

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA - CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL

ANA PAULA LUZ POSSATO

**DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO DO TIPO GABIÃO EM
REGIÃO DE SOLO RESIDUAL NA CIDADE DE BIGUAÇU/SC**

FLORIANÓPOLIS, 2021.

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SANTA
CATARINA - CÂMPUS FLORIANÓPOLIS
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

ANA PAULA LUZ POSSATO

**DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO DO TIPO GABIÃO EM
REGIÃO DE SOLO RESIDUAL NA CIDADE DE BIGUAÇU/SC**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido
ao Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia de Santa Catarina como parte
dos requisitos para obtenção do título de
Engenheira Civil.

Orientador:
Profº. Dr. Fábio Krueger da Silva

FLORIANÓPOLIS, 2021.

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor.

Possato, Ana Paula Luz

**DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO DO TIPO GABIÃO EM REGIÃO
DE SOLO RESIDUAL NA CIDADE DE BIGUAÇU/SC / Ana Paula Luz
Possato; orientação de Fabio Krueger da Silva.**
- Florianópolis, SC, 2021.

96 p.

**Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) - Instituto Federal
de Santa Catarina, Câmpus Florianópolis. Bacharelado
em Engenharia Civil. Departamento Acadêmico
de Construção Civil.**
Inclui Referências.

**1. Solo Residual. 2. Análise Geotécnica. 3. Estabilidade
de Taludes. 4. Muro de Gabião. 5. Modelagem em
Software. I. Silva, Fabio Krueger da . II. Instituto Federal
de Santa Catarina. III. DIMENSIONAMENTO DE
CONTENÇÃO DO TIPO GABIÃO EM REGIÃO DE SOLO RESIDUAL NA
CIDADE DE BIGUAÇU/SC.**

DIMENSIONAMENTO DE CONTENÇÃO DO TIPO GABIÃO EM REGIÃO DE SOLO RESIDUAL NA CIDADE DE BIGUAÇU/SC

ANA PAULA LUZ POSSATO

Este trabalho foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheira Civil e aprovado na sua forma final pela banca examinadora do Curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Santa Catarina.

Florianópolis, 13 de setembro de 2021.

Banca Examinadora:


(assinado)
Fábio Krueger da Silva

Fábio Krueger da Silva
PROFESSOR
SIAPE 1695483
IPSC - Campus Florianópolis

Fábio Krueger da Silva, Doutor.



Documento assinado digitalmente

Fernanda Simoni Schuch

Data: 08/10/2021 15:35:31-0300

Verifique em <https://verificador.iti.br>

Fernanda Simoni Schuch, Doutora.



Rafael Fabiano Cordeiro, Mestre.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, meus Guias e Orixás, por guiar toda a minha trajetória até aqui, dando-me proteção, sabedoria, força e saúde. Sem dúvidas eu não chegaria até aqui hoje se não fosse a vossa vontade.

À minha família, principalmente ao meu pai Paulo e à minha mãe Rosilei, por toda a educação, carinho, dedicação e esforço que moldaram a pessoa que eu sou hoje: Mãe foi a sua confiança em mim quando eu era apenas uma menina, que tornou realidade este grande sonho.

Ao professor Fábio Krueger da Silva, pelo apoio e por acreditar na minha capacidade: espero que um dia possa ser uma profissional como o senhor.

Aos profissionais do DACC do IFSC, que nos últimos onze anos passaram-me todo o conhecimento que possuíam e acreditaram em mim como aluna e profissional.

À minha banca examinadora, Professora Fernanda e Engº. Rafael: obrigada por disponibilizarem parte de seu tempo e conhecimento para tornar possível este trabalho.

Aos meus colegas de curso e de vida, principalmente a Beatriz, Thamires e Isadora, entre outros. Juntos superamos diversos obstáculos, estudamos, rimos, nos divertimos e viemos através destes anos realizados nossos sonhos.

Ana Paula Luz Possato

RESUMO

Esta pesquisa apresenta o dimensionamento de um muro de contenção do tipo gabião com base na caracterização geotécnica de um solo residual na cidade de Biguaçu/SC. A descrição física do solo foi obtida através dos resultados de ensaios de granulometria, densidade real dos grãos, limites de liquidez e plasticidade, compactação. A caracterização mecânica embasou-se a partir dos ensaios de expansão, determinação do CBR e cisalhamento direto. O solo residual foi classificado como um silte argiloso, desuniforme, mal graduado e altamente plástico. A modelagem do talude, muro de gabião e análises de estabilidade foram feitas por meio do software GEO5 da Fine Softwares. Foram apresentadas seis propostas de geometria para o muro de gabião, mas apenas três delas obtiveram resultados satisfatórios quanto a estabilidade interna, global e fundação. Conclui-se que a geometria 1 foi a estrutura que obteve o menor volume de construção conjunto a fatores de segurança satisfatórios.

Palavras-chave: Solo Residual; Análise Geotécnica; Estabilidade de Taludes; Muro de Gabião; Modelagem em Software.

ABSTRACT

This research presents the sizing of a gabion-type retaining wall based on the geotechnical characterization of a residual soil in the city of Biguaçu/SC. The physical description of the soil was obtained through the results of granulometric tests, real grain density, liquidity and plasticity limits, compaction. The mechanical characterization was based on expansion tests, determination of CBR and direct shear. The residual soil was classified as clayey, uneven, poorly graded and highly plastic soil. Glacis modeling, gabion wall and stability analysis were performed using Fine Softwares GEO5 software. Six geometry proposals for the gabion wall were presented, but only three of them obtained satisfactory results in terms of internal and global stability and foundation. It is concluded that geometry 1 was the structure that obtained the smallest construction volume with satisfactory safety factors.

Keywords: Residual Soil; Geotechnical Analysis; Glacis Stability; Wall of Gabion; Modeling in Software.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Relatos De Notícia De Deslizamentos Em Santa Catarina	13
Figura 1.2 – Relato De Notícia De Tragédia Climática Em Santa Catarina.....	14
Figura 1.3 – Organização Da Pesquisa.....	15
Figura 2.1 – Perfil Oriundo Da Decomposição De Rochas.	17
Figura 2.2 – Tipos De Deslizamento	20
Figura 2.3 – Esquematização Do Ensaio De Campo “Spt”	23
Figura 2.4 – Ensaio De Massa Específica De Agregados Miúdos	25
Figura 2.5 – Muro De Pedra Seca.....	29
Figura 2.5 – Esquema Da Construção De Muro Com Gabião	30
Figura 2.6 – Muro De Gabião	31
Figura 2.7 – Muro De Gabião	32
Figura 2.8 – Estabilidade De Talude Com Retaludamento	34
Figura 2.9 – Tipo De Ruptura De Muros De Gabião	35
Figura 2.10 – Verificação Quanto Ao Deslizamento	36
Figura 2.11 – Verificação Quanto Ao Tombamento	37
Figura 2.12 – Forças Atuantes Em Uma Fatia	39
Figura 2.13 – Método De Bishop (Superfície De Ruptura Cilíndrica)	42
Figura 2.14 – Forças Atuantes Em Uma Fatia Por Meio Do Modelo Método Morgenstern & Price.....	43
Figura 2.15 – Exemplificação De Uso Do Software Geo5	45
Figura 3.1 – Localização Geográfica Do Município De Biguaçu E Da Área De Pesquisa.....	47
Figura 3.2 – Bacia Do Rio Biguaçu	48
Figura 3.3 – Mapa Geológico Da Bacia Do Rio Biguaçu	49
Figura 3.4 – Mapa Pedológico Destacando A Área De Estudo Com Ponto De Amostragem	50
Figura 3.5 – Mapa Mostrando A Região Onde Localiza-Se O Talude Da Pesquisa.	51
Figura 3.6 – Amostra Indeformada.....	52
Figura 3.7 – Seção Característica Do Talude.....	54
Figura 3.8 – Resultado Ensaio Spt – Am 04	54
Figura 4.1 – Fluxograma De Etapas Da Pesquisa	56

Figura 4.2 – Tela Inicial Geo5 – Módulo Muro De Gabião	57
Figura 4.3 – Atribuindo Características Do Perfil Geotécnico.....	58
Figura 4.4 – Atribuindo Características Do Solo.....	59
Figura 4.5 – Definição Da Geometria 01 Do Muro	59
Figura 4.6 – Definição Do Ângulo Do Talude E Material De Preenchimento Do Aterro	60
Figura 4.7 – Modelagem Natural Do Terreno E Retaludamento	61
Figura 4.8 – Características Dos Blocos	61
Figura 4.9 – Verificação Da Estabilidade Internam Tombamento E Deslizamento ...	62
Figura 4.10 – Verificação Da Estabilidade Global	63
Figura 5.1 – Análise Da Estabilidade Do Talude	66
Figura 5.3 – Análise Da Estabilidade Global Geometria 2	67
Figura 5.4 – Análise Da Estabilidade Global Geometria 3	68
Figura 5.5 – Análise Da Estabilidade Global Geometria 4	69
Figura 5.6 – Análise Da Estabilidade Global Geometria 5	69
Figura 5.7 – Análise Da Estabilidade Global Geometria 6	70
Figura 5.8 – Análise Da Estabilidade Interna Geometria 1.....	71
Figura 5.10 – Análise Da Estabilidade Interna Geometria 3.....	73
Figura 5.11 – Análise Da Estabilidade Interna Geometria 4.....	74
Figura 5.12 – Análise Da Estabilidade Interna Geometria 5.....	75
Figura 5.15 – Análise Da Estabilidade Da Fundação Geometria 2	77
Figura 5.16 – Análise Da Estabilidade Da Fundação Geometria 3	78
Figura 5.18 – Análise Da Estabilidade Da Fundação Geometria 5	79
Figura 5.19 – Análise Da Estabilidade Da Fundação Geometria 6	80
Figura 5.20 – Geometria 1: Modelo 3D	81

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	12
1.1.	JUSTIFICATIVA.....	13
1.2.	OBJETIVO GERAL	14
1.3.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
1.4.	ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	CARACTERÍSTICAS DO SOLO	16
2.2	DESLIZAMENTOS	19
2.2.1	<i>Tipos de Deslizamentos.....</i>	<i>19</i>
2.3	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS	21
2.3.1	<i>Ensaios de Campo.....</i>	<i>22</i>
2.3.2	<i>Ensaios de Laboratório</i>	<i>24</i>
2.4	ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	26
2.4.1	<i>Muro de gravidade</i>	<i>28</i>
2.4.1.1	Muro de Pedra	28
2.4.1.2	Muro de Gabião	29
2.5	MÉTODOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	33
2.5.1	<i>Métodos de análise de estabilidade de taludes</i>	<i>38</i>
2.5.2	<i>Método de equilíbrio limite</i>	<i>38</i>
2.5.2.1	Método das fatias.....	39
2.5.2.2	Método de Bishop	40
2.5.2.3	Método de Morgenstern & Price (1965)	42
2.6	SOFTWARE GEO5.....	44
3	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	47
3.1	INFORMAÇÕES DA REGIÃO	47
3.2	GEOLOGIA E PEDOLOGIA DA REGIÃO	48
3.3	DADOS DO TALUDE	50
3.3.1	<i>Caracterização do talude</i>	<i>51</i>
4.1	FLUXOGRAMA DE ETAPAS DA PESQUISA	56
4.2	ANÁLISE COMPUTACIONAL E INTERFACE DO PROGRAMA	57
4.2.1	<i>Tela de Trabalho.....</i>	<i>57</i>
4.2.2	<i>Características do Perfil Geotécnico.....</i>	<i>57</i>
4.2.3	<i>Propriedades do Solo</i>	<i>58</i>
4.2.4	<i>Geometria do Muro</i>	<i>59</i>
4.2.5	<i>Característica do terreno.....</i>	<i>60</i>
4.2.6	<i>Blocos</i>	<i>61</i>
4.2.7	<i>Estabilidade Interna, Tombamento e Deslizamento.....</i>	<i>62</i>
4.2.8	<i>Estabilidade Global.....</i>	<i>62</i>
4.3	PREMISSAS DE PROJETO CONCEITUAL	63

5	RESULTADOS	66
5.1	ESTABILIDADE DO TALUDE ORIGINAL.....	66
5.2	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL	66
5.3	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE INTERNA.....	70
5.4	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DA FUNDAÇÃO	76
6	CONCLUSÃO.....	82
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	83
	ANEXOS	89
	ANEXO I – RESULTADOS DO ENSAIO DE GRANULOMETRIA - AM04.....	89
	ANEXO II – RESULTADOS DO ENSAIO DE LIMITE DE PLASTICIDADE E LIQUIDEZ - AM04.....	90
	ANEXO III – RESULTADO DO ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DE MASSA ESPECÍFICA – AM04.....	91
	ANEXO IV – RESULTADO DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DO SOLO - AM04	92
	ANEXO V – RESULTADO DO ENSAIO DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA - AM04.....	93
	ANEXO VI – RESULTADO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO – AM04	94
	ANEXO VII – RESULTADO SPT – SP18 – FOLHA 1	95
	ANEXO VIII – RESULTADO SPT – SP18 – FOLHA 2	96

1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenções são executadas com a finalidade de fornecer estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. Estas estruturas fornecem suporte e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou carregamentos externos (BARROS, 2013).

Alguns tipos de solos do estado de Santa Catarina, principalmente em épocas de chuvas, estão sujeitos a deslizamentos de terra e, quando ocorrem em áreas urbanizadas podem se tornar um problema, causando mortes e enormes prejuízos materiais.

Em geral, os deslizamentos de terra desencadeados por fortes chuvas ocorrem devido à saturação do solo produzida pela infiltração das águas pluviais. A água infiltrada, a caminho de níveis mais profundos, "quebra" a estrutura do solo ou da rocha, separando suas partículas e, portanto, reduzindo sua resistência ao deslizamento. Solos e rochas localizados em encostas íngremes são mais facilmente desestabilizados pela decorrência da água da chuva. Este fenômeno tem como principal efeito a possibilidade de acidentes envolvendo seres humanos, fazendo necessária a construção de obras de contenção ou outras ações preventivas para mitigar este problema.

Na engenharia muitas vezes são necessários movimentos de terra para implantação das obras, dependendo do tipo de material, cargas atuantes, condições climáticas e grau de segurança exigido é possível reconfigurar geometricamente o talude de modo permaneça numa condição estável. Porém, em algumas situações com escavações de grande porte e com grandes inclinações será necessário usar estruturas de suporte. A técnica mais comumente utilizada neste caso é a construção de uma Estrutura de Contenção. A contenção visa, portanto, evitar que o deslizamento de terra ocorra, de modo que sua implantação deve considerar as características geotécnica-geológicas da região. Existem diversas técnicas construtivas de contenções, neste trabalho será dado enfoque ao Muro de Gabião.

Esta pesquisa busca desenvolver um projeto conceitual de uma estrutura de contenção em gabião numa encosta de solo residual de granito na cidade de Biguaçu/SC.

1.1. Justificativa

Os movimentos de massa têm sido estudados ao redor de todo o mundo. Estes eventos indesejáveis podem causar perdas de vidas humanas e de bens materiais, além de acarretar em impacto social e econômico, tanto na esfera pública quanto no setor privado. Outro efeito dos deslizamentos consiste no impacto ambiental, afetando a flora do local, e, dependendo da magnitude, impactando também a fauna.

Com base no exposto, torna-se de extrema relevância a ampliação dos conhecimentos dos parâmetros que envolvem a concepção de contenções, particularmente, os muros de gabiões. As obras de contenção buscam evitar que este fenômeno ocorra, trazendo assim uma maior segurança à região. Além disso, a execução de contenções permite, por exemplo, implantar estradas, rodovias, ruas e avenidas em locais estratégicos, promovendo deslocamentos e desenvolvimento econômico para determinadas regiões.

Segundo estudos do IBGE (2019), no Estado de Santa Catarina quando somadas as parcelas de alto risco e muito alto risco de deslizamento, chega-se a 60% do território. Nas Figuras 1.1 e 1.2 são apresentados alguns relatos de notícias dos últimos anos no estado. Estes números reforçam a justificativa desta pesquisa visto que na região de estudo deste projeto, em Santa Catarina, o impacto das chuvas potencializa a ocorrência de deslizamentos, fazendo-se necessários a elaboração de estudos que evitem estes incidentes, além da elaboração de projetos de contenção que atendam especificamente aquela região.

Figura 1.1 – Relatos de notícia de deslizamentos em Santa Catarina



Fonte: G1 (2021)

Figura 1.2 – Relato de notícia de tragédia climática em Santa Catarina



Fonte: ND+ (2013)

1.2. Objetivo Geral

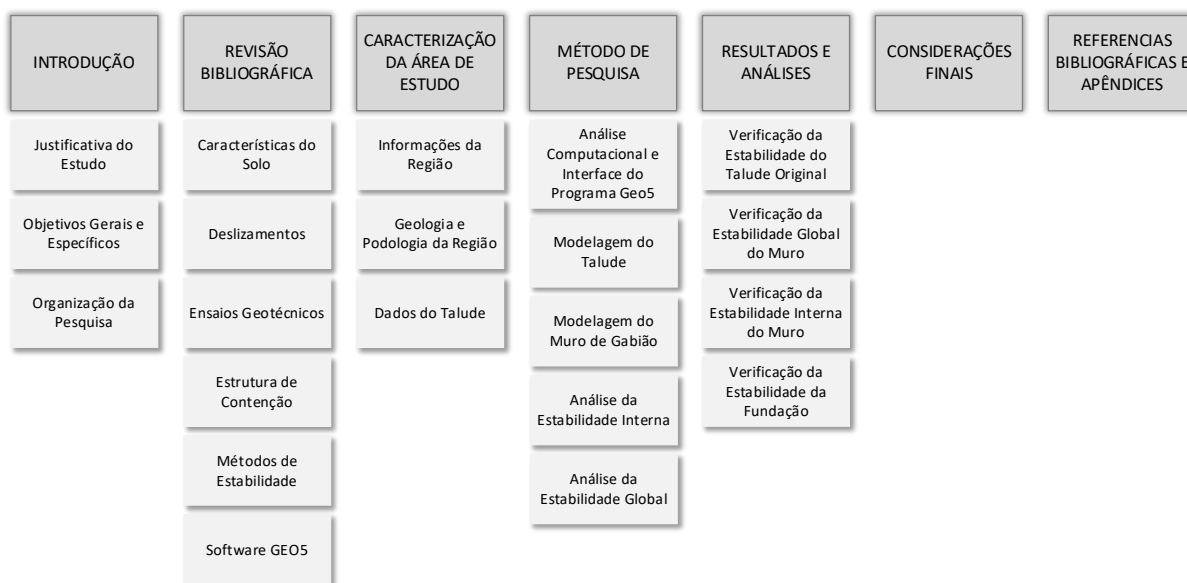
Dimensionar uma estrutura de contenção do tipo muro de gabião do tipo caixa em um talude com solo residual na região da bacia do Rio Biguaçu utilizando o software GEO5.

1.3. Objetivos Específicos

- a) Coletar os dados de campo e bibliográficos, necessários para construção da contenção;
- b) Interpretar os resultados das investigações geotécnicas realizadas no solo da região;
- c) Modelar e verificar a estabilidade do muro de gabião com o software Geo5;
- d) Otimizar a estrutura do muro de gabião através do software Geo5.

1.4. Organização da Pesquisa

O presente trabalho está organizado em sete capítulos, conforme demonstrado na Figura 1.3 e a seguir descrito:

Figura 1.3 – Organização da Pesquisa

Fonte: Autora

O Capítulo 1 apresenta a introdução, a justificativa da pesquisa e os objetivos gerais e específicos.

O Capítulo 2 descreve a revisão bibliográfica dos temas pertinentes ao desenvolvimento da pesquisa.

O Capítulo 3 trata da caracterização da área de estudo e a apresentação dos resultados dos ensaios realizados.

O Capítulo 4 apresenta a metodologia proposta para que os objetivos gerais e específicos sejam satisfatoriamente atingidos.

O Capítulo 5 descreve os resultados obtidos na modelagem da estrutura e as análises preliminares dos resultados da pesquisa.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões gerais e finais da pesquisa e sugestões de trabalhos futuros.

Por fim são mostradas as referências bibliográficas e os apêndices que embasaram esta pesquisa científica.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Características do solo

A região das Planícies Costeiras, na unidade geomorfológica Planícies Colúvio-Aluvionar, constitui área de transição entre depressões de origem continental e marinha. Os solos encontrados nestes depósitos residuais são o Cambissolo Álico e o Podzólico Vermelho-Amarelo Álico ambos A moderado textura argilosa (EMBRAPA,2004).

Nesta linha, a definição de “solo residual” consiste no fato de um solo derivado do intemperismo e decomposição da rocha *in situ*, que não foi transportado de seu local original. Os termos residual e tropical são usados alternadamente, mas nos últimos anos o termo residual tem sido utilizado com mais frequência (PEDRON, 2004).

As características dos solos residuais são muito diferentes daquelas dos solos transportados. Por exemplo, o conceito convencional de grão do solo ou tamanho de partícula é inaplicável a muitos solos residuais, porque as partículas de solo residuais geralmente consistem em agregados ou cristais de mineral intemperizados que se quebram e se tornam progressivamente finos, se o solo for manipulado, o que aparece no local como cascalho arenoso pode se transformar em lodo fino durante as atividades de escavação, mistura e compactação (QUEIROZ, 2018).

As propriedades dos solos residuais são geralmente controladas pela micro ou macroestrutura, pelas juntas e outros detalhes reliquiais, que eram parte integrante do maciço rochoso original e são herdados pelo solo.

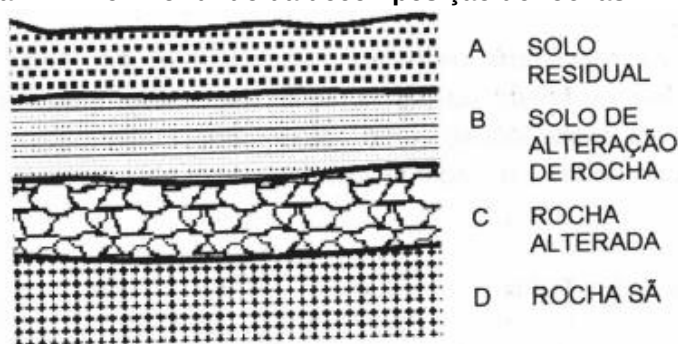
De acordo com Lepsch (2016) estabilidade de taludes é particularmente difícil em um ambiente tropical, devido ao fato de que a maioria dos solos são residuais, o regime hidrológico complexo, a umidade e temperaturas muito altas, a geologia complexa, a topografia acidentada e outros fatores ambientais são, em geral, desfavoráveis. Os solos residuais são encontrados predominantemente em áreas tropicais, onde aparecem em grandes profundidades e são frequentemente referidos como "solos tropicais" e são raros em regiões de clima não tropical ou temperado.

De acordo com Silva (2015) a maior parte das teorias e desenvolvimentos em geotécnica foram concebidas com estudo em solos sedimentares, tais teorias e critérios podem ser aplicadas em solos residuais da mesma forma que em solos sedimentares.

Solos residuais são o produto de intemperismo local de formações rochosas. Em algumas formações de solos aluviais, estes foram intemperizados de tal forma que podem ser assimilados em seu comportamento a solos residuais. Além disso, os solos residuais são comumente encontrados acompanhados de colúvio e uma grande porcentagem dos movimentos das encostas dos solos residuais estão relacionados à instabilidade do colúvio (LEPSCH, 2016)

A Figura 2.1 mostra um exemplo de solo residual frente a outros tipos de solos.

Figura 2.1 – Perfil oriundo da decomposição de rochas.



Fonte: Lepsch (2016)

De acordo com Oliveira (2006), pode-se citar as seguintes características dos solos residuais.

a) Não podem ser considerados isoladamente do perfil de intemperismo, do qual são apenas uma parte integrante. Para definir seu comportamento e a possibilidade de ocorrência de escorregamentos, as características do perfil podem ser mais importantes do que as propriedades do próprio material.

b) Eles são geralmente muito heterogêneos e difíceis de amostrar e testar.

c) Eles são comumente encontrados no estado úmido e insaturado, o que representa uma dificuldade em avaliar sua resistência ao corte.

d) Geralmente, eles têm zonas de alta permeabilidade, o que os torna muito suscetíveis a mudanças rápidas de umidade e saturação.

Em formações de solo residual geralmente existem superfícies preferenciais em que o declive tende a falhar, entre as quais destaca-se, por exemplo, as descontinuidades herdadas, onde juntas, fraturas, foliações, planos de estratificação, laminações, diques, orientações minerais e outras descontinuidades da rocha original, tornam-se descontinuidades dentro da massa residual do solo, que geralmente atuam como superfícies de fraqueza devido à sua baixa resistência, relacionada não apenas à fratura em si, mas também ao intemperismo preferencial ao longo destes, uma vez que atuam como condutores de água e demais agentes intemperizadores que facilitam não só o transporte e depósito de subprodutos, mas também a formação de redes de pressão de água e dissipação de sucção ao longo dos planos de descontinuidade. Mudanças na pressão dos poros podem causar mudanças nos parâmetros de resistência ao cisalhamento dentro da descontinuidade (LEÃO; SOUZA, 2018).

Juntas herdadas controlam, na maioria dos casos, o regime de infiltração de água após uma chuva, de modo que esse evento acarreta em deslizamentos de terra, em que a massa de solo estava em um estado semi-seco, mas as descontinuidades estavam saturadas e afetadas por pressões internas. Na maioria dos deslizamentos que ocorrem em solos residuais, a superfície da falha coincide em áreas importantes com grupos de descontinuidades herdadas, que às vezes são preenchidas com materiais fracos, comumente argilas, que absorvem água, expandem e amolecem com muita facilidade e é comum que sua existência e significado sejam identificados apenas após a ocorrência de uma falha (CARVALHAIS, 2019).

Destaca-se que conhecer sobre solos residuais é importante para compreender em que tipo de ambiente se está trabalhando e assim poder tomar medidas corretas em relação aos tipos de ações que ali devem ser realizadas, evitando maiores problemas futuros (MOREIRA, 2014).

Outro local onde há uma possibilidade de falha maior trata-se da zona de mudança de permeabilidade. O processo de intemperismo ou as características de formação dos materiais podem gerar a presença de superfícies de alta permeabilidade dentro de um perfil de solos residuais menos permeáveis. Quando a água passa pelo perfil, ela tenta fluir preferencialmente pelas zonas de maior permeabilidade, gerando uma rede diferencial de pressões porosas concentradas. O fluxo de água e as pressões preferenciais ao longo das zonas de alta

permeabilidade podem transformá-las em superfícies de falha. Além disso, em alguns perfis, mudanças abruptas na condutividade coincidem com mudanças na resistência ao cisalhamento dos materiais (SANTOS, 2012).

Outros tipos de falhas em solos residuais também podem existir e é de fundamental importância que antes de qualquer ação se saiba as características geológicas, extraíndo, portanto, informações que permitam saber quais procedimentos são mais adequados a tais regiões (LEÃO; SOUZA, 2018).

2.2 Deslizamentos

Um deslizamento de terra é o deslocamento de uma grande massa de terra que se destaca por uma encosta, precipitando-se para baixo. Os deslizamentos de terra podem ser causados por terremotos, erupções vulcânicas ou instabilidade nas áreas circundantes, bem como ações externas do homem. Deslizamentos de lama são um tipo especial de deslizamento de terra causado pela água que penetra no solo devido à chuva, modificando-a e fazendo-a deslizar. Isso acontece com certa regularidade em vários lugares durante os períodos chuvosos (CANAVESI, 2013).

Os deslizamentos ocorrem quando uma grande massa de terreno ou área instável desliza em relação a uma área estável, através de uma superfície ou faixa de terra de pequena espessura. Os deslizamentos começam quando as massas de terra atingem a tensão tangencial máxima em todos os seus pontos. Os deslizamentos de terra são um tipo de deslizamento evitável de engenharia, no entanto, em geral, os outros tipos de deslizamento não são evitáveis (SILVEIRA et al., 2014). Alguns tipos de deslizamentos são indicados à frente.

2.2.1 Tipos de Deslizamentos

Ao realizar uma análise de estabilidade de qualquer declive, é necessário conhecer os tipos de deslizamentos que podem ocorrer se houver um movimento e eles podem ser classificados em dois subtipos, esta diferenciação é importante porque o sistema de análise e estabilização a ser utilizado pode ser definida (PINTO et al., 2019).

O primeiro deslizamento a ser tratado refere-se ao deslizamento rotacional que são os tipos de movimentos em que a superfície da falha é descrita em uma forma circular e seu centro de rotação está acima do centro de gravidade do corpo do escorregador. Já o segundo tipo a ser considerado é o deslizamento translacional. Este tipo de deslizamento de solo, também chamado de plano, é um tipo de movimento no qual o material se move para baixo ao longo de uma superfície quase plana ou ligeiramente ondulada (PINTO et al., 2019).

Figura 2.2 – Tipos de deslizamento



Fonte: Cemaden (2021)

Os escorregamentos devidos ao declive ocorrem sempre que a inclinação do talude excede aquela imposta pela resistência ao cisalhamento do maciço, sendo agravado nas condições de saturação do solo, por isto que a maior probabilidade de escorregamentos é no período chuvoso (MENDONÇA; PINHEIRO, 2012).

Existem também os escorregamentos por descontinuidades. O contato solo-rocha constitui, em geral, uma zona de transição entre esses materiais. Quando ocorre um contraste de resistência acentuado entre eles, com inclinação forte e, principalmente, na presença de água, a zona de contato pode condicionar a instabilidade do talude. Ou seja, não há uma ligação forte entre o solo com a rocha, ocasionando o escorregamento (ANDRADE et al., 2018).

Escorregamentos por percolação de água, também um dos tipos mais comuns de deslizamento de terra, são ocorrências que se registram durante períodos de chuva quando há elevação do nível do lençol freático ou, apenas, por saturação das camadas superficiais de solo. Quando os taludes interceptam o lençol

freático, a manifestação, eventual, da erosão interna pode contribuir para a sua instabilização (ANDRADE et al., 2018).

A Queda e rolamento de blocos também se apresenta como escorregamento de terra. Este tipo de deslizamento é frequente em cortes em rocha, onde o fraturamento do maciço é desfavorável à estabilidade, em taludes com matacões, por descalçamento, em taludes com camadas sedimentares de diferentes resistências à erosão e à desagregação superficial (MENDONÇA, 2013).

Escorregamentos em massas coluviais, por sua vez, constituem corpos em condições de estabilidade tão precárias que pequenos cortes, e mesmo pequenos aterros, são suficientes para aumentar os movimentos de rastejo, cujas velocidades são ainda mais aceleradas, quando saturado em época de chuvas. Existem no Brasil, vários casos de obras rodoviárias implantadas nesses corpos que ocasionaram sérios problemas, durante anos, até sua completa estabilização (DIAS, 2013).

Por fim tem-se a erosão que consiste em um escorregamento que pode ocorrer em talude de corte e aterro, sendo em sulcos ou diferenciadas, também de forma longitudinal ao longo da plataforma. Podem ocorrer de forma localizada e associada a obras de drenagem e internas em aterros (MENDONÇA, 2013).

2.3 Investigações geotécnicas

Os ensaios geotécnicos são realizados para determinar as características geotécnicas de um terreno, no âmbito das técnicas de reconhecimento de um levantamento geotécnico. Esses testes são realizados em amostras previamente obtidas em campo, podem ser levadas para serem ensaiadas em laboratório e em algumas situações são realizados *in loco*, sendo estes os ensaios de campo (GON, 2011).

O ensaio geotécnico de campo é um estudo realizado com o objetivo de fazer um reconhecimento visual do contexto original dos vários solos de uma área de estudo, de forma a determinar todas as suas características. Ao contrário dos ensaios laboratoriais, este tipo de ensaio pretende validar a correlação entre os ensaios geotécnicos de campo e as características de resistência e deformabilidade dos diferentes tipos de solos (SILVEIRA et al., 2014).

Os ensaios de campo são essenciais para classificar as camadas de solo, nível de lençol freático e fazer uma estimativa das características geotécnicas do solo in natura, permitem também a coleta de amostras para outros tipos de ensaio. Podem ser executados e é possível obter seus resultados com rapidez além de permitir a avaliação de grandes áreas (KRUEGER, 2015).

Um estudo geotécnico de campo deve ser realizado antes do desenvolvimento de um projeto, para obter as informações geotécnicas necessárias do terreno e com base em suas propriedades, determinar os passos a seguir e antecipar qualquer inconveniente que de outra forma seria inesperado (SILVEIRA et al., 2014).

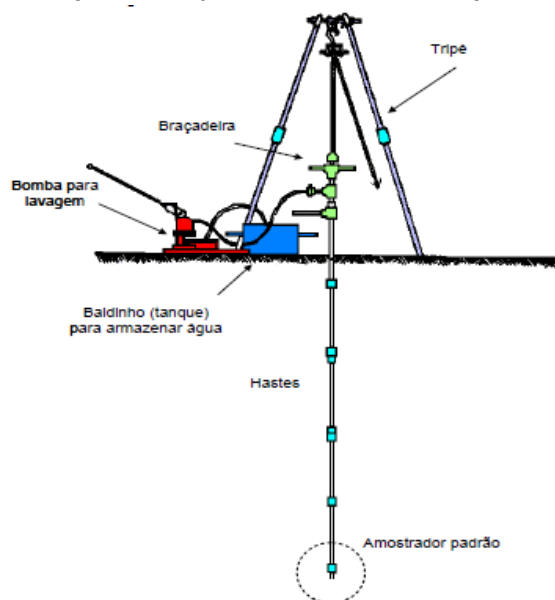
Uma vez obtidas todas essas características, qualquer tipo de projeto pode ser iniciado com um grau máximo de garantias, o que as torna praticamente fundamentais. Os ensaios geotécnicos são de extrema importância para estabelecer a viabilidade técnica para execução de obras e projetos (GON, 2011).

2.3.1 Ensaios de Campo

Segundo Krueger (2015) o Standard Penetration Test ou Ensaio de Sondagem à Percussão (SPT), é o método de prospecção geotécnica mais difundido no mundo.

Este ensaio é normalizado pela ABNT NBR 6484 e visa caracterizar o grau de resistência do solo, o tipo de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência e a posição do nível d'água (GON, 2011). Um exemplo de ensaio de campo é apresentado na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Esquemática do ensaio de campo “SPT”



Fonte: Krueger (2015)

O ensaio SPT é um tipo de teste de penetração dinâmico, usado para testar terrenos em que se deseja realizar um levantamento geotécnico. Consiste em contar o número de golpes necessários para que um dispositivo robusto, cilíndrico e oco, seja inserido a uma certa profundidade que permite retirar uma amostra, naturalmente alterada, do interior. O peso da massa é normalizado, assim como a altura de queda livre, sendo 63,5 quilogramas e 76 centímetros respectivamente (GON, 2011).

De acordo com Moreira (2014), uma vez atingida a profundidade na qual o teste deve ser realizado na perfuração do poço, sem avançar a tubulação e limpar o fundo do poço, o amostrador SPT acoplado à haste é abaixado até que repouse suavemente no fundo. Uma vez realizada esta operação, a massa é elevada repetidamente com uma frequência constante, deixando-a cair livremente sobre um carrinho que é colocado na zona superior da articulação.

O número de golpes necessários para conduzir a colher nos primeiros 15 centímetros é contado e registrado (N_{0-15}). Posteriormente, é realizado o próprio teste, introduzindo mais 30 centímetros, anotando-se o número de pancadas necessárias para a condução em cada intervalo de 15 centímetros de penetração (N_{15-30} e N_{30-45}). O resultado do teste é o impacto SPT ou resistência à penetração padrão exposto pela Equação 1 (MOREIRA, 2014):

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45} \quad (1)$$

Se o número de golpes necessários para penetrar em qualquer um desses intervalos de 15 centímetros for maior que 50, o resultado do teste deixa de ser a soma anteriormente indicada, para se tornar rejeição (R), e o comprimento cravado no furo também deve ser considerado quando 50 golpes foram alcançados. O teste SPT neste ponto é considerado concluído quando esse valor é atingido (MOREIRA, 2014).

A partir do ensaio SPT é possível também fazer uma correção entre outros fatores do solo, como módulo de elasticidade, peso específico, ângulo de atrito e coesão efetiva.

2.3.2 Ensaios de Laboratório

Outro ensaio comumente utilizado para caracterização de solos é o ensaio de granulometria, normalizado pela ABNT NBR 7181, este ensaio é utilizado para determinação da distribuição por tamanho das partículas individuais de minerais do solo, o ensaio pode ser realizado através do peneiramento e sedimentação do solo. Através dos resultados obtidos deste ensaio é possível construir a curva de distribuição granulométrica (CINTRA, 2013).

O ensaio de massa específica, exemplificado na Figura 2.4, é um outro ensaio de laboratório utilizado para caracterização do solo, para partículas menores que 4,8mm, este ensaio é normatizado pela ABNT NBR 6458, os dados obtidos por meio do ensaio são necessários para determinação do índice de vazios do agregado (ALMEIDA, 2015).

Figura 2.4 – Ensaio de massa específica do solo



Fonte: DNIT 411 (2021)

O limite de liquidez e plasticidade são outras características do solo determinadas pelas normativas ABNT NBR 6459 e ABNT NBR 7180, respectivamente, estes ensaios permitem determinar os limites de consistência do solo de acordo, ou seja, determinar o grau de adesão entre as partículas de solo e à resistência oferecida a forças que tendem a rompê-las (ALMEIDA, 2015).

A compactação de um solo consiste na redução rápida do índice de vazios, por meio de processos mecânicos ou manuais, em que ocorre a compressão ou expulsão do ar dos poros. A norma técnica que estabelece os parâmetros para a realização do ensaio é a ABNT NBR 7182, através do ensaio de compactação é possível obter uma relação entre o teor de umidade e o peso específico seco do solo (CAVA, 2017).

O Índice de Suporte Califórnia ou Ensaio CBR é realizado para determinar a resistência do solo em comparação a uma brita padrão. Este ensaio é normatizado pela ABNT NBR 9895, por meio dele é possível identificar qual será a expansão do solo do um pavimento quando este estiver saturado e fornece informações da perda de resistência com a saturação (CAVA, 2017).

O Teste CBR mede a resistência à tensão de cisalhamento de um solo e é capaz de avaliar a qualidade do solo para subleito e base de pavimentos. É realizado em condições controladas de umidade e densidade. Este é um dos

parâmetros necessários obtidos nos estudos geotécnicos prévios à construção, bem como no Teste de Proctor e nas análises granulométricas do terreno (SILVA; MIRANDA, 2018).

Este procedimento mede a carga necessária para penetrar um pistão de dimensões determinadas a uma velocidade predeterminada em uma amostra de solo compactada após ter sido imersa em água por quatro dias na saturação mais desfavorável e após ter medido seu intumescimento. A amostra é submersa para poder prever a situação hipotética de acúmulo de umidade no solo após a construção. Portanto, após ter compactado o solo e submerso, ele é penetrado com um pistão que é conectado a um pequeno "plotter" que gera um gráfico onde a carga é representada em relação à profundidade em que o pistão penetrou no seu interior da amostra (PINTO; DORTAS, 2020).

O ensaio de cisalhamento direto é empregado para determinação da resistência ao corte ao cisalhamento do solo, pode ser executado em condições inundadas e não inundadas, o resultado obtido através deste teste são as características relacionadas ao ângulo de atrito e coesão do solo (KRUEGER, 2015).

De acordo com Finotti, Ribeiro e Tavares (2006), este ensaio consiste na aplicação de uma tensão normal num plano e verificar a tensão necessárias para ocorrer deformações no corpo de prova até a ruptura. O ensaio relaciona diretamente as tensões normal e cisalhante, este par de valores permite definir a envoltória de tensões do solo.

2.4 Estrutura de CONTENÇÃO

O objetivo de uma estrutura de contenção é resistir às forças exercidas pela terra contida e transmitir essas forças com segurança à fundação ou a um local fora da massa de movimento analisada. No caso de um deslizamento de terra, a parede exerce uma força para conter a massa instável e transmite essa força para uma fundação ou zona de ancoragem fora da massa capaz de se mover. Deformações ou movimentos excessivos da estrutura de contenção ou do solo ao seu redor devem ser evitados para garantir sua estabilidade. Duas condições de projeto totalmente diferentes para uma estrutura de contenção devem ser distinguidas das formas descritas a seguir (LIMA, 2015).

A primeira forma de distinção refere-se à condição de talude estável. Este é o caso típico de muro de arrimo analisado nos textos de mecânica de solos e fundações. Supõe-se que o solo é homogêneo e uma pressão de terra é gerada de acordo com as teorias de Rankine ou Coulomb e a força ativa tem uma distribuição de pressão em forma triangular (LIMA, 2015).

A outra condição é a de deslizamento. No caso de haver a possibilidade de ocorrer um deslizamento de terra ou se for a estabilização de um movimento ativo, a teoria da pressão de terra de Rankine ou Coulomb não representa a realidade das forças atuantes na parede e geralmente o valor das forças atuantes é muito maior do que as forças ativas calculadas pelas teorias tradicionais. O fato de haver um escorregamento ou baixo fator de segurança equivale ao fato de que foram geradas deformações na encosta que produzem um aumento muito grande das forças sobre a estrutura a ser projetada (BARONI et al., 2012)

A mitigação de deslizamentos se refere a várias atividades feitas pelo homem em encostas com o objetivo de diminuir o efeito dos deslizamentos. Frequentemente, fenômenos individuais se unem para gerar instabilidade ao longo do tempo, o que muitas vezes não permite a reconstrução da evolução de um determinado deslizamento. Portanto, as medidas de mitigação de risco de deslizamento, como o uso de contenção, não são geralmente classificadas de acordo com o fenômeno que pode causar um deslizamento. Em vez disso, eles são classificados pelo tipo de método de estabilização de declive usado (PEQUENO; MARQUES, 2020)

As estruturas de contenção são estruturas que fornecem suporte a maciços e evitam o escorregamento causado devido a carregamentos externos e ao peso próprio, são construídos com a finalidade de garantir a estabilidade contra a ruptura de maciços de terra e rocha (BARROS, 2017).

Nesta linha, destaca-se o uso de muros de contenção. Entende-se por muro de contenção a estrutura que proporciona a estabilidade de um material ou solo que apresenta um nível diferente do de sua superfície de suporte. Um muro de arrimo é uma estrutura predominantemente vertical, projetada e construída com uma margem de segurança em termos de estabilidade, resistência e durabilidade, levando em consideração os aspectos econômicos e estéticos. As paredes de contenção são comumente classificadas de acordo com o material com o qual são construídas (concreto, alvenaria, metal, gabiões) ou a forma como funcionam

estruturalmente (gravidade, ancoradas, paredes de contraforte) (ENDLICH; SILVA, 2019).

Uma parede gravitacional é aquela que deve sua estabilidade, fundamentalmente, ao seu próprio peso. É constituído por grandes massas de contenção que, devido ao seu peso e resistência ao tombamento, podem suportar as pressões exercidas pelo solo. É uma parede de grande volume em relação à sua altura. Um exemplo típico de parede gravitacional são os gabiões (ENDLICH; SILVA, 2019).

2.4.1 Muro de gravidade

Este tipo de estrutura recorre ao peso próprio e/ou ao peso de uma parte do bloco de solo a ela incorporado para se manterem estáveis. De acordo com Almeida (2015) estas estruturas podem ser subdivididas em função do tipo de material utilizado em estruturas rígidas e flexíveis:

- a) Estruturas rígidas: são constituídas de materiais que não aceitam deformações, como muros de concreto ciclópico ou pedras argamassadas;
- b) Estruturas flexíveis: são formadas por materiais deformáveis e que se adaptam a movimentações do terreno sem perder sua estabilidade, como gabiões e blocos articulados.

2.4.1.1 Muro de Pedra

São estruturas constituídas de pedras arrumadas manualmente. Podem ser do tipo pedras secas, onde sua resistência incide do empilhamento das pedras ou do tipo pedra argamassada onde utiliza-se argamassa de assentamento entre as pedras de forma a atingir maior rigidez. Esta tecnologia possui uma execução simples e normalmente é empregado em muros de até 2m de altura (LUIZ, 2014).

Figura 2.5 – Muro de pedra seca



Fonte: Silva (2019)

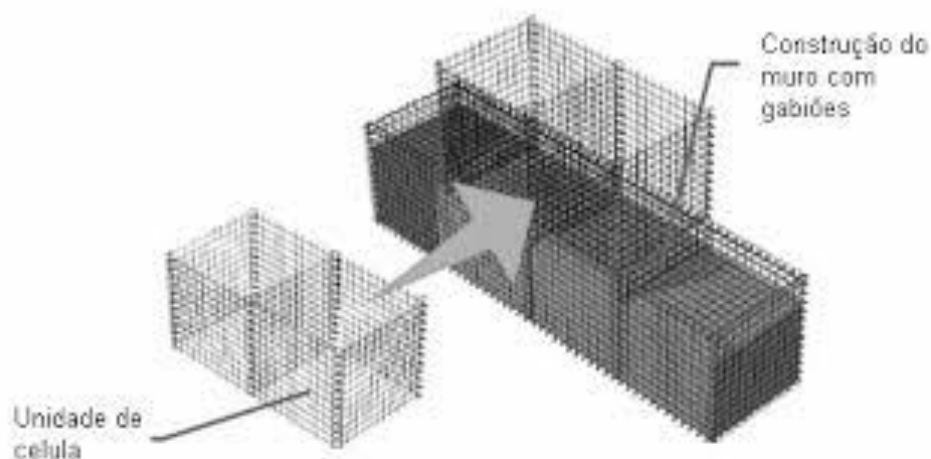
2.4.1.2 Muro de Gabião

Os muros de gabhões são estruturas flexíveis, constituídas por caixas feitas de malha de alta resistência, com dimensões que vêm em frações de meio metro, as quais são preenchidas com blocos de rocha. Esta conformação permite a realização de um esquema modular, o que facilita a configuração de uma ampla variedade de possibilidades geométricas para a parede (CINTRA, 2013).

Os gabhões são unidos por costura manual da mesma tela de arame. Os blocos de rocha utilizados para o enchimento não devem ser suscetíveis a intemperismo ou desintegração e devem ter a dimensão de uma a duas vezes a menor dimensão da malha, para evitar perda de material e garantir a maior densidade possível (CINTRA, 2013).

O material suportado é normalmente composto por um preenchimento que é colocado após a construção da parede entre ele e o terreno original. Estas, juntamente com as eventuais sobrecargas que serão aplicadas ao aterro, formam as cargas que atuam na parede. Portanto, deve ser dimensionado de forma a suportar essas cargas sem causar quebra ou deformação excessiva de sua estrutura, de seu alicerce ou do resto da massa terrestre (GERSCOVICH et al., 2019).

Figura 2.5 – Esquema da construção de muro com gabião



Fonte: Chuquimuni (2005)

Segundo Paula (2014), os gabiões são paralelepípedos retangulares de diferentes dimensões constituídos por uma rede de malha metálica dupla-trançada que forma uma base, paredes verticais e uma tampa, que, eventualmente, podem ser formadas separadamente. Devido à conformação das malhas, podem ser:

- a) Abertura hexagonal;
- b) Abertura ortogonal.

Tabela 2.2: Peso das telas dos gabiões

Malha	Altura da caixa [m]	Peso [kgf/m ³]				
		Diâmetro do fio [mm]				
		2,00	2,20	2,40	2,70	3,00
5 x 7	0,50	11,10	11,05	14,30	-	-
	1,00	7,25	8,20	10,50	-	-
6 x 8	0,50	8,50	10,90	12,30	15,20	-
	1,00	5,55	6,95	8,20	10,30	-
8 x 10	0,50	-	-	11,20	12,60	15,00
	1,00	-	-	7,85	8,70	10,50
10 x 12	0,50	-	-	-	11,00	13,50
	1,00	-	-	-	7,50	9,00

Fonte: Almeida (2015)

Eles são preenchidos no local com blocos de rocha sólidos de peso apropriado. Para tanto, o peso específico dos blocos deve ser maior ou igual a 2 tf/m³. Algumas opções de material de enchimento são apresentadas abaixo:

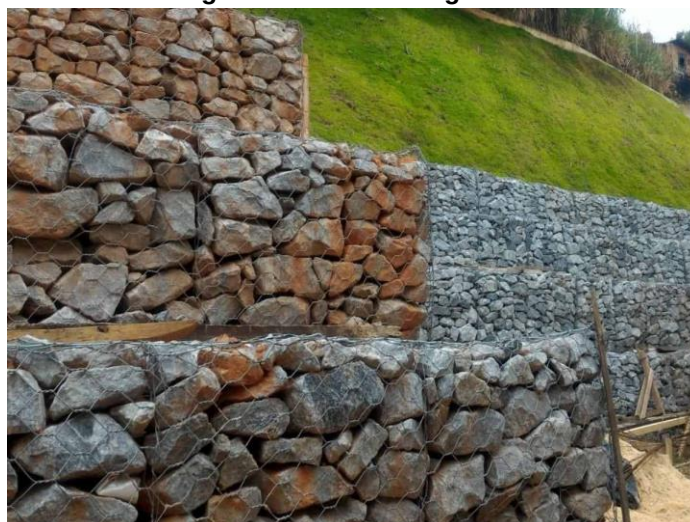
Tabela 2.3 - Valores de pesos específicos de rochas

Tipo de rocha	Peso específico [tf/m ³]
Basalto	2,5 - 3,3
Diorito	2,5 - 3,3
Gabro	2,7 - 3,1
Gnaisse	2,5 - 3,0
Granito	2,6 - 3,3
Calcário	1,7 - 3,1
Mármore	2,5 - 3,3
Quartzito	2,65
Arenito	1,2 - 3,0
Argilito	2,0 - 2,5

Fonte: Almeida (2015)

Os gabiões são estruturas de fácil montagem e se encaixam harmoniosamente, integrando-se ao seu entorno, garantindo que até a vegetação se desenvolva no mesmo, apresentando uma paisagem agradável em contraste com as soluções de concreto rígido ou rochoso (CINTRA, 2013).

Figura 2.6 – Muro de gabião



Fonte: Ávila (2020)

Os gabiões tipo caixa e tipo colchão representam uma solução técnica e económica eficiente, bem como estética e ecológica para a sua aplicação em obras de engenharia, visto que se adaptam a qualquer ambiente, clima, sendo a sua construção também possível em locais de difícil acesso (PAULA, 2014).

Normalmente são chamados de tipo caixa aqueles cuja altura varia entre 0,50 m - 1,00m e tipo colchão aqueles cuja altura varia entre 0,17 m - 0,30 m. Internamente, os gabiões podem ser divididos por diafragmas formando células cujo comprimento não deve ultrapassar uma vez e meia a largura da malha. Normalmente, essa separação é de 1 m. As bordas dos painéis de malha são reforçadas com fios de diâmetro maior (GERSCOVICH et al., 2019)

Entre as principais vantagens destaca-se a flexibilidade pois permitem recalques e deformações sem perder a sua eficiência e função estrutural. Esta propriedade é, essencialmente, importante quando a obra deve resistir a elevadas pressões sobre o solo e, ao mesmo tempo, resistir a solos instáveis ou expostos a grande erosão. Ao contrário de estruturas rígidas, o colapso não ocorre repentinamente, permitindo ações de recuperação eficientes (GERSCOVICH et al., 2019).

Outra vantagem a ser destacada é a permeabilidade. Os gabiões, constituídos por malha e blocos de rocha são estruturas altamente permeáveis, o que evita que sejam geradas pressões hidrostáticas. Da mesma forma, constituem-se como ralos que permitem a evacuação das águas de percolação, otimizando assim as secções das referidas estruturas (BARONI et al., 2012).

Figura 2.7 – Muro de gabião



Fonte: AWA Comercial (2021)

Por fim, aponta-se também a durabilidade. Devido à presença da malha de aço, ao próprio peso e ao caráter monolítico, as estruturas em gabiões são capazes de resistir às forças de tração e impulsos gerados pelo terreno e cargas adjacentes. Os revestimentos protetores dos fios usados na fabricação dos gabiões garantem sua vida útil (BARONI et al., 2012).

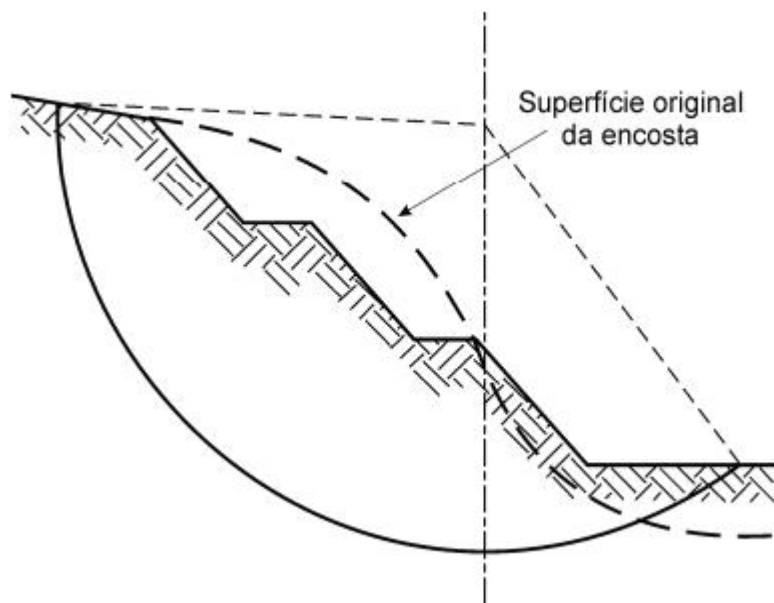
2.5 Métodos de Estabilidade de Taludes

De acordo com Machado e Mendes (2014), o campo de estabilidade de taludes estuda a estabilidade ou possível instabilidade de um talude na execução de um projeto, ou na execução de uma obra de engenharia civil, sendo um aspecto diretamente relacionado com a engenharia geológica e geotécnica. A instabilidade de um declive pode ser produzida por um desnível, que ocorre por vários motivos:

- a) Razões geológicas: encostas possivelmente instáveis, orografia pronunciada, estratificação, intemperismo, etc.
- b) Variação do lençol freático: situações sazonais ou trabalhos realizados pelo homem.
- c) Obras de engenharia: aterros ou escavações para obras civis e mineração.

As inclinações também serão estáveis em função da resistência do material de que são compostas, dos empuxos a que estão sujeitas ou das descontinuidades que apresentam. As encostas podem ser de rocha ou terra. Ambos tendem a ser estudados de forma diferente (MONTEIRO, 2014). Um exemplo do uso de estabilidade de talude pode ser visto na Figura 2.8.

Figura 2.8 – Estabilidade de Talude com retaludamento



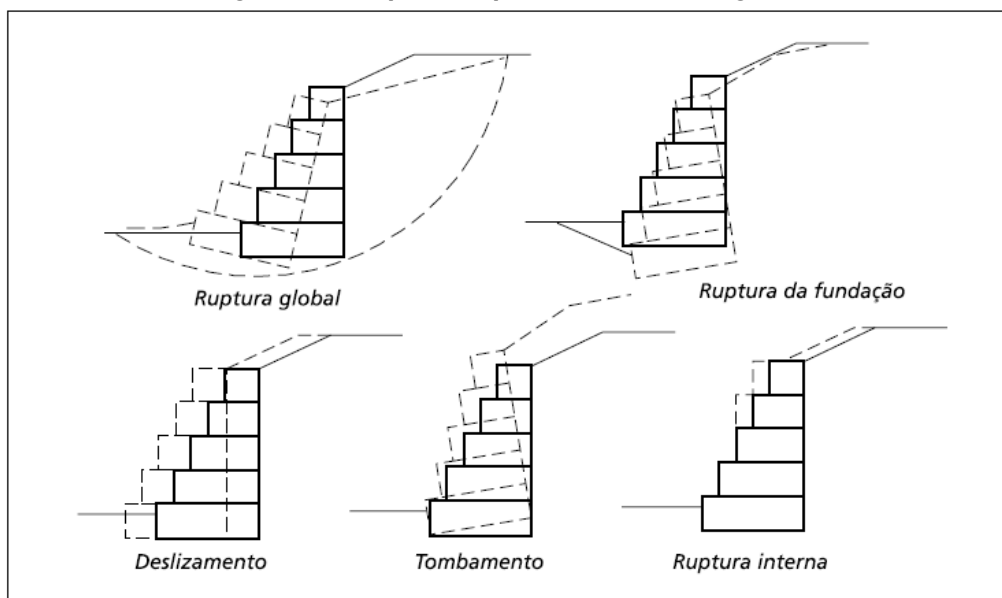
Fonte: Massad (2003)

Quando o declive ocorre naturalmente, sem intervenção humana, é denominado declive natural ou simplesmente declive. Quando as encostas são feitas pelo homem são chamadas de cortes ou encostas artificiais, dependendo da gênese de sua formação. No corte, é feita uma escavação em uma formação natural de terra, enquanto as encostas artificiais são as encostas dos taludes (ENDLICH, 2019).

Em alguns trabalhos de Engenharia Civil é necessário utilizar o solo em forma de declive como parte da obra. É o caso de aterros em rodovias, em barragens de terra, canais, etc.; onde é necessário estudar a estabilidade do declive. Em certos casos, a estabilidade desempenha um papel muito importante na obra, condicionando sua existência, como pode ser visto em barragens de terra, onde um cálculo incorreto pode fazer a obra falhar (GONZAGA, 2019).

Para verificação de um muro de arrimo devem ser investigadas as seguintes condições de estabilidade: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação, ruptura global e ruptura interna (ALMEIDA, 2015).

Figura 2.9 – Tipo de ruptura de muros de gabião



Fonte: Almeida (2015)

De acordo com Almeida (2015) o deslizamento ocorre quando a resistência ao longo da base do muro junto ao empuxo passivo a frente da estrutura não é suficiente para balancear ao efeito do empuxo ativo. A segurança contra o deslizamento deve ser analisada a partir do equilíbrio das forças horizontais atuantes na base do muro.

O coeficiente de segurança contra deslizamento é definido conforme equação 2.

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}} \quad (2)$$

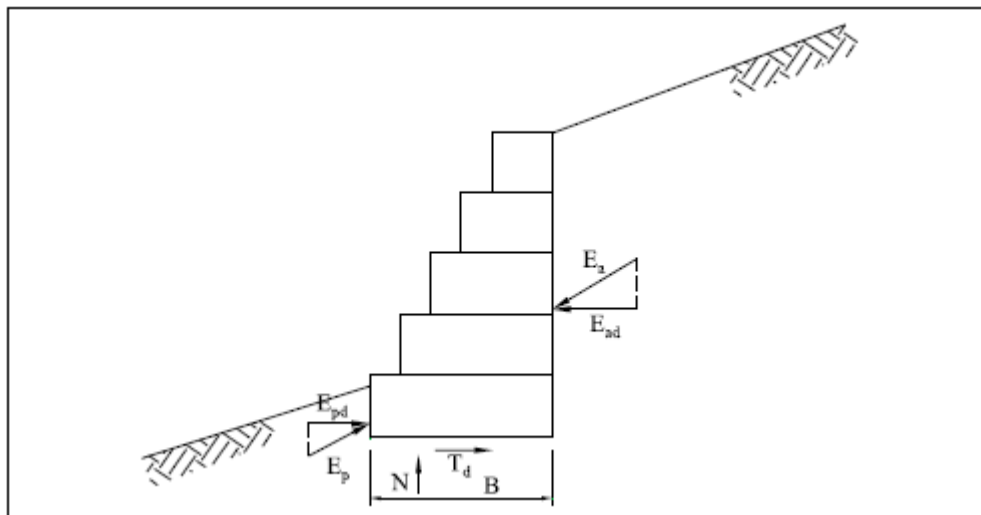
Onde:

E_{ad} : Componente de empuxo ativo;

E_{pd} : Componente de empuxo passivo;

T_d : Força tangencia na base da estrutura.

Figura 2.10 – Verificação quanto ao deslizamento



Fonte: Almeida (2015)

Almeida (2015) sugere que o valor de “ $F_d \geq 1,5$ ” para solos não coesivos e “ $F_d \geq 2,0$ ” para solos coesivos.

O tombamento da estrutura acontece quando o momento estabilizante do peso próprio do muro junto ao fulcro de tombamento é insuficiente para neutralizar os efeitos do empuxo ativo (DOMINGUES, 1997).

O coeficiente de segurança contra o tombamento é dado pela equação 3:

$$F_t = \frac{M_p + M_{Ep} + M_{Eav}}{M_{Ea}}$$

(3)

Onde:

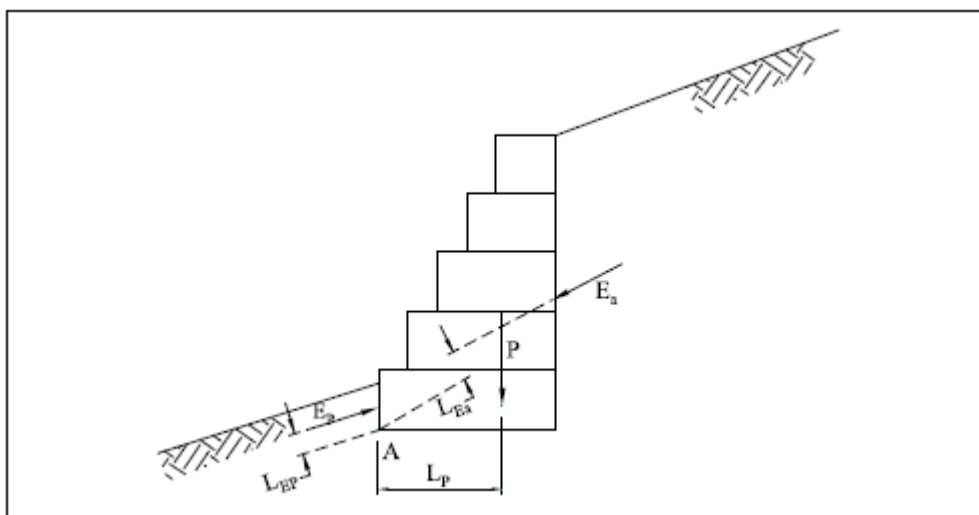
M_p : Momento do peso próprio da estrutura;

M_{Ep} : Momento do empuxo passivo;

M_{Eav} : Componente do Momento de empuxo ativo vertical;

M_{Ea} : Momento do empuxo ativo.

Figura 2.11 – Verificação quanto ao tombamento



Fonte: Almeida (2015)

O rompimento da fundação ocorre quando as pressões aplicadas pela estrutura no solo são superiores a capacidade de carga do local.

De acordo com a NBR 11682:2009 (ABNT) os padrões de avaliação dos parâmetros de segurança, para projetos de taludes, devem atender aos padrões apresentados nas Tabelas 2.4 e 2.5.

Tabela 2.4 – Fatores de segurança mínimos para deslizamento

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

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

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

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

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009)

Tabela 2.5 – Fatores de segurança mínimos para muros de contenção

Verificação da segurança	Fator de segurança mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento na base	1,5
Capacidade de carga da fundação	3,0
NOTA Na verificação da capacidade de carga da fundação, podem o ser alternativamente utilizados os critérios e fatores de segurança preconizados pela ABNT NBR 6122.	

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009)

2.5.1 Métodos de análise de estabilidade de taludes

Os métodos que visam estudar a estabilidade de taludes dividem-se em duas categorias, sendo a primeira os métodos determinísticos, onde a medida da segurança do talude é realizada em termos de um fator de segurança e métodos probabilísticos, onde a medida de segurança é realizada em função da probabilidade ou do risco de ocorrência da ruptura (ENDLICH; SILVA, 2019).

2.5.2 Método de equilíbrio limite

No método de equilíbrio limite investigam o equilíbrio de uma massa de solo que tende a deslizar para baixo sob a influência da gravidade. O movimento de transição ou rotação é considerado em uma superfície de deslizamento potencial conhecida ou assumida abaixo do solo ou massa rochosa. Na engenharia de taludes de rocha, os métodos podem ser altamente significativos para a falha de bloco simples ao longo de descontinuidades distintas (CRUZ; BRAGHIN, 2016).

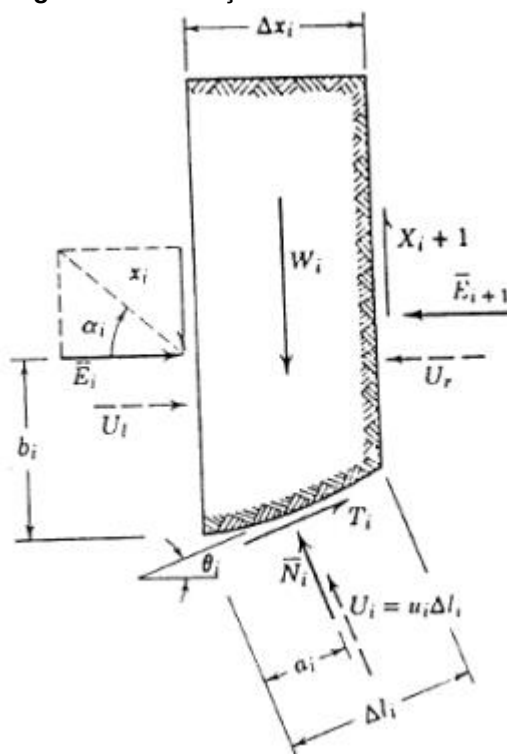
Todos esses métodos são baseados na comparação de forças, momentos ou tensões que resistem ao movimento da massa com aquelas que podem causar movimento instável (forças perturbadoras). A saída da análise é um fator de segurança, definido como a razão da resistência ao cisalhamento (ou, alternativamente, uma medida equivalente de resistência ao cisalhamento ou capacidade) para a tensão de cisalhamento (ou outra medida equivalente) necessária para o equilíbrio. Se o valor do fator de segurança for menor que 1,0, a inclinação é instável (BARBOSA, 2020).

2.5.2.1 Método das fatias

O método de fatias é a técnica de equilíbrio limite mais popular. Nesta abordagem, a massa do solo é dividida em fatias verticais. Existem algumas versões do método estão em uso, essas variações podem produzir resultados diferentes (fator de segurança) devido as diferentes suposições e condições de contorno entre fatias (BARONI et al., 2012).

A localização da interface normalmente é desconhecida, mas pode ser encontrada usando métodos de otimização numérica. Por exemplo, o projeto de declive funcional considera a superfície de escorregamento crítica como o local onde tem o menor valor de fator de segurança de uma variedade de superfícies possíveis. Uma grande variedade de software de estabilidade de declive usa o conceito de equilíbrio limite com determinação automática da superfície de escorregamento crítica (BARONI et al., 2012). Um exemplo de massa de solo dividido em fatias é exposto na Figura 2.12.

Figura 2.12 – Forças Atuantes em uma Fatia



Fonte: Lambe & Whitman (1969, *apud* Silva, 2013)

Onde:

- W_i : Peso da fatia;
 X_i : Resultante das tensões cisalhantes na face esquerda da fatia;
 $\bar{E}$: Resultante das tensões normais efetivas na face esquerda da fatia;
 X_{i+1} : Resultante das tensões cisalhantes na face direita da fatia;
 $\bar{E}_{i+1}$: Resultante das tensões normais efetivas na face direita da fatia;
 T_i : Resultante da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da base da fatia;
 $\bar{N}_i$: Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia;
 U_i : Resultante das poro-pressões atuantes na face esquerda da fatia;
 U_r : Resultante das poro-pressões atuantes na face direita da fatia;
 u_i : poro-pressão atuante na base da fatia;
 U_b : Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia;
 θ_i : Inclinação da base;
 Δl_i : Comprimento da base;
 Δx_i : Largura da fatia;
 a_i : Distância da face esquerda da fatia até o ponto de aplicação de;
 b_i : Distância da base da fatia até o ponto de aplicação de.

O software de estabilidade de encostas típico pode analisar a estabilidade de encostas de solo geralmente em camadas, aterros, cortes de terra e estruturas de cobertura ancoradas. Os efeitos de terremoto, o carregamento externo, as condições da água subterrânea, as forças de estabilização (ou seja, âncoras, geo-reforços, etc.) também podem ser incluídos (BARONI et al., 2012).

2.5.2.2 Método de Bishop

Este método foi proposto por Bishop (1955) trata-se de um método de fatias, porém envolve um procedimento diferente e dá respostas diferentes em comparação com o Método Ordinário de Fatias. Com este método, a análise é realizada em termos de tensões em vez de forças que foram utilizadas com o Método Ordinário de Fatias. A principal diferença entre o Método Bishop e o Método Ordinário de Fatias é que a resolução das forças ocorre na direção vertical em vez

de uma direção normal ao arco (uma direção que é diferente para cada fatia) (RAMOS, 2019).

Este método satisfaz o equilíbrio de força vertical para cada fatia e o equilíbrio de momento geral em torno do centro da superfície de ensaio circular. Uma vez que as forças horizontais não são consideradas em cada fatia, o método Bishop simplificado também assume zero forças de cisalhamento entre fatias (GENÁRIO, 2019).

O modelo de Bishop se dá partindo da Equação 4, consideradas as forças apresentadas na Figura 2.12:

$$FS = \frac{\sum \{ c' \Delta l_i + [(W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i)] \times \tan \phi \} \times \frac{1}{(\cos \theta_i + \frac{\tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS})}}{\sum W_i \times \sin \theta_i} \quad (4)$$

Onde:

FS= Fator de Segurança

c' = coesão efetiva do solo;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo.

Considerando-se:

$$m_\theta = \cos \theta_i + \left| \frac{\tan \phi' \times \sin \theta_i}{FS_0} \right| \quad (5)$$

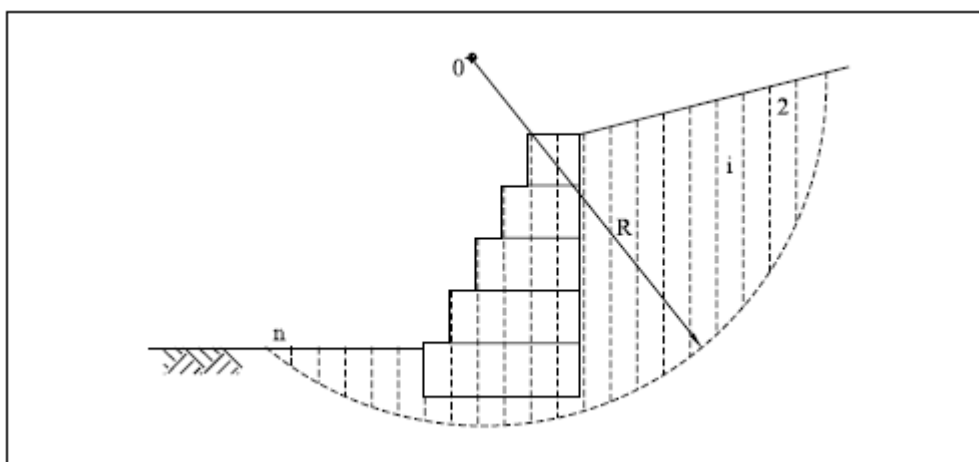
A partir da Equação 5 tem-se que o fator de segurança é dado pela Equação 6:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \times \sin \theta_i} \sum \frac{\{ c' \Delta l_i + [W_i - u_i \times \Delta l_i \times \cos \theta_i] \tan \phi' \}}{m_\theta} \quad (6)$$

A solução resulta de um processo iterativo, no qual é arbitrado o valor do fator de segurança FS_0 da Equação 5 e calcula-se o fator FS . O processo repete-se até que o valor calculado (FS) se iguale ao valor arbitrado (FS_0). Destaca-se ainda que o método fornece resultados que são mais próximos em relação aos métodos rígidos, como por exemplo, quando compara-se com o método Fellenius (GENÁRIO, 2019).

O Método Bishop produz fatores de segurança que são maiores do que aqueles obtidos com o Método Ordinário de Fatias. Além disso, os dois métodos não conduzem ao mesmo círculo crítico. Também foi descoberto que a discordância aumenta à medida que aumenta o ângulo central do círculo crítico. As análises por métodos mais refinados envolvendo a consideração das forças agindo nas laterais das fatias mostram que o Método Bishop simplificado produz respostas para fatores de segurança que estão muito próximos da resposta correta (PEQUENO; MARQUES, 2020).

Figura 2.13 – Método de Bishop (superfície de ruptura cilíndrica)

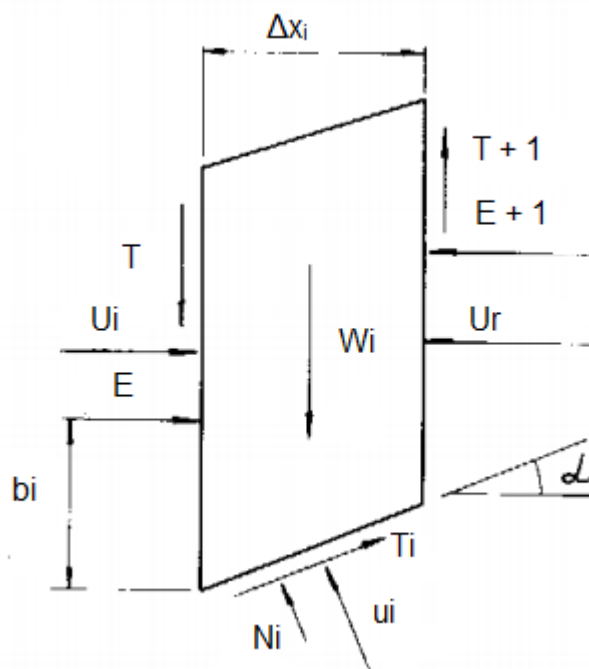


Fonte: Almeida (2015)

2.5.2.3 Método de Morgenstern & Price (1965)

Um método foi desenvolvido por Morgenstern e Price (1965) para analisar a estabilidade de taludes de terra em relação a deslizamentos ao longo de superfícies gerais que podem ser consideradas como uma sequência de planos. Este método é considerado um dos mais rigorosos. Ele foi usado satisfatoriamente para determinar fatores de segurança para vários milhares de superfícies de deslizamento em mais de quarenta seções transversais diferentes de taludes (ABREU, 2018). A Figura 2.14 contém as principais variáveis e fatores que são considerados no método de Morgenstern & Price.

Figura 2.14 – Forças atuantes em uma fatia por meio do modelo Método Morgenstern & Price.



Fonte: Adaptado Morgenstern e Price (1965, *apud* Fabrício, 2006)

Onde:

U = Resultante das poro-pressões atuantes nas faces laterais da fatia;

U_i = Resultante das poro-pressões atuantes na base da fatia;

W_i = Peso da fatia;

T = Força tangencial entre as fatias;

E = Força normal entre as fatias;

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

$\bar{N}_i$: Resultante das tensões normais efetivas atuantes na base da fatia.

Desta forma, para solucionar a indeterminação do problema a ser tratado, admite-se uma relação entre as forças E e T , sendo que esta relação é exposta na Equação 7.

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (7)$$

Onde:

λ = constante a ser determinada por processo iterativo;

$f(x)$ = função que precisa ser especificada.

T = Força tangencial entre as fatias;

E = Força normal entre as fatias;

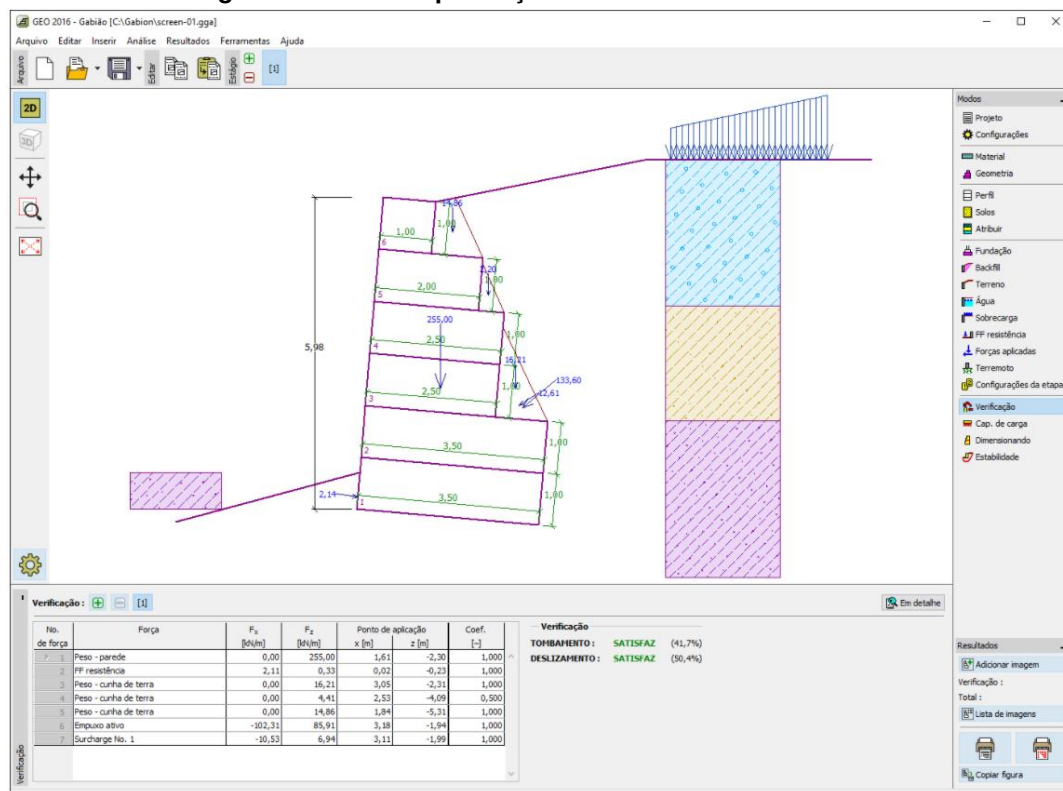
Comumente, assume-se que para $f(x)$ a função arco de seno, sendo que esta é uma função que menos influencia o valor final de segurança. Contudo, outras funções ainda são empregadas para $f(x)$, como por exemplo a constante, trapezoidal, arco de seno incompleto, entre outras (ABREU, 2018).

2.6 Software GEO5

O programa GEO5 do desenvolvedor Fine Software é um pacote de softwares da área da geotécnica. Ele faz uso de normas nacionais (ABNT) e internacionais (Eurocode), além disso permite a inclusão de configurações próprias. Dentre os diversos softwares incluídos no programa é possível utilizá-lo para identificação do perfil estratigráfico do subsolo, em 3D, cálculos de sapatas, estacas via SPT e CPT, muros de gabião, muros de alvenaria, muros de flexão, muros de gravidade, muro de solo-reforçado, muro redi-rock, muro pré-fabricado, perda de solo, poços, projeto de contenções, recalques em estruturas de fundações, solo grampeado, método de elementos finitos, viga de fundação, empuxo de terra, encontro de pontes, estabilidade de rochas, estabilidade de taludes, estacas antideslizantes, efeito de grupos em estacas, micro estacas e até análise de túneis.

As principais vantagens do GEO5 são: uma interface de usuário simples e elegante que o torna muito fácil de usar, uma alta velocidade de processamento de dados e sua capacidade de se adaptar às múltiplas necessidades de nossos clientes; desde o usuário que requer apenas cálculos simples até o usuário avançado que necessita de um pacote completo e integrado (RUZ, 2019). Uma exemplificação do uso do software pode ser observada na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Exemplificação de uso do software GEO5



Fonte: Fine Software (2021)

Segundo Fine Software (2021), este programa possui as seguintes características:

- A análise de verificação pode ser realizada utilizando EN 1997-1, LRFD ou o método clássico (estados limites, fator de segurança);
- EN 1997 - opção de escolher os fatores parciais baseados em Anexos Nacionais;
- EN 1997 - opção de escolher todas as abordagens de design, considera situações de projeto;
- Análise de acordo com a teoria dos estados limites e o fator de segurança;
- Camadas de solo generalizadas;
- Inclui banco de dados de parâmetros do solo;
- Admite número arbitrário de forças aplicadas às estruturas (tira, trapezoidal, carga concentrada) ;
- Admite diferentes tipos de forças aplicadas (âncoras, cercas de segurança, etc);
- Modelo de água na frente e atrás das estruturas, modelo da água artesianas;

- Examinando o material do gabião (rocha);
- Possibilidade de não considerar a pressão na parte da frente;
- Forma geral do terreno por trás da estrutura;
- Bermas na frente da estrutura;
- Vários tipos de pressões em frente da estrutura (em repouso, passiva, reduzida);
- Novos tipos de fundação abaixo do muro de gabião (sapata contínua, estacas);
- Cálculo das pressões de terra em parâmetros efetivos e totais.

Outro benefício no uso deste software é que o mesmo possui uma versão demo gratuita disponível, a qual contempla todos os seus módulos e ferramentas. A única desvantagem do uso desta versão é a impossibilidade da impressão completa dos relatórios gerados, sendo disponibilizado apenas para visualização.

Este software faz a análise do muro de gabião levando em conta, os métodos de Coulomb e Coquot-Kerisel para o cálculo do empuxo de terra, para a verificação da estabilidade de talude é possível escolher qual método utilizar, dentre eles estão Bishop, Fellenius, Spencer, Janbu e Morgenstern-Price.

Trata-se de um programa de fácil utilização mesmo em seu primeiro contato. Possui comandos interativos e o desenvolvedor disponibiliza para o auxílio manuais e vídeos de utilização.

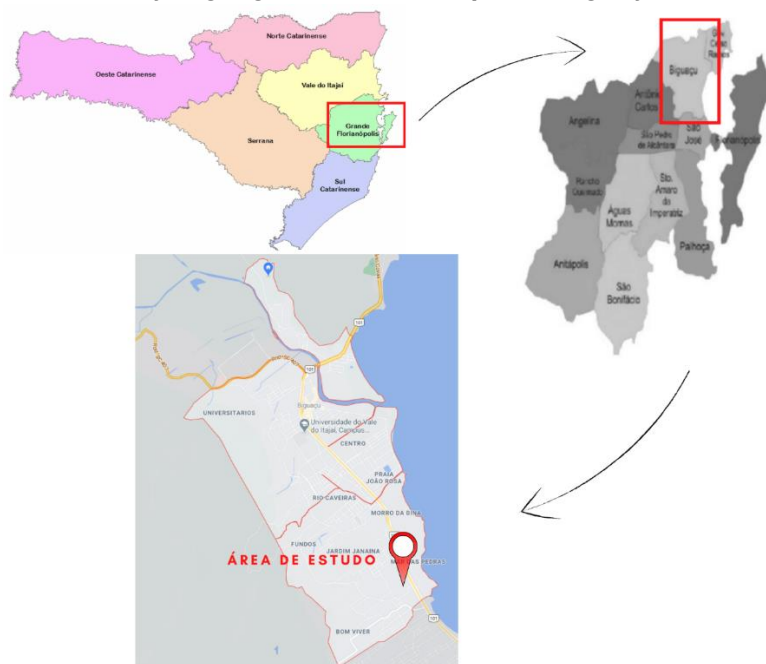
3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

3.1 Informações da região

Trata-se de uma pesquisa realizada em solo residual de granito da região leste do município de Biguaçu em Santa Catarina. A cidade faz parte da mesorregião da Grande Florianópolis fica a cerca de 17km da capital do estado e está localizada sob a latitude 27°29'38" e a longitude 48°39'21", a altitude média na região é de 2m em relação ao nível do mar (BROERING; SILVA, 2018).

O município foi fundado em 17 de maio de 1833, possui uma área territorial de 365,755 km², tem uma população estimada de 69.486 habitantes tendo como limites municipais as cidades de Antônio Carlos, Governador Celso Ramos, Tijucas, São João Batista, Canelinha e São José (IBGE, 2020). Segundo a classificação Köppen-Geiger possui um clima temperado (Cfa – temperado sem estação seca ou temperado úmido), com temperatura anual média de 19,8°C. Possui um índice pluviométrico anual de 1773mm (CLIMATE DATA, 2021). A Figura 3.1 apresenta a localização do município e área de estudo.

Figura 3.1 – Localização geográfica do município de Biguaçu e da área de pesquisa.



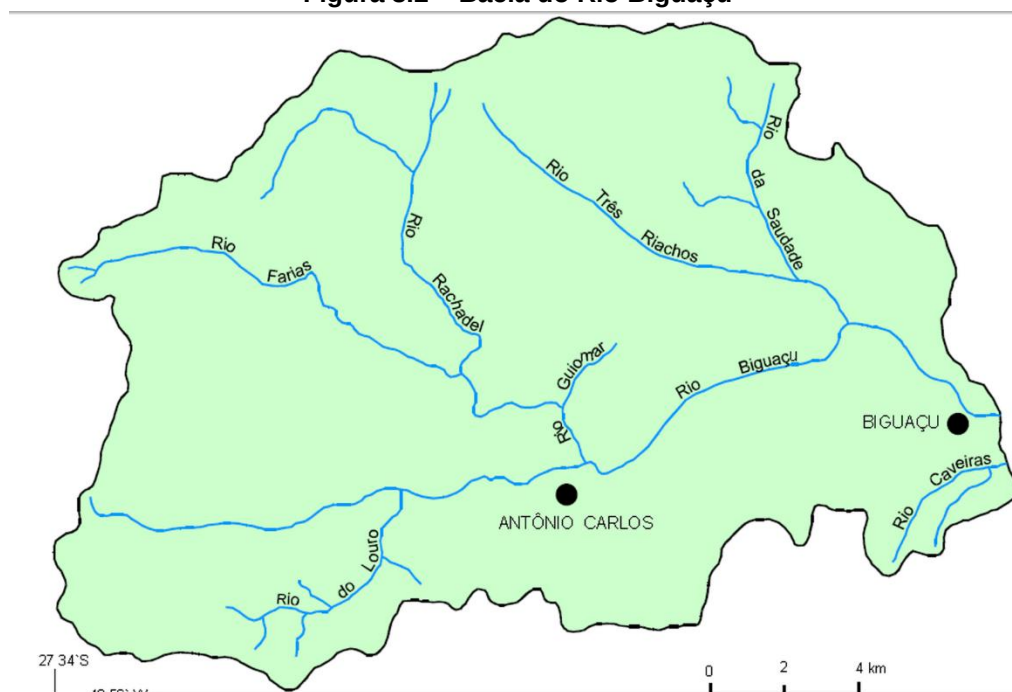
Fonte: Adaptado de Google Imagens (2020)

A economia da cidade se destaca pela forte indústria do plástico e atividades ligadas a jardinagem, além disso o comércio é o principal responsável pela empregabilidade local (SEBRAE, 2019).

3.2 Geologia e pedologia da região

A região em estudo faz parte da Bacia do Rio Biguaçu (Figura 3.2) que possui uma área de 389,7km² ocupando os municípios de Biguaçu e Antônio Carlos. Segundo Silva (2007) a área da bacia é formada por rochas do período Pré-cambriano e tem três unidades geológicas distintas: o Complexo Metamórfico-Migmático, a Suíte Intrusiva Valsungana e a Suíte Intrusiva Pedras grandes.

Figura 3.2 – Bacia do Rio Biguaçu



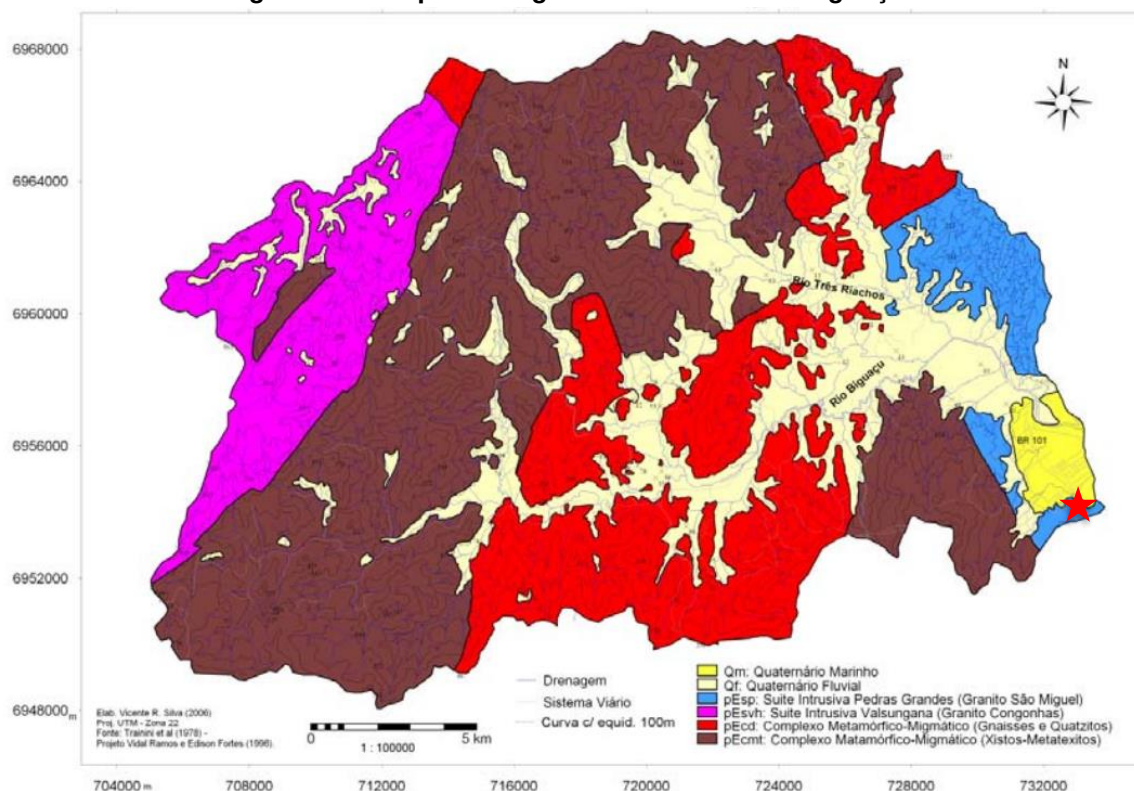
Fonte: Viva Biguaçu! (2011)

As rochas do Complexo Metamórfico-Migmático representam cerca de 70% da bacia e faz contato através de falhas com a Suíte Intrusiva Pedras Grandes a leste e a Suíte Intrusiva Valsungana a oeste (Silva, 2007).

De acordo com Trainini et al. (1978) a Suíte Intrusiva Pedras Grandes, possui vários tipos de granitos, mas na bacia do Rio Biguaçu é encontrado somente o granito São Miguel, com predomínio de rochas graníticas e variações de

quartzomonzonito e granodiorito. Esta suíte está presente na porção leste da cidade de Biguaçu, onde faz contato com sedimentos quaternários próximo ao mar (Figura 3.3).

Figura 3.3 – Mapa Geológico da Bacia do Rio Biguaçu



Fonte: Silva (2007)

A partir dos estudos pedológicos desenvolvidos por Caruzo (2008), advindo de uma análise de impacto ambiental da região costeira, foi possível identificar que a região de estudo se encontra em uma área de solo Podzólico Vermelho-Amarelo Álico.

Figura 3.4 – Mapa pedológico destacando a área de estudo com ponto de amostragem



Fonte: Adaptado de CARUZO (2008)

Os solos do tipo Podzólico Vermelho-Amarelo Álico são solos de cores avermelhadas nos horizontes subsuperficiais e uma distinta individualização em todo o perfil. Possuem textura média/argilosa e às vezes cascalhenta com sequência de horizontes A, B e C (Teixeira; Fernandes; Santos Neto, 2002).

Segundo Shimizu; Vieira; Moser (2003) este tipo de solo é constituído por granitos, leucogranitos e quartzo monzonitos e apresentam tonalidades rosadas, com pontuações pretas de biotita, leucocráticos e equigranulares médios a grosseiros.

3.3 Dados do talude

O talude, objeto desta pesquisa, encontra-se cortado, sem retaludamento, possui cerca de 6,21m de altura e inclinação acentuada, em torno de 60°. Está localizado nas proximidades da BR-101, na área industrial do município de Biguaçu (Figura 3.5).

A região de estudo foi escolhida em função dos seguintes fatores:

1) A facilidade de obtenção de material para o desenvolvimento desta pesquisa, tendo previamente realizado ensaio de caracterização do solo;

2) Existência de solo residual de granito, para comparativo com o resultado de outros autores em materiais semelhantes;

3) Região conhecida pela autora da pesquisa, com possibilidade de agregar valor aos estudos geotécnicos da área.

Figura 3.5 – Mapa mostrando a região onde localiza-se o talude da pesquisa.



Fonte: Google Earth (2021)

3.3.1 Caracterização do talude

Os resultados dos testes foram fornecidos e realizados pelo Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade do Sul de Santa Catarina. Os dados das investigações de campo foram disponibilizados pelo professor orientador desta pesquisa. Os laudos completos podem ser visualizados nos anexos do trabalho, todas as informações coletadas têm exclusivamente objetivos acadêmicos.

Os ensaios geotécnicos seguiram as recomendações das seguintes normas:

- a) NBR 6457/2016: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- b) NBR 6459/2016 – Solo - Determinação do limite de liquidez;
- c) NBR 6484/2001 – Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT;
- d) NBR 6458/2016: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água;
- e) NBR 7180/2016 - Solo - Determinação do limite de plasticidade;
- f) NBR 7181/2016: Solo – Análise granulométrica;
- g) NBR 7182/2020: Solo - Ensaio de compactação;
- h) NBR 9895/2017 - Solo - Índice de Suporte Califórnia.

Dados geotécnicos

Com base na caracterização física e mecânica do solo já realizada do solo pode-se concluir que:

Figura 3.6 – Amostra indeformada



Fonte: LEC UNISUL (2015)

Tabela 3.1 - Resumo dos ensaios de caracterização física do solo

Amostra / Ensaio	Densidade Grãos δ_g	Limites de Consistência			Granulometria					
		LL	LP	IP	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
		(%)	(%)	(%)	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho
AM 04	2,948	56,40	37,97	18,43	26,05	42,52	20,71	10,60	0,12	0,00

Fonte: Adaptado LEC UNISUL (2015).

- Granulometria: A análise da curva granulométrica revela que se trata de um solo desuniforme e mal graduado, sendo um solo fino pois suas partículas tendem a concentrar-se nas frações de menor tamanho, 26,05% argila, 42,52% silte e 31,43% areia). Esta amostra foi coletada a uma profundidade de 1,5m.

- Limite de liquidez e plasticidade: de acordo com a classificação de Jenkins (CAPUTO, 1987) o índice de plasticidade de 18,43% indica que o solo do local é altamente plástico ($IP > 15\%$).

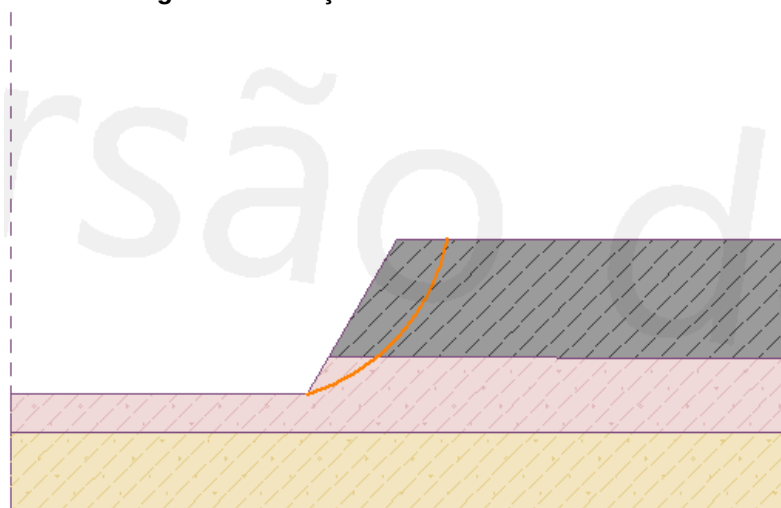
Tabela 3.2 - Resumo dos ensaios de caracterização física e mecânicas do solo

Amostra / Ensaio	Densidade	Umidade Ótima (%)	CBR (%)	Expansão (%)	Coesão (kPa)	Φ (°)
	Aparente Grãos δ_a					
AM 04	1,545	22,70	1,90	6,68	9,40	24,60

Fonte: Adaptado LEC UNISUL (2015).

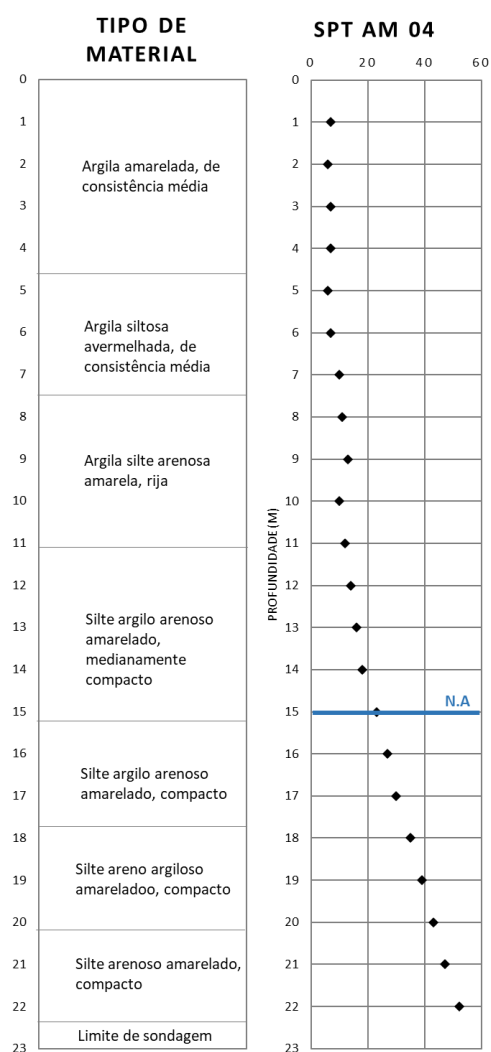
- SPT: A profundidade máxima atingida foi o impenetrável, com 22,75m de profundidade, o nível do lençol freático foi identificado na cota -15,00m.

Figura 3.7 – Seção característica do talude



Fonte: Autora

Figura 3.8 – Resultado ensaio SPT – Am 04



Fonte: Adaptado laudo de sondagem (2015).

- Compactação: O solo apresenta peso específico seco máximo de $1,545\text{g/cm}^3$ e umidade ótima de 22,7%. A curva apresentada nos resultados do ensaio é característica de um solo silte argiloso.

- CBR: Podemos identificar que se trata de um solo muito expansivo com expansão de 6,68% e uma resistência baixa de CBR no valor de 1,9%.

Com os valores obtidos no ensaio SPT apresentado na figura 3.6 é possível identificar também os parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão efetiva.

Tabela 3.3 – Correlação do tipo de solo e valor de N_{SPT} com parâmetros do solo

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m^2)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo ($^\circ$)	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	2,00	2,10	32°	*
	19 - 41	8000 - 15000	2,00	2,10	35°	*
	≥ 41	16000 - 20000	2,00	20,10	38°	*
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,70	1,80	25°	0,00
	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	1,70	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 - 10000	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
	8 - 10	1500 - 2000	1,80	1,90	18°	3,50
	11 - 19	2000 - 35000	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
	19 - 18	1000	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 Junior (2007, *apud* Sobrosa et al. 2019).

Os resultados completos dos ensaios acima citados encontram-se nos anexos de I a VIII.

4. MÉTODO DE PESQUISA

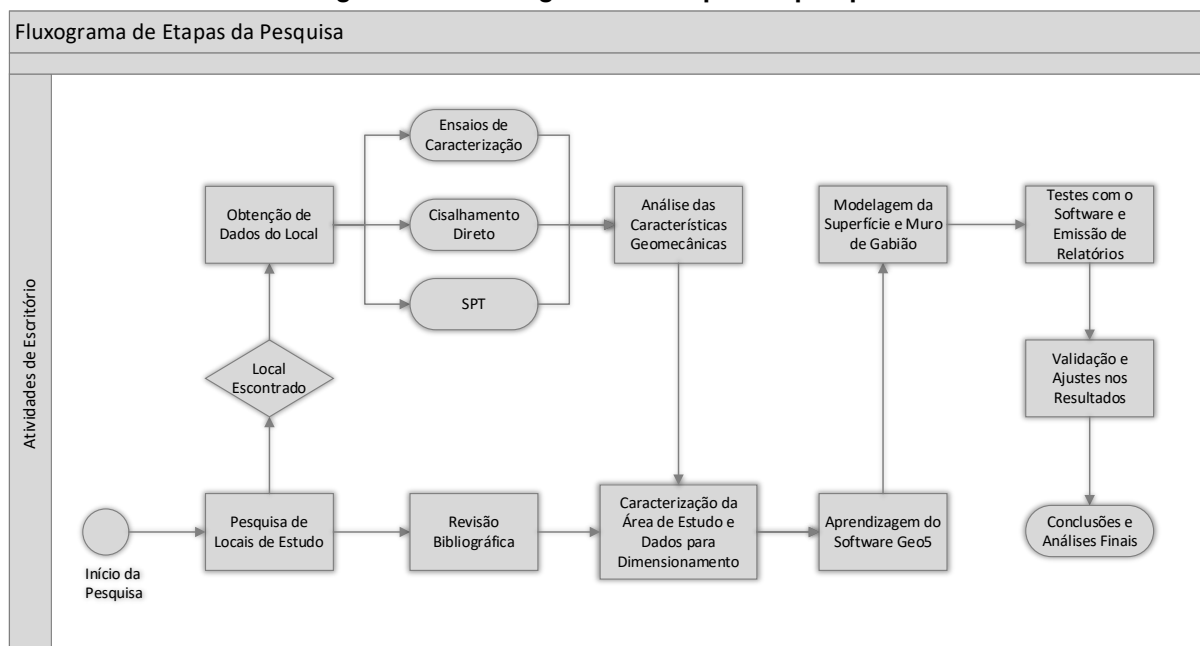
A metodologia da pesquisa é essencialmente experimental, com base em resultados de ensaios de campo e laboratório, realizados em amostras de solo deformadas coletadas no talude exposto, na região industrial do município de Biguaçu/SC.

Após a coleta dos resultados, estes foram interpretados com o objetivo de caracterizar a amostra de solo e obter os dados de entrada necessários para o dimensionamento de um muro de contenção do tipo gabião no software GEO5.

4.1 Fluxograma de Etapas da Pesquisa

Os passos desta pesquisa iniciaram com a escolha do local de estudo, revisão bibliográfica do assunto da pesquisa e a interpretação dos resultados obtidos do local. A Figura 4.1 apresenta o fluxograma das etapas.

Figura 4.1 – Fluxograma de etapas da pesquisa



Fonte: Autora

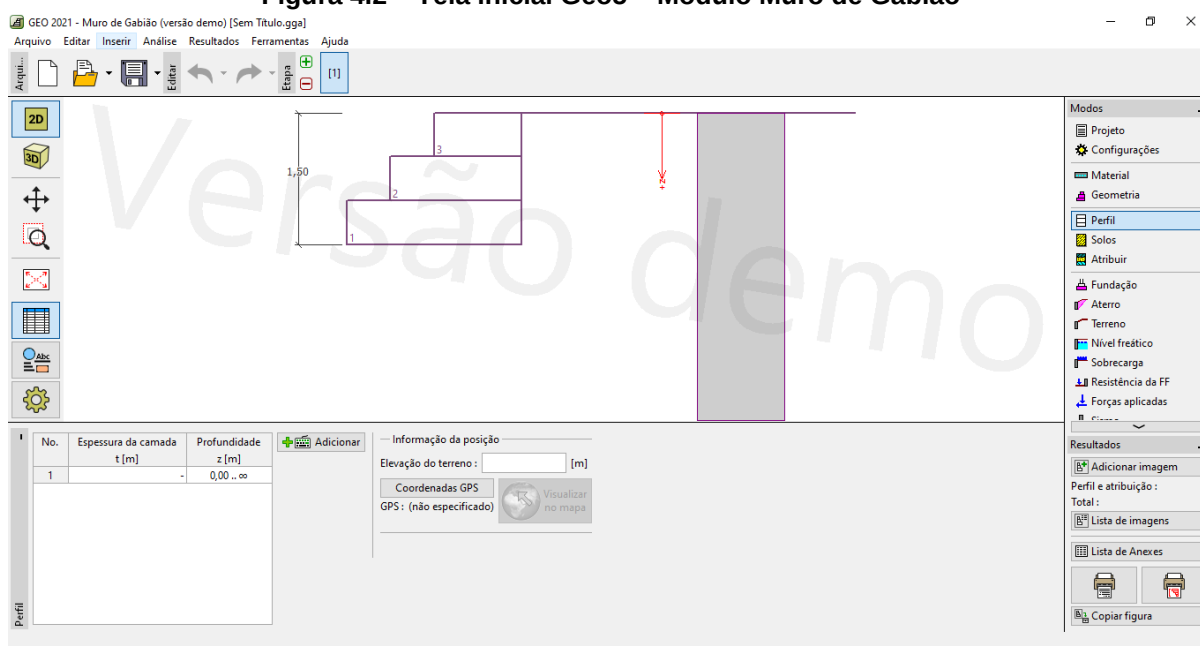
4.2 Análise Computacional e Interface do Programa

O ambiente utilizado pelo Geo5 é um ambiente amigável e de fácil manuseio. Em sua lateral direita ele apresenta menus intuitivos de forma a modelar e caracterizar tanto a superfície quanto a estrutura de contenção.

4.2.1 Tela de Trabalho

A tela inicial do programa GEO5 é apresentada na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Tela inicial Geo5 – Módulo Muro de Gabião

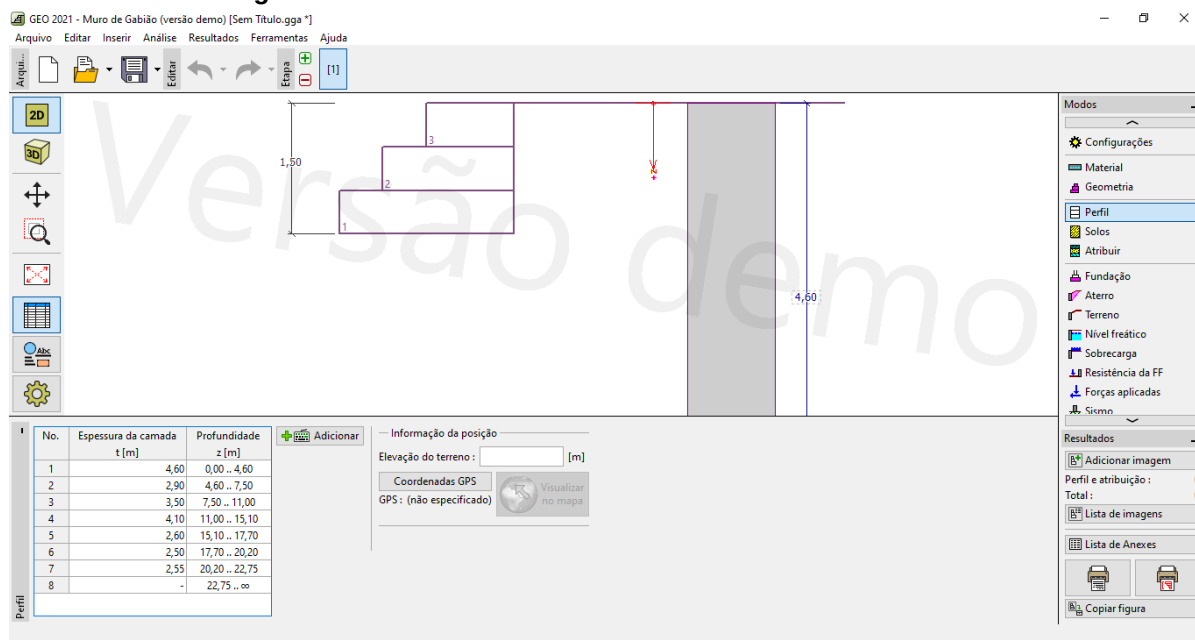


Fonte: Autora

4.2.2 Características do Perfil Geotécnico

As características do perfil geotécnico devem ser atribuídas na aba Perfil (Figura 4.3), o software exige que seja inserido o número de camadas do solo, a profundidade e espessura de cada uma das camadas.

Figura 4.3 – Atribuindo Características do Perfil Geotécnico

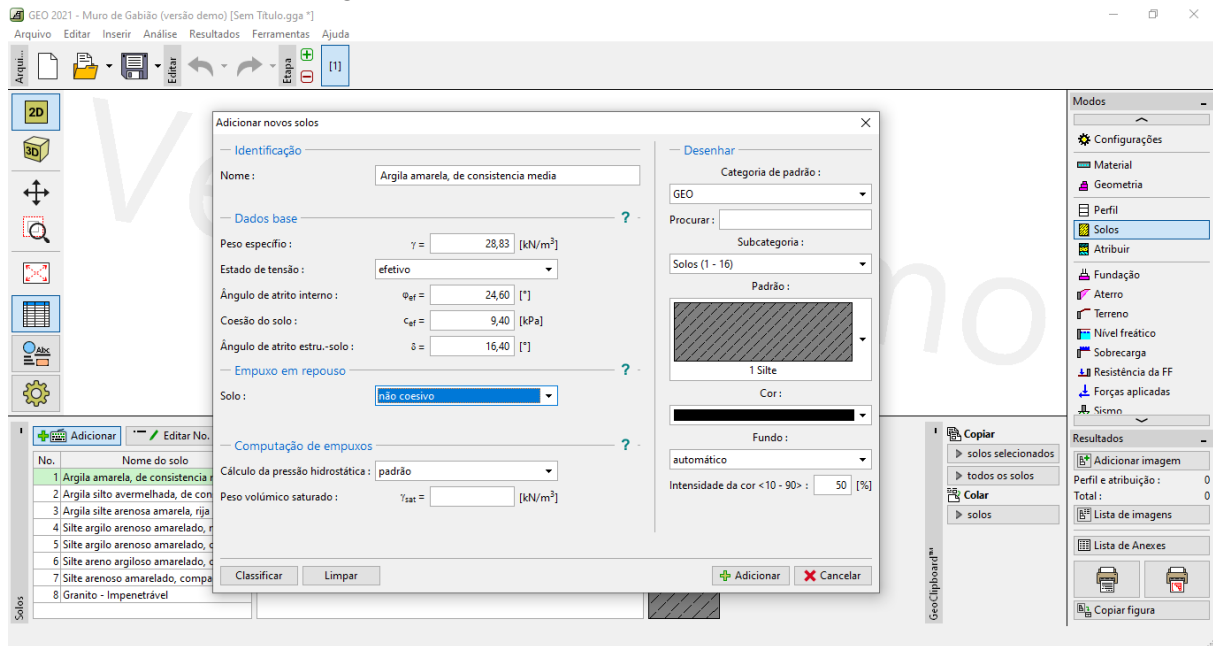


Fonte: Autora

4.2.3 Propriedades do Solo

Na aba Solos (Figura 4.4) é necessário fazer um cadastro dos solos encontrados no perfil geotécnico, nesta seção é necessário dar entrada nos dados de peso específico do solo, ângulo de atrito interno, coesão do solo e ângulo de atrito estrutura-solo. Após o cadastramento das características é possível atribuir o tipo de solo a cada camada do perfil geotécnico.

Figura 4.4 – Atribuindo Características do Solo

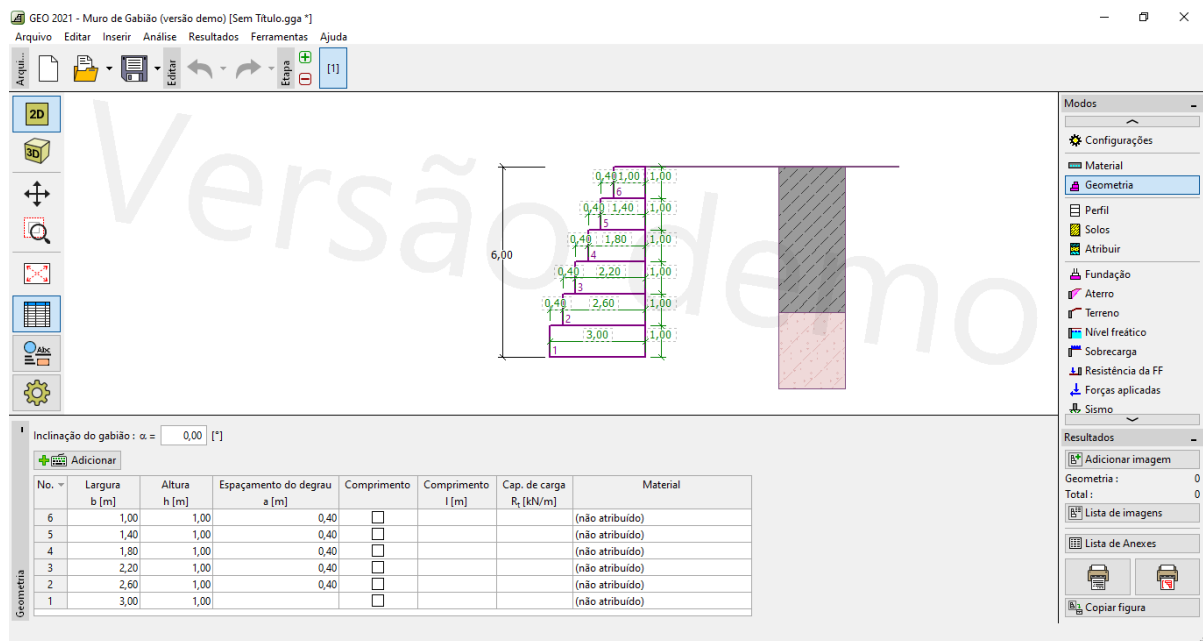


Fonte: Autora

4.2.4 Geometria do Muro

A geometria do muro é definida na aba Geometria (Figura 4.5), consiste em definir a largura da base do muro, a altura das camadas e o espaçamento entre os degraus.

Figura 4.5 – Definição da Geometria 01 do muro



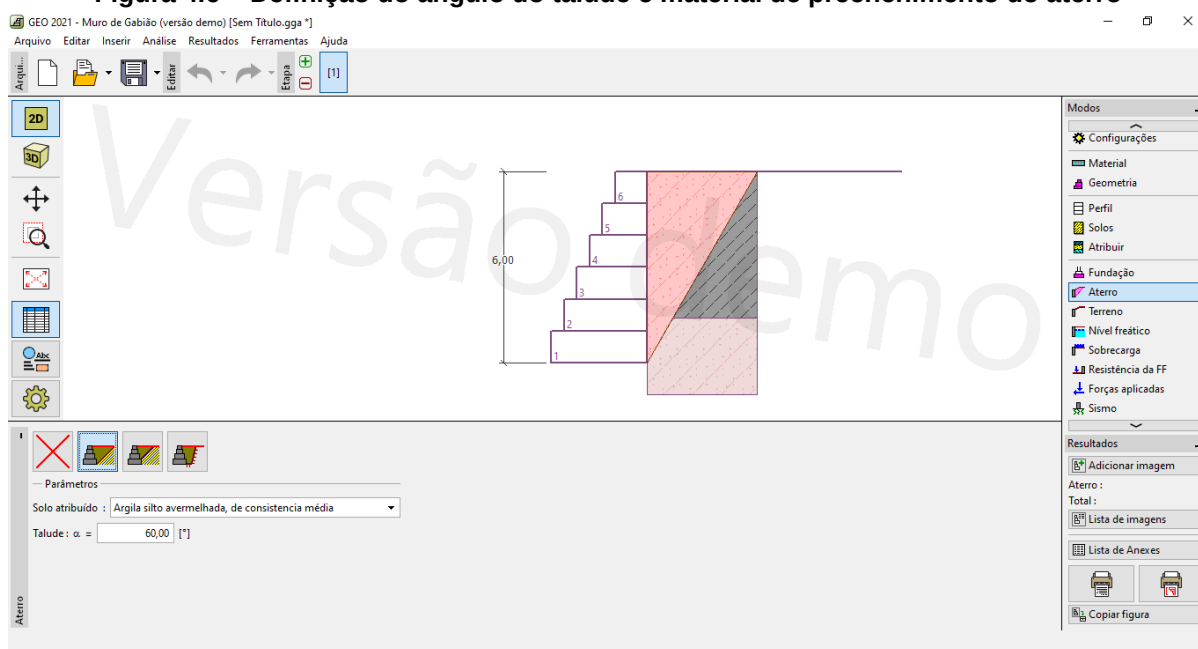
Fonte: Autora

4.2.5 Característica do terreno

Na aba Aterro (Figura 4.6) define-se qual tipo de aterramento será utilizado, o solo que será atribuído para o preenchimento do aterro e o ângulo de inclinação do talude. Em Terreno (Figura 4.7) é possível desenvolver a modelagem do terreno após a execução do muro, taludamento e demais características do terreno.

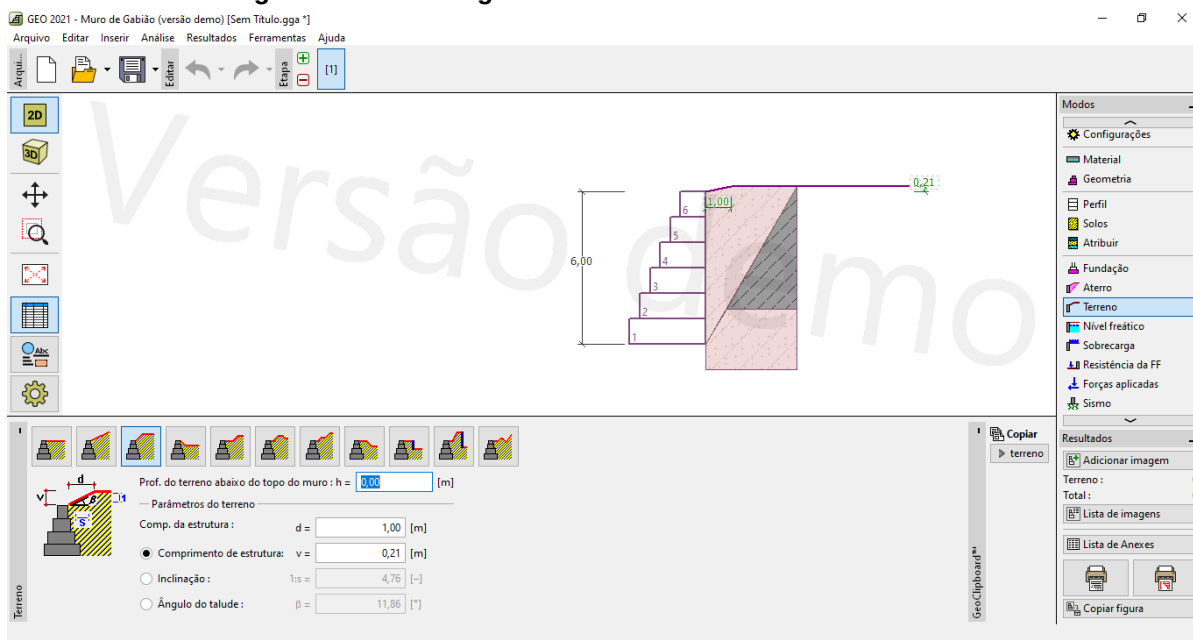
O software permite também a inclusão do nível do lençol freático, incluir as características dos materiais constituintes do muro, como o peso específico do material de enchimento dos blocos, coesão e características do material da malha.

Figura 4.6 – Definição do ângulo do talude e material de preenchimento do aterro



Fonte: Autora

Figura 4.7 – Modelagem natural do terreno e retaludamento



Fonte: Autora

4.2.6 Blocos

Na aba Material (figura 4.8) é possível incluir características específicas do material de enchimento e malha dos blocos do muro de gabião.

Figura 4.8 – Características dos Blocos

Novo material

Nome:

— Enchimento —

Peso volumico : $\gamma =$ [kN/m³]

Ângulo do atrito interno : $\varphi =$ [°]

Coesão : $c =$ [kPa]

— Malha —

Resistência à tração da malha : $R_t =$ [kN/m]

Distância das divisórias verticais : $v =$ [m]

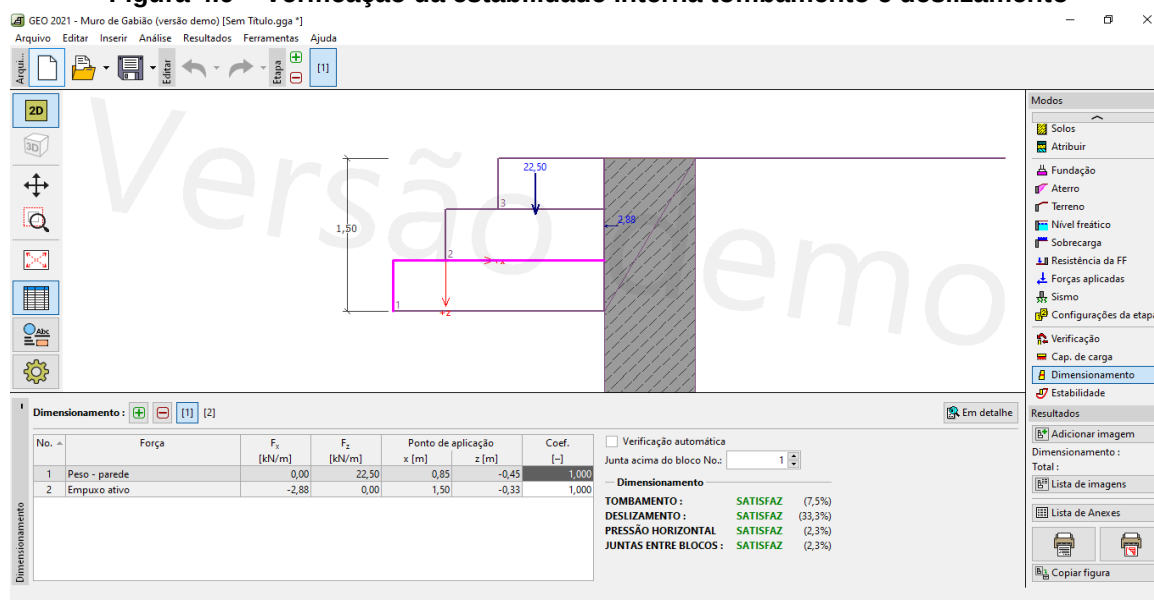
Resistência da conexão : $R_s =$ [kN/m]

Fonte: Autora

4.2.7 Estabilidade Interna, Tombamento e Deslizamento

Com a estrutura já modelada é possível realizar análises com relação a estabilidade interna. Na aba Dimensionamento (figura 4.9) é possível fazer estas verificações. É necessário indicar a partir de qual bloco a verificação deverá ser realizada e é apresentado se satisfaz ou não os fatores de segurança mínimos exigidos.

Figura 4.9 – Verificação da estabilidade interna tombamento e deslizamento

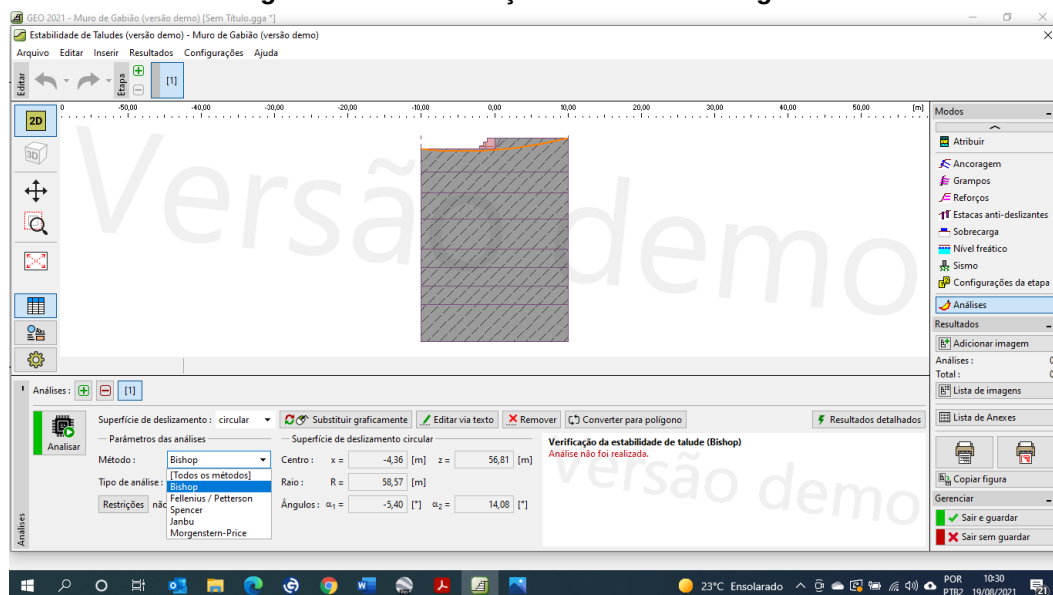


Fonte: Autora

4.2.8 Estabilidade Global

A tela da figura 4.10 mostra a tela para escolha do método de cálculo da estabilidade global da estrutura:

Figura 4.10 – Verificação da estabilidade global



Fonte: Autora

Dentre os métodos disponíveis é possível determinar também qual a superfície de deslizamento (circular ou poligonal). Nesta pesquisa será utilizado a análise por Bishop com superfície de deslizamento circular.

4.3 Premissas de Projeto Conceitual

As informações a seguir foram utilizadas como dados de entrada para realizar as verificações de FS e estabilidade do talude. As premissas utilizadas para a primeira verificação foram:

- Inclinação do talude = 60°;
- Material de aterro entre o talude e o muro = material da camada 2 - Argila siltosa avermelhada, de consistência média;
- Altura do talude = 6,21m;
- Profundidade do lençol freático = 15m.

Para a escolha do material do aterro optou-se pelo uso do solo existente na camada 2 pois trata-se de um material em excesso no local que ainda não passou pelo processo de intemperismo tão forte como o material da primeira camada.

A amostra 04, utilizada na caracterização do solo citado na seção 3.3.1, apresentou as características da primeira camada de solo do perfil. Deste modo fez-se uma relação, de acordo com a Tabela 2.1, entre o $N_{SPT,MÉDIO}$ e as características dos solos encontrados ao longo do perfil geotécnico. De forma que fosse possível caracterizar cada uma das camadas encontradas no ensaio de sondagem a percussão, conforme Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Correlação $N_{SPT,MÉDIO}$ e características do solo

Camada	Tipo de solo de acordo com a Tabela 1	N SPT, Médio Adotado	Parâmetros do solo adotados no software
1	Argila amarelada, de consistência média	7	Coesão (kPa) = 9,40 Φ (°) = 24,6 δg (kN/m ³) = 15,15
2	Argila siltosa avermelhada, de consistência média	9	Coesão (kPa) = 14,7 Φ (°) = 23 δg (kN/m ³) = 16,66
3	Argila siltosa pouco arenosa	11	Coesão (kPa) = 29,4 Φ (°) = 24 δg (kN/m ³) = 18,62
4	Silte arenoso pouco argiloso	15	Coesão (kPa) = 19,6 Φ (°) = 26 δg (kN/m ³) = 19,6
5	Silte arenoso pouco argiloso	27	Coesão (kPa) = 29,4 Φ (°) = 27 δg (kN/m ³) = 19,6
6	Silte arenoso pouco argiloso	39	Coesão (kPa) = 29,4 Φ (°) = 27 δg (kN/m ³) = 19,6
7	Silte arenoso pouco argiloso	50	Coesão (kPa) = 49 Φ (°) = 28 δg (kN/m ³) = 20,58

Fonte: Autora

Para a primeira verificação com degraus externos adotou-se a Geometria 1 de acordo com as características abaixo:

- Altura do muro (h) = 6,00m;
- Largura da base (b) = $h/2 = 3,00m$;
- Espaçamento entre os degraus = 0,4m.

Para a primeira verificação com degraus internos optou-se por adotar a Geometria 4, conforme características abaixo:

- Altura do muro (h) = 6,00;
- Largura da base (b) = 3,50;
- Espaçamento entre degraus = 0,4m;
- Cota da base da estrutura = -0,5m.

Buscando a otimização da geometria do muro de gabião serão avaliadas ao todo seis geometrias diferentes utilizando degraus externos e internos, conforme Tabela 4.2:

Tabela 4.2 – Geometrias analisadas

Geometria / Características	Altura do muro h (m)	Largura da base b (m)	Altura dos degraus (m)	Espaçamento entre degraus	Posição dos degraus
1	6	3,0	1,0	0,4	Externo
2	6	2,5	1,0	0,4	Externo
3	6	2,2	1,0	0,2	Externo
4	6	3,5	1,0	0,5	Interno
5	6	3,2	1,0	0,4	Interno
6	6	3,3	1,0	0,5	Interno

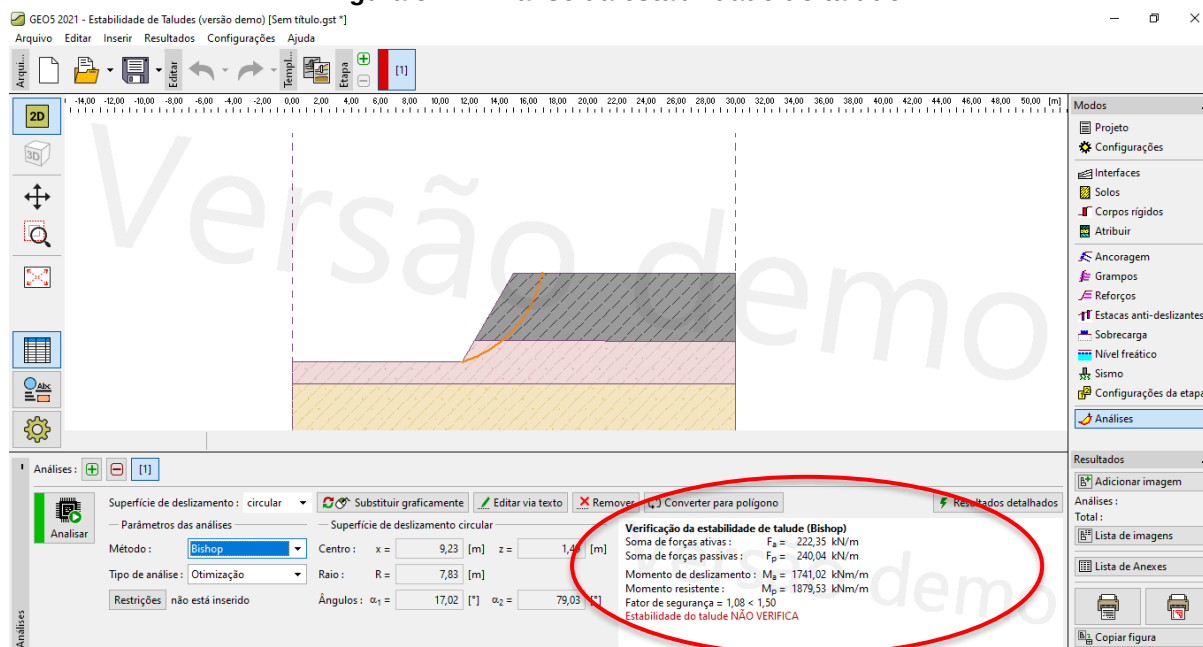
Fonte: Autora

5 RESULTADOS

5.1 Estabilidade do Talude Original

A partir da modelagem do perfil geotécnico e a atribuição das características do solo, foi realizada a análise de estabilidade do talude original através do método de Bishop.

Figura 5.1 – Análise da estabilidade do talude



Fonte: Autora

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

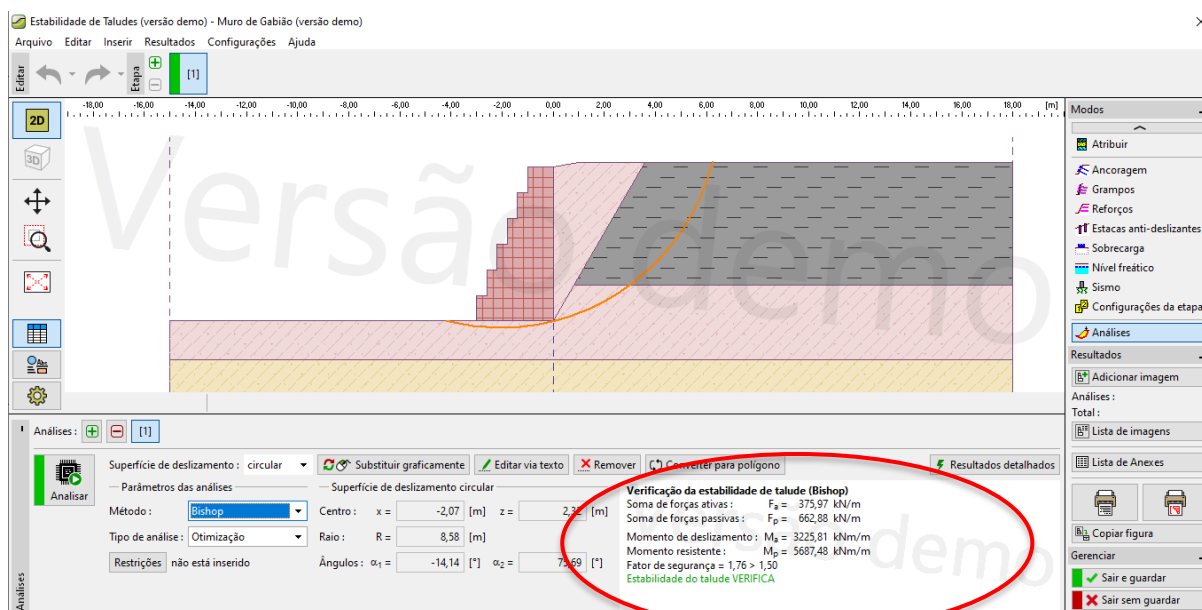
Fator de Segurança Calculado.....: **1,08**.

O valor de F.S. apresentado não atende a norma e é muito baixo, deixa o talude na iminência de ruptura, com qualquer excesso de chuvas pode fazer este F.S. ser ainda menor. Isto justifica, portanto, a necessidade de alguma solução para a estabilidade do talude.

5.2 Verificação da Estabilidade Global

Com a modelagem dos perfis e a determinação dos parâmetros de entrada, foi realizado a análise de estabilidade global das geometrias propostas e foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 5.2 – Análise da estabilidade global geometria 1

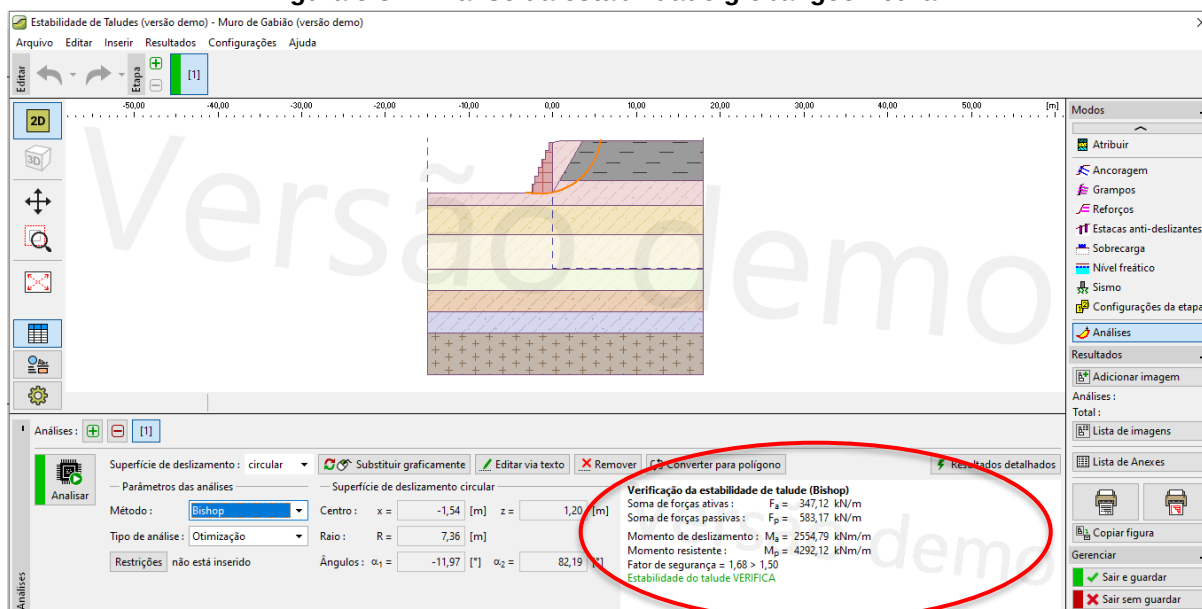


Fonte: Autora

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

Fator de Segurança Calculado.....: 1,76.

Figura 5.3 – Análise da estabilidade global geometria 2

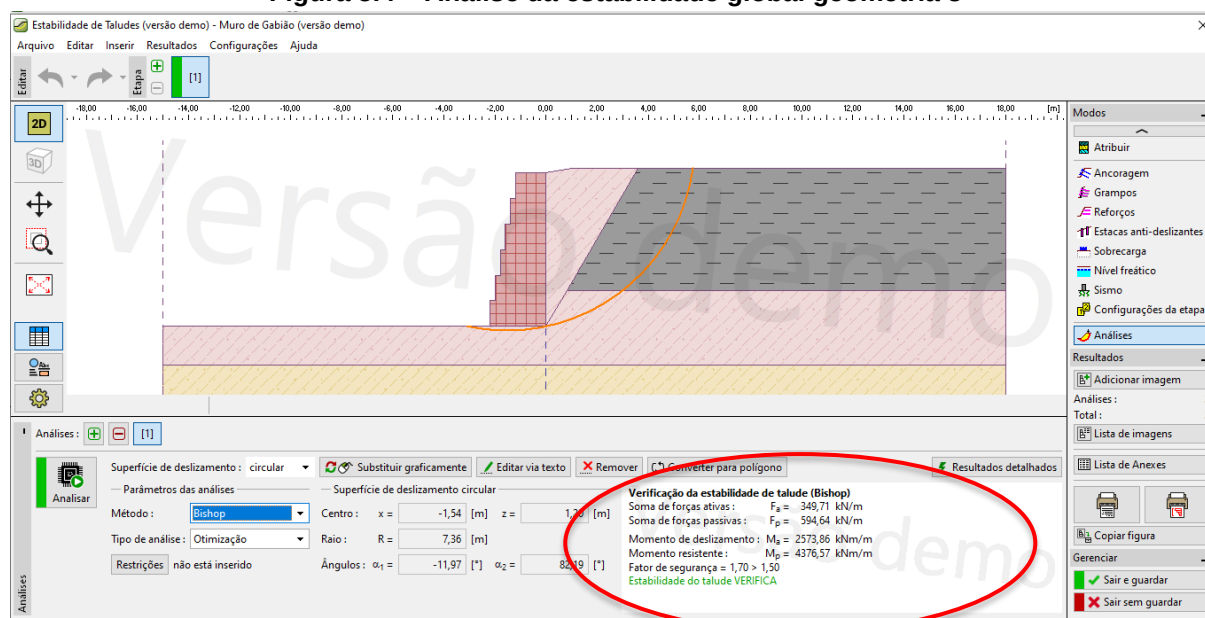


Fonte: Autora

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

Fator de Segurança Calculado.....: 1,68.

Figura 5.4 – Análise da estabilidade global geometria 3

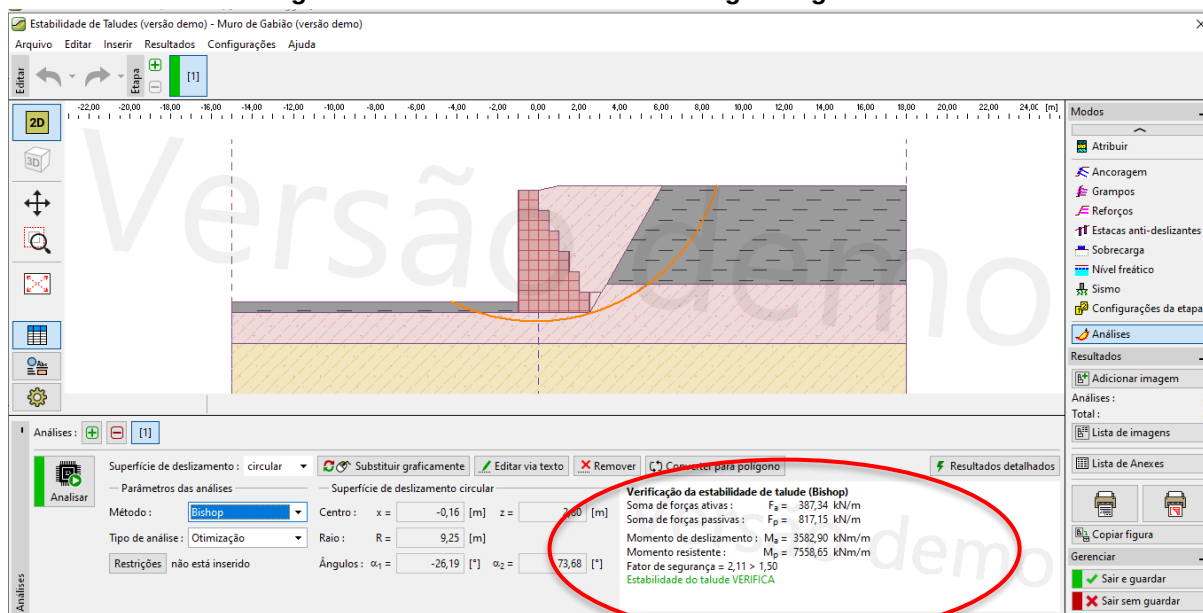


Fonte: Autora

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

Fator de Segurança Calculado.....: 1,70.

Figura 5.5 – Análise da estabilidade global geometria 4

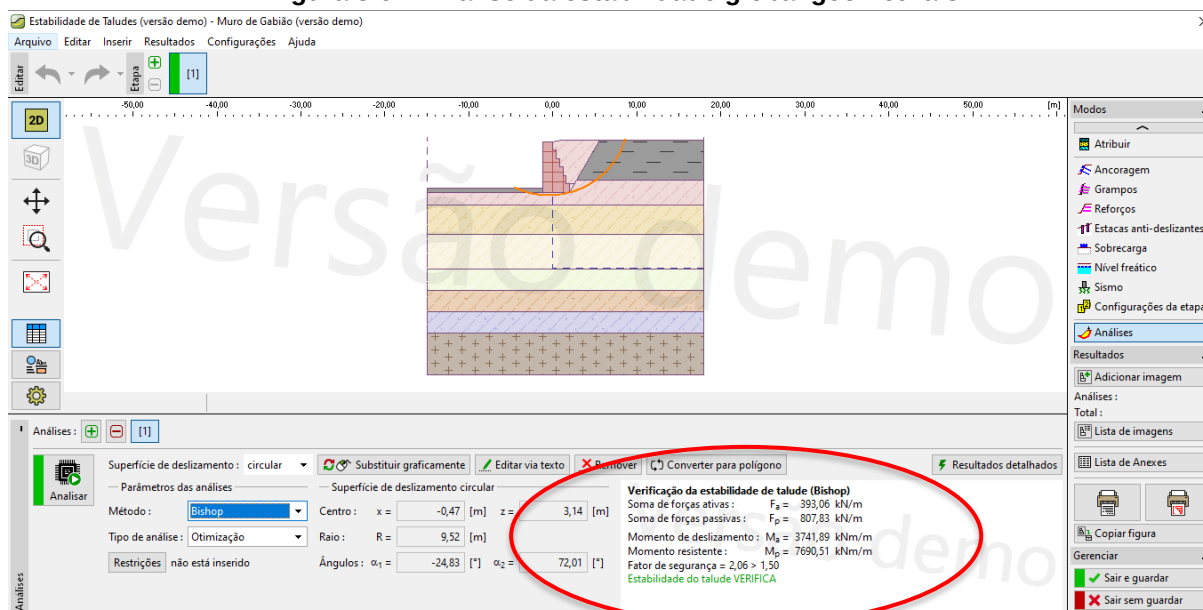


Fonte: Autora

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

Fator de Segurança Calculado.....: 2,11.

Figura 5.6 – Análise da estabilidade global geometria 5

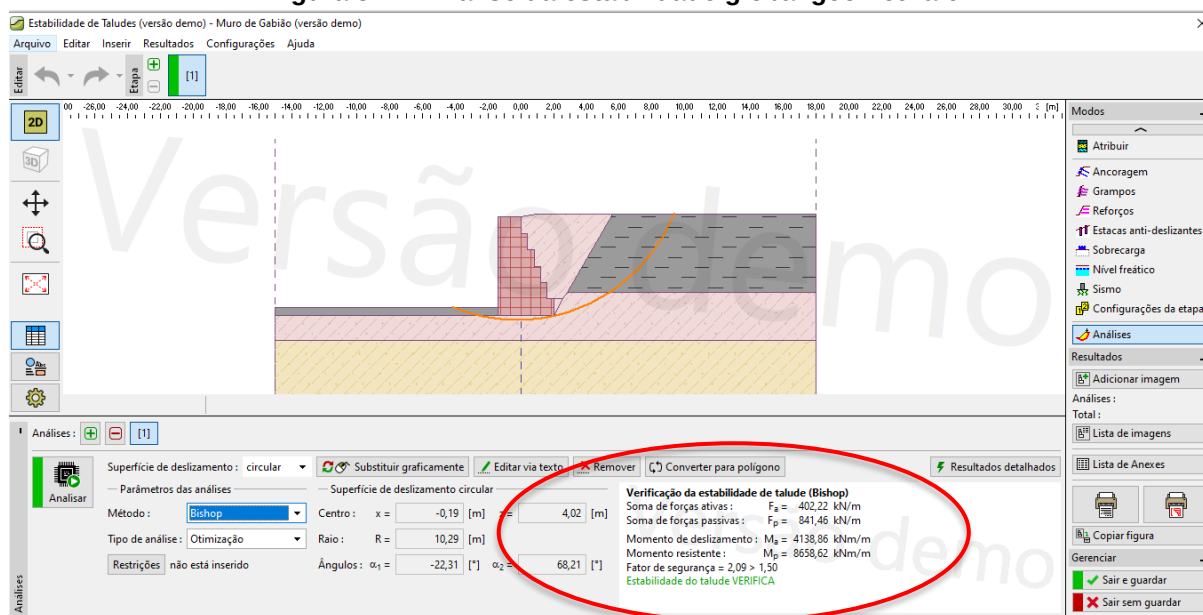


Fonte: Autora

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

Fator de Segurança Calculado.....: 2,06.

Figura 5.7 – Análise da estabilidade global geometria 6



Fonte: Autora

Análise de estabilidade com superfícies circulares de acordo com o Método de Bishop.

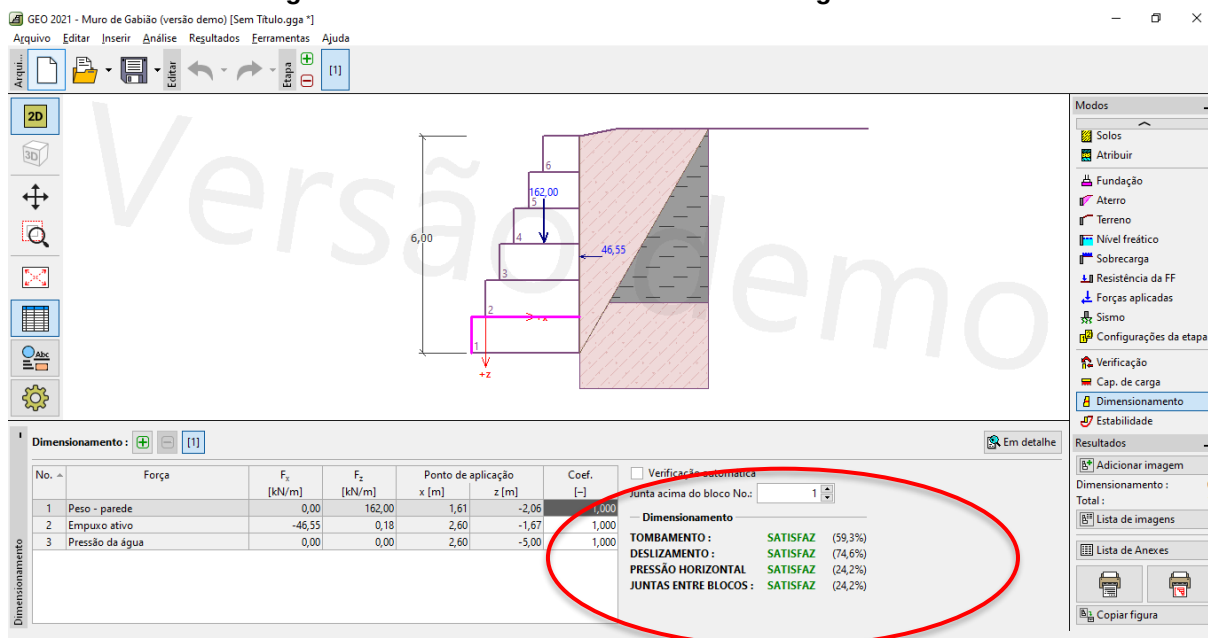
Fator de Segurança Calculado.....: 2,09.

Na estabilidade de taludes utiliza-se como critério um F.S. mínimo de 1,5 para a estabilidade global da contenção. Em todas as geometrias analisadas foi encontrado um valor acima do proposto pela norma pelo método de Bishop.

5.3 Verificação da Estabilidade Interna

Para a verificação da estabilidade interna do muro, foi analisado apenas a junção do bloco mais próximo da fundação pois este recebe a forma atuante mais crítica. A metodologia de verificação utilizada com base no F.S. mínimo de 1,5.

Figura 5.8 – Análise da estabilidade interna geometria 1



Fonte: Autora

Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,37.

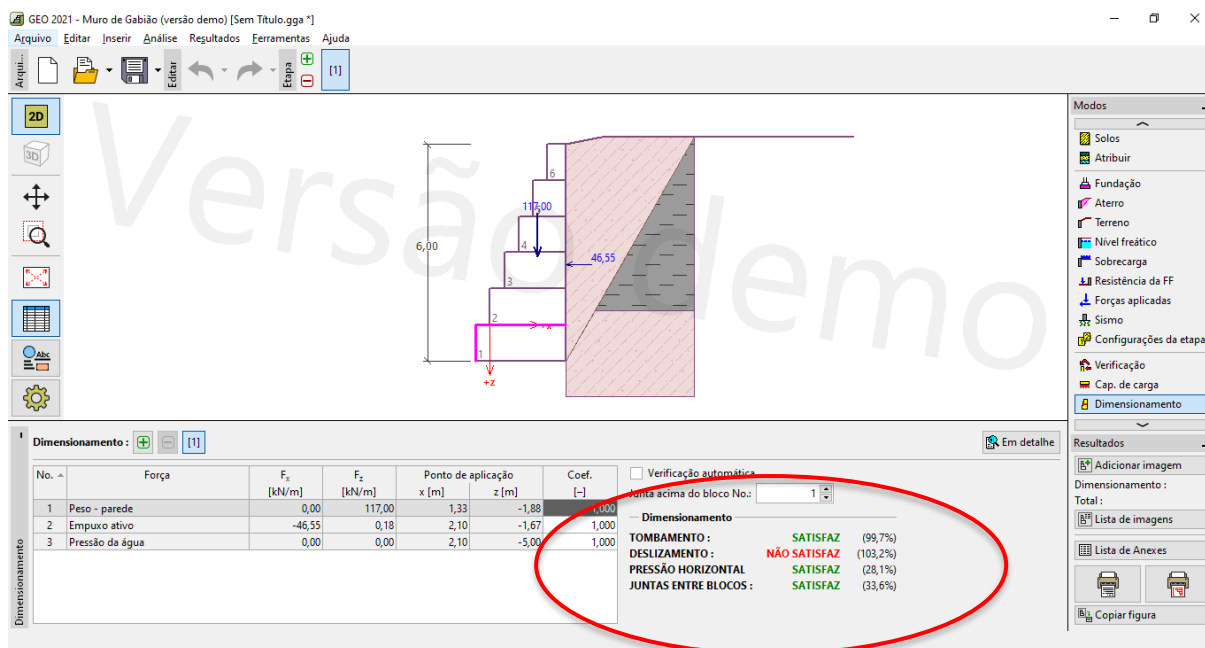
Deslizamento.....: 2,01.

Pressão Horizontal.....: 6,20.

Juntas entre Blocos.....: 6,20.

A geometria 1 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações. Na Tabela 5.1 é apresentado um quadro resumo com os valores obtido.

Figura 5.9 – Análise da estabilidade interna geometria 2



Fonte: Autora

Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 2,01.

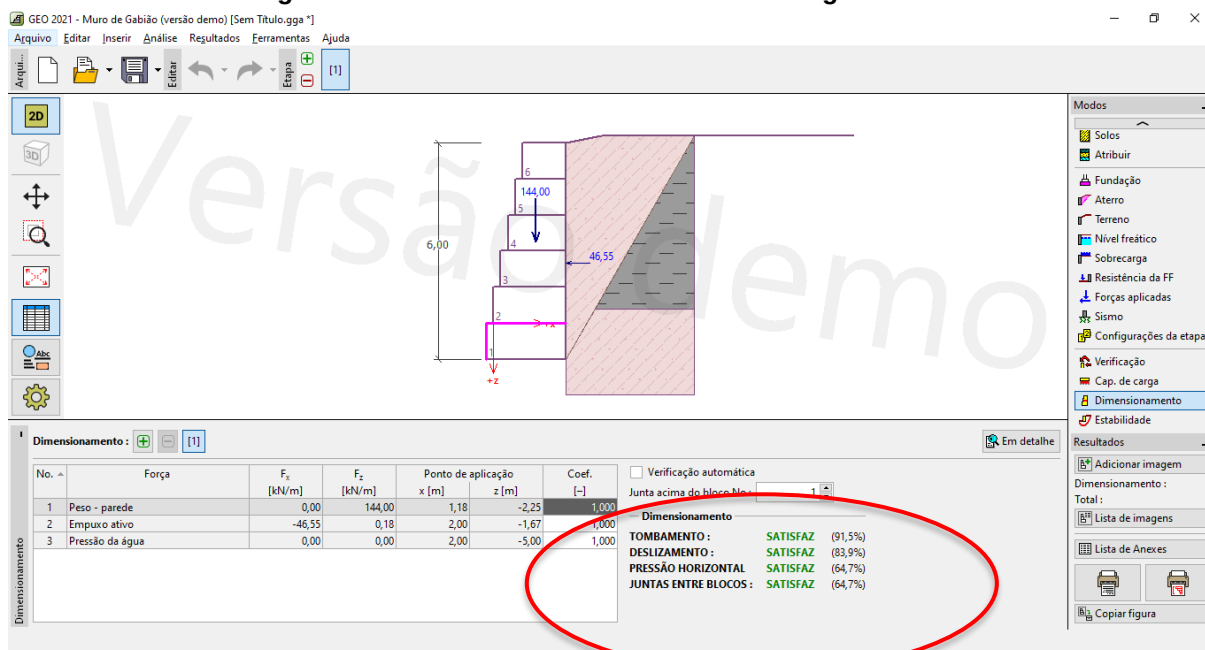
Deslizamento.....: **1,45.**

Pressão Horizontal.....: 5,33.

Juntas entre Blocos.....: 4,47.

A geometria 2 apresenta fatores de segurança insatisfatórios para a verificação quanto ao deslizamento.

Figura 5.10 – Análise da estabilidade interna geometria 3



Fonte: Autora

Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 2,19.

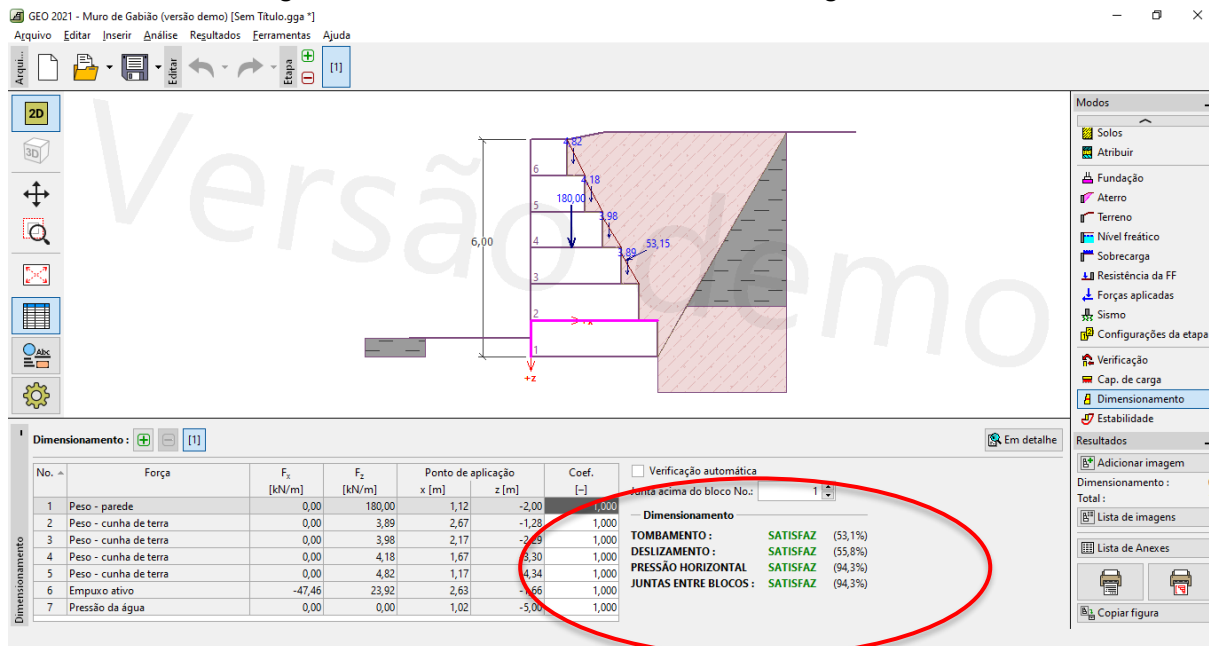
Deslizamento.....: 1,79.

Pressão Horizontal.....: 2,32.

Juntas entre Blocos.....: 2,32.

A geometria 3 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações.

Figura 5.11 – Análise da estabilidade interna geometria 4



Fonte: Autora

Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,77.

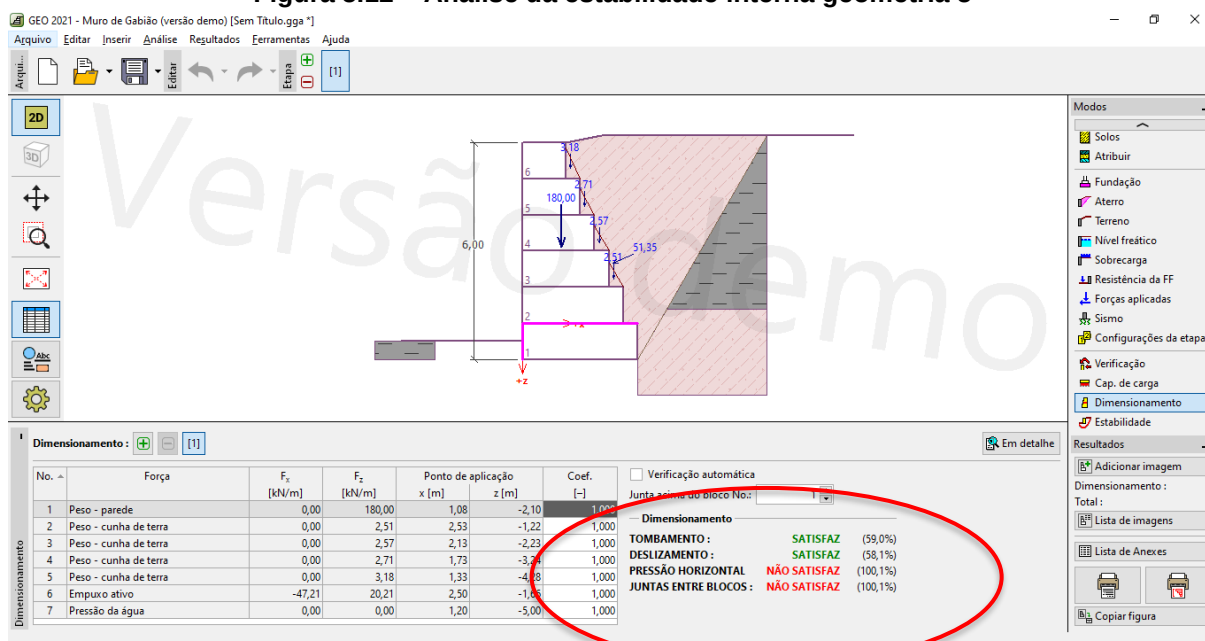
Deslizamento.....: 2,69.

Pressão Horizontal.....: 1,59.

Juntas entre Blocos.....: 1,59.

A geometria 4 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações.

Figura 5.12 – Análise da estabilidade interna geometria 5



Fonte: Autora

Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,39.

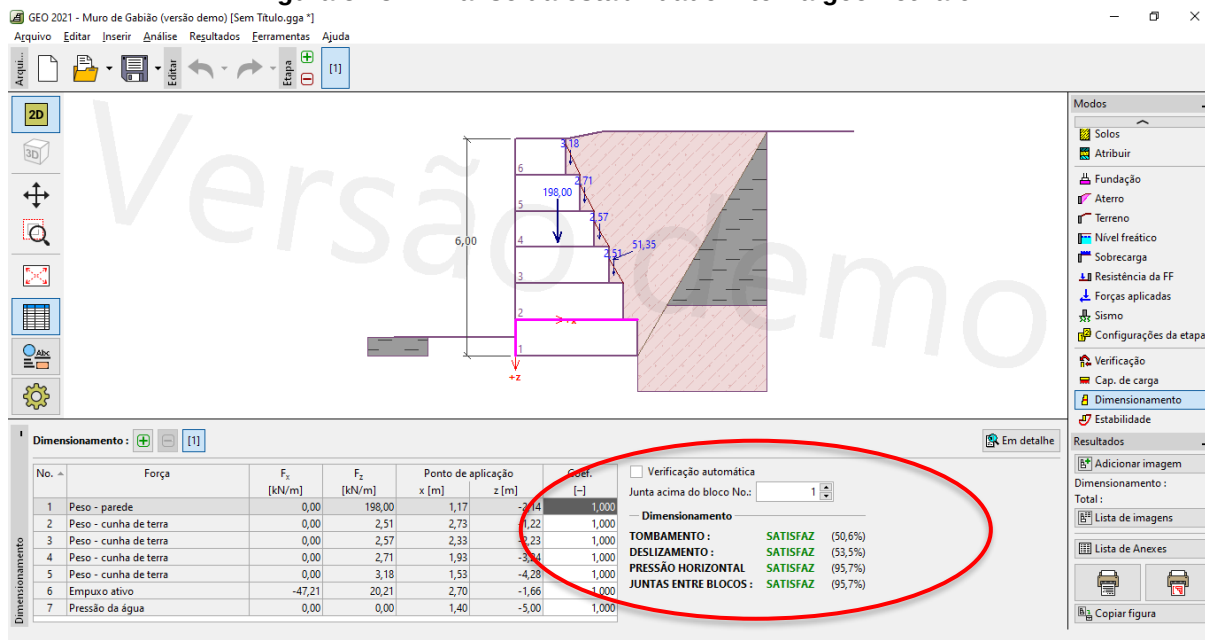
Deslizamento.....: 2,58.

Pressão Horizontal.....: **1,50.**

Juntas entre Blocos.....: **1,50.**

A geometria 5 apresenta fatores de segurança insatisfatórios as verificações de pressão horizontal e juntas entre blocos.

Figura 5.13 – Análise da estabilidade interna geometria 6



Fonte: Autora

Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,95.

Deslizamento.....: 2,80.

Pressão Horizontal.....: 1,57.

Juntas entre Blocos.....: 1,57.

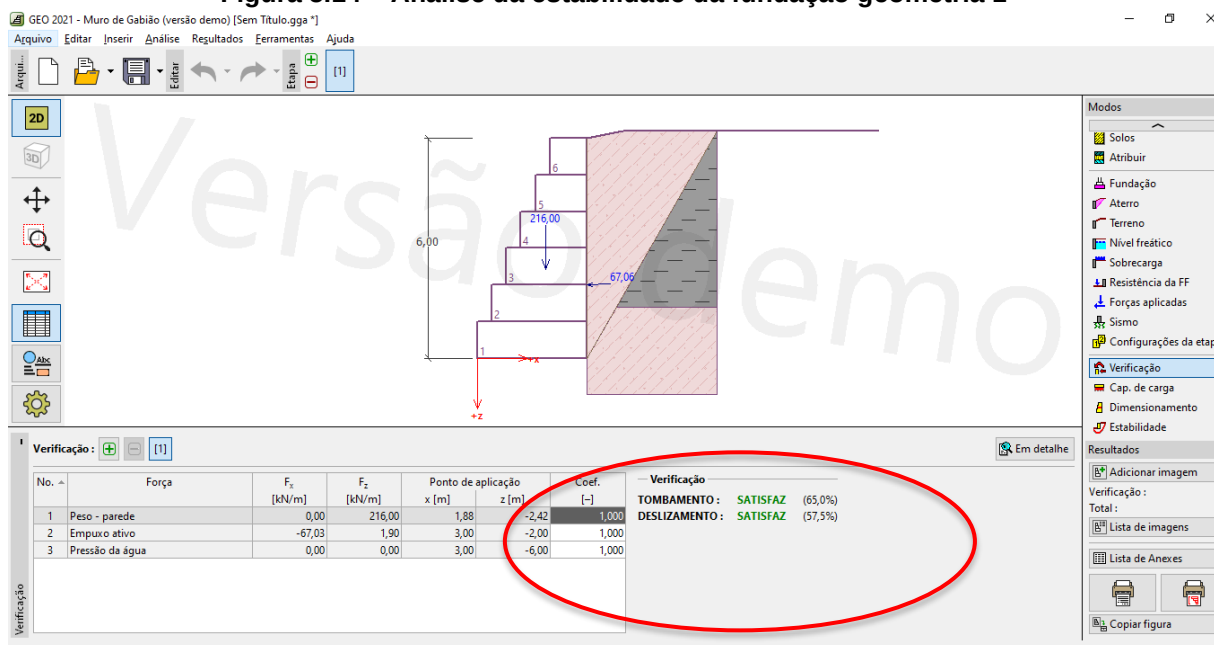
A geometria 6 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações.

As geometrias 2 e 5 não apresentaram resultados satisfatórios quanto a verificação da estabilidade interna do muro. As demais geometrias apresentaram fatores de segurança acima do recomendado pela norma em todas as verificações.

5.4 Verificação da Estabilidade da Fundação

Para a verificação da estabilidade da fundação do muro de gravidade, foram feitas as verificações de deslizamento e tombamento na base do muro.

Figura 5.14 – Análise da estabilidade da fundação geometria 1



Fonte: Autora

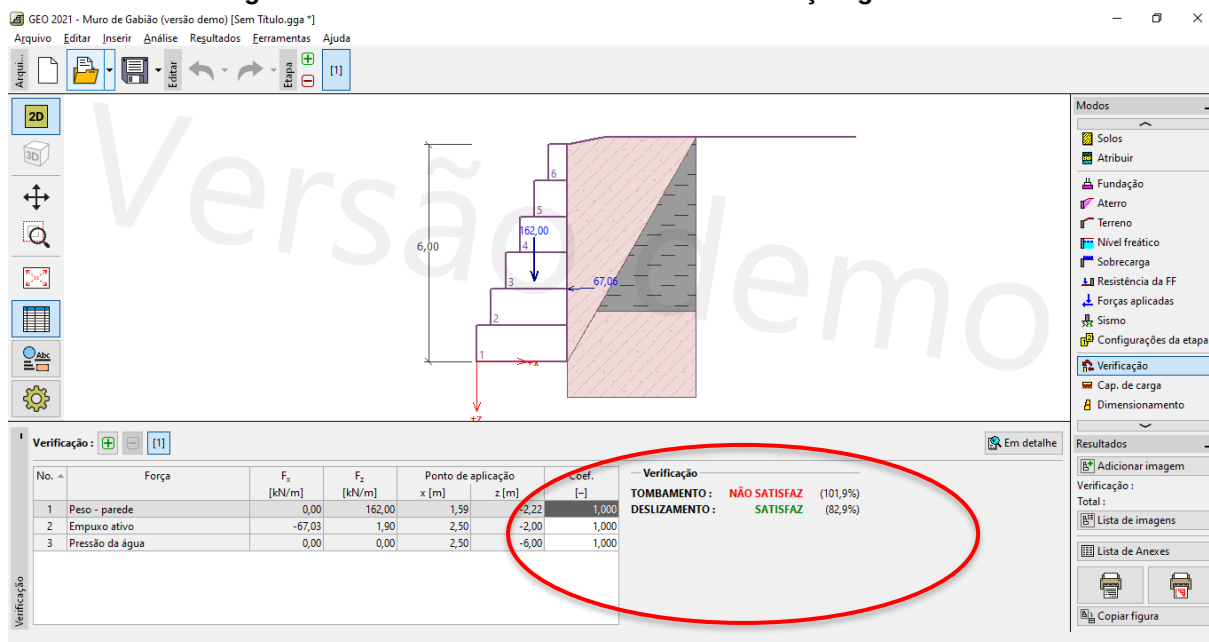
Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,08.

Deslizamento.....: 2,61.

A geometria 1 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações.

Figura 5.15 – Análise da estabilidade da fundação geometria 2



Fonte: Autora

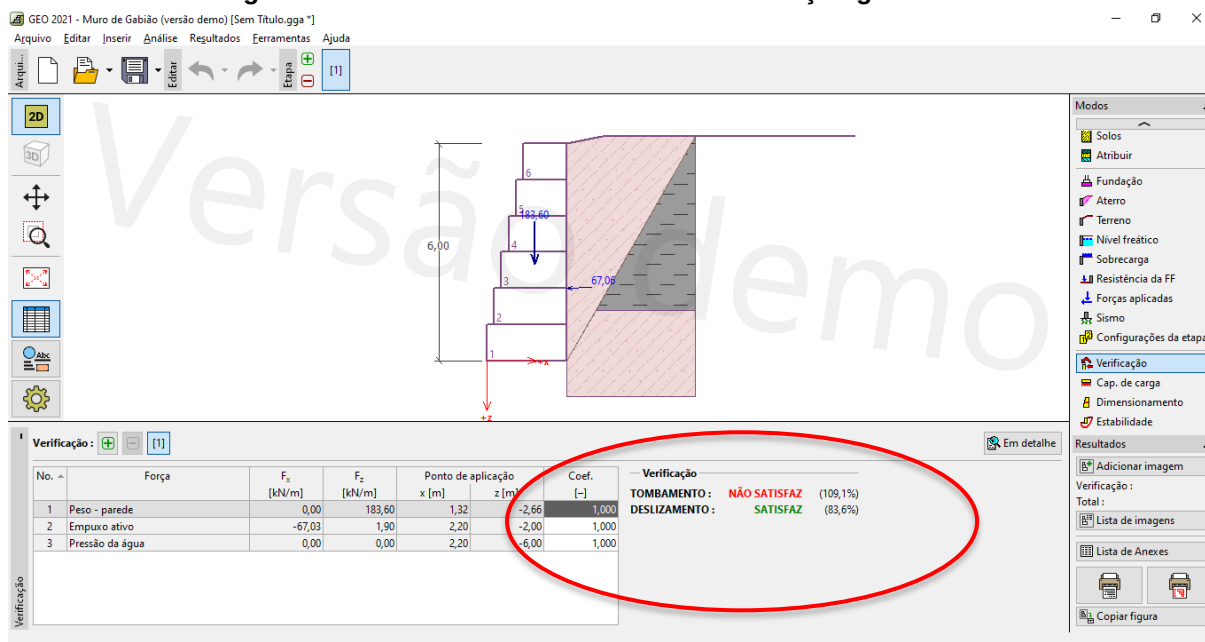
Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: **1,96.**

Deslizamento.....: 1,81.

A geometria 2 apresenta fatores de segurança insatisfatórios para tombamento.

Figura 5.16 – Análise da estabilidade da fundação geometria 3



Fonte: Autora

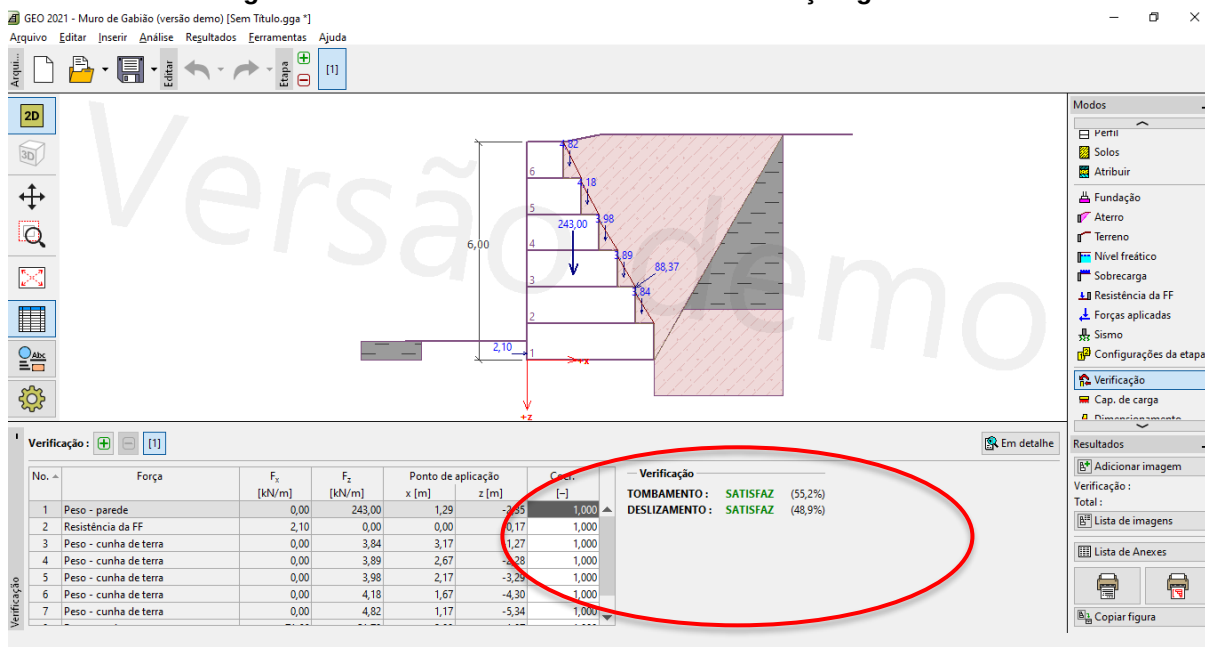
Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: **1,83.**

Deslizamento.....: 1,80.

A geometria 3 apresenta fatores de segurança insatisfatórios para tombamento.

Figura 5.17 – Análise da estabilidade da fundação geometria 4



Fonte: Autora

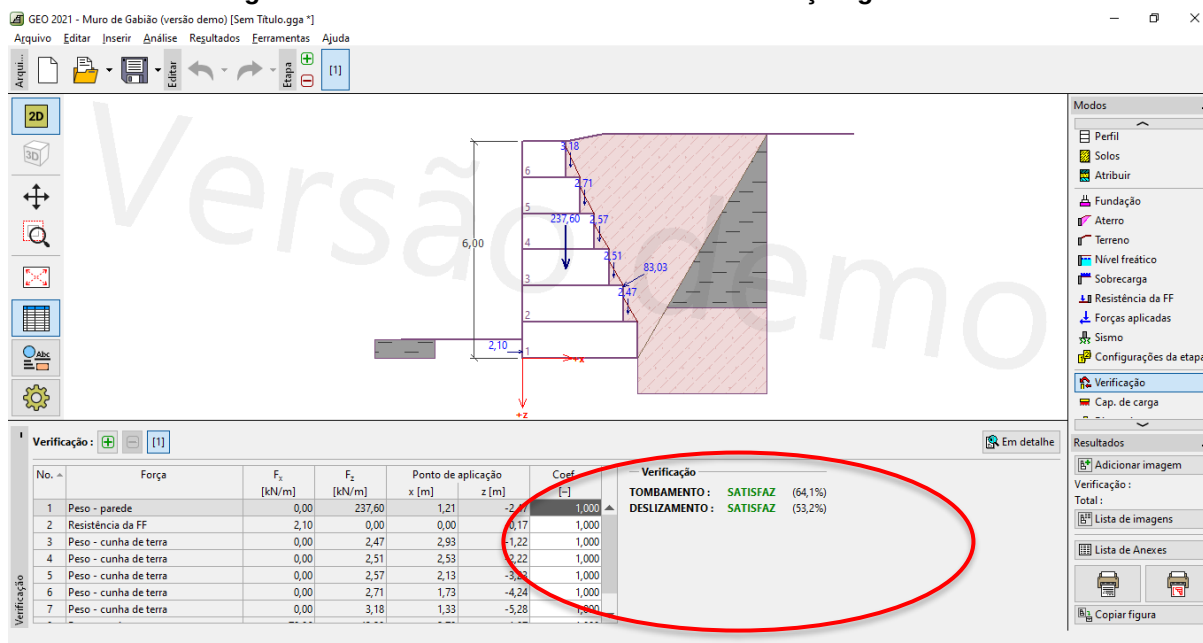
Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,62.

Deslizamento.....: 3,07.

A geometria 4 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações.

Figura 5.18 – Análise da estabilidade da fundação geometria 5



Fonte: Autora

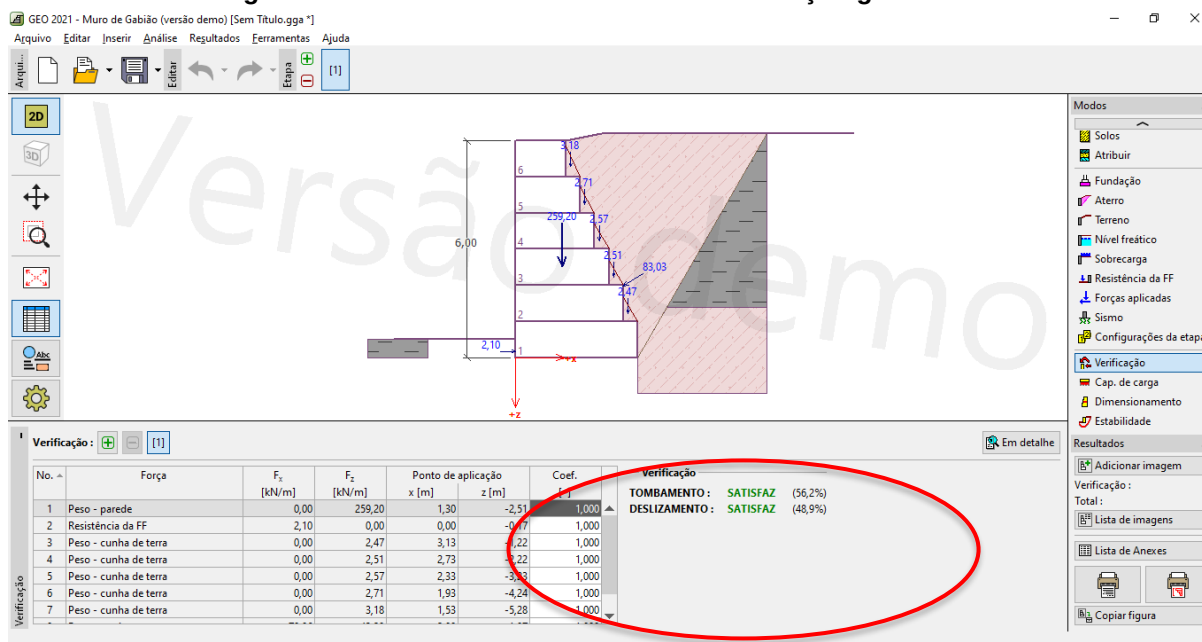
Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,12.

Deslizamento.....: 2,82.

A geometria 5 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações.

Figura 5.19 – Análise da estabilidade da fundação geometria 6



Fonte: Autora

Fatores de segurança calculados:

Tombamento.....: 3,56.

Deslizamento.....: 3,07.

A geometria 6 apresenta fatores de segurança satisfatórios para todas as verificações.

Na verificação quanto a estabilidade da fundação as geometrias 2 e 3 apresentaram resultados insatisfatórios em relação a verificação quanto ao tombamento. As demais geometrias apresentaram fatores de segurança acima do recomendado pela norma em todas as verificações.

Abaixo a tabela 5.1 apresenta os resultados das verificações:

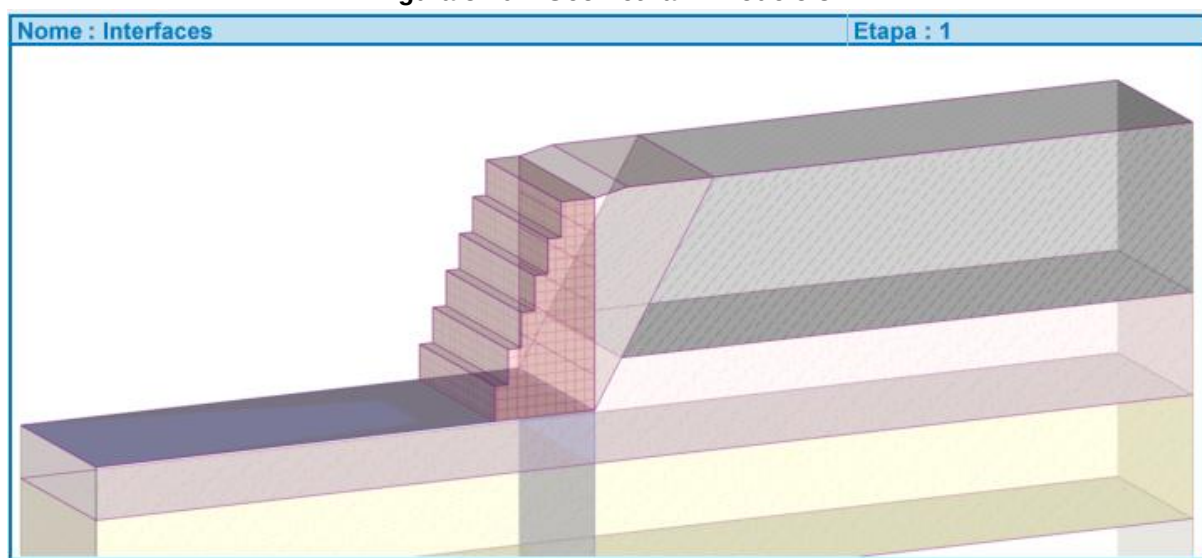
Tabela 5.1 – Resumo dos F.S. das geometrias propostas

Geometria	Volume da Estrutura (m³)	Estabilidade Global	Estabilidade Interna				Estabilidade Fundação		Análise
			Tomba mento	Desliza mento	Pressão Horizontal	Juntas Entre Blocos	Tomba mento	Desliza mento	
1	12	1,76	3,37	2,01	6,20	6,20	3,08	2,61	Satisfatória
2	9	1,69	2,01	1,45	5,33	4,47	1,96	1,81	Insatisfatória
3	10,2	1,70	2,19	1,79	2,32	2,32	1,83	1,80	Insatisfatória
4	13,5	2,14	3,77	2,69	1,59	1,59	3,62	3,07	Satisfatória
5	13,2	2,09	3,39	2,58	1,50	1,50	3,12	2,82	Insatisfatória
6	14,4	1,69	3,95	2,80	1,57	1,57	3,56	3,07	Satisfatória

Fonte: Autora

As geometrias 1, 4 e 6 apresentaram resultados satisfatórios quanto a todos os fatores de segurança avaliados. A modelagem 1 foi a melhor otimizada, apresentando o menor volume de construção. Na figura apresentada abaixo é possível visualizar um modelo tridimensional da geometria 1.

Figura 5.20 – Geometria 1: modelo 3D



Fonte: Autora

6 CONCLUSÃO

No presente trabalho foi apresentada a importância da construção de contenções e as consequências causadas pela falta das mesmas. Foram demonstrados também o dimensionamento e análise de um muro de gabião em um talude localizado na região de Biguaçu-SC, aproveitando os dados geotécnicos de um estudo anterior.

O dimensionamento foi realizado utilizando o software Geo5, da empresa Fine Softwares, onde foram lançados: as geometrias do muro, geometria do talude, características do solo, nível freático, características geotécnicas e de resistência do solo. Foram realizadas seis modelagens, sendo três delas considerando os degraus externos e três com degraus internos.

Após a realização do dimensionamento e modelagem foi possível verificar que a plataforma fornece a memória de cálculo, dados do talude, forças atuantes e coeficientes de segurança tanto do muro quanto do talude. Ao analisar os dados calculados pelo software, pode-se concluir que somente a geometria 1, 4 e 6 apresentaram resultados satisfatórios quanto aos fatores de segurança recomendados pela norma NBR 11.682. Dentre as propostas a Geometria 1 foi a estrutura que apresentou o menor volume de construção e a com a garantia de segurança do talude, sendo o menor coeficiente de segurança global encontrado igual a 1,76, comparado ao estudo realizado anteriormente, antes da construção do muro de contenção apresentava $FS = 1,08$, obtendo-se um aumento de 63% na segurança do talude, tornando-se estável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABREU, Amanda Aragão. **Avaliação das metodologias utilizadas nas análises de estabilidade de taludes com ênfase no efeito das forças** interfatias obtidas por métodos de equilíbrio limite e via simulação numérica. 2018. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.

ALMEIDA BARROS, P. L. Obras de Contenção. Publicação técnica, Maccaferri Gabiões do Brasil, 2015.

AVILA, Matheus Almeida. **Gabião**: o que é? como fazer? tipos, preços, dimensionamento. O que é? Como Fazer? Tipos, Preços, Dimensionamento. Disponível em: <<https://www.totalconstrucao.com.br/gabiao/>>. Acesso em: 25 mar. 2021.

AWA, Comercial. **O que é Gabião?** Disponível em: <<http://awacomercial.com.br/blog/o-que-e-gabiao/>>. Acesso em: 30 mar. 2021

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Brasil. 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Brasil. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Brasil. 2016b.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484**: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – método de ensaio, CB-02. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica. Brasil. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Brasil. 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Brasil. 2016d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Brasil. 2020f.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio. Brasil. 2017g.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Brasil. 2009f.

BARBOSA, Franklin Gualberto. **Elaboração do dimensionamento de um muro de contenção para o talude localizado no município de Santo Antônio de Pádua-RJ**. Revista Interdisciplinar Pensamento Científico, v. 6, n. 1, 2020.

BARONI, Magnos; SPECHT, Luciano Pivoto; PINHEIRO, Rinaldo José Barbosa. **Construção de estruturas de contenção utilizando pneus inservíveis: análise numérica e caso de obra**. Rem: Revista Escola de Minas, v. 65, n. 4, p. 449-457, 2012.

BROERING, Wellington; SILVA, Patrícia da. **Caracterização geotécnica e dimensionamento de pavimentos semirrígidos em solos residuais de Biguaçu/SC**. 326 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, IFSC, Florianópolis, 2018. Cap. 31.

CARUZO, JR. **Mapa de Pedologia – AID**. Estudo de Impacto Ambiental. Biguaçu. 2008.

CARVALHAIS, Rafael Mendonça. **Deslizamento de encostas devido a ocupações irregulares**. Brazilian Journal of Development, v. 5, n. 7, p. 9765-9772, 2019.

CAVA, Felipe Hernantes. **Estudo de Contensões de Solo: Aplicação em acesso Imigrantes com Estrada dos Alvarengas**. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, FEI, São Paulo, 2017.

CEMADEN (org.). **Movimento de Massa**. Ministério da Ciência, Tecnologia, Inovações e Comunicações. Disponível em: <<http://www.cemaden.gov.br/deslizamentos/>>. Acesso em: 20 mar. 2021.

CHIOSSI, Nivaldo José. **Geologia de Engenharia**. 3 ed. São Paulo. Ed.

CHUQUIMUNI, Roberth Aguilar. **Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra**. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2005.

CINTRA, José Carlos A. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. Oficina de Textos, 2013.

CLIMATE-DATA. **Biguaçu Clima**. Disponível em: <<https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/santa-catarina/biguaçu-43715/>>. Acesso em: 14 mar. 2021.

CRUZ, Lucilene Boniolo; BRAGHIN, Máira Ferreira Lima. **Estudo da utilização da estrutura de contenção tipo Gabião**. In: Colloquium Exactarum. ISSN: 2178-8332. p. 33-39. 2016.

DAS, Braja M., **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Rio de Janeiro: de Textos & UFPR, 2009. 602 p.

DOMINGUES, Paulo César. **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. Dissertação (mestrado) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1997.

EMBRAPA. Reinaldo Oscar Potter. **Solos do Estado de Santa Catarina**: boletim de pesquisa e desenvolvimento. 46. ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos, 2004. 745 p.

ENDLICH, Allicya Oliveira; SILVA, Marcos Antônio. **Utilização de muro de gabião para contenção de encostas**. Episteme Transversalis, v. 10, n. 3, 2019.

FABRICIO. João Vicente F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e contenções**. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2006.

FINE SOFTWARES. **GEO5: Muro de Gabião**. Disponível em: <<https://www.finesoftware.com.br/software-para-geotecnia/gabiao/>>. Acesso em: 15 fev. 2021.

FINOTTI, Giselle Barbosa de Souza; RIBEIRO, Mariana de Jesus Souza; TAVARES, Rafaela Souza. **Estruturas de contenção em gabiões para estabilidade de encostas em processos erosivos**. 2013. 130 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2013.

G1. **Chuva causa deslizamentos de terra, queda de estruturas e prejuízos em Santa Catarina**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/sc/santa-catarina/noticia/2021/01/21/chuva-causa-deslizamentos-de-terra-queda-de-estruturas-e-prejuizos-em-santa-catarina.ghtml>>. Acesso em 30 mar. 2021.

GENÁRIO, Danila da Conceição Furtado. **Estrutura de contenção: muro de arrimo por flexão para estabilização de encostas em Muriaé-MG**. Revista Interdisciplinar Pensamento Científico, v. 5, n. 5, 2019.

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

GERSCOVICH, Denise; SARAMAGO, Robson; DANZIGER, Bernadete Ragoni. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. Oficina de Textos, 2019.

GON, Fernanda dos Santos. **Caracterização geotécnica através de ensaios de laboratórios de um solo de diabásio da região de Campinas/SP**. 2011. 153 p. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, 2011.

GONZAGA, Giordano Bruno Medeiros. **Viabilidade da aplicação do capim vetiver em contenção de encostas no município de Maceió**. Caderno de Graduação-Ciências Exatas e Tecnológicas-UNIT-ALAGOAS, v. 5, n. 3, p. 27, 2019.

GUSMÃO FILHO, Jaime De A. **Solos-Da Formação Geológica ao Uso na Engenharia**. Editora Universitária UFPE, 2016.

HAESBAERT, Rogério. **Contenção territorial: “campos” e novos muros**. Boletim de Estudos Geográficos, v. 102, p. 25-45, 2014.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Suscetibilidade a Deslizamentos do Brasil: primeira aproximação**. Rio de Janeiro, 2019. 61 p.

KRUEGER, Fábio. **Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaiss por meio de ensaios de campo e laboratório - Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. Tese (Doutorado) Pós Graduação em Engenharia Civil. UFSC, Florianópolis, 2015).

LEÃO, Júlio Cesar; SOUZA, Paulo Henrique. **Sistema inteligente de monitoramento de deslizamento de solos**. Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental, v. 7, p. 508-524, 2018.

LEPSCH, Igo F. **Formação e conservação dos solos**. Oficina de textos, 2016.

LIMA, Bruna Rodrigues. **17 projeto e execução de estruturas de contenção com muro de gabião**. Anais da II Semana das Engenharias Ambiental e Civil, p. 167, 2015)

LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. 2014. 124 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MACHADO, Alexandre Xavier; MENDES, Luiz Carlos. **Durabilidade e vida útil de estruturas de contenção de encosta situadas na cidade do Rio de Janeiro**. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. p. 1-10. 2014.

MASSAD, Faïçal. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 170p.

MONTEIRO, Julio dos Santos Costa; ARAUJO, Gizele Teixeira. **Obras de contenção da encosta do Morro do Bonfim no Colégio Naval**. Revista Obras Cívicas, v. 6, n. 1, p. 94-100, 2014.

MOREIRA, Melquisedec Medeiros. **Carta Geotécnica do Município de Natal-RN: Áreas de Risco de Deslizamentos e Inundações**. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica/VII Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia/VI Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas/VI Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, Goiânia. 2014.

MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. **The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces**. Géotechnique, 15, pp.79–93. 1965.

MOURA, João Marcos Bosi Mendonça; LOEWEN, André Ricardo; AUMOND, Juarês José. **Obras de contenção de encostas em Blumenau-SC: olhares à luz da engenharia natural**. Raega-O Espaço Geográfico em Análise, v. 45, n. 1, p. 27-44, 2019.

ND+. **Há cinco anos, Santa Catarina vivia a maior tragédia climática da sua história**. Disponível em: <<https://ndmais.com.br/noticias/ha-cinco-anos-santa-catarina-vivia-a-maior-tragedia-climatica-da-sua-historia/>>. Acesso em: 30 mar. 2021.

OLIVEIRA, Elisângela do Prado. **Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba**,

PR. 2006. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Puc-Rio, Rio de Janeiro, 2006.

PAULA, D. P. **Alterações morfológicas na Praia do Icarai (Caucaia-Ceará) após a construção de um dissipador de energia para controle da erosão costeira.** Revista Geonorte, v. 5, n. 15, p. 12-16, 2014.

PEDRON, Fabrício. **Solos urbanos.** Ciência Rural, v. 34, n. 5, p. 1647-1653, 2004.

PEQUENO, Julio Gomes de Almeida; MARQUES, Frederico de Lima. **Contenção de encostas.** Revista Obras Civis, v. 9, n. 1, p. 28-33, 2020.

PEREIRA, Paulo; TONELLI, Soraya; FERREIRA, Claudio. **Caderno de Desenvolvimento de Santa Catarina – Biguaçu.** SEBRAE. Biguaçu. 2019.

PINTO, Raquel Silva; BEATI, André; MAGDALENA, Rafael. **Mapeamento de áreas de risco de deslizamento de solo e técnicas de prevenção no município de Bragança Paulista com cálculos detalhados para aplicação de muro de arrimo de gabião.** Ensaios USF, v. 3, n. 1, p. 42-54, 2019.

PINTO, Silas Matheus Menezes; DORTAS, Ivan Santos. **Dimensionamento de muro de arrimo utilizando blocos estruturais como elementos de contenção.** Caderno de Graduação-Ciências Exatas e Tecnológicas-UNIT-SERGIPE, v. 6, n. 1, p. 11, 2020.

QUEIROZ, Rudney C. **Geologia e geotecnia básica para engenharia civil.** Editora Blucher, 2018.

RAMOS, Geraldo Magela Perdigão Diz. **Contenção de talude com uso de solo-cimento ensacado: Projeto em área de interesse social.** RETEC-Revista de Tecnologias, v. 12, n. 2, 2019.

RUZ, Luan Raffael Rodrigues da. **Estudo comparativo da estabilização de taludes com resíduos mediante a utilização DO Software GEO5.** 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2019

SANTOS, Alexandre Rosa. **O software SICADSEI 1.0 e suas aplicações como sistema de informação para cadastro das áreas de deslizamento de solo, enchentes e inundação.** Engenharia Ambiental: Pesquisa e Tecnologia, v. 9, n. 2, 2012.

SANTOS, Alvaro Rodrigues dos. **Geologia de Engenharia: conceitos, Solos e das Rochas: Aplicações na estabilidade de taludes.** 2ª Ed. Oficina Thomson Pioneira 2011.

SILVA, Laylla Ribeiro; MIRANDA, Talita Caroline. **Análise e projeto de estrutura de contenção em ruptura de talude por erosão: estudo de caso.** Engineering Sciences, v. 6, n. 2, p. 12-22, 2018.

SILVA, Vicente Rocha. **Análise Sócio-ambiental da Bacia do Rio Biguaçu-SC: Subsídios ao Planejamento e Ordenamento Territorial**. 227f. Tese. USP. São Paulo, 2007.

SILVEIRA, Hilton Luís Ferraz da; VETTORAZZI, Carlos Alberto; VALENTE, Roberta Avena. **Avaliação multicriterial no mapeamento da suscetibilidade de deslizamentos de terra**. Revista Árvore, v. 38, n. 6, p. 973-982, 2014.

SOUZA JUNIOR, Tennison Freire de; MOREIRA, Eclesielter Batista; HEINECK, Karla Salvagni. **Barragens de contenção de rejeitos de mineração no Brasil**. Holos [recurso eletrônico]. Natal, RN. Vol. 5 (2018), p. 1-39, 2018.

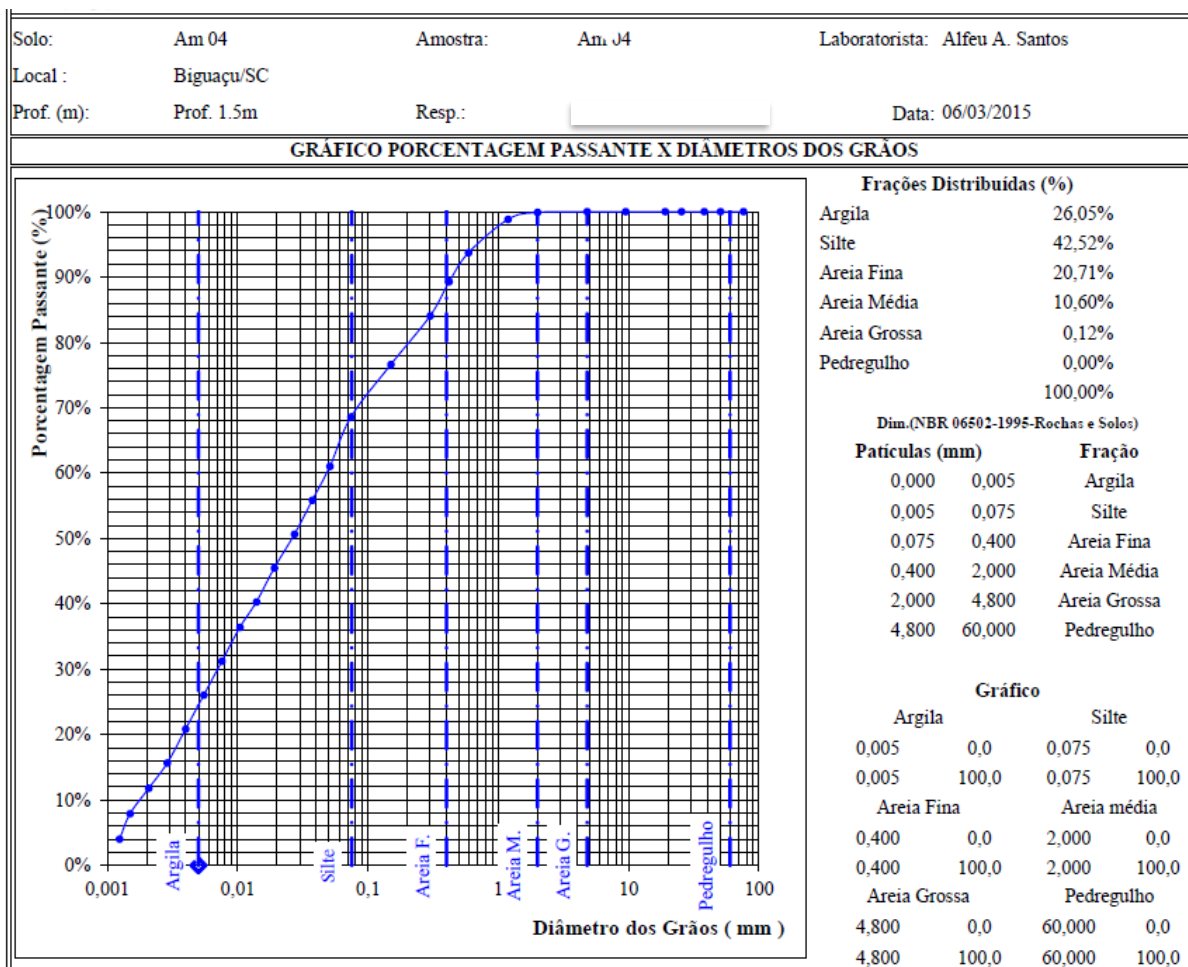
SOUZA, Guilherme de Oliveira. **Análise comparativa entre métodos de análise de estabilidade de taludes**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

TEIXEIRA, Pedro Francisco; FERNANDES, Edgard; SANTOS NETO, Adelino dos. **Projeto gerenciamento costeiro - Gerco (3ª fase): Geologia**. Florianópolis: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE, 2002. 68 p.

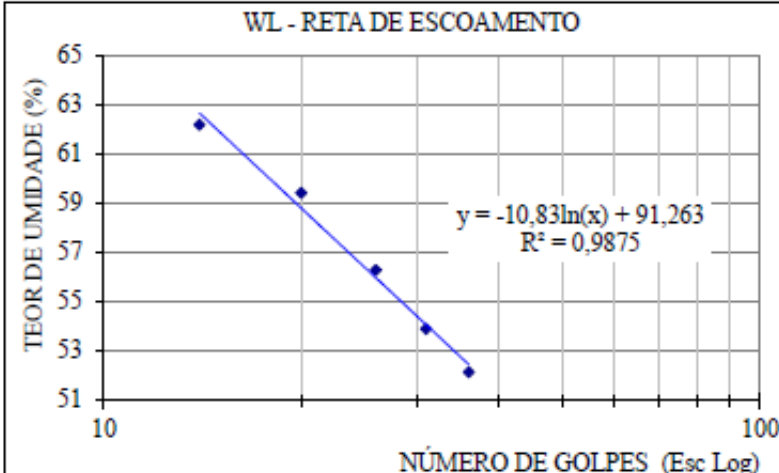
VIVA BIGUAÇU! **Fique por dentro: Dados sobre a Bacia do Rio Biguaçu**. 2011. Disponível em: <<http://vivabigua.blogspot.com/2011/12/fique-por-dentro-dados-sobre-bacia-do.html>>. Acesso em: 13 mar. 2021.

ANEXOS

Anexo I – Resultados do ensaio de granulometria - Am04



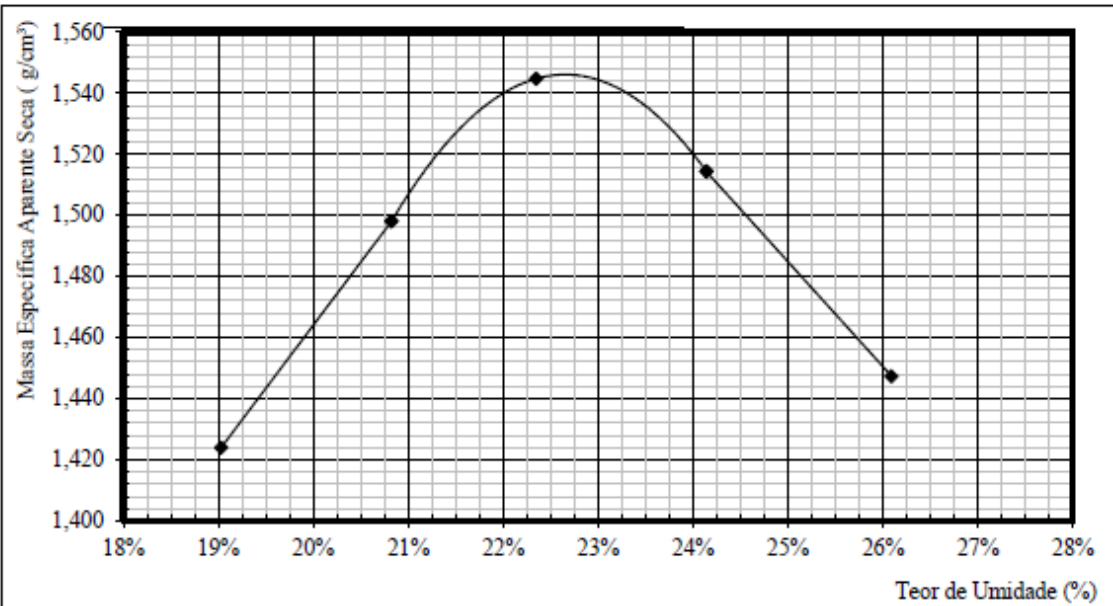
Anexo II – Resultados do ensaio de limite de plasticidade e liquidez - Am04

DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE CONSISTENCIA DOS SOLOS					
Amostra:	Am 04	Laboratorista:	Alfeu Santos		
Data:	06/03/2015	Responsável:			
NBR 06459 - 1984 - Solo- Determinação do Limite de Liquidez					
Cápsula N°	26	27	43	74	32
Cápsula + Solo Úmido (g)	18,83	19,52	22,70	20,06	26,62
Cápsula + Solo Seco (g)	16,40	15,93	18,68	16,25	20,48
Peso da Cápsula (g)	11,74	9,27	11,54	9,84	10,61
Peso da Água (g)	2,43	3,59	4,02	3,81	6,14
Peso Solo Seco (g)	4,66	6,66	7,14	6,41	9,87
Nº. de Golpes	36	31	26	20	14
Teor de Umidade (%)	52,15	53,90	56,30	59,44	62,21
WL (%)	56,40				
WL - RETA DE ESCOAMENTO  $y = -10,83\ln(x) + 91,263$ $R^2 = 0,9875$					
NBR 07180 - 1984 - Solo - Determinação do limite de plasticidade					
Cápsula N°	42	35	1	100	59
Cápsula + Solo Úmido (g)	10,84	12,33	11,38	10,64	10,74
Cápsula + Solo Seco (g)	10,41	12,01	11,11	10,31	10,52
Peso da Cápsula (g)	9,29	11,14	10,41	9,46	9,93
Peso da Água (g)	0,43	0,32	0,27	0,33	0,22
Peso Solo Seco (g)	1,12	0,87	0,70	0,85	0,59
Teor de Umidade (%)	38,39	36,78	38,57	38,82	37,29
Situação:	ok	ok	ok	ok	ok
WP (%)	37,97				
IP (%)	18,43				

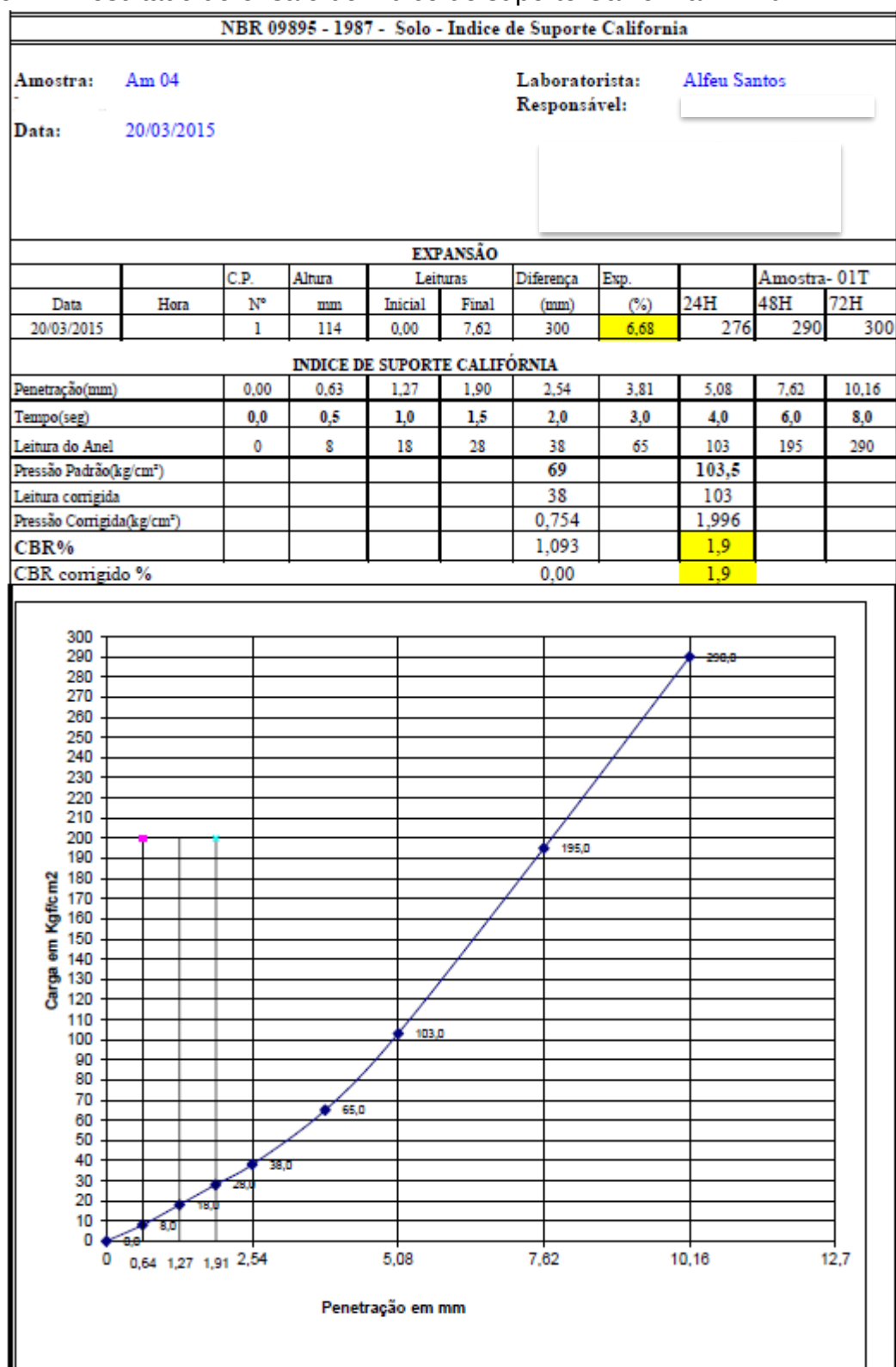
Anexo III – Resultado do ensaio de determinação de massa específica – Am04

NBR 06508 - 1984 - Grãos de solos que passam na peneira de 4.8 mm - Determinação da massa específica		
Amostra:	Am 04	Laboratorista: Alfeu Santos
		Responsável:
		Data: 06/03/2015
Dados de ensaio		
Picnometro nº	2	2
Peso do Picnometro vazio (g)	616,4	616,4
Peso do Picnometro com solo umido (g)	736,4	736,4
Peso do solo seco (g)	117,12	117,12
Peso do Picnometro com agua (g)	2568,5	2568,5
Peso do Picnometro mais agua mais solo seco (g)	2685,62	2685,62
Peso do Picnometro mais solo imerso (g)	2645,9	2645,9
Peso Deslocado (g)	39,72	39,72
Massa Especifica dos grãos (g/cm³)	2,948	2,948
Temperatura / coeficiente de correção (°C)	23	23
Ceficiente de correção devido a temperatura	0,9998	0,9998
Massa Especificados grãos corrigida (g/cm³)	2,948	2,948
Massa especifica dos grãos (g/cm³)	2,948	
Determinação do teor de umidade higroscópico		
Umidade Higroscopica do solo (capsula nº)	985	23
Peso solo umido + tara (g)	103,84	70,97
Peso do solo seco + tara (g)	102,17	69,76
Peso da tara (g)	34,04	20,59
Peso da agua (g)	1,67	1,21
Peso do solo seco (g)	68,13	49,17
Umidade (%)	2,45	2,46
Média (%)	2,46	
Coeficiente de correção da umidade	1,0246	

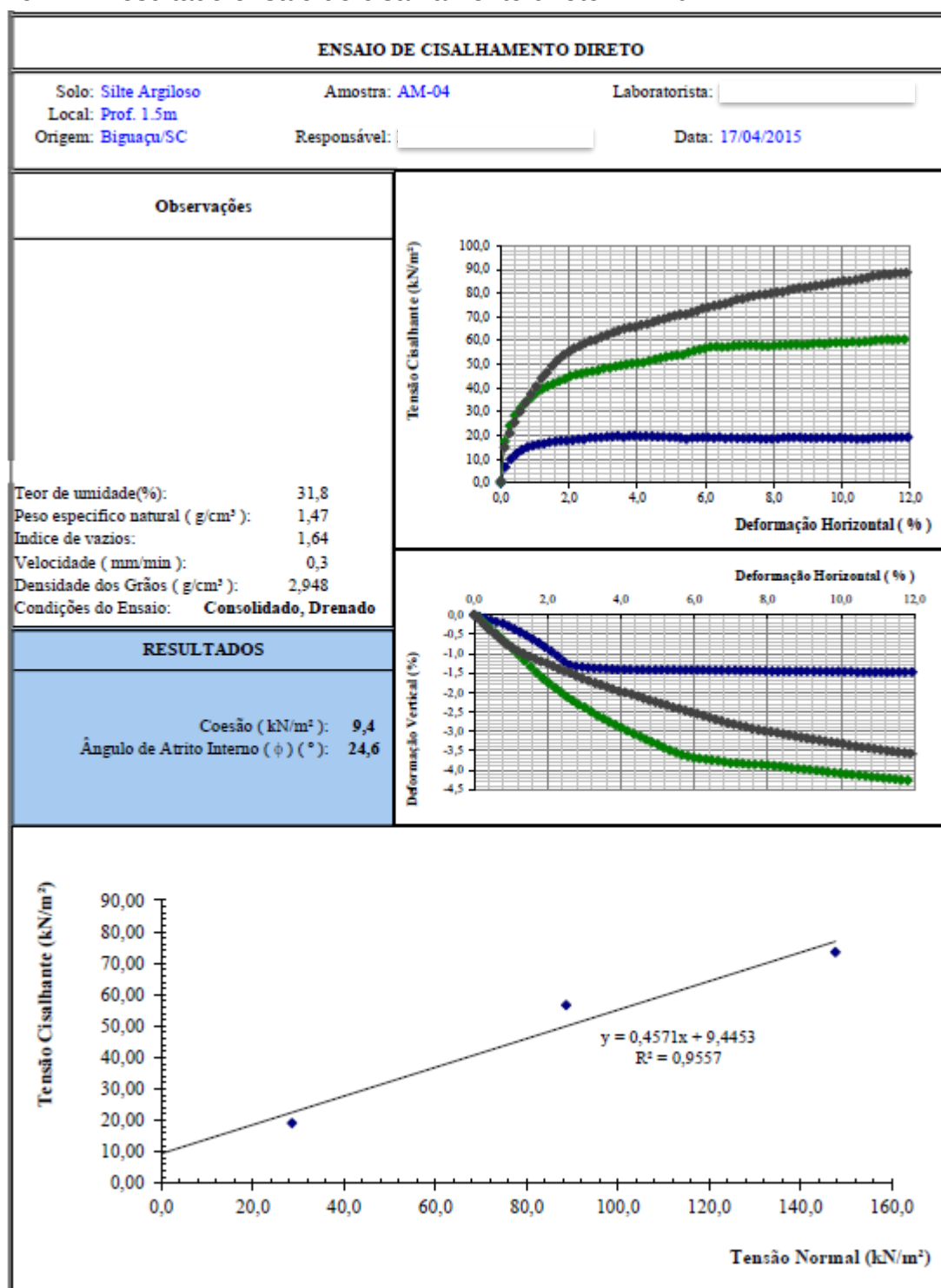
Anexo IV – Resultado do ensaio de compactação do solo - Am04

NBR 07182 - 1986 - Solo - Ensaio de compactação							
Amostra:	Am 04	Laboratorista:	Alfeu Santos				
Data:	12/03/2015	Responsável:					
Determinação da Massa Específica Aparente Seca							
COMPACTAÇÃO							
Determinação (Nº)	1	1	1	1	1		
Peso da Amostra + Cilindro (g)	6410	6525	6605	6595	6540		
Peso do Cilindro (g)	4715	4715	4715	4715	4715		
Peso da Amostra (g)	1695	1810	1890	1880	1825		
Volume do Cilindro (cm ³)	1000	1000	1000	1000	1000		
M.E.A. do Solo Úmido (g/cm ³)	1,695	1,810	1,890	1,880	1,825		
M.E.A. do Solo Seco (g/cm ³)	1,424	1,498	1,545	1,514	1,447		
TEOR DE UMIDADE							
Cáp. Nº	108	61	63	956	42		
Peso Cáp. (g)	22,72	34,9	35,44	34,02	22,32		
Cáp. + S.U. (g)	92,08	116,3	129,16	146,42	101,04		
Cáp. + S.S. (g)	80,99	102,27	112,04	124,56	84,75		
Teor de Umidade	19,03%	20,83%	22,35%	24,14%	26,09%		
Gráfico de Compactação							
 Massa Específica Aparente Seca (g/cm³) Teor de Umidade (%)							
Observações				RESULTADOS			
Energia: Proctor Normal (PN)				M.E.A. Máxima do Solo Seco (g/cm ³): 1,545			
Molde Número:				Umidade Ótima: 22,7%			

Anexo V – Resultado do ensaio de índice de suporte Califórnia - Am04



Anexo VI – Resultado ensaio de cisalhamento direto – Am04



Anexo VII – Resultado SPT – SP18 – Folha 1

LOCAL DO SERVIÇO: ROD. BR 101- Km 198- Jardim Ipiranga- Biguaçu- SC.					Data inicial:03/11/2014		
Sondagem: SP18		Cota:		26.577		Data final: 03/11/2014	
Responsável Técnico:					Profun- didade das camadas:	DESCRIÇÃO DOS SOLOS	
Prof. (m):	N.º das Amostras:	Golpes / cm ----- 1º+2º 2º+3º		GRAFICO			
1,00	1	5	7			Argila amarelada, de consistência média;	
2,00	2	5	6			4.60	
3,00	3	6	7			7.50	
4,00	4	7	7			Argila silte arenosa amarelada, rija;	
5,00	5	5	6			11.00	
6,00	6	5	7			Site argilo arenoso amarelado, medianamente compacto;	
7,00	7	6	10			15.10	
8,00	8	7	11			17.70	
9,00	9	8	13			20.20	
10,00	10	10	10			Site arenoso amarelado, compacto;	
11,00	11	9	12				
12,00	12	10	14				
13,00	13	11	16				
14,00	14	12	18				
15,00	15	16	23				
16,00	16	18	27				
17,00	17	26	30				
18,00	18	29	35				
19,00	19	33	39				
20,00	20	36	43				
21,00	21	39	47				
Prof. N.A. (m):		-15,00		Obs.:			

Anexo VIII – Resultado SPT – SP18 – Folha 2

LOCAL DO SERVIÇO: ROD. BR 101- Km 198- Jardim Ipiranga- Biguaçu- SC.				Data inicial: 03/11/2014	
Sondagem: SP18		Cota:	26.577	Data final: 03/11/2014	
Responsável Técnico:				Profundidade das camadas	DESCRIÇÃO DOS SOLOS
Prof. (m):	N.º das Amostras:	Golpes / cm		GRÁFICO	
		1º+2º	2º+3º		
21,00	21	39	47		Site arenoso amarelado, compacto;
22,00	22	43	52		22.75
23,00					Limite de sondagem.
24,00					
25,00					
26,00					
27,00					
28,00					
29,00					
30,00					
31,00					
32,00					
33,00					
34,00					
35,00					
36,00					
37,00					
38,00					
39,00					
40,00					
41,00					
42,00					
Prof. N.A. (m): -15,00				Obs.:	