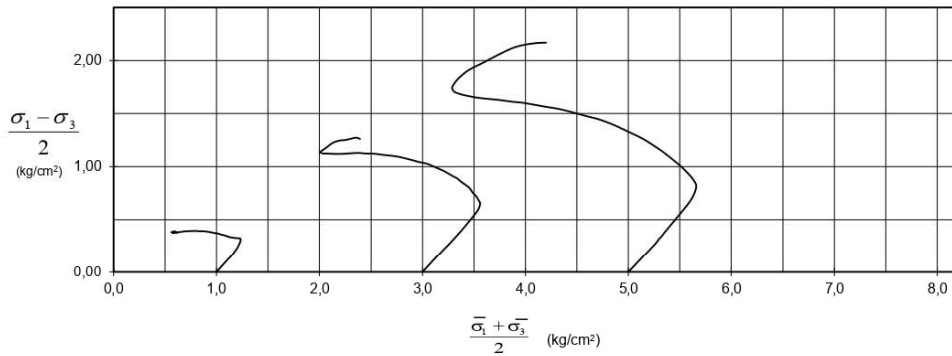
TH - Trado helicoidal
CA - Circulação de água
TC - Trado concha
P - Percussão

Engenheiro (a) Responsável Técnico:
Eng.º Civil ANDREY MIRANDA

PROF. DO NIVEL D'AGUA:	DATA:
INICIAL: 1,98	03/12/2021
FINAL: 1,04	03/12/2021

ANEXO C – RELATÓRIO DO ENSAIO TRIAXIAL.

	Chefe de Laboratório: Cassiano		Engº Responsável: Edimar Cavalcante	
	Certificado nº: 05-2022-01		Protocolo nº: 6087	Data: 10/05/2022
	Interes.: FUNDAPE		Obra: Ponte Sérgio Arruda	
	Local: Pacoval		Amostra: Bloco 01	



Fonte: Acervo PSA (2021).

ANEXO D – REGISTRO FOTOGRÁFICO DAS IMEDIAÇÕES DO TALUDE DE ESTUDO

Figura 62 – Registro fotográfico imediações da PSA – cabeceira sul.



Fonte: Acervo PSA (2021).

Figura 63 – Registro fotográfico imediações da PSA – cabeceira sul com canal em vazante.



Fonte: Acervo PSA (2021).

Figura 64 – Registro fotográfico imediações da PSA – encosta nas proximidades da cabeceira sul.



Fonte: Acervo PSA (2021).

Figura 65 – Registro fotográfico imediações da PSA – encosta nas proximidades da cabeceira sul.

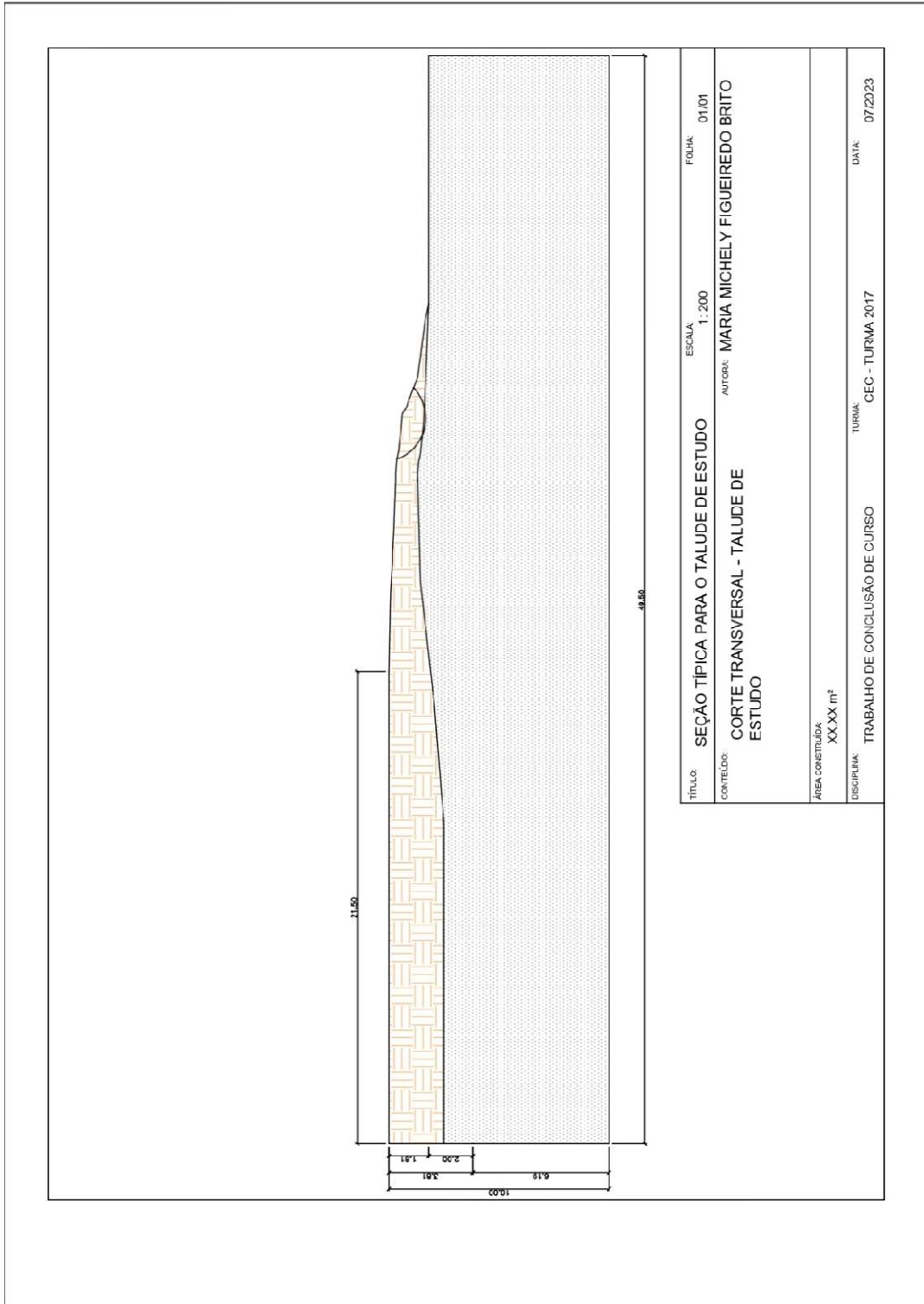


Fonte: Acervo PSA (2021).

APÊNDICE

APÊNDICE A – GEOMETRIA DO TALUDE DE ESTUDO

Figura 66 – Geometria do talude de estudo.



Fonte: Elaborado pela autora.

APÊNDICE B – SOBRECARGAS ESTIMADAS CONFORME OS CENÁRIOS ESTUDADOS.

Figura 67 – Demarcação da área de influência considerada para estimativa de sobrecargas – conforme geometria da atual PSA.



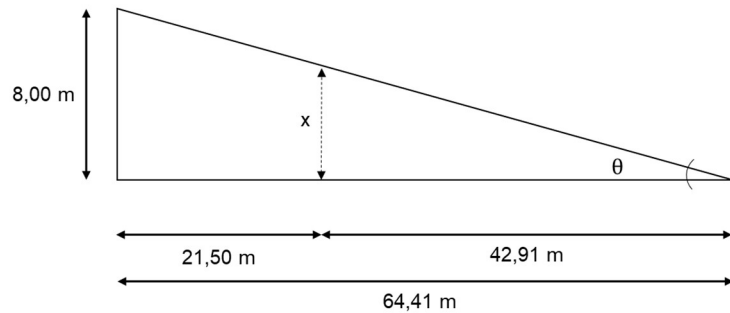
■ Área de influência considerada para o cálculo dos carregamentos aplicado nas proximidades do talude.
— Delimitações para áreas de influência.

Fonte: Acervo PSA (2021). Adaptação.

A figura 67 apresenta as áreas consideradas para o cálculo das sobrecargas estimadas e aplicadas nos modelos computacionais, conforme os cenários 02 de estudo, adotando-se a proporção de 1:3, considerando-se as projeções tanto da estrutura da ponte, quanto do aterro no qual está composta a cabeceira. Dessa maneira, após o levantamento da volumetria dessas estruturas, com base no peso específico teórico apresentado pela NBR 6120/2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, para os diferentes materiais e registrado pela tabela 18, adotou-se o peso específico médio para o conjunto – aplicado no corpo do aterro.

Assim, considerando-se a porção de do aterro empregada na modelagem pode-se definir – aplicando-se semelhança de triângulos –; o diagrama de cargas para uma seção pertencente ao perímetro no qual está locada a cabeceira sul (figura 69). Vale destacar que devido a interceptação da seção triangular da cabeceira a carga triangular estimada converte-se em carga trapezoidal estimada.

Figura 68 – Geometria referente a cabeceira sul – conforme geometria da atual PSA.



Fonte: Elaborado pela autora.

Assim;

$$\theta = \tan^{-1} \frac{CO}{CA} \rightarrow \tan^{-1} \frac{8,00}{64,41} = 7,08^\circ$$

$$\therefore \theta = 7,08^\circ$$

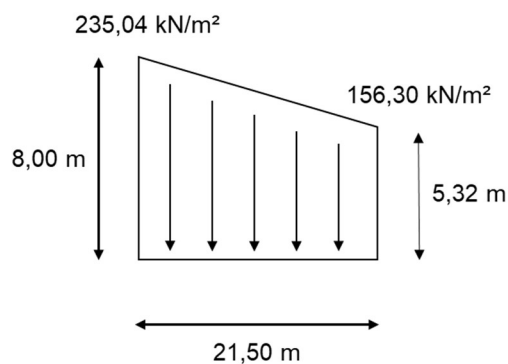
Então, para determinar-se x , tem-se:

$$\tan \theta = \frac{CO}{CA} \rightarrow \tan 7,08^\circ = \frac{x}{42,91} \rightarrow x = \tan 7,08^\circ \cdot 42,91 = 5,32 \text{ m}$$

$$\therefore x = 5,32 \text{ m}$$

Considerando-se o carregamento estimado médio majorado sobre o corpo do aterro igual a $29,38 \text{ kN/m}^3$ ou ainda $2,93 \text{ tn/m}^3$ a carga trapezoidal distribuída sobre a área de influência de interesse terá o seguinte diagrama:

Figura 69 – Diagrama de carga conforme geometria da atual PSA.



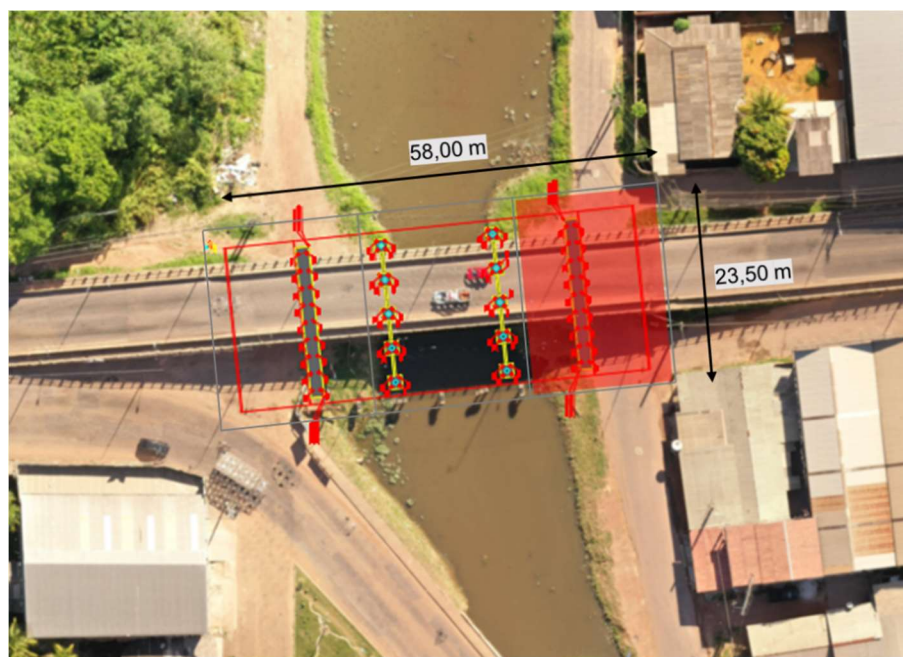
Fonte: Elaborado pela autora.

Tabela 19 – Estimativa de cargas relativas a atual PSA.

	Material	Peso. Esp. (kN/m³) (NBR 6120/2019)	Vol. m³	Carregamento (kN)	Memória de cálculo	Referência	Peso estimado (kN/ m³) - corpo do aterro
Placa em concreto simples (cabeceira)	Concreto simples	24	60,88	1461,12	Cabeceira sul - contenção lateral = $(64,41 \times 8,00)/2,00 = 257,64 \times 2,00$ (lados) = 515,28 m² Cabeceira sul - contenção frontal = $11,70 \times 8,00 = 93,60$ m² >>> Vol. das placas (esp. = 10,00 cm) = $(515,28 + 93,60) \times 0,10 = 60,88$ m³	DEMOLIÇÃO - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01/02	
Aterro (cabeceira)	Aterro (solo)	18	3014,38	54258,84	Cabeceira sul - contenção lateral = $(64,41 \times 8,00)/2,00 = 257,64$ m² >>> Vol. do aterro (largura = 11,70 m) = $257,64 \times 11,70 = 3014,38$ m³	DEMOLIÇÃO - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01/02	
Pavimento	Concreto betuminoso	14	53,15	744,10	Rampa (D) = $(64,41^2 + 8,00^2)^{1/2} = 64,90$ m >> Vol. pavimento (esp. = 7,00 cm) = $64,90 \times 11,70 \times 0,07 = 53,15$ m³	DEMOLIÇÃO - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01/02	
Vigas	Concreto armado	25	107,02	2675,58	Viga caixão = Seção x Comprimento = 303,54 m³ Viga de apoio = Seção x Comprimento = 17,53 m³	DEMOLIÇÃO - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01/02	
Defensas	Concreto armado	25	9,55	238,67	Defensas = Seção x Comprimento = 28,64 m³	DEMOLIÇÃO - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01/02	
Pavimento sobre a ponte	Concreto betuminoso	14	16,05	224,70	>> Vol. pavimento (esp. = 7,00 cm) = $58,80 \times 11,70 \times 0,07 = 48,15$ m³	DEMOLIÇÃO - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01/02	
Carga (kN) - Peso próprio				59603,01			19,77
Carga (kN) - Utilização				3650,46	Sobrecarga de utilização = 5 kN/m² >>> Carga = Área da projeção x Sobrecarga = $(11,30 \times 64,61) \times 5,00 = 3650,46$ kN		1,21
Carga total (kN) - ($\gamma = 1,40$)				88554,86	>>> (Peso próprio + Sobrecarga de multidão) x 1,40 = 88554,56 kN		29,38

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 70 – Demarcação da área de influência considerada para estimativa de sobrecargas – conforme geometria da futura PSA.



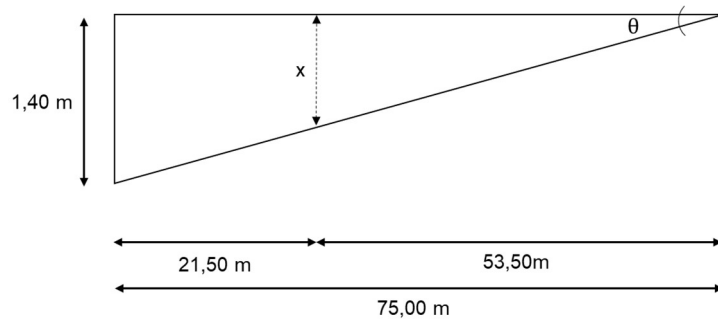
- Área de influência considerada para o cálculo dos carregamentos aplicado nas proximidades do talude (componente referente a estrutura da PSA).
- Delimitações para áreas de influência.

Fonte: Acervo PSA (2021). Adaptação.

Adotando-se procedimentos semelhantes a etapa anterior, foi possível a determinação do carregamento estimado referente a nova estrutura da PSA (figura 70), excetua-se a área de influência relativas à cabeceira, devido a sua remoção). Devendo-se destacar a concepção de uma ponte em greide, isto é, alinhada com o nível do acesso central existente, dessa forma ocorrendo a redução da cota de topo do pavimento sobre a ponte e assim atingindo o nível 4,50 m. Para tanto, requerindo-se o preenchimento (aterro) do dado trecho de acesso, atendendo a retificação estabelecida no projeto geométrico.

Dessa forma, uma carga triangular (figura 71), interceptada em um segmento de mesmo comprimento definido para área de influência da figura 67 igual a 21,50 m, converte-se em carga trapezoidal e demonstrada na figura 72.

Figura 71 – Geometria referente a cabeceira sul – conforme geometria da futura PSA.



Fonte: Elaborado pela autora.

Assim;

$$\theta = \tan^{-1} \frac{CO}{CA} \rightarrow \tan^{-1} \frac{1,40}{75,00} = 1,06^\circ$$

$$\therefore \theta = 1,06^\circ$$

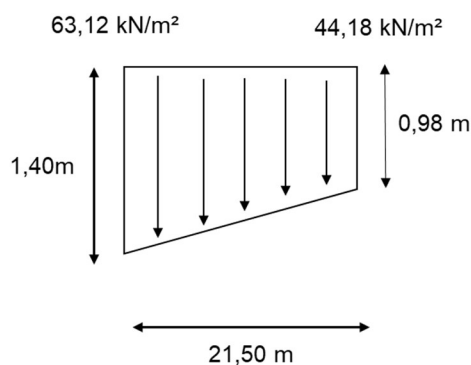
Então, para determinar-se x , tem-se:

$$\tan \theta = \frac{CO}{CA} \rightarrow \tan 1,06^\circ = \frac{x}{53,50} \rightarrow x = \tan 1,06^\circ \cdot 53,50 = 0,98 \text{ m}$$

$$\therefore x = 0,98 \text{ m}$$

Considerando-se o carregamento estimado médio majorado sobre o corpo do aterro igual a $45,09 \text{ kN/m}^3$ ou ainda $4,50 \text{ t/m}^3$ a carga trapezoidal distribuída sobre a área de influência de interesse terá o seguinte diagrama:

Figura 72 – Diagrama de carga conforme geometria da futura PSA.



Fonte: Elaborado pela autora.

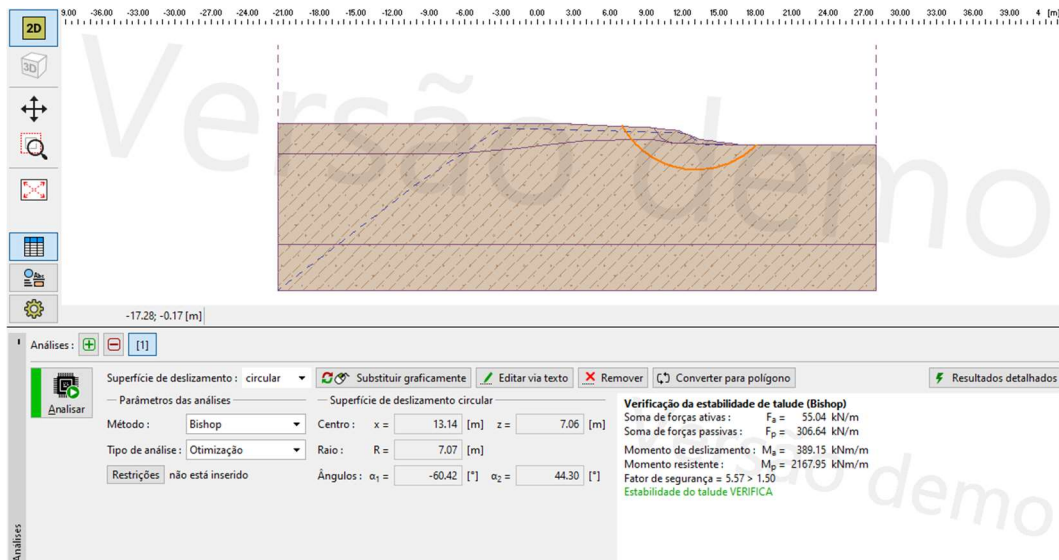
Tabela 20 – Estimativa de cargas relativas a atual PSA.

Elemento	Material	Peso. Esp. (kN/m³) (NBR 6122/2019)	Vol. (m³)	Carregamento (kN)	Memória de cálculo	Referência	Peso esp. estimado (kN/ m³) - corpo do aterro
Aterro (cabeceira)	Aterro (solo) - terraplanagem	18	1233,75	22207,5	Rampa (D) = $(75,00^2 + 1,40^2)^{1/2} = 75,01$ m Vol. pavimento (esp. = 7,50 cm) = $75,01 \times 23,50 \times 0,075 = 132,21$ m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Pavimento	Concreto betuminoso	14	132,21	1850,94	Rampa (D) = $(75,00^2 + 1,40^2)^{1/2} = 75,01$ m Vol. pavimento (esp. = 7,50 cm) = $75,01 \times 23,50 \times 0,075 = 132,21$ m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Vigas longarinas	Concreto armado	25	50,02	1250,58	Viga longarinas = Seção x Comprimento = 150,07 m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Vigas transversinas	Concreto armado	25	3,92	98,00	Viga transversinas = Seção x Comprimento = $0,20 \times 0,50 \times 19,60 \times 6,00$ und = 11,76 m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Bloco da cabeceira	Concreto armado	25	69,19	1729,75	Bloco da cabeceira (1 lado) = Seção x Comprimento = $3,53 \times 19,60 = 69,19$ m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Laje pré-moldada	Concreto armado	25	65,67	1641,83	Laje = Seção x Comprimento = 197,02 m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Laje de transição	Concreto armado	25	59,72	1493,00	Laje = Seção x Comprimento = 59,72 m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Defensas	Concreto armado	25	9,25	231,33	Defensas = Seção x Comprimento = 27,76 m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Pav. sobre a ponte	Concreto betuminoso	14	30,31	424,39	>> Vol. pavimento (esp. = 8,00 cm) = $58,00 \times 19,60 \times 0,08 = 90,94$ m³	ESTRUTURAL - PONTE SÉRGIO ARRUDA 01 À 06	
Carga (kN) - Peso próprio				30927,33			25,07
Carga (kN) - Utilização				8812,5	Sobrecarga de utilização = 5 kN/m² >>> Carga = Área da projeção x Sobrecarga = $(23,50 \times 75) \times 5,00 = 8812,50$ kN		7,14
Carga total (kN) - ($\gamma = 1,40$)				55635,76	>>> (Peso próprio + Sobrecarga de multidão) x 1,40 = 55635,76 kN		45,09

Fonte: Elaborado pela autora.

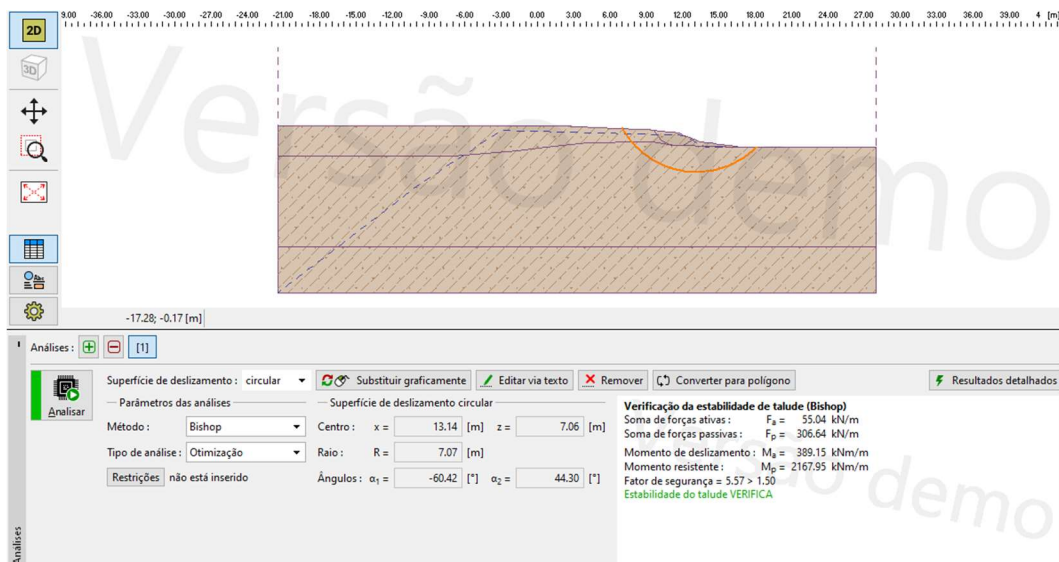
APÊNDICE C – MODELO PARA CENÁRIO TEÓRICO: SOLO PREDOMINANTEMENTE ARENOSO

Figura 73 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Bishop, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



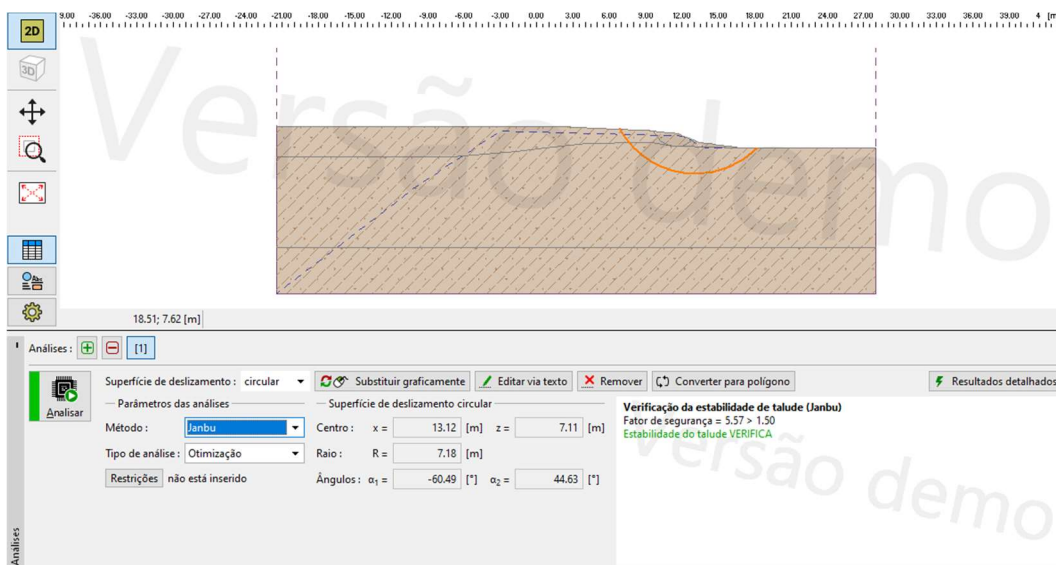
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 74 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Fellenius, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



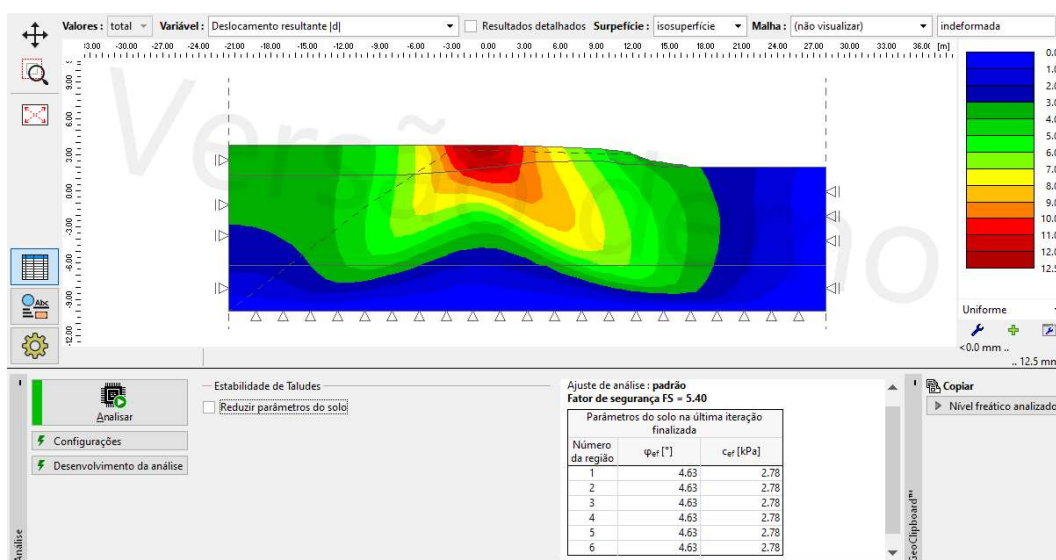
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 75 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Janbu, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



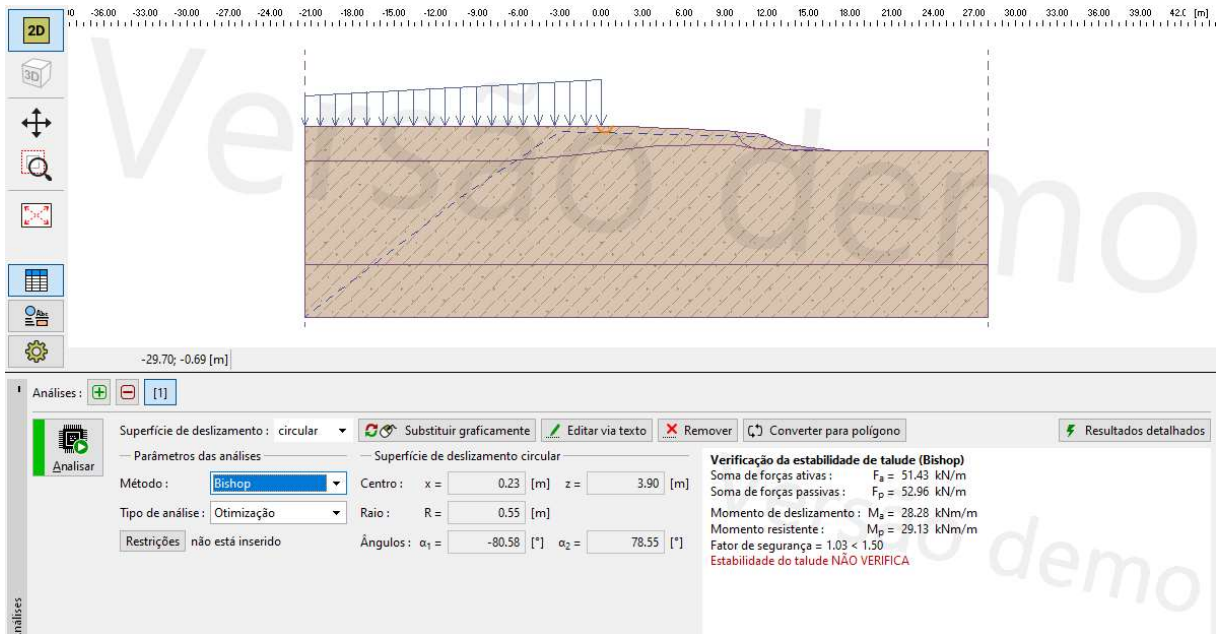
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 76 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o MEF, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



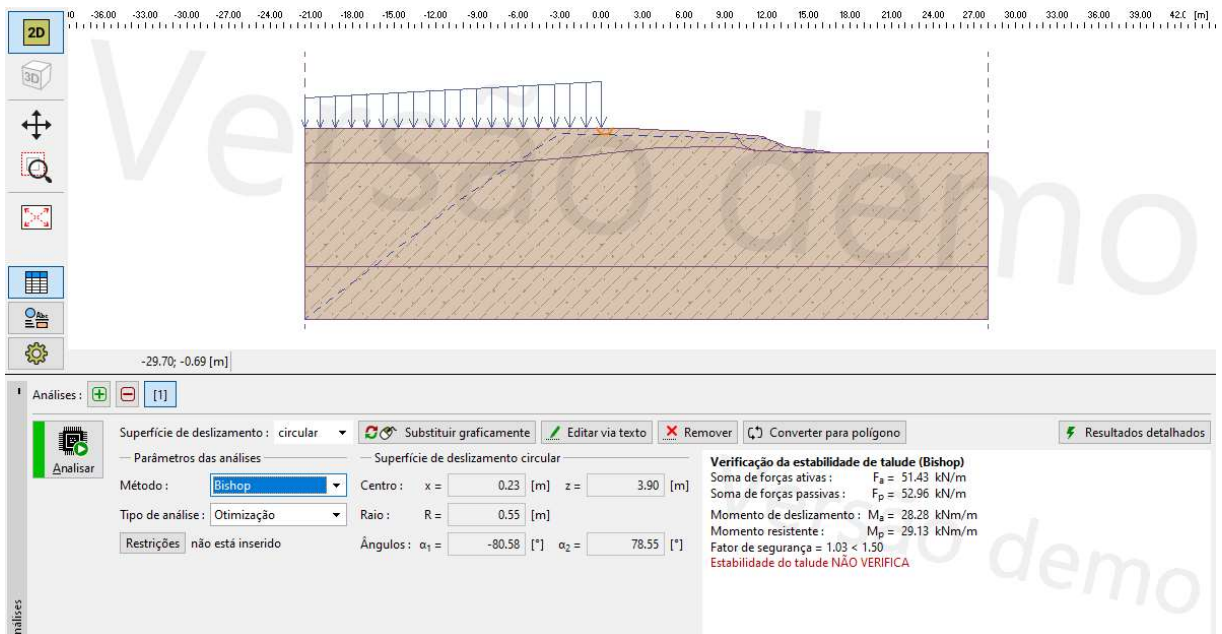
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 77 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Bishop, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



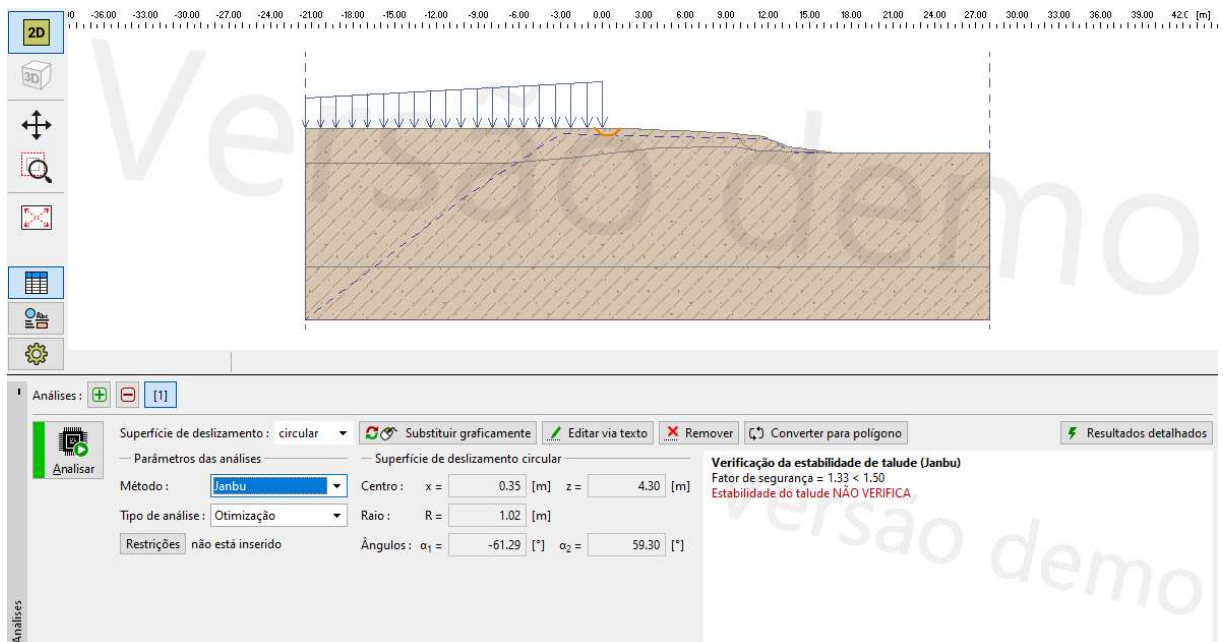
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 78 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Fellenius, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



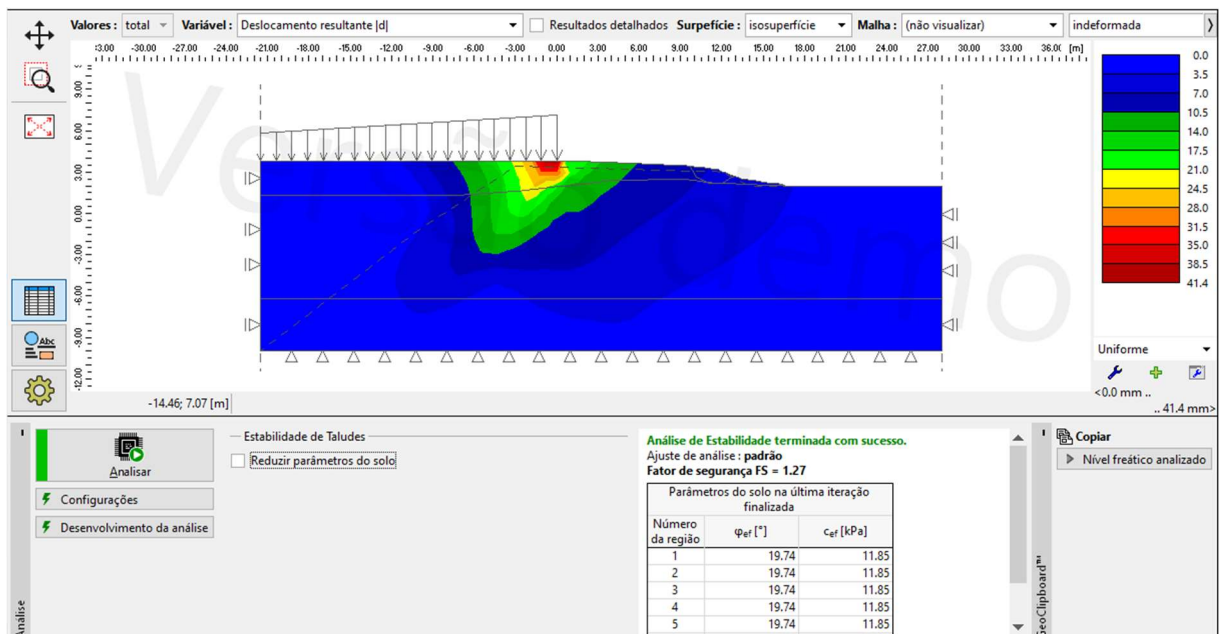
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 79 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Janbu, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



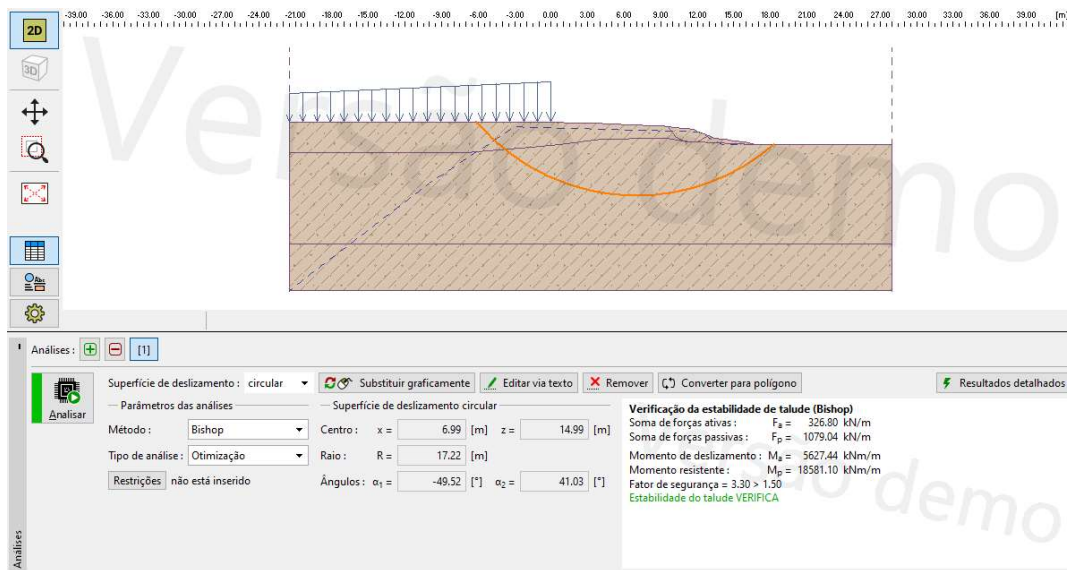
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 80 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o MEF, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



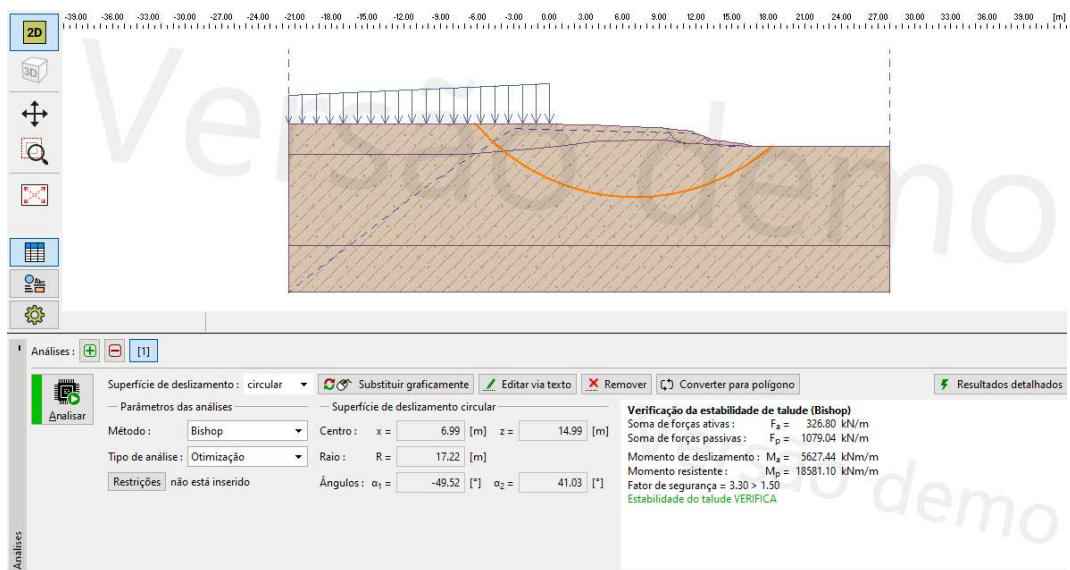
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 81 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Bishop, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



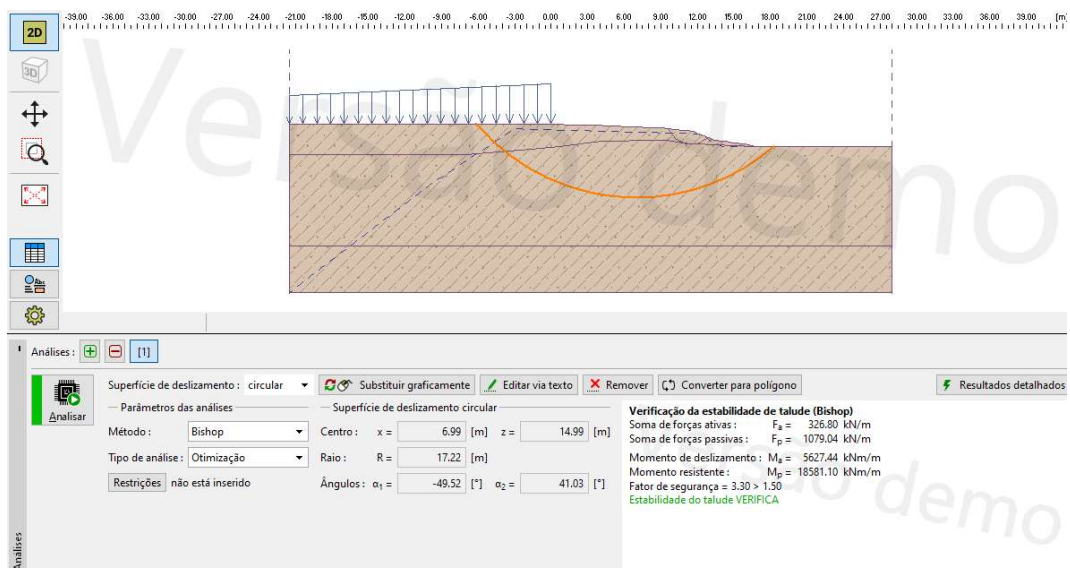
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 82 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Fellenius, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



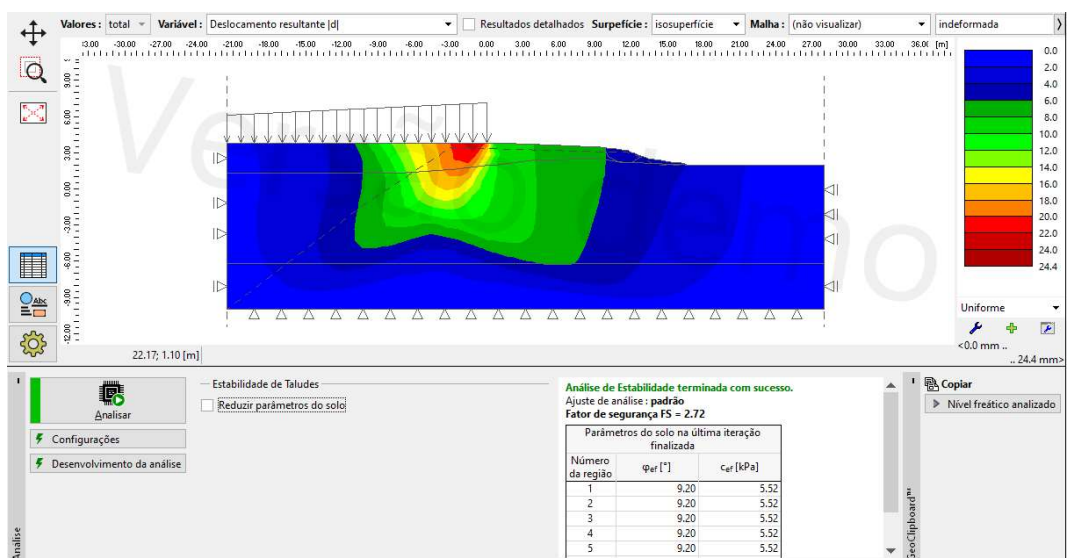
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 83 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Janbu, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 84 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o MEF, em solo arenoso, obtido com o software Geo5.

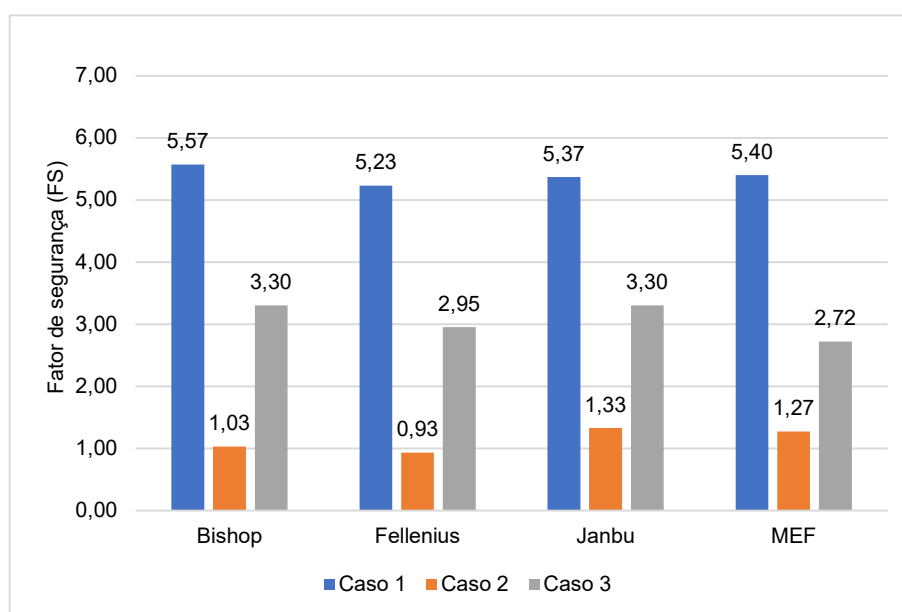


Fonte: Elaborado pela autora (2023).

ANÁLISE DOS FATORES DE SEGURANÇA – CENÁRIO TEÓRICO: SOLO PREDOMINANTEMENTE ARENOSO

No intuito de estender o presente estudo, foram introduzidos cenários teóricos, dessa forma as interfaces abordadas no cenário original foram uniformizadas, isto é, passando a conter apenas um tipo de solo – arenoso, mantendo-se as características desse adotadas no modelo anterior. Simulando-se consecutivamente os casos 1, 2 e 3 – conforme os métodos de equilíbrio limite e MEF adotado –; cujos modelos encontram-se registrados no APÊNDICE C, obteve-se (gráfico 4):

Gráfico 12 – Fatores de segurança (FS) obtidos para os 3 casos conforme os métodos adotados (solo arenoso).



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Sob a perspectiva de um cenário com a presença predominante de um solo arenoso, conservando-se as demais condições para geometria e sobrecarga, observou-se:

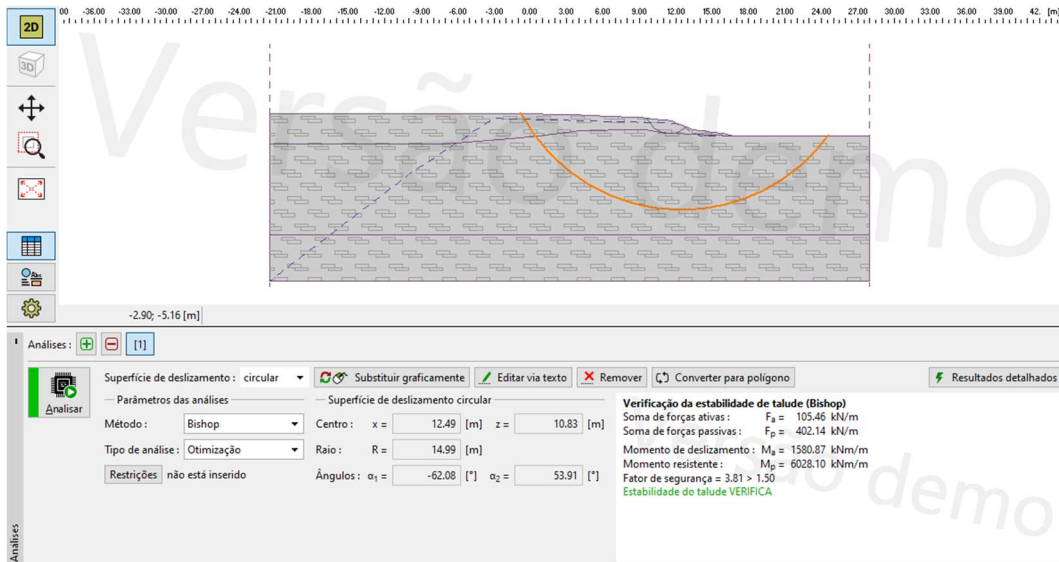
- Para o caso 1 (sem presença de sobrecargas): variação do FS entre 5,57 (Método de Bishop) e 5,23 (Método de Fellenius), havendo a obtenção de valores sempre superiores aos levantados no modelo original (atende aos parâmetros normativos);
- Para o caso 2 (sobrecarga da PSA atual): variação do FS entre 1,33 (Método de Janbu) e 0,93 (Método de Fellenius). Embora se observe uma relação entre

a ponderação dos métodos, os valores acima apresentados representam os mesmos métodos para os quais se obteve FS máximos e mínimos no cenário original; e o ligeiro aumento destes, não há o cumprimento dos parâmetros normativos.

- Para o caso 3 (sobrecargas da futura PSA): variação do FS entre 3,30 (Método de Bishop e Método de Janbu) e 2,72 (MEF), havendo a obtenção de valores sempre superiores aos levantados no modelo original em vista do mesmo caso (atende aos parâmetros normativos).

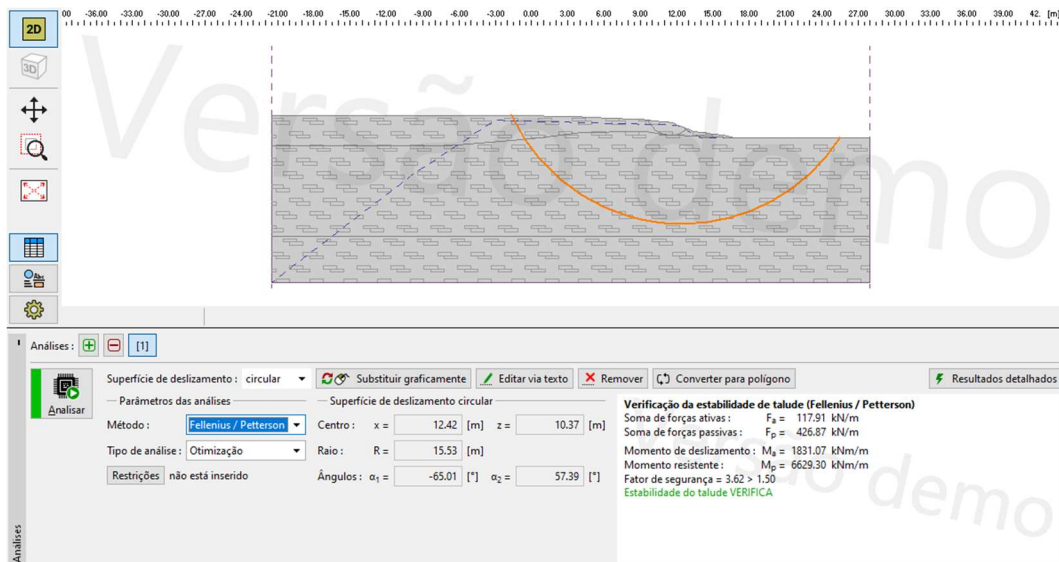
APÊNDICE D – MODELO PARA CENÁRIO TEÓRICO: SOLO PREDOMINANTEMENTE ARGILOSO

Figura 85 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Bishop, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



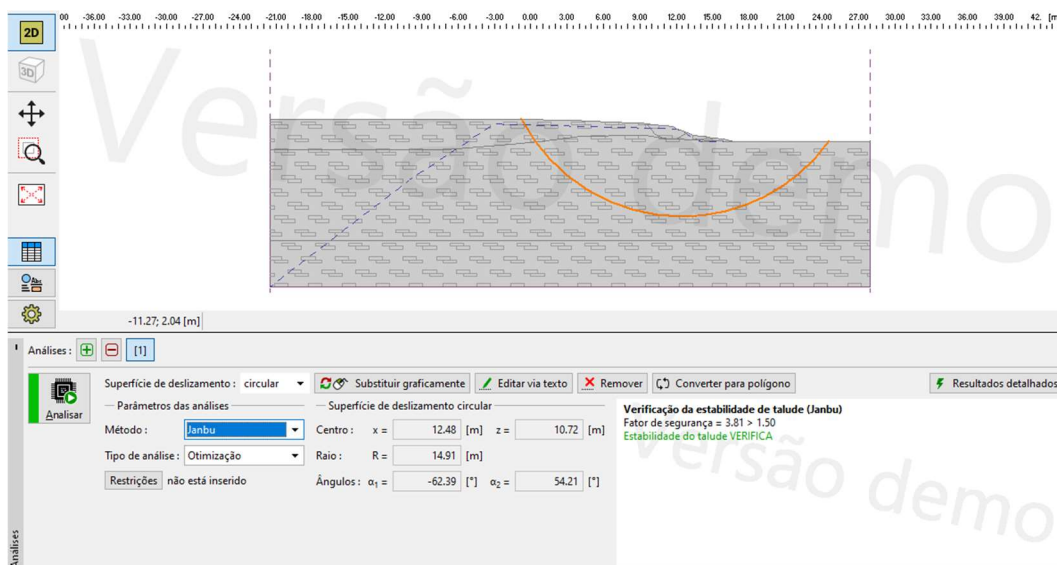
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 86 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Fellenius, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



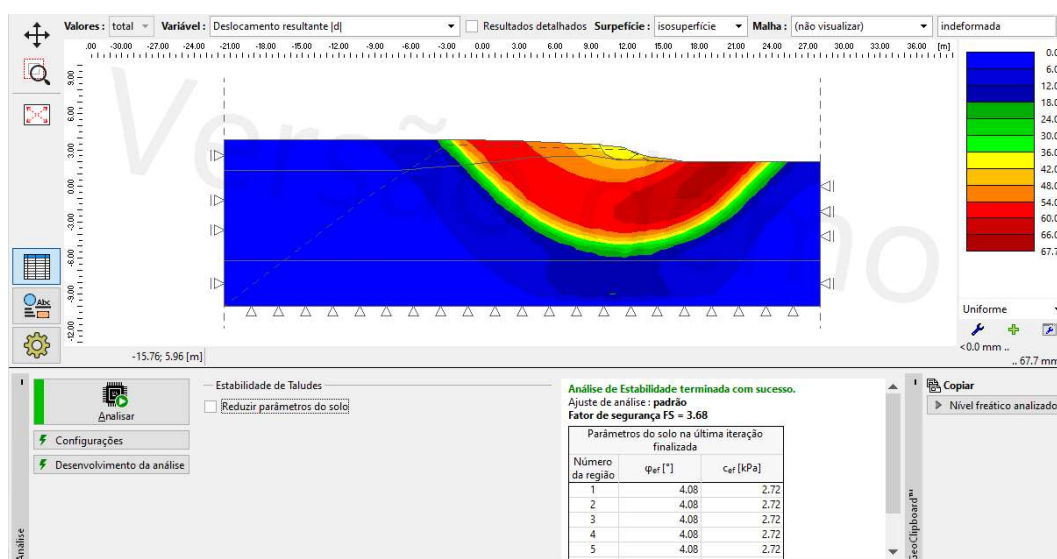
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 87 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o método de Janbu, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



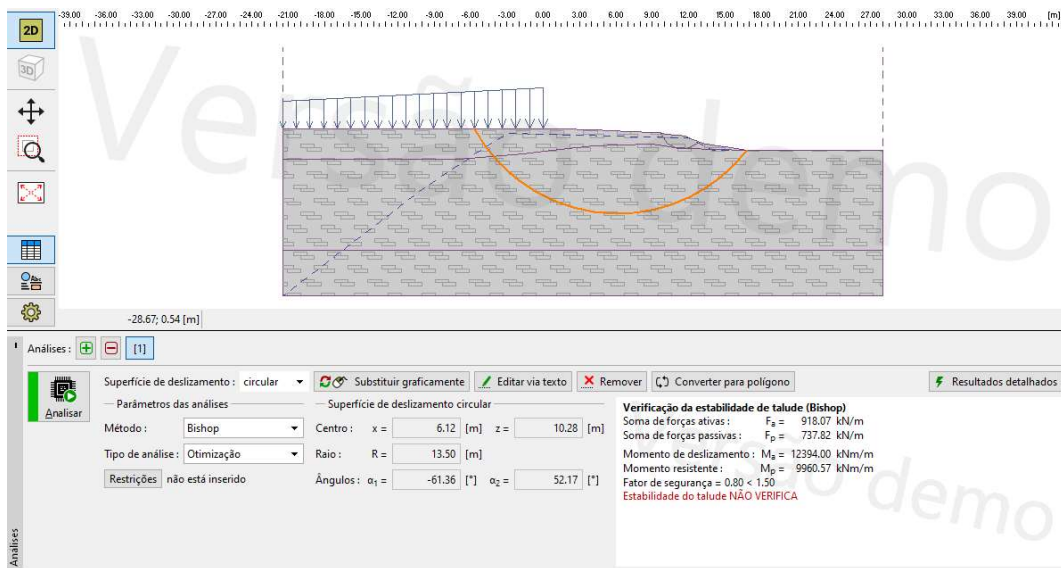
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 88 – Modelo do problema para o caso 1 conforme o MEF, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



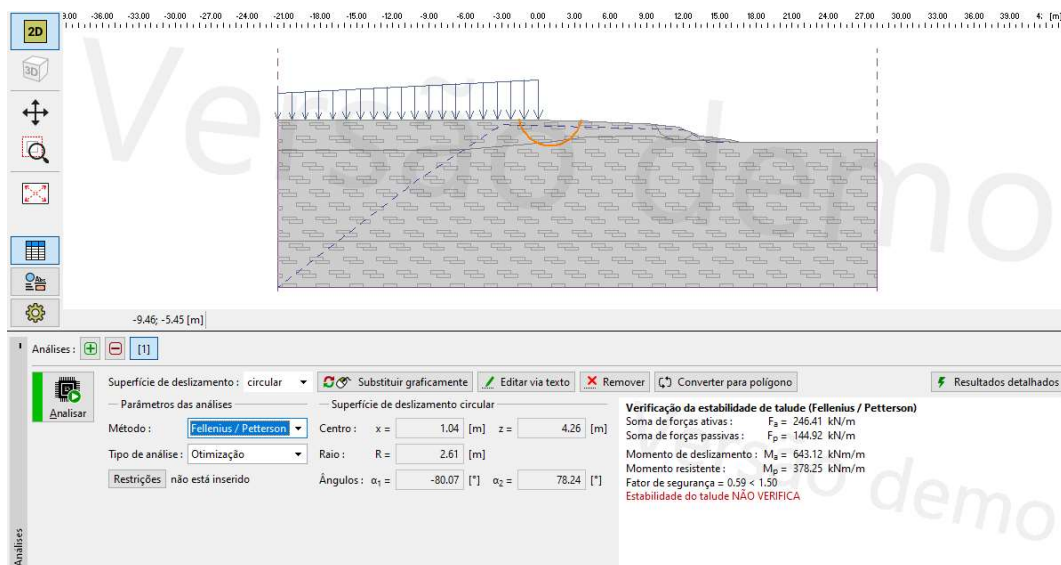
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 89 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Bishop, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



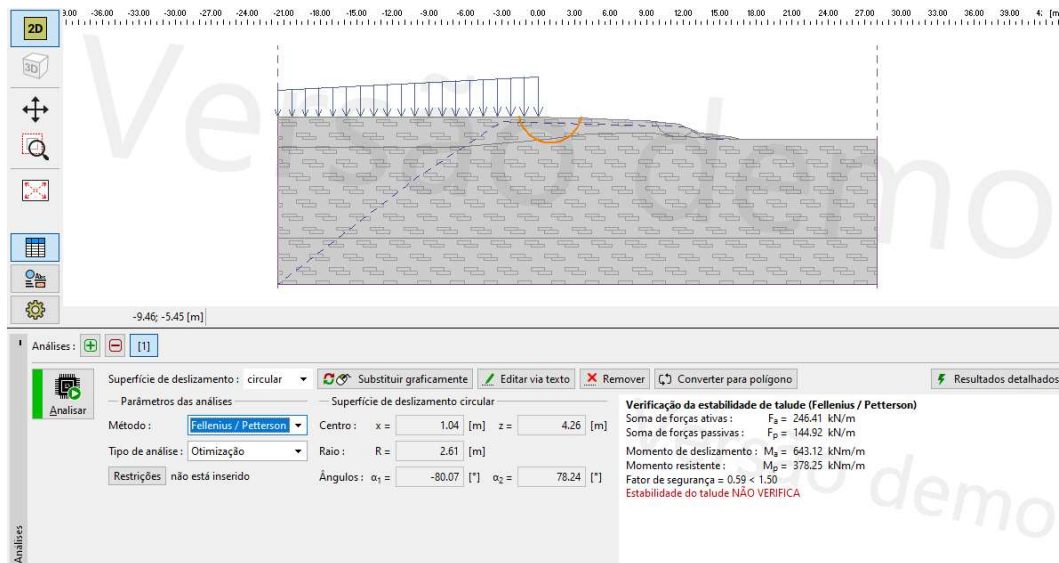
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 90 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Fellenius, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



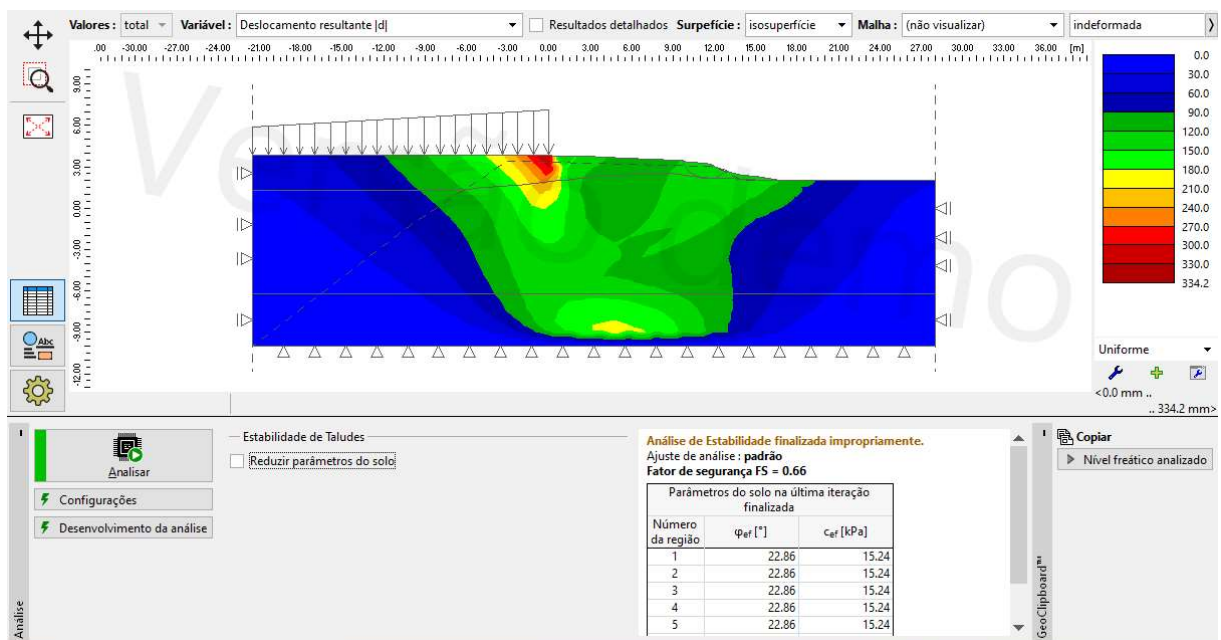
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 91 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o método de Janbu, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



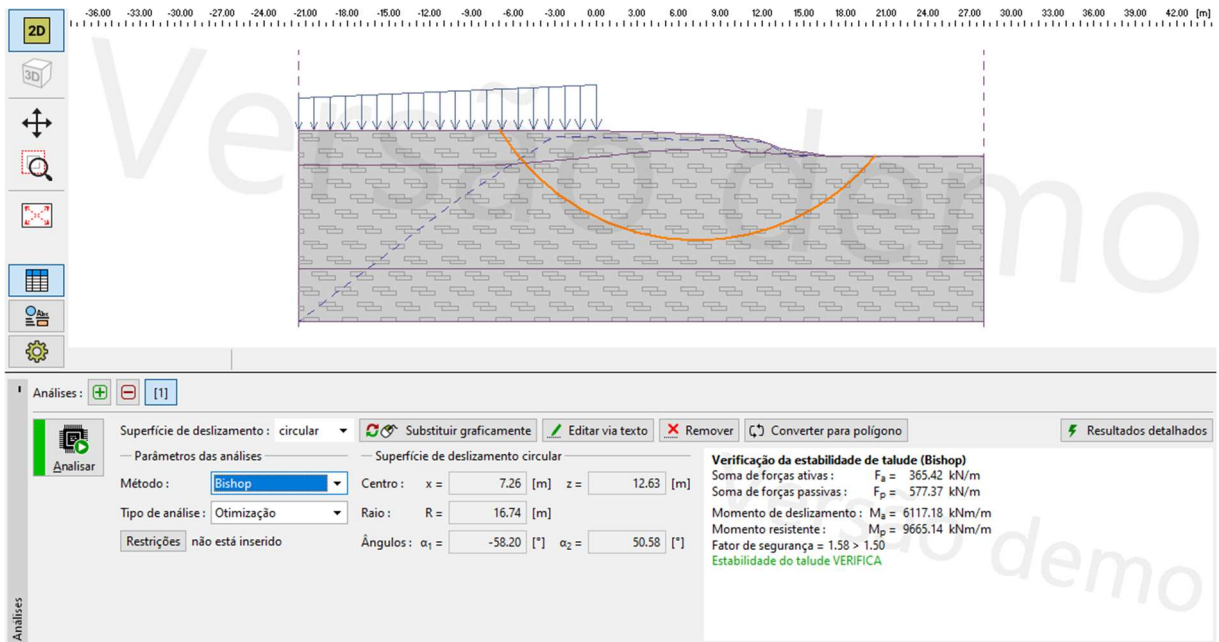
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 92 – Modelo do problema para o caso 2 conforme o MEF, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



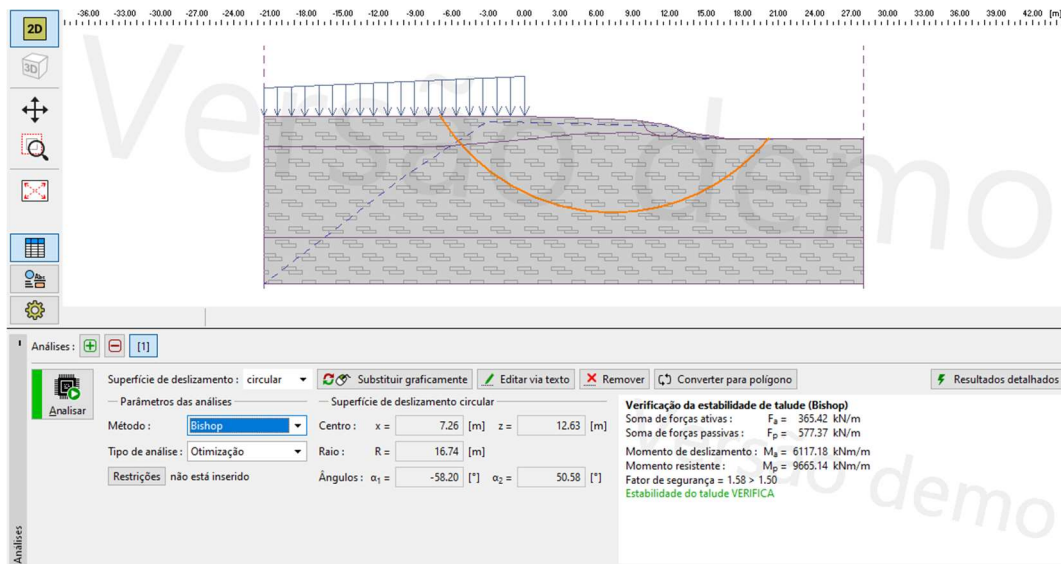
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 93 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Bishop, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



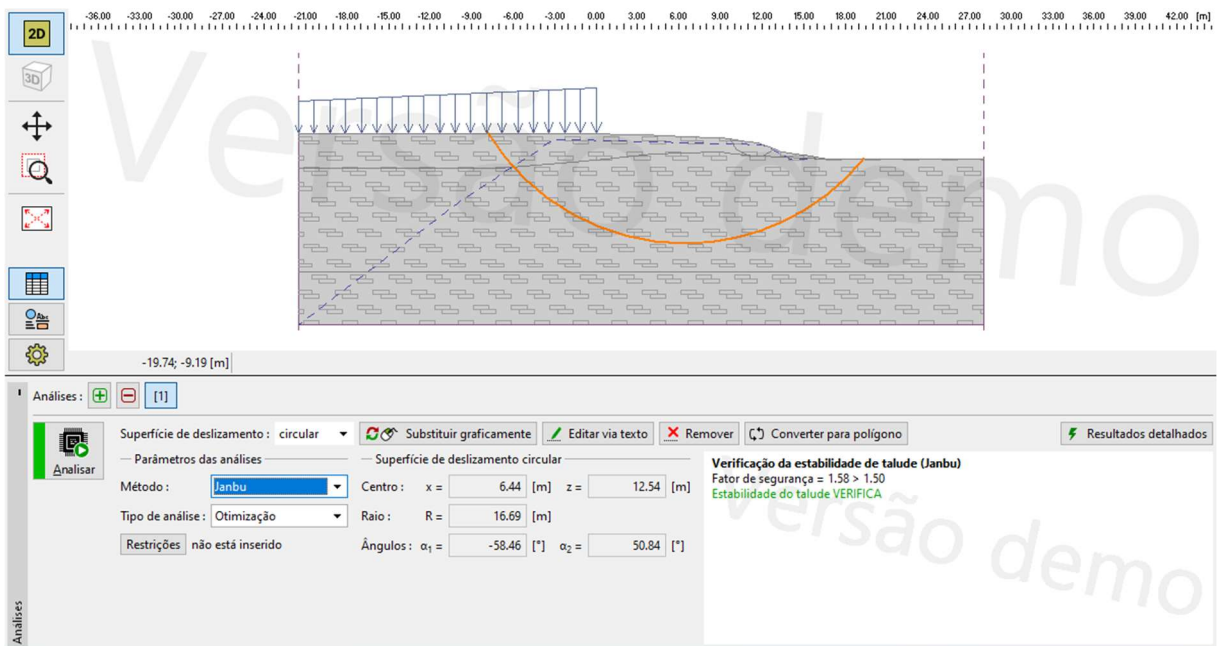
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 94 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Fellenius, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



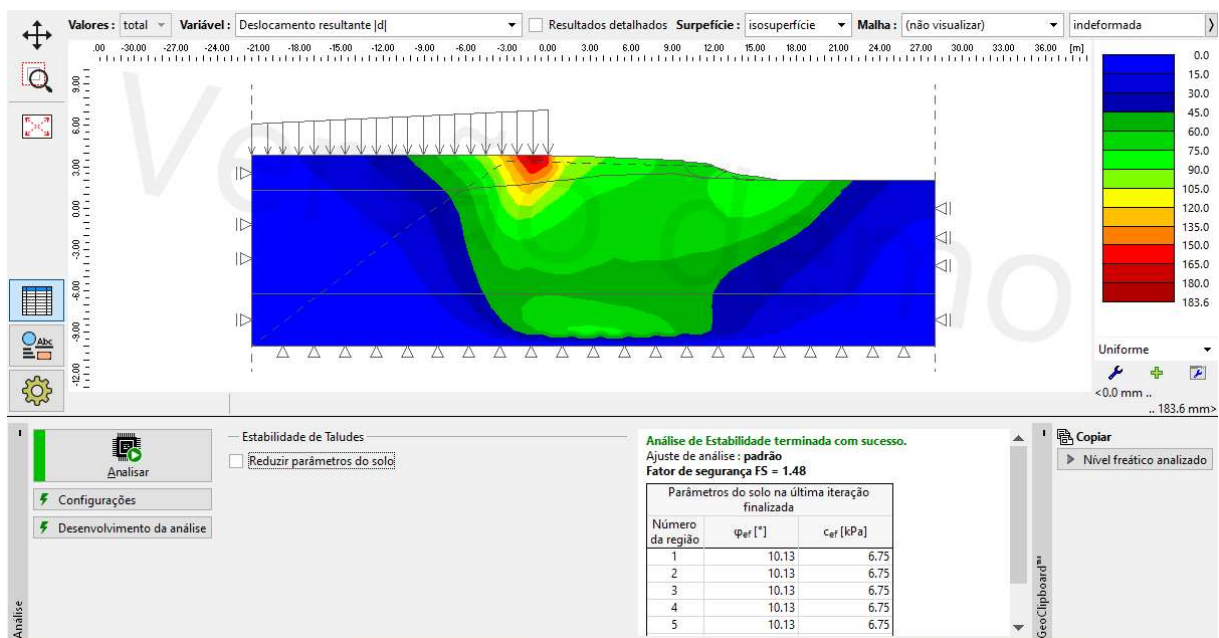
Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 95 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o método de Janbu, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Figura 96 – Modelo do problema para o caso 3 conforme o MEF, em solo argiloso, obtido com o software Geo5.

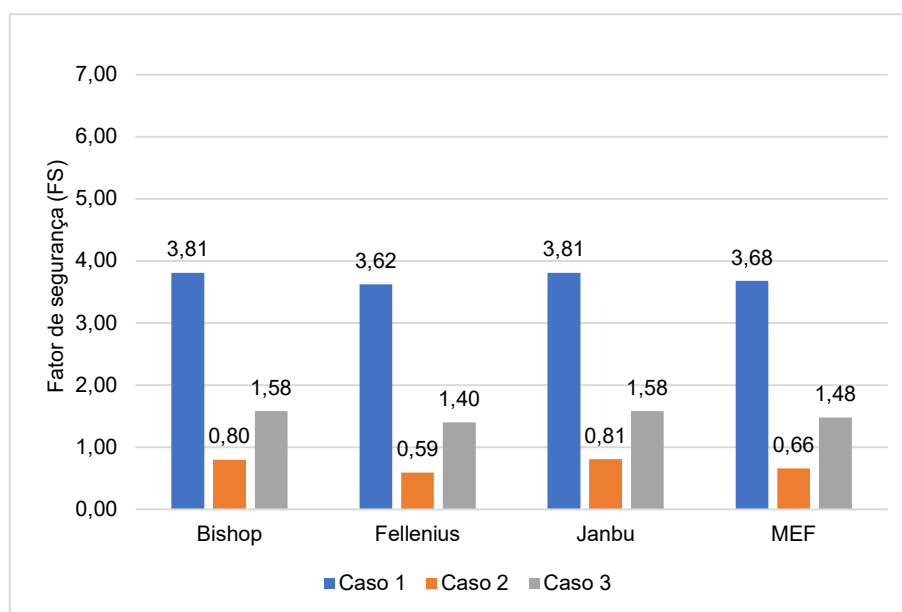


Fonte: Elaborado pela autora (2023).

ANÁLISE DOS FATORES DE SEGURANÇA – CENÁRIO TEÓRICO: SOLO PREDOMINANTEMENTE ARGILOSO

Sob as mesmas premissas adotadas para concepção do cenário teórico anterior, uniformizou-se as interfaces, entretanto modificando-se o solo – neste caso argiloso, mantendo-se as características desse adotadas no modelo anterior. Novamente, simulando-se consecutivamente os casos 1, 2 e 3 – conforme os métodos de equilíbrio limite e MEF adotado –; cujos modelos encontram-se registrados no APÊNDICE D, obteve-se (gráfico 5):

Gráfico 13 - Fatores de segurança (FS) obtidos para os 3 casos conforme os métodos adotados (solo argiloso).



Fonte: Elaborado pela autora (2023).

Deste modo, sob a perspectiva de um cenário com a presença predominante de um solo argiloso, conservando-se as demais condições para geometria e sobrecarga, observou-se:

- Para o caso 1 (sem presença de sobrecargas): variação do FS entre 3,81 (Método de Bishop e Janbu) e 3,62 (Método de Fellenius), havendo obtenção de valores sempre superiores aos levantados no modelo original (atende os parâmetros normativos);

- Para o caso 2 (sobrecarga da PSA atual): variação do FS entre 0,81 (Método de Janbu) e 0,59 (Método de Fellenius). Havendo predominância na obtenção de valores inferiores aos obtidos pelo modelo original, sem haver em qualquer um dos métodos aplicados o atendimento aos parâmetros normativos.
- Para o caso 3 (sobrecargas da futura PSA): variação do FS entre 1,58 (Método de Bishop e método de Janbu) e 1,40 (Método de Fellenius). Assim como observado no caso 2, havendo a obtenção de valores aproximados aos obtidos pelo modelo original.