

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

MARIA EDUARDA PAUL

AVALIAÇÃO DE DOIS SISTEMAS DE CONTENÇÃO PARA IMPLANTAÇÃO EM
TALUDES: ESTUDO DE CASO APLICADO A UM TALUDE-TIPO DA ZONA
INDUSTRIAL NORTE DO MUNICÍPIO DE JOINVILLE – SC

Joinville
2021

MARIA EDUARDA PAUL

AVALIAÇÃO DE DOIS SISTEMAS DE CONTENÇÃO PARA IMPLANTAÇÃO EM
TALUDES: ESTUDO DE CASO APLICADO A UM TALUDE-TIPO DA ZONA
INDUSTRIAL NORTE DO MUNICÍPIO DE JOINVILLE – SC

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Prof^a. Dra. Helena Paula Nierwinski

Joinville
2021

MARIA EDUARDA PAUL

AVALIAÇÃO DE DOIS SISTEMAS DE CONTENÇÃO PARA IMPLANTAÇÃO EM
TALUDES: ESTUDO DE CASO APLICADO A UM TALUDE-TIPO DA ZONA
INDUSTRIAL NORTE DO MUNICÍPIO DE JOINVILLE – SC

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura na Universidade Federal de Santa Catarina e aprovado em sua forma final pelo Curso Engenharia Civil de Infraestrutura

Joinville, 04 de Maio de 2021.

Banca Examinadora:

Prof.a Helena Paula Nierwinski, Dr.(a)

Orientadora

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Marcelo Heidemann, Dr.

Avaliador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jonatas Sosnoski, Msc.

Avaliador

Universidade do Estado de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a minha mãe que fez este trabalho se tornar possível. Ela me apoiou de todas as formas, sejam em palavras ou em oportunidades que me deu, colocando o meu futuro em primeiro lugar. Obrigada mãe, Neidy Rosani Renck, por todo seu amor e esforço, foram eles que me deram forças para continuar a caminhada da Engenharia Civil.

A minha família, namorado e cunhada por acreditarem e me incentivarem na graduação.

A todos meus amigos que me ajudaram de alguma forma, seja uma palavra de conforto ou uma risada.

A Equipe Infratec que muito me ensinou, deu oportunidades no ramo profissional e realização pessoal e aos amigos que fiz e nunca esquecerei.

A engenheira geotécnica Lucianna Herbst por toda ajuda e conhecimento passado a mim.

A minha orientadora deste trabalho, Prof. Dra. Helena Paula Nierwinski.

RESUMO

A zona industrial norte do município de Joinville vem crescendo gradativamente e com isso o número de empreendimentos têm aumentado. Em muitos casos, há necessidade de ocupação de terrenos irregulares, onde, tornam-se necessárias obras de terraplanagem, como cortes em encostas, situação que se não acompanhada de um adequado projeto pode gerar instabilidades, causando riscos à vida humana e às estruturas nas proximidades. Em vista dessa problemática de necessidade de maior ocupação da área disponível e obras de movimentação de solos, buscou-se selecionar um talude-tipo de corte da região afim de avaliar as condições de estabilidade e estudar metodologias de contenção. Para a análise proposta, foi usado um talude localizado na rua Edgar Nelson Meister, zona industrial, como talude-tipo. Foram obtidos a estratigrafia do local e seus parâmetros geotécnicos para a análise de estabilidade da encosta por meio de ensaios fornecidos, como ensaios de SPT e cisalhamento direto. Com isso, pôde ser dimensionado, com a utilização de softwares, dois sistemas de contenção apresentados pela literatura, sendo eles: o muro de gabião e o solo grampeado. Através da avaliação dos resultados obtidos no dimensionamento, obtiveram-se vantagens satisfatórias e foram pontuadas as desvantagens de cada estrutura, permitindo, assim, ao proprietário do local selecionar a alternativa que melhor lhe atenda. No entanto, considerando a manutenção das áreas atuais, com menor interferência sobre o talude natural, a solução em solo grampeado obteve as melhores condições.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes. Sistemas de contenção. Softwares de dimensionamento.

ABSTRACT

The industrial zone of Joinville town has been gradatively growing, in consequence, the number of enterprises is also growing. In many cases, there are the need of uneven lands occupation, this causes earthmoving works necessary, such as slope cutting, witch can cause instability if not managed with a good project, creating risks to human life and nearby estructures. With that constantly growing need of occupy larger lands that requires earthmoving work, an autentic slope cutting model was searched and selected at the Joinville's Industrial Region, to assess it's estability conditions and to estudy retaining metodologies. To develop this studies, a slope model located at Edgar Nelson Meister Street in the industrial zone was selected. The local estatigraphy and it's geotecnical parameters was obtained to analise estability of the slope, with the datas of standard penetration tests and shear stress tests, that was previosly provided. Having this parameters and with aid of softwares, the design of two retaining wall systems presented by literatures was made, that are the gabion walls and the soil nailing. Through the assessment of obtained results in the designing, many advantages was setted, although disadvantages in each design was also indicated, ensuring that the client and owner of the land have the proper tools to choose the best project that fits his demands. However, considering the managing of the actual areas, with lower interference in the natural slope, soil nailing achieve the bests conditions as a solution.

Palavras-chave: Slope estability. Retaining wall systems. Designing softwares.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Terminologias do talude	17
Figura 2 - Queda	18
Figura 3 - Rastejo	19
Figura 4 - Escorregamentos planares e translacionais.....	19
Figura 5 - Corrida	20
Figura 6 - Tombamento	20
Figura 7 - Forças atuantes em uma fatia	23
Figura 8 - Fases construtivas em corte	29
Figura 9 - Partes constitutivas de um chumbador	30
Figura 10 - Montagem da aplicação convencional do concreto projetado.....	31
Figura 11 - Dreno sub-horizontal profundo.....	32
Figura 12 - Detalhe do barbacã.....	33
Figura 13 - Espaçamento entre grampos	36
Figura 14 - Muro de gabiões.....	37
Figura 15 - Representação básica de um muro de gabião.....	39
Figura 16 - Elementos constituintes dos gabiões tipo caixa	40
Figura 17 - Malha hexagonal.....	41
Figura 18 - Tirantes do gabião.....	42
Figura 19 - Drenagem superficial do muro de gabião.....	43
Figura 20 - Contrafortes no tardo do muro de gabião.....	44
Figura 21 - Tipos de ruptura de muros de gabiões.....	45
Figura 22 - Plano de aplicação do empuxo ativo.....	46
Figura 23 - Engaste da base	47
Figura 24 - Lastro de base	48
Figura 25 - Localização	52
Figura 26 - Imagem geral do talude-tipo.....	53
Figura 27 - Imagem aproximada do talude.....	53
Figura 28 - Altura do talude-tipo	54
Figura 29 - Base do talude-tipo	54
Figura 30 - Erosões e deslizamentos	55
Figura 31 - Mapa de Cobertura Pedológica.....	56
Figura 32 - Pontos de locação da sondagem SPT	57

Figura 33 - Coleta de amostra	58
Figura 34 - Solo do talude	59
Figura 35 - Coleta de amostra	60
Figura 36 - Superfície do terreno do local do talude-tipo	64
Figura 37 - Interpolação estratigráfica SPT	65
Figura 38 - Seção transversal do talude-tipo	66
Figura 39 - Perfil estratigráfico das sondagens SP-03, 04 e 05.....	66
Figura 40 - Seção transversal do talude-tipo	67
Figura 41 - Distribuição granulométrica solo de superfície	69
Figura 42 - Análise de estabilidade do talude-tipo	70
Figura 43 - Dimensionamento solo grampeado	75
Figura 44 - Primeiro dimensionamento do muro de gabião	76
Figura 45 - Conformações do perfil do talude	77
Figura 46 - Corte transversal do talude no GawacWin	79
Figura 47 - Modelo transversal do talude no Slide para muro de gabião	80
Figura 48 - Estabilidade do solo grampeado	81
Figura 49 - Resultado da análise pelo software Slide do muro de gabião	84
Figura 50 - Resultados das análises pelo software GawacWin	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.....	24
Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	25
Tabela 3 - Fatores de segurança mínimos para ruptura global	25
Tabela 4 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção.....	26
Tabela 5 - Dimensões do gabião caixa	40
Tabela 6 - Granulometria do solo de superfície	68
Tabela 7 - Resumo dos parâmetros do solo de superfície	71
Tabela 8 - Granulometria do solo de fundação	71
Tabela 9 - Resumo dos parâmetros do solo de fundação.....	72

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia

c – Coesão do solo

DHP – Dreno Horizontal Profundo

FS – Fator de segurança

f_{yd} – Tensão a tração admissível do aço

K_0 – Coeficiente de empuxo no repouso

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de Plasticidade

NBR – Norma Brasileira

N_{spt} – Média do número de golpes do SPT

q_s – Resistência de aderência

SPT – Standard Penetration Test

S_{vn} – Espaçamento vertical entre o pé do talude e o primeiro grampo

S_{vo} – Espaçamento vertical entre a crista do talude e o primeiro grampo

u – Pressão neutra

σ' – Tensões efetivas

σ – Tensões totais

τ – Resistência ao cisalhamento

γ – Peso específico

φ – Ângulo de atrito

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	14
1.1.	OBJETIVOS	15
1.1.1.	Objetivo geral	15
1.1.2.	Objetivos específicos	16
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1.	TALUDES E MOVIMENTO DE MASSA	17
2.1.1.	Definição de talude	17
2.1.2.	Movimentos de massa	17
2.2.	ESTABILIDADE DE TALUDES	20
2.2.1.	Resistência ao Cisalhamento	21
2.2.2.	Métodos de análise de estabilidade	22
2.2.2.1.	<i>Bishop Simplificado</i>	22
2.3.	SISTEMAS DE CONTENÇÃO	26
2.3.1.	Solo grampeado	27
2.3.1.1.	<i>Método executivo</i>	28
2.3.1.2.	<i>Dimensionamento</i>	33
2.3.1.3.	<i>Especificações do projeto</i>	35
2.3.2.	Muro de gabião	37
2.3.2.1.	<i>Descrição técnica do muro de gabião</i>	38
2.3.2.2.	<i>Dimensionamento</i>	44
2.3.2.3.	<i>Especificações de projeto</i>	47
2.4.	INVESTIGAÇÃO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	48
2.4.1.	Caracterização básica do solo	49
2.4.2.	Ensaio de cisalhamento direto	50
2.4.3.	Ensaio de campo	50
2.4.3.1.	<i>Standard Penetration Test – SPT</i>	51

3.	METODOLOGIA.....	52
3.1.	ÁREA DE ESTUDO	52
3.2.	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA	56
3.2.1.	Ensaio SPT	57
3.2.2.	Ensaio de caracterização do solo	57
3.2.2.1.	<i>Ensaio de cisalhamento direto.....</i>	<i>59</i>
3.3.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE-TIPO.....	60
3.4.	DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM AUXÍLIO DE SOFTWARES COMPUTACIONAIS	61
3.4.1.	Software Slide	61
3.4.2.	Software GawacWin	62
4.	ANÁLISES E RESULTADOS	64
4.1.	DEFINIÇÃO DE PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E ESTRATIGRAFIA DO TALUDE-TIPO.....	64
4.2.	CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS.....	68
4.2.1.	Solo de superfície.....	68
4.2.1.1.	<i>Caracterização básica do solo.....</i>	<i>68</i>
4.2.1.2.	<i>Parâmetros de resistência.....</i>	<i>69</i>
4.2.2.	Solo de fundação.....	71
4.2.2.1.	<i>Caracterização básica do Solo</i>	<i>71</i>
4.2.2.2.	<i>Parâmetros de resistência</i>	<i>72</i>
4.3.	ANÁLISE PARA IMPLANTANÇÃO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO	72
4.3.1.	Dimensionamento do solo grampeado.....	73
4.3.1.1.	<i>Especificações de projeto.....</i>	<i>73</i>
4.3.1.2.	<i>Valor do fator de segurança</i>	<i>73</i>
4.3.1.3.	<i>Resistência de aderência unitária.....</i>	<i>73</i>
4.3.1.4.	<i>Resistência à tração do chumbador</i>	<i>74</i>

4.3.1.5. <i>Resumo do dimensionamento</i>	74
4.3.2. Dimensionamento do muro de gabião	75
4.3.2.1. <i>Conformações na geometria do talude</i>	75
4.3.2.2. <i>Especificações de projeto</i>	77
4.3.2.3. <i>Aterro</i>	78
4.3.2.4. <i>Rachão de base</i>	78
4.3.2.5. <i>Valores do fator de segurança</i>	78
4.3.2.6. <i>Resumo do dimensionamento</i>	78
4.4. IMPLANTAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONTENÇÃO	80
4.4.1. Solo grampeado	80
4.4.1.1. <i>Resultado da análise de estabilidade</i>	80
4.4.1.2. <i>Descrição técnica do solo grampeado do talude-tipo</i>	81
4.4.1.3. <i>Vantagens</i>	82
4.4.1.4. <i>Desvantagens</i>	83
4.4.2. Muro de Gabião	83
4.4.2.1. <i>Resultado da análise de estabilidade</i>	83
4.4.2.2. <i>Descrição técnica do muro de gabião</i>	85
4.4.2.3. <i>Vantagens</i>	86
4.4.2.4. <i>Desvantagens</i>	87
5. CONCLUSÃO	88
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	88
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	89
6. REFERÊNCIAS	90
7. ANEXOS	96
7.1. LAUDOS SPT	96
7.2. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	100

1. INTRODUÇÃO

Segundo a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE (1998), a execução de cortes mal dimensionados ou mal executados nos maciços pode condicionar movimentos de massa. Mais especificamente, podem ocorrer escorregamentos de taludes, desde que as tensões cisalhantes ultrapassem a resistência ao cisalhamento dos materiais, ao longo de determinadas superfícies de ruptura.

A execução de cortes nos maciços é uma prática recorrente, onde, com o crescimento da malha urbana, precisa-se de espaço para a construção civil. Uma forma de garantir a estabilidade dos taludes de corte é a adoção de inclinações suaves, entretanto, tal técnica exige maior espaço para sua execução. Em locais com espaços reduzidos, ou necessidade de ocupação de maiores áreas, acabam sendo executados taludes com grandes inclinações, o que torna necessário o uso de contenções para sua estabilização e segurança do empreendimento. Os métodos para a análise da estabilidade desses taludes, segundo Massad (2010), baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento.

Além da necessidade de garantia da estabilidade do talude, também a escolha do tipo de contenção deverá ser apropriada ao local. Cada empreendimento tem suas peculiaridades e com isso uma solução adequada para tal. Como afirmam Magalhães e Azevedo (2017), as contenções são estruturas projetadas para resistir a empuxos de terra e/ou água, cargas estruturais e quaisquer outros esforços induzidos por estruturas ou equipamentos adjacentes, propiciando uma configuração de estabilidade ao maciço. As estruturas de contenção são cada vez mais importantes para a implantação de empreendimentos de diversas naturezas, tais como: obras de infraestrutura rodoviária, ferroviária e hidrovária, obras de arte especiais, áreas de mineração, industriais, comerciais e residenciais, especialmente em áreas urbanas, onde há uma escassez cada vez maior de áreas para se construir. Além disso, as contenções se aplicam, muitas vezes, a obras emergenciais de prevenção ou recuperação após deslizamentos de terra. As soluções estruturadoras para os morros, segundo Espírito Santo (2017), são aquelas que possibilitam condições de estabilidade. Tais condições só se viabilizam quando a encosta é tratada como um todo, com soluções combinadas de retaludamento, de proteção superficial com

materiais naturais e artificiais e de drenagem, adequada à micro bacia em questão, além das obras de contenção.

Com a ampliação de empreendimentos na zona industrial norte de Joinville - SC, são diversas as situações em que há necessidade de cortes no solo em busca de mais espaço plano. Caso estes projetos não sejam executados com adequado dimensionamento prévio, podem acarretar em instabilidades, como citado por Caputo (1987). Com a instabilidade dos taludes, vêm os riscos a vida humana. Sendo assim, neste trabalho tem-se como objetivo avaliar alternativas para estabilização de taludes nesta área. Serão estudados dois tipos de contenções, considerando um talude-tipo selecionado em terreno da região, sendo eles: muro de gabião e solo grampeado. Os dois sistemas de contenção serão analisados e dimensionados através do software Rocscience SLIDE e Maccaferri GawacWin. Para esta análise serão avaliados os seguintes itens referentes à área de estudo: resultados de investigação geotécnica, topografia, área de implantação, propriedades e parâmetros de comportamento geotécnico do solo, nível do lençol freático e comparativo das vantagens e desvantagens dos dois sistemas de contenção para implantação na região de estudo.

A escolha correta da solução a ser empregada é essencial para a segurança e a viabilidade econômica da mesma. Para isso, é necessário se estabelecer uma interface entre os conhecimentos geotécnico, estrutural, orçamentista e de produção a fim de se obter uma solução segura e com o melhor custo-benefício, segundo Magalhães (2017).

1.1. OBJETIVOS

Com o crescimento de construções civis e a necessidade de ocupação de áreas com topografia irregular, em muitos casos são necessárias obras de corte em encostas e implantação de contenção para estabilização dos taludes. O trabalho tem como objetivos:

1.1.1. Objetivo geral

Analisar as propriedades geotécnicas de um talude-tipo da região industrial norte no município de Joinville e dimensionar, através do auxílio de softwares

computacionais, duas alternativas de sistema de contenção para implantação das soluções na área, verificando suas vantagens e desvantagens.

1.1.2. Objetivos específicos

- a. Selecionar o talude-tipo da área e definir geometria e parâmetros geotécnicos;
- b. Elaborar o perfil estratigráfico e modelagem 3D;
- c. Avaliar estabilidade da condição original do talude;
- d. Dimensionar e avaliar sistemas de contenção em solo grampeado e muro de gabião para implantação na área.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Para melhor entendimento deste trabalho e para uma sustentação argumentativa sobre o tema é apresentado o referencial teórico a seguir.

2.1. TALUDES E MOVIMENTO DE MASSA

Neste item estão dispostos os conceitos iniciais sobre taludes e tipos de movimentos de massa.

2.1.1. Definição de talude

Sob o nome genérico de taludes compreendem-se quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha (CAPUTO, 1987), conforme ilustrado na Figura 1 com suas terminologias.

Figura 1 - Terminologias do talude



Fonte: Caputo, 2016.

Caputo (1987) completa ainda, que os taludes podem ser naturais, caso de encostas, ou artificiais, como taludes de cortes e aterros.

2.1.2. Movimentos de massa

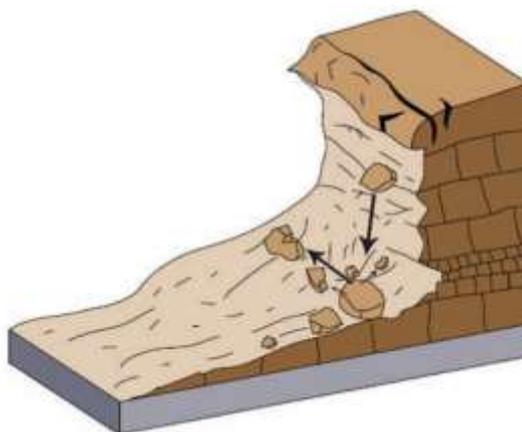
Para Pinto *et al.* (2012), os movimentos de massa de ordem gravitacional representam um agente modelador do relevo e são processos ligados ao quadro

evolutivo das encostas. Os processos são desencadeados por uma complexa relação entre uma série de fatores condicionantes intrínsecos, sendo elementos do meio físico ou biótico, que diminuem a resistência do solo/rocha, contribuindo para a deflagração dos processos, complementa.

Highland (2008) diz que compreender as características do tipo específico de risco de escorregamento é de vital importância ao se projetar ou adotar ações mitigativas para diminuir o risco de perdas e danos. Sobre os tipos de movimento de massa, podem-se citar alguns principais: queda, rastejo, escorregamento, corrida e tombamento.

Conforme Guidicini e Nieble (1984), as quedas são movimentos rápidos, que ocorrem em penhascos verticais ou em taludes muito íngremes, onde blocos, deslocados do maciço por intemperismo, caem por ação da gravidade, na forma de queda livre (Figura 2).

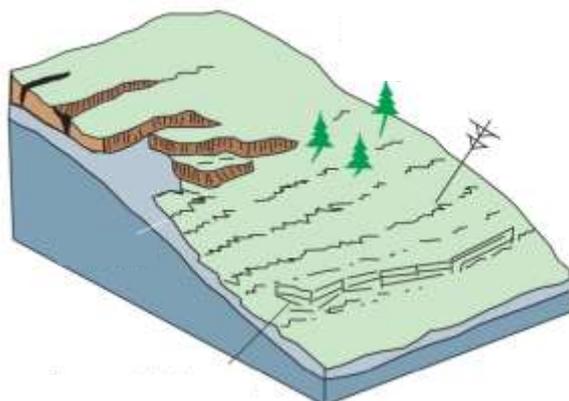
Figura 2 - Queda



Fonte: Highland, 2008.

Os rastejos (Figura 3), para Guidicini e Nieble (1984), são movimentos lentos e contínuos de material de encostas com limites indefinidos, podendo envolver grandes massas de solo. A movimentação é provocada pela ação da gravidade e efeitos devidos às variações de temperatura e umidade. O autor complementa, ainda, que o fenômeno de expansão e de contração da massa do material, por variação térmica, se traduz em movimento.

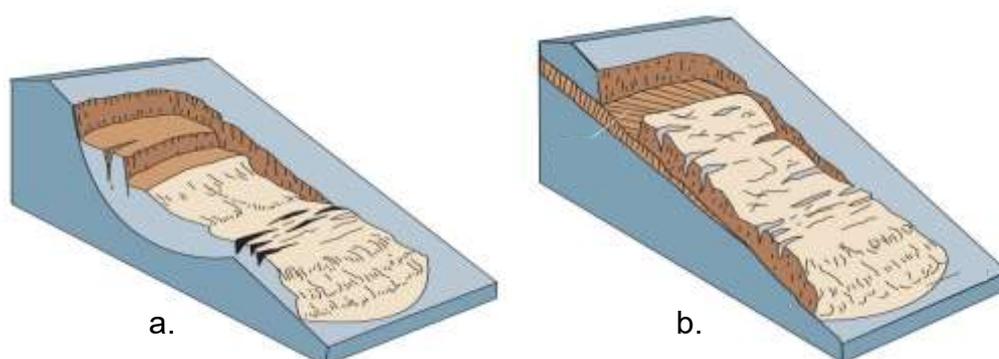
Figura 3 - Rastejo



Fonte: Highland, 2008.

Segundo Highland (2008), os escorregamentos planares (b) e translacionais (a) da Figura 4, são movimentos descendentes de solo ou massa rochosa que ocorrem nas superfícies de ruptura ou em zonas relativamente finas e de intensa tensão de cisalhamento. O autor ainda salienta que o escorregamento não ocorre inicialmente no todo e sim na superfície de ruptura, onde o volume de material que se desloca vem de uma área de falha local. Caputo (1987) complementa que as causas do movimento por escorregamento são pelo aumento de peso do talude (incluindo as cargas aplicadas) e a diminuição da resistência ao cisalhamento do material.

Figura 4 - Escorregamentos planares e translacionais

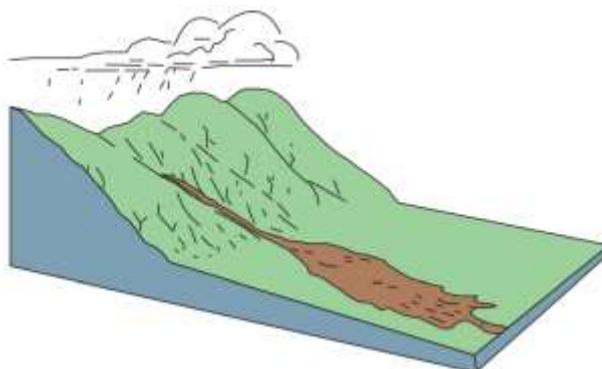


Fonte: Highland, 2008.

As corridas de detritos (Figura 5) são movimentos gravitacionais complexos, ligados a eventos pluviométricos excepcionais. Ocorrem a partir de deslizamentos nas encostas e mobilizam grandes volumes de material, sendo escoado ao longo de um

ou mais canais de drenagem, com comportamento líquido viscoso e alto poder de transporte (IPT, 2005).

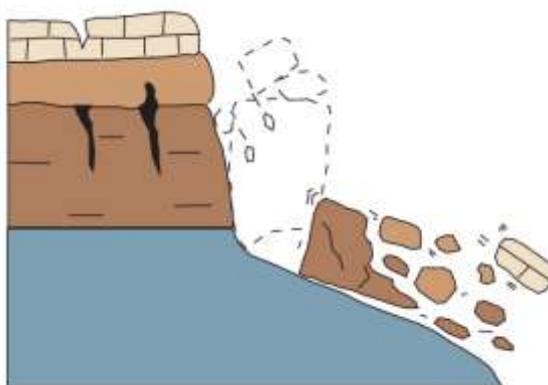
Figura 5 - Corrida



Fonte: Highland, 2008.

Um tombamento (Figura 6) é reconhecido como a rotação para frente a partir da inclinação de uma massa de solo ou rocha, em torno de um ponto ou eixo abaixo do centro de gravidade da massa deslocada, sendo por vezes impulsionada pela gravidade exercida pelo peso do material, segundo Highland (2008).

Figura 6 - Tombamento



Fonte: Highland, 2008.

2.2. ESTABILIDADE DE TALUDES

Neste item serão apresentados conceitos relacionados à resistência ao cisalhamento e métodos de análise de estabilidade de taludes.

2.2.1. Resistência ao Cisalhamento

Dois grandes problemas se apresentam no projeto e execução de obras de terra, segundo Caputo (1988), sendo eles:

- a. Deformações do solo: abrange o estudo dos recalques das obras;
- b. Ruptura de uma massa de solo: envolve questões relativas à capacidade de carga do solo, estabilidade de maciços terrosos e empuxos de terra.

Nesse trabalho será dado ênfase na avaliação de estabilidade com base no equilíbrio limite, logo será desconsiderado a deformabilidade do solo nas análises, pois as rupturas ocorrem com grandes deformações, segundo Pinto (1998).

As tensões de cisalhamento produzem um escoamento plástico, podendo conduzir à “ruptura” do maciço, se vencida a resistência ao cisalhamento do material. Esta resistência ao cisalhamento dos solos pode ser obtida numericamente pela lei de Coulomb (Equação 1).

$$\tau = c + \sigma \cdot tg(\varphi) \quad \text{(Equação 1)}$$

τ = resistência ao cisalhamento

c = coesão do solo

σ = tensão normal ao plano de cisalhamento

φ = ângulo de atrito do solo

Na Equação 1, a resistência ao cisalhamento depende, segundo Massad (2010), de fatores como: valor da tensão normal efetiva, das condições de drenagem, da trajetória das tensões, da história das tensões (pré-adensamento), da estrutura e outras características dos solos.

Caputo (1988) conceitua *atrito interno* de um solo como uma denominação genérica que inclui não só o “atrito físico” entre as partículas, como também o “atrito fictício”, proveniente do entrosamento de suas partículas. O autor ainda conceitua a *coesão*, distinguindo a “coesão aparente” e a “coesão verdadeira”, sendo a primeira resultante da pressão capilar da água contida nos solos e a segunda devida às forças eletroquímicas de atração das partículas.

Segundo Futai (2012), a resistência ao cisalhamento dos solos é medida através de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais, sendo o ensaio de

cisalhamento direto, o mais usual para obtenção de parâmetros de resistência devido à sua simplicidade, principalmente nos problemas de encostas, nos quais os solos residuais são comumente encontrados.

2.2.2. Métodos de análise de estabilidade

Massad (2010) afirma que os métodos de análise da estabilidade de taludes baseam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo-rígido plástico, na eminência de entrar em processo de escorregamento. A partir desta conceitualização que surgiu a denominação geral dos métodos de equilíbrio-limite.

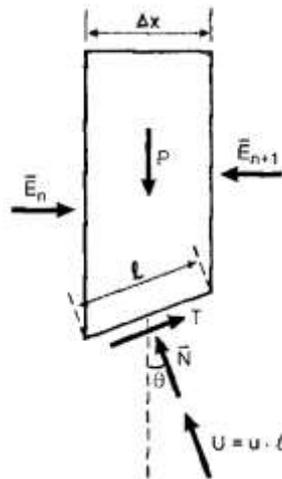
Com base no conhecimento das forças atuantes, complementa Massad (2010), determinam-se as tensões de cisalhamento induzidas, por meio de equações de equilíbrio. Essa análise termina com a comparação dessas tensões com a resistência ao cisalhamento.

Dentre os métodos mais utilizados estão os de Fellenius (1936), Jambu (1954), Bishop (1955), Morgenstern & Price (1965) e Spencer (1967). (SILVA, 2013). Neste trabalho será dada ênfase ao método de Bishop Simplificado (1955), por se tratar de um método simples e disponível em ambos softwares utilizados nas análises do talude-tipo, e que pode ser facilmente calculado sem o auxílio de softwares para a reprodução do dimensionamento apresentado.

2.2.2.1. Bishop Simplificado

Conforme Silva (2013), o Método de Bishop, baseado no método das fatias, foi o primeiro método menos rigoroso capaz de analisar superfícies potenciais de ruptura com forma circular. Neste método, o equilíbrio completo de forças e momentos é verificado, conforme indicado na Figura 7. O método de Bishop Simplificado, considera que as forças de interação entre as fatias são horizontais e se anulam, desconsiderando as forças tangenciais entre elas. O equilíbrio das forças é realizado na vertical, fazendo com que o método satisfaça a mais uma condição de equilíbrio.

Figura 7 - Forças atuantes em uma fatia



Fonte: Massad, 2010.

O resultado dos métodos de análise de estabilidade de taludes é a definição de um fator de segurança, conforme será discutido abaixo com mais detalhes. O cálculo iterativo do coeficiente de segurança FS é feito da seguinte forma, segundo Massad (2010): adota-se um valor inicial FS_1 , entra-se na expressão (Equação 2), extrai-se um novo valor do coeficiente de segurança FS_2 , que é comparado com o FS_1 . Para problemas correntes, basta obter precisão decimal no valor do FS. Repete-se o procedimento até obter a precisão desejada.

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot l + (\frac{P - u \cdot \Delta x - (c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg} \theta) / FS}{\cos \theta + \text{tg} \theta' \cdot (\sin \theta) / FS}) \cdot \text{tg} \theta']}{\sum (P \cdot \sin \theta)} \quad (\text{Equação 2})$$

P = peso da fatia

FS = fator de segurança

c' = coesão efetiva do solo

u = poropressão atuante na base da fatia

θ' = ângulo de atrito efetivo do solo

Δx = largura da fatia

l = comprimento da base

θ = inclinação da base

– Fator de Segurança

Massad (2010) explica que no estudo da estabilidade de taludes naturais, e de taludes de barragem de terra, costuma-se definir o coeficiente de segurança (FS) como relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (τ) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (s).

$$FS = \frac{\tau}{s} \quad (\text{Equação 3})$$

FS = fator de segurança

τ = resistência ao cisalhamento do solo

s = tensão cisalhante atuante

Conforme Saes (1998), a solução concebida só tem sentido se tiver um mínimo de margem de segurança. Esse mínimo de margem de segurança corresponde a um máximo de probabilidade de ruína, que não deve ser ultrapassado.

A norma NBR 5629:2018 disponibiliza tabelas para definição do nível de segurança que o local requer, sendo a Tabela 1, com os critérios sobre a perda de vidas humanas.

Tabela 1 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

<i>Nível de segurança</i>	<i>Crítérios</i>
<i>ALTO</i>	Área com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
<i>MÉDIO</i>	Áreas e edificação com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.
<i>BAIXO</i>	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: NBR 5629, 2018.

A Tabela 2 demonstra os critérios para definir o nível de segurança contra danos materiais e ambientais.

Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

<i>Nível de segurança</i>	<i>Crítérios</i>
<i>ALTO</i>	Danos materiais: locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais. Danos ambientais: locais sujeitos e acidentes ambientais graves, como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
<i>MÉDIO</i>	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
<i>BAIXO</i>	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: NBR 5629, 2018.

Sendo assim, a partir das Tabelas 1 e 2, definindo o nível de segurança contra a perda de vidas e o nível de segurança com danos materiais e ambientais, pode-se, conforme a tabela 3, definir o coeficiente de segurança a ser adotado nas análises.

Tabela 3 - Fatores de segurança mínimos para ruptura global

<i>Nível de segurança</i>	<i>Crítérios</i>		
	<i>ALTO</i>	<i>MÉDIO</i>	<i>BAIXO</i>
<i>ALTO</i>	1,5	1,5	1,4
<i>MÉDIO</i>	1,5	1,4	1,3
<i>BAIXO</i>	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 5629, 2018.

Na Tabela 4, com base na norma NBR 11682:2009, tem-se os valores dos fatores de segurança: tombamento, deslizamento e fundação para análise do muro de gabião, uma solução que utiliza o peso próprio para estabilização.

Tabela 4 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção

<i>Verificação de Segurança</i>	<i>Fator de Segurança Mínimo</i>
<i>Tombamento</i>	2,0
<i>Deslizamento</i>	1,5
<i>Fundações</i>	3,0

Fonte: NBR 11682, 2009.

Os fatores de segurança adotados especificamente para cada avaliação das estruturas estudadas serão apresentados em itens ao longo dos resultados (itens 4.3.1.2 e 4.3.2.5).

2.3. SISTEMAS DE CONTENÇÃO

Segundo Massad (2010), há situações em que uma obra pode colocar em risco a estabilidade de uma encosta, nesses casos, o projetista tem que pensar numa solução de estabilização, que permita a execução da obra de forma segura e econômica.

Conforme Ranzini e Negro (1998), a contenção é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterà. O carregamento da estrutura pelo terreno gera deslocamentos que por sua vez, aumentam ainda mais esse carregamento. Ou seja, contenções são estruturas cujo projeto é condicionado por cargas que dependem de deslocamentos.

Para o dimensionamento de uma estrutura de contenção torna-se necessária a definição dos empuxos laterais de solo sobre as mesmas. Para tal análise utilizam-se teorias que adotam a hipótese de que o terreno esteja em condição de ruptura, isto é, em condição de equilíbrio plástico (RANZINI; NEGRO, 1998).

Ranzini e Negro (1998) apontam a teoria de Rankine como a mais famosa e que requer extensão ou compressão lateral do solo, para mobilização de um estado geral ou local (cunha) de plastificação. Isto é conseguido pela translação ou rotação da estrutura vertical de contenção. Atinge-se um estado limite, que resulta da satisfação simultânea das condições de equilíbrio estático e de ruptura. A análise de Rankine se apoia nas equações de equilíbrio interno do maciço. Estas equações são definidas para um elemento infinitesimal do meio e estendida a toda a massa

plastificada através de integração ao “longo de sua altura”. Sendo a parede vertical considerada perfeitamente lisa (sem atrito, inicialmente) as distribuições de pressão junto à estrutura de contenção crescem linearmente com a profundidade e, no caso de solos não coesivos, o ponto de aplicação se situa a uma distância vertical de $1/3$ da altura do muro e sua resultante é determinada pela área do diagrama.

Marangon (2006) ainda salienta a possibilidade do uso da teoria de Coulomb na definição dos esforços de empuxo sobre estruturas de contenção. As hipóteses consideradas nesta teoria são: o solo é homogêneo e isotrópico; a ruptura ocorre sob o estado plano de deformação, ou seja, a ruptura é tratada como um problema bidimensional; ao longo da superfície de deslizamento o material se encontra em estado de equilíbrio limite, ou seja, o estado de equilíbrio plástico é proveniente do peso de uma cunha de terra; forças de atrito são uniformemente distribuídas ao longo da superfície de ruptura junto ao paramento do muro (atrito solo-muro). Sendo assim, é possível conhecer a direção do empuxo e determinar o empuxo passivo (mínimo valor) e o ativo (máximo valor).

Alguns dos sistemas de contenção mais comuns para estabilização de taludes são:

- a. Muros de Arrimo: que podem ser de gravidade (construídos de alvenaria ou concreto simples), de flexão (em concreto armado) e de gabião (redes metálicas preenchidas com pedras (CAPUTO,1987));
- b. Terra Armada: reforça o terreno plano com tiras de aço capazes de suportar tração (CAPUTO,1987);
- c. Cortinas: podem conter tirantes, sendo que a rigidez relativa delas tem influência na distribuição e na intensidade dos empuxos sobre a cortina, dependendo dos deslocamentos e das deformações na interface “solo-cortina” (RANZINI E NEGRO,1998).
- d. Solo Grampeado: resultado da introdução de chumbadores em um maciço de solo em corte, associado à aplicação de um revestimento na face do talude (ABRAMENTO *et al.*,1998).

Neste trabalho será dada ênfase aos dois tipos de sistemas de contenção adotado no estudo efetuado, sendo eles: solo grampeado e muro de gabião.

2.3.1. Solo grampeado

Desde sua primeira utilização, por volta da década de 1960, a técnica de estabilização de solos por meio da inclusão de barras passivas no maciço (solo grampeado) tem sido cada vez mais utilizada em todo o mundo, expõe Lanzieri (2019), isto é atribuído a fatores que favorecem o crescimento da utilização dessa técnica, como por exemplo: custos baixos (quando comparados aos de outras soluções), executável em quase todos os tipos de solos, equipamentos pequenos, etc.

Segundo Franco (2010), o solo grampeado, também conhecido como solo pregado (“*soil nailing*” em inglês) é uma técnica de estabilização de taludes naturais ou de aumento da segurança em escavações de maciços, cujas condições da região adjacente às mesmas são suscetíveis às instabilidades. A técnica consiste na inserção de barras de aço ou de fibras sintéticas (com resistência a tração equivalentes à do aço) nos taludes de solos naturais (horizontalmente ou subhorizontalmente) e ou em taludes adjacentes às escavações, que são suscetíveis às instabilidades.

Abramento *et al.* (1998) complementa que a inserção de reforços no maciço está aliada normalmente a revestimento de concreto projetado, armado com tela de aço eletrossoldada ou fibras de aço.

Os diversos métodos de dimensionamento de taludes grampeados abordam enfoques conceituais diferentes quanto à fenomenologia de funcionamento, porém, os principais métodos têm como base de dimensionamento as análises por equilíbrio limite, pontua Franco (2010).

2.3.1.1. Método executivo

De acordo com Abramento *et al.* (1998), a implementação do solo grampeado inicia-se com o corte do solo na geometria de projeto, ou não, se o caso for reforçar taludes. Segue-se com a execução da primeira linha de chumbadores e aplicação do revestimento de concreto projetado. Caso o talude já se encontre cortado pode-se trabalhar de forma descendente ou ascendente, conforme a conveniência. Simultaneamente ao avanço dos trabalhos executam-se os drenos profundos, de paramento e as canaletas ou descidas d'água, conforme projeto. As fases construtivas do solo grampeado são mostradas na Figura 8.

Os grampos promovem a estabilização geral do maciço, o concreto projetado dá estabilidade local junto ao paramento e a drenagem age em ambos os casos (SOLOTRAT, 2021).

Figura 8 - Fases construtivas em corte



Fonte: Solotrat, 2021.

– Grampos

Segundo Solotrat (2021), chumbadores ou grampos, são peças moldadas no local por meio de operações de perfuração feitas com equipamento sobre carreta ou de porte manual, e instalação e fixação de armação metálica, com injeção de calda de cimento sob pressão.

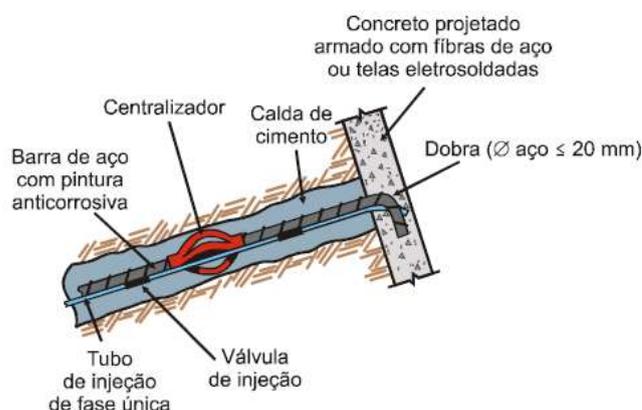
O grampo, segundo Gondim (2018), é constituído por um chumbador envolvido em calda de cimento. O chumbador é o elemento estrutural do grampo, sendo ele o responsável por resistir aos esforços de tração e cisalhamento. Ele não é protendido, o que o caracteriza como elemento passivo. Os grampos podem ser cravados (*driven nail*), sem injeção de calda de cimento, ou perfurados (*grouted nail*), com a injeção de calda de cimento.

Abramento *et al.* (1998) dizem que os chumbadores, na grande maioria dos casos, são moldados "*in loco*", por meio das operações de perfuração e fixação de armação com injeção de calda de cimento. As perfurações são normalmente executadas por equipamentos, pesando entre 5 e 1000 kgf, portanto leves, de fácil manuseio, instalação e trabalho sobre qualquer talude. A depender da profundidade do furo, diâmetro, área de trabalho, pode-se optar por perfuratrizes tipo sonda ou até perfuratrizes manuais. Os chumbadores têm usualmente inclinação abaixo da horizontal variando de 5° a 30° e, conforme Solotrat (2021), com diâmetro de perfuração de 75 mm e traço da calda água/cimento entre 0,5 e 0,7 em peso.

De acordo com Gondim (2018), as barras são normalmente de pequenos diâmetros, de 10 a 20 mm, contando com proteção anticorrosiva e devem ser dobradas na extremidade, podendo ser utilizadas porcas, quando o diâmetro da barra não permite a sua dobra. Além disso, o uso de centralizadores a cada 2 metros é exigido, para que a barra se mantenha no centro do furo durante a fase de injeção.

Conforme Infrasolo (2021), a injeção dos chumbadores para solo grampeado é feita através de tubo de injeção colocado até o fim da perfuração, promovendo a limpeza do furo de baixo para cima através da injeção de água, e, após limpo, se inicia a injeção da bainha com calda de cimento, com bombas de alta pressão. Depois de certificar a qualidade da nata, interrompe-se a injeção e se introduz o chumbador. As partes constitutivas do chumbador estão demonstradas na Figura 9.

Figura 9 - Partes constitutivas de um chumbador



Fonte: Zirlis, 1999.

- Revestimento superficial do solo

O paramento, revestimento superficial do solo, de proteção de face se faz necessário, devido a suscetibilidade de erosões dos taludes, bem como de deslizamentos superficiais localizados, causados pela pluviosidade local e demais intempéries naturais (FRANCO, 2010).

Segundo Gondim (2018), o paramento consiste no revestimento do talude por meio da aplicação de concreto projetado, de painéis pré-moldados, ou ainda, de vegetação (normalmente em taludes naturais com inclinações moderadas). O mais comum é o emprego do concreto projetado, sendo este uma composição de cimento,

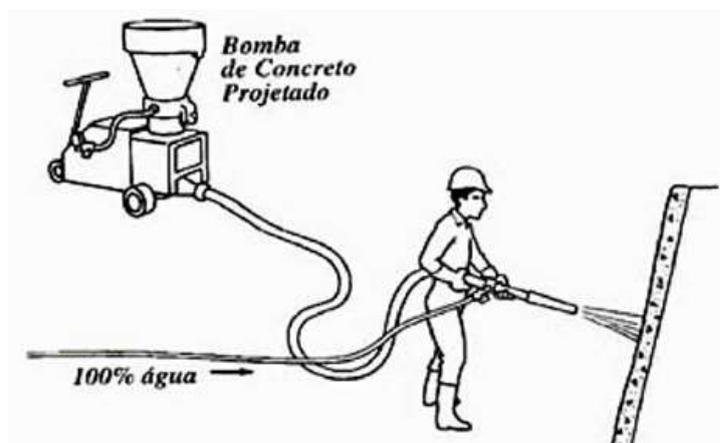
areia, pedriscos, água e aditivos, podendo ser adicionado fibras metálicas, sintéticas ou termoplásticas (em substituição da tela metálica eletrossoldada).

Conforme Solotrat (2021), existem duas maneiras de se produzir o concreto projetado: por via seca e por via úmida. A diferença básica está no preparo e condução dos componentes do concreto:

- Via seca: preparo a seco. A adição de água é feita junto ao bico de projeção, alguns instantes antes da aplicação (concreto usual para solo grampeado);
- Via úmida: preparado com água e assim conduzido até o local da aplicação, Figura 10.

Ambas as vias utilizam traços e equipamentos com características especiais.

Figura 10 - Montagem da aplicação convencional do concreto projetado



Fonte: Abramento *et al.*, 1998.

Segundo Zirlis (1999), as telas eletrossoldadas tem sido a armação convencional do concreto projetado. Sua instalação ocorre em uma ou duas camadas, conforme especifica o projeto. Aplica-se a primeira camada com a primeira tela, a segunda camada com concreto projetado, segunda tela e concreto final. Normalmente, a resistência solicitada em projeto é de 15 MPa.

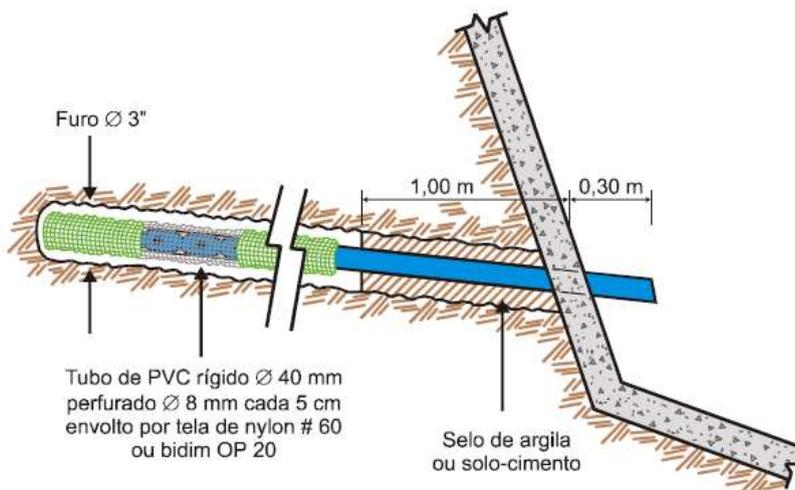
Usualmente são empregadas as telas metálicas (eletrossoldadas) com taxas variando entre 10 e 60 kg/m³ de aço por metro cubico de concreto, também são utilizadas fibras de aço com as taxas variando entre 30 e 40 kg/m³ e fibras sintéticas de polipropileno com taxas variando entre 5 e 8 kg/m³ (FRANCO, 2010).

Para Franco (2010), em obras de contenções e/ou estabilização de taludes, a drenagem é um aspecto relevante. Por isto, o sistema de drenagem deve ser executado visando evitar a geração de poropressões no maciço, além de proteger a face por danos que possam ser causados pela presença da água. Devem-se evitar infiltrações da água nas estruturas do paramento, que possam causar carregamentos sobre a face do mesmo, o que acarretaria em deslizamentos ou colapsos do maciço a ser estabilizado.

O sistema de drenagem do solo grampeado, segundo Solotrat (2021), objetiva oferecer um fluxo ordenado para as águas internas ou externas que a ele convergem. Para a drenagem profunda usa-se o dreno sub-horizontal profundo, DHP, e para a drenagem de superfície aplicam-se os drenos de paramento e as sarjetas.

Zirlis (1999) explica que os DHP são elementos que captam as águas distantes da face do talude antes que nela aflorem. Ao captá-las, as conduzem ao paramento, que escoam até as sarjetas. Os drenos sub-horizontais profundos, conforme mostra a Figura 11, resultam da instalação de tubos plásticos drenantes de 1¼" a 2" em perfurações no solo de 2½" a 4". Os tubos são perfurados e recobertos por manta geotêxtil ou telas de nylon. São drenos lineares embutidos no maciço, cujos comprimentos se situam normalmente entre 6,0 e 18,0m.

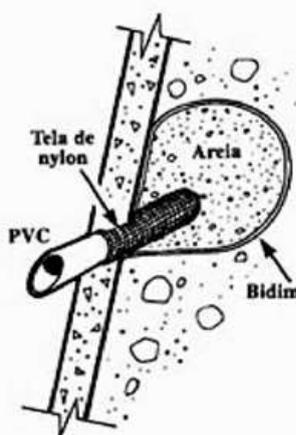
Figura 11 - Dreno sub-horizontal profundo



Fonte: Zirlis, 1999.

Para os drenos de subsuperfície, ou aqueles atrás e adjacentes ao revestimento de concreto, há barbacãs e o dreno de paramento (ABRAMENTO *et al.*, 1998). Os drenos em barbacãs, conforme mostrado na Figura 12, segundo Franco (2010), são executados escavando uma cavidade 40x40x40cm, posteriormente preenchido com material filtrante, com um tubo de PVC perfurado com comprimento variando entre 30 e 50 cm, envolto com tela de nylon ou geotêxtil não tecido com inclinação descendente.

Figura 12 - Detalhe do barbacã



Fonte: Abramento *et al.*, 1998.

As sarjetas de crista e pé, bem como, as escadas de descida d'água são moldadas "*in loco*" e revestidas por concreto projetado (ABRAMENTO *et al.*, 1998).

2.3.1.2. Dimensionamento

De acordo com Lazarte *et al.* (2015), ao se dimensionar um solo estabilizado com grampos, devem ser observados critérios referentes à estabilidade interna e externa do maciço reforçado. A estabilidade interna está relacionada aos esforços atuantes no interior do maciço estabilizado e, na grande maioria dos métodos, sua verificação é feita igualmente com emprego do equilíbrio limite, que é examinado entre as forças solicitantes, como peso da cunha de ruptura e sobrecarga atuante na superfície, e as forças resistentes, como atrito e coesão na superfície de ruptura, além dos esforços resistidos pelos grampos. As verificações de estabilidade externa são empreendidas para verificar se o sistema de solo grampeado é capaz de resistir às forças solicitantes induzidas pela escavação, tensões de serviço e carregamentos

externos, sendo esse carregamento constante de 20 kPa, segundo a NBR 11682:2009.

Em meio a vários métodos de cálculo de solo grampeado, tem-se o dimensionamento por meio de software comercial, como o software Slide da Rocscience, usado no presente trabalho. Segundo Lanzieri (2019), para os cálculos, o software utiliza a divisão do solo por fatias, fator de segurança global e local, múltiplas superfícies de ruptura, tração e cisalhamento nos esforços nos grampos, inclinação vertical ou inclinada no paramento e possibilita a estratificação do solo.

– Interação solo e grampo

A resistência à aderência, segundo Lazarte *et al.* (2015), é mobilizada atrás da superfície de deslizamento, ao longo do comprimento do grampo e contribui para a estabilidade geral.

Para a obtenção da resistência de aderência unitária (t), que é a força de arrancamento que o grampo gera por metro de grampo, multiplica-se q_s pela área lateral total do grampo e divide-se pelo seu comprimento total (GONDIM, 2018), conforme indicado na Equação 4.

$$t = q_s \cdot \pi \cdot D \quad (\text{Equação 4})$$

t = taxa de aderência

q_s = resistência de aderência

D = diâmetro da perfuração

Segundo Ortigão e Palmeira (1997), o valor de q_s pode ser obtido por:

$$q_s = 67 + [60 \cdot \ln(N_{spt})] \quad (\text{Equação 5})$$

N_{spt} = média do número de golpes do SPT

q_s = resistência de aderência

Para a segurança do projeto referente ao material utilizado no grampo, aplica-se um fator de segurança:

$$q_{s,adm} = q_s / F_{S_t} \quad (\text{Equação 6})$$

$q_{s,adm}$ = resistência de aderência admissível

q_s = resistência de aderência

F_{S_t} = fator de segurança referente ao aço do grampo.

– Resistência à tração da barra de aço

Segundo Lazarte *et al.* (2015), para o cálculo da resistência à tração admissível do chumbador, deve-se multiplicar a tensão à tração admissível do aço pela área da seção da barra, sendo:

$$\sigma_{adm} = f_{yd} \cdot A_{aço} \quad (\text{Equação 7})$$

$A_{aço}$ = área da seção da barra do chumbador

f_{yd} = tensão à tração admissível do aço

σ_{adm} = resistência a tração admissível do chumbador

2.3.1.3. Especificações do projeto

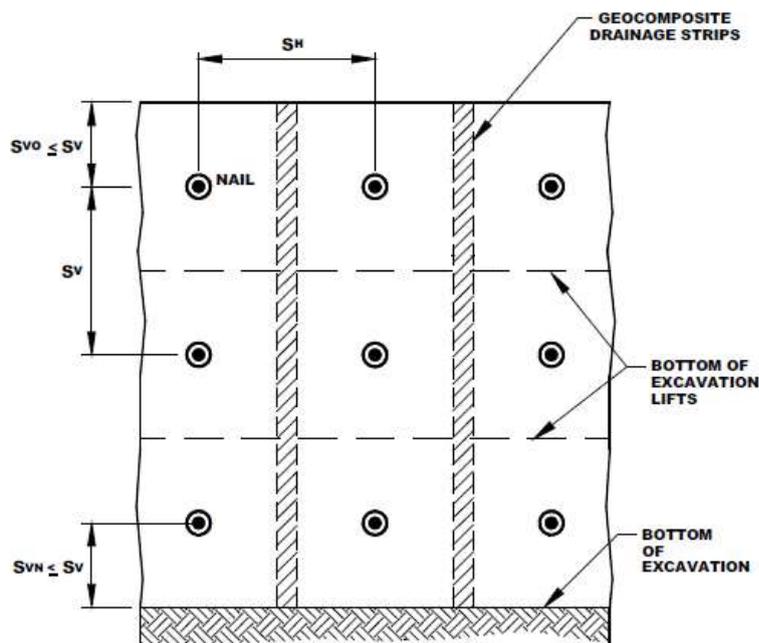
As informações aqui presentes, foram apresentadas por Lazarte *et al.* (2015) no manual de referência para solo grampeado desenvolvido pelo *National Highway Institute*.

Referente ao espaçamento entre grampos, cita-se:

- O espaçamento horizontal (Sh) deve ser aproximadamente igual o espaçamento vertical (Sv) entre grampos, conforme mostra a Figura 13;
- O espaçamento deve estar entre 1,20 m e 1,80 m, sendo usual 1,50 m;
- O produto dos espaçamentos ($Sh \times Sv$) deve estar entre 3,30 e 3,90 m²;
- O primeiro grampo deve ser instalado com espaçamento (Svo), aproximadamente, entre 0,60 m e 1,00 m do topo do talude;

- e. O último grampo deve ser instalado com espaçamento (S_{vn}) entre 0,60 m e 0,90 m do pé do talude;
- f. O espaçamento mínimo entre grampos é aproximadamente 1,00 m para maior potencial.

Figura 13 - Espaçamento entre grampos



Fonte: Adaptado de Lazarte *et al.*, 2015.

Na Figura 13 tem-se a representação da face superficial do talude com a solução de solo grampeado. Pode-se ver nela a posição dos grampos (*nail*), a representação das faixas de geodreno (*geocomposite drainage strips*), a distância horizontal entre as bases de escavação (*bottom of excavation lifts*) e o fundo da escavação (*bottom of excavation*).

Sobre a inclinação dos grampos, cita-se:

- a. Os grampos devem ser instalados com inclinações de 10° a 20° em relação a horizontal e o mais usual é 15°;
- b. A inclinação não pode ser menor que 10° para evitar vazios que podem reduzir a resistência de aderência e diminuir a proteção contra corrosão.

Referente ao comprimento dos grampos, cita-se:

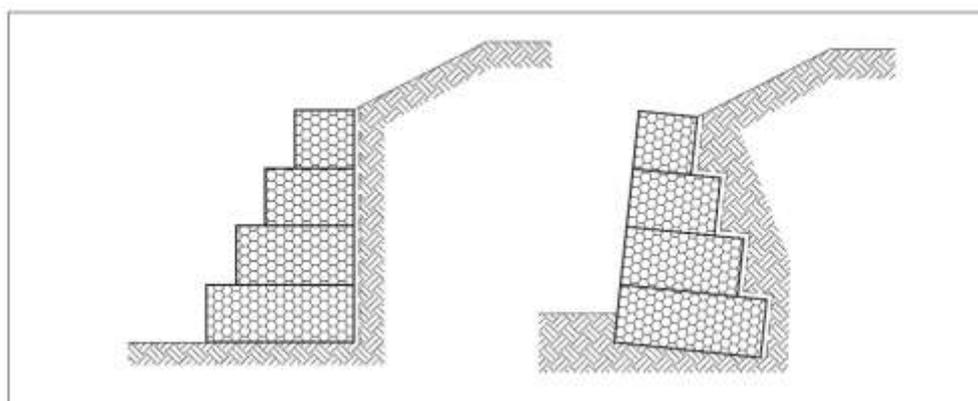
- a. Recomenda-se começar o pré-dimensionamento com valores de comprimento igual a 0,7 vezes a altura de escavação;

- b. Caso o comprimento ultrapasse 1,2 vezes a altura da escavação, o solo grampeado não seria uma opção viável.

2.3.2. Muro de gabião

Segundo Barros (2013), as estruturas de gravidade em gabiões são um tradicional sistema de contenção. Sua origem é italiana e foram empregadas pela primeira vez, em sua versão moderna, no final do século XIX. Sendo constituídas por elementos metálicos confeccionados com telas de malha hexagonal de dupla torção, preenchidos com pedras, conforme Figura 14.

Figura 14 - Muro de gabiões



Fonte: Barros, 2013.

Os muros de gravidade são estruturas de contenção que utilizam seu grande peso próprio para resistir aos esforços solicitantes. As geometrias das seções mais utilizadas são: retangular, trapezoidal e escalonado (MOLITERNO, 1998).

Os muros de gabião são estruturas armadas, em condição de resistirem a solicitações de tração e corte. A armadura metálica não tem somente a função de conter as pedras, mas também de suportar e distribuir os esforços de tração oriundos daqueles que agem sobre a estrutura, mesmo quando tais esforços são consequência de assentamentos ou recalques localizados e não previstos em cálculo (BARROS, 2013).

O muro de gabião é flexível e, segundo Barros (2013), permite a adaptação das estruturas a acomodações e movimentos do terreno, sem perder sua estabilidade e eficiência. Devido à flexibilidade, é o único tipo de estrutura que dispensa fundações profundas, mesmo quando construídas sobre solos com baixa capacidade de suporte.

Essa característica também permite, na maioria dos casos, que a estrutura se deforme muito antes do colapso permitindo a detecção antecipada do problema e propiciando a oportunidade de realizar intervenções de recuperação, minimizando gastos e evitando acidentes com proporções trágicas.

Barros (2013) ainda ressalta que todas as unidades são firmemente unidas entre si através de costuras com arames de mesmas características daqueles da malha, de modo a formar uma estrutura monolítica. A escolha do material a ser usado, seja no que se refere às características da malha, quanto ao material de enchimento, é de fundamental importância para a obtenção de uma estrutura realmente eficaz.

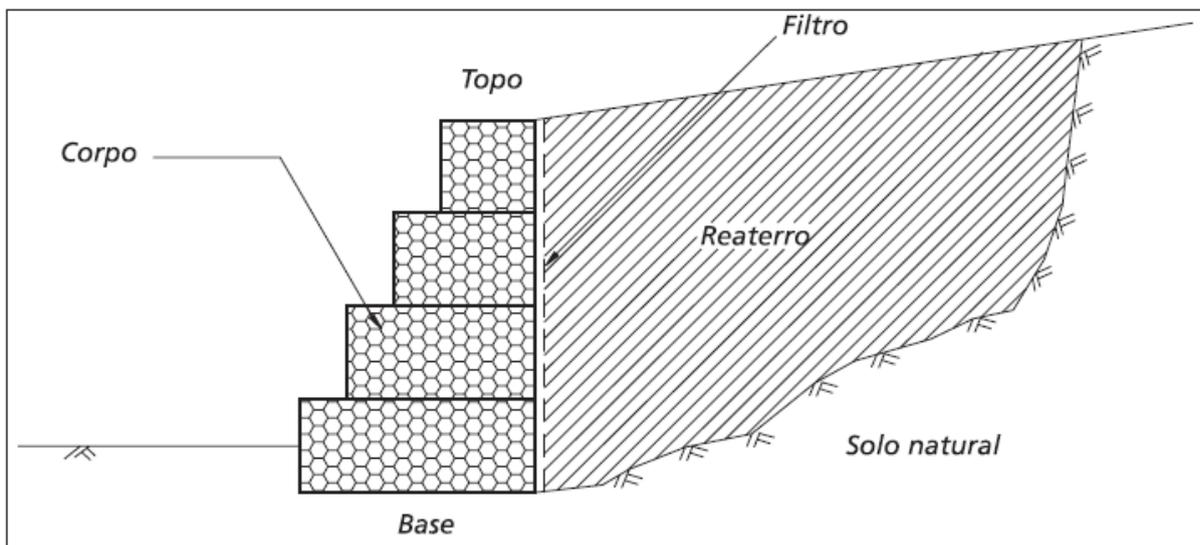
As obras em gabiões são facilmente construídas, requerendo somente pedras de tamanho adequado e ferramentas simples como alicates, além de não exigir especialização da mão-de-obra. Também têm a vantagem de entrar imediatamente em funcionamento, já permitindo a execução do aterro ao tardo da estrutura, que deve ser feito com a usual e criteriosa compactação (MACCAFERRI, 2013).

Dentre as diversas vantagens desta técnica, é possível citar: alta permeabilidade do gabião, que alivia empuxos hidrostáticos; flexibilidade, que permite a adaptação da estrutura às movimentações do solo; integração com o meio ambiente, possibilitando a interação da estrutura com a vegetação local; baixa emissão de carbono na execução, devido ao manuseio manual e enchimento das gaiolas serem executados no próprio local da obra; e, além disso, a construção é predominantemente seca, não havendo a necessidade do uso da água e grande parte de sua obra dispensa o uso de máquinas emissoras de CO₂ (BARROS, 2013).

2.3.2.1. Descrição técnica do muro de gabião

A representação básica de um muro de gabião está demonstrada na Figura 15. Observa-se o corpo do muro, com a base e topo e a porção de reaterro na região posterior, separada da estrutura de contenção por um filtro.

Figura 15 - Representação básica de um muro de gabião



Fonte: Barros, 2013.

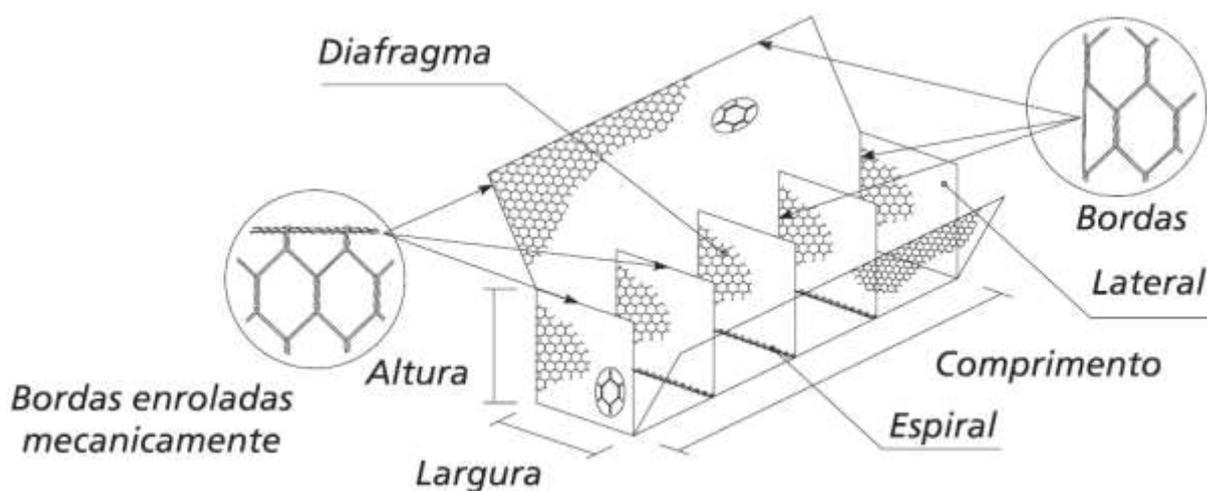
Com o tempo, a colmatagem dos vazios entre as pedras pela deposição de solo transportado pelas águas e/ou vento e o crescimento das raízes das plantas que se desenvolvem nos gabiões, consolidam ainda mais a estrutura e aumentam seu peso, melhorando sua estabilidade (BARROS, 2013).

Nos itens a seguir são apresentados detalhes de elementos que constituem um muro de gabião caixa.

– Gabião

Barros (2013) explica que o gabião tipo caixa é uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, produzida a partir de um único pano de malha hexagonal de dupla torção, que forma a base, a tampa e as paredes frontal e traseira. A este plano base são unidos, durante a fabricação, painéis que formarão as duas paredes das extremidades e os diafragmas, conforme Figura 16.

Figura 16 - Elementos constituintes dos gabiões tipo caixa



Fonte: Barros, 2013.

Nos gabiões tipo caixa, os diafragmas são inseridos de metro em metro durante o processo de fabricação e são acompanhados de arames do mesmo tipo. Estes elementos são utilizados para as operações de amarração e atirantamento e possuem diâmetro de 2,20 mm, sendo adotados nas proporções de 8% sobre o peso dos gabiões com 1,0 m de altura e de 6% para os de 0,50 m de altura (CAMILO *et al.*, 2019).

As dimensões dos gabiões caixa são padronizadas, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Dimensões do gabião caixa

Gabiões Caixa com Diafragmas				
Dimensões Padrão			Volume [m ³]	Diafragmas
Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

Fonte: Barros, 2013.

– Enchimento

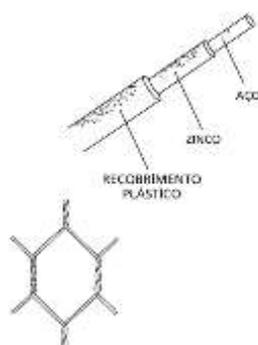
O enchimento pode ser efetuado manualmente ou com auxílio de equipamento mecânico. Deverá ser usada pedra limpa, não friável e de bom peso específico. O tamanho deve ser, na medida do possível, regular e tal que as dimensões estejam compreendidas entre a maior medida da malha e o seu dobro. Pode ser aceitável no máximo 5% de pedras com dimensões superiores às indicadas. O enchimento deve permitir a máxima deformabilidade da estrutura, obtendo a mínima porcentagem de vazios, assegurando assim o maior peso específico (MACCAFERRI, 2013).

O material normalmente utilizado, segundo Barros (2013), são seixos rolados e pedras britadas. No caso de tais materiais não serem encontrados nas proximidades ou tenham um alto custo, podem ser usados materiais alternativos tais como sacos preenchidos com areia e cimento, entulho, escória de alto-forno, blocos de cimento, etc. Deve-se sempre preferir material de maior peso específico e sua porosidade deve variar entre 0,30 e 0,40.

– Malha metálica

Conforme Barros (2013), a malha deve possuir as seguintes características: elevada resistência mecânica; elevada resistência à corrosão; boa flexibilidade; não se desfiar facilmente. O tipo de malha metálica que melhor atende a estes requisitos é aquela do tipo hexagonal de dupla torção, produzida com arames de baixo teor de carbono, revestidos com liga de zinco 95%, alumínio 5% e terras raras, com ou sem revestimento plástico, conforme Figura 17. Segundo Fracassi (2017) a presença de uma camada de material plástico extrudado tem como função evitar a corrosão do arame, causada pela eventual agressividade da água

Figura 17 - Malha hexagonal



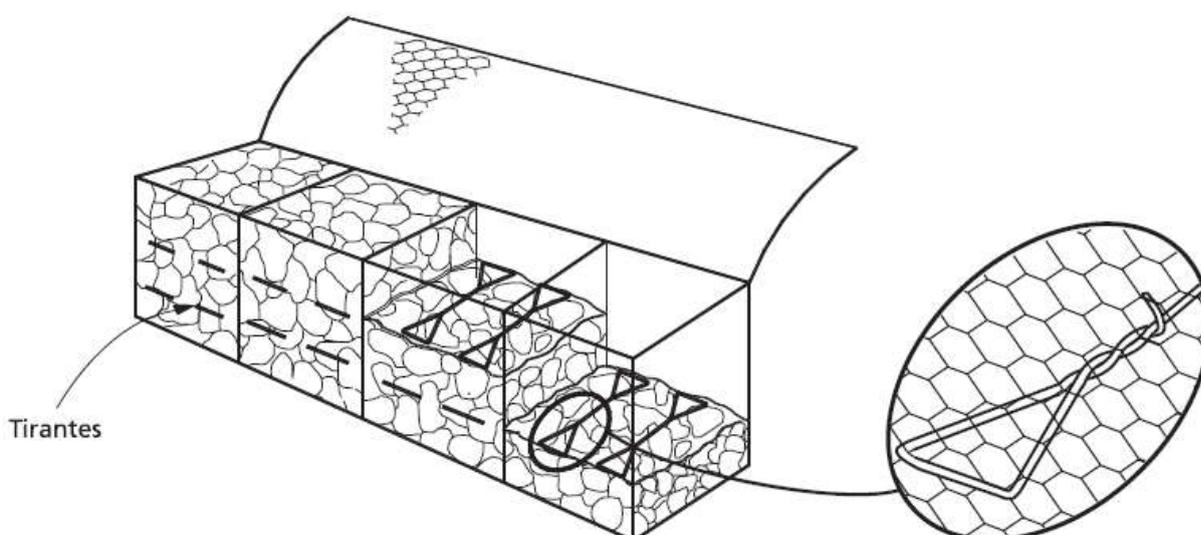
Fonte: Maccaferri, 2013.

– Atirantamento

Segundo Fracassi (2017), os tirantes horizontais são vinculados às paredes frontais durante o enchimento, a cada terço da altura, no caso de gabiões com altura de 1 metro de altura, e na metade da altura, no caso de gabiões de 0,5 metros de altura. A função do tirante é de enrijecer as paredes externas e evitar deformações.

Segundo Maccaferri (2013) durante o enchimento, os tirantes de arames devem ser colocados, unidos às paredes opostas e amarrando duas malhas de cada parede, conforme Figura 18.

Figura 18 - Tirantes do gabião



Fonte: Maccaferri, 2013.

– Aterro no tardo

Fator de grande importância no comportamento da estrutura de contenção é o aterro aplicado ao tardo da mesma. Tal aterro deve receber, dos projetistas e construtores, a mesma atenção dispensada à própria estrutura. O objetivo é conferir ao aterro características estruturais e, por sua vez, impedir a ocorrência de problemas tais como: erosões, escorregamentos e recalques (BARROS, 2013). É de suma importância promover a preparação da superfície de contato entre o terreno natural e o aterro, quando inclinado (inclinação superior a 1:3 vertical/horizontal) em forma de degraus, de modo a garantir perfeita aderência entre o solo natural e o aterro,

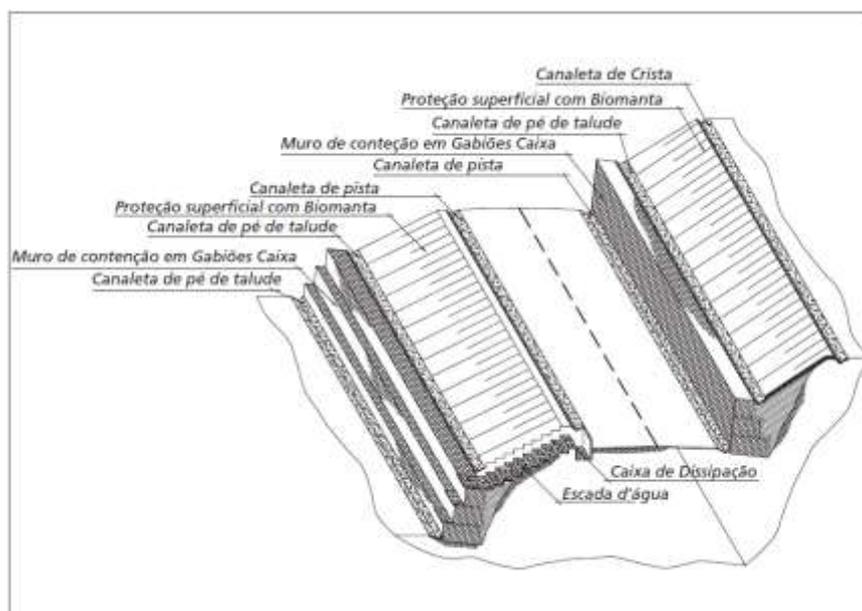
impedindo a formação de superfícies preferenciais de deslizamento devido à falta de atrito necessária.

– Drenagem

Fracassi (2017) explica que em virtude do gabião ser preenchido com pedras, cuja granulometria é muito maior do que a do terreno, deve-se evitar o vazamento das partículas finas do solo causado pelo fluxo das águas subterrâneas ou superficiais através dos gabiões. É preciso, então, colocar um filtro atrás do muro, geralmente de geotêxtil não tecido, para interceptar as partículas transportadas pela água que percola internamente o gabião. Dessa forma a execução de sistemas de drenagem interno nos muros de gravidade evita o surgimento de poropressão no contato entre o solo e a parede lateral do muro (GERSCOVICH, 2016).

A Figura 19 apresenta o sistema de drenagem superficial indicado para um sistema de contenção em muro de gabião. Esta drenagem objetiva, basicamente, a captação das águas superficiais através de canaletas, valetas, sarjetas ou caixas de captação e, em seguida, conduzir estas águas para local conveniente. Segundo Barros (2013), através da drenagem superficial, evitam-se os fenômenos de erosão na superfície dos taludes e reduz-se a infiltração da água nos maciços, resultando em uma diminuição dos efeitos danosos provocados por esta na resistência do terreno.

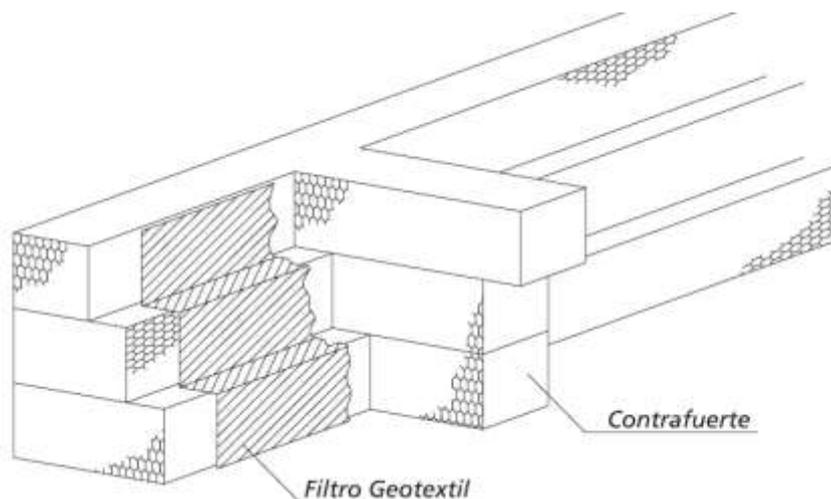
Figura 19 - Drenagem superficial do muro de gabião



Fonte: Barros, 2013.

Barros (2013) diz que, nas estruturas em gabiões, pode-se melhorar a drenagem do maciço com a inserção de contrafortes (*contrafuerte*), na Figura 20, no tardo da mesma.

Figura 20 - Contrafortes no tardo do muro de gabião



Fonte: Barros, 2013.

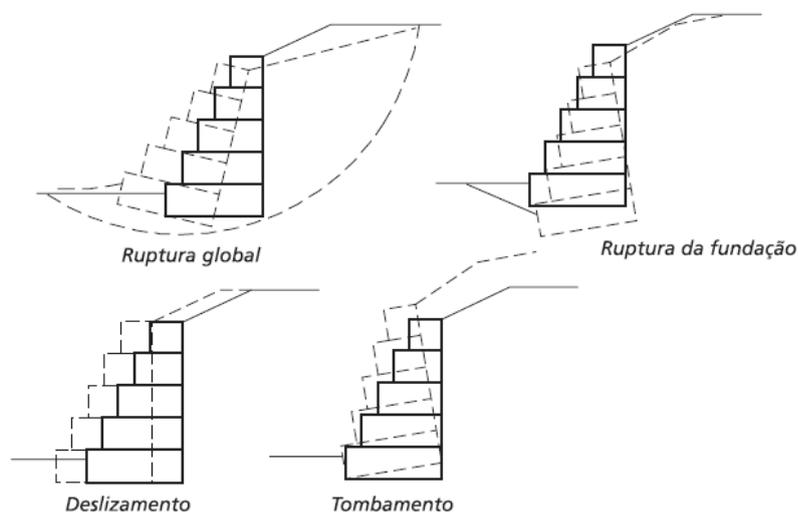
Conforme Barros (2013), a função dos contrafortes é predominantemente drenante, mas estes também desempenham um papel estático, contribuindo para a robustez e estabilidade da estrutura, reduzindo os eventuais deslocamentos de topo.

Os contrafortes são usados como acabamento nas extremidades e ao longo da estrutura, sendo definido como regra geral um espaçamento mínimo entre contrafortes de 5,0 m e máximo de 25,0 m.

2.3.2.2. Dimensionamento

Segundo Camilo *et al.* (2019), no dimensionamento de muros de gravidade (gabião) deve-se fazer quatro verificações de segurança contra à ruptura: por tombamento, por translação, quanto às circunstâncias de fundação do muro, e quanto a permanência da escavação (estabilidade global), como indicado na Figura 21. Como discutido anteriormente, as análises são feitas tendo como parâmetro a obtenção de um fator de segurança (FS). Um dos elementos que diminui o fator de segurança da contenção nas análises citadas é a geração de poropressão positiva de água que contribuir para o acréscimo dos empuxos horizontais.

Figura 21 - Tipos de ruptura de muros de gabiões



Fonte: Barros, 2013.

Uma das características mais importantes das estruturas à gravidade, segundo Barros (2013), é o lançamento e compactação do solo de aterro depois ou, no caso das estruturas em gabiões, durante a construção do muro, reconstituindo ou formando um novo maciço. Isto significa que, para a execução da estrutura é muitas vezes necessária a escavação do terreno natural. Desta forma, o bloco de solo contido é quase sempre composto por uma parte de solo natural e uma parte de material de aterro. Isto confere ao bloco de solo uma heterogeneidade inevitável, e a superfície de contato entre o solo natural e o aterro poderá constituir uma possível superfície de deslizamento.

Assim como para o caso do sistema de contenção em solo grampeado, neste estudo, as análises de estabilidade serão efetuadas com o auxílio de softwares computacionais.

– Coeficiente de segurança

Segundo Barros (2013), para dimensionar o muro de gabião com segurança, é necessário a verificação da segurança da estrutura contra diversos tipos de ruptura, conforme item 2.2.2.1, devendo ser adotados os seguintes valores, de acordo com cada situação:

- a. Deslizamento sobre a base: ocorre quando a resistência ao escorregamento ao longo da base do muro, somada ao empuxo passivo

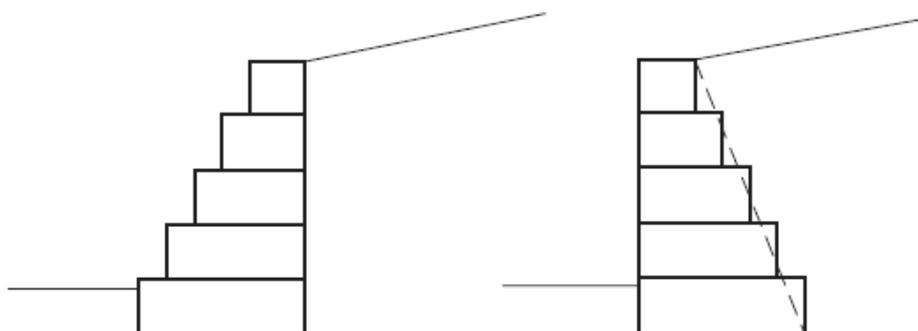
disponível à frente da estrutura, é insuficiente para neutralizar o efeito do empuxo ativo atuante. Com valores de coeficiente de segurança de 1,5, segundo a NBR 11682:2009;

- b. Tombamento: ocorre quando o momento estabilizante do peso próprio do muro em relação ao fulcro de tombamento é insuficiente para neutralizar o momento do empuxo ativo. Com valores de coeficiente de segurança de 2,0, segundo a NBR 11682:2009;
- c. Ruptura da fundação ou recalque excessivo: ocorre quando as pressões aplicadas pela estrutura sobre o solo de fundação são superiores à sua capacidade de carga, sendo o coeficiente de segurança mínimo de 3 para essa razão, segundo a NBR 11682:2009;
- d. Ruptura global do maciço: escorregamento ao longo de uma superfície de ruptura que contorna a estrutura de arrimo. Com valores de coeficiente de segurança entre 1,5 e 1,2 que dependendo do critério e nível de segurança escolhidos, segundo a NBR 5629:2018.

– Determinação da superfície de aplicação do empuxo ativo

Para a determinação da superfície de aplicação do empuxo ativo, há dois casos a se considerar, conforme Figura 22. No primeiro destes casos, a geometria dos gabiões é tal que a face em contato com o maciço arrimado é plana. No outro caso, os gabiões estão dispostos de maneira a formar degraus na face em contato com o maciço. Neste último caso é necessário se estabelecer um plano de aplicação, linha tracejada da figura, do empuxo fictício para facilitar os cálculos, pois, nesse plano há a presença de degraus e não uma face plana, conforme Barros (2013).

Figura 22 - Plano de aplicação do empuxo ativo



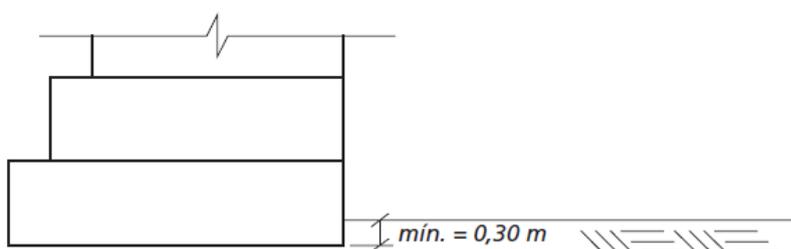
Fonte: Barros, 2013.

2.3.2.3. Especificações de projeto

Barros (2013) descreve algumas especificações essenciais de projeto de contenção em muro de gabião, tais como:

- a. Utilizar geotêxtil ao tardo das estruturas na interface entre os gabiões e o material de aterro;
- b. Evitar a utilização de materiais com um alto teor de argila no terrapleno. Estes solos apresentam vários problemas. Em primeiro lugar dificultam a drenagem, pois têm baixa permeabilidade. Além disso, são muitas vezes expansivos quando há aumento na umidade, o que provoca um aumento no empuxo;
- c. É aconselhável engastar a estrutura de, no mínimo, 0,30 m, com a finalidade de aumentar a sua resistência ao deslizamento e para promover a retirada da camada superficial de solo orgânico, não recomendada para fundação, como demonstrado na Figura 23;

Figura 23 - Engaste da base



Fonte: Barros, 2013.

- d. A preparação da fundação resume-se ao nivelamento do terreno na cota de apoio da estrutura. Quando se deseja melhorar a capacidade de suporte do solo de fundação, pode-se prever um lastro de pedras ou de concreto magro sobre esse solo, como demonstrado na Figura 24;

Figura 24 - Lastro de base



Fonte: Barros, 2013.

- e. Para estruturas com altura acima de 5,0 m, recomenda-se que os gabiões que formam as camadas próximas da base apresentem altura de 0,5 m, pois devido a sua maior quantidade de malha de aço por m^3 apresenta, conseqüentemente, maior resistência aos esforços de compressão e cisalhamento;
- f. Recomenda-se que a diferença de comprimento transversal (largura da caixa) entre as camadas da estrutura não exceda a 0,5 m para estruturas com degraus internos ou externos, podendo chegar a 1,0 m nas estruturas com degraus centralizados. A última camada de gabiões da estrutura (topo) deverá ter comprimento transversal mínimo de 1,0 m;
- g. Estruturas com degraus internos e paramento externo plano geralmente são preferidas por razões estéticas ou de limitação de espaço. Do ponto de vista estático, as estruturas com degraus externos são mais estáveis;
- h. É conveniente que essas estruturas sejam inclinadas em pelo menos 6° ;
- i. Sempre que a estrutura de contenção também funcionar como defesa fluvial, é necessário prever, à frente desta, uma plataforma de deformação em colchões gabiões para evitar erosão no solo de apoio e, conseqüente solapamento da estrutura.

2.4. INVESTIGAÇÃO E PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para que se possa verificar a estabilidade de um talude e dimensionar uma estrutura de contenção, torna-se necessário o conhecimento dos parâmetros geotécnicos do solo do local. Neste item estão apresentados conceitos relacionados à investigação geotécnica para definição de parâmetros do solo, abordando aspectos

de caracterização básica dos solos, resistência ao cisalhamento pelo ensaio de cisalhamento direto e investigação de campo, pela sondagem SPT.

2.4.1. Caracterização básica do solo

Segundo Caputo (1988), as frações constituintes dos solos recebem designações próprias que se identificam com as acepções usuais dos termos e essas frações, de acordo com a norma ABNT, são: pedregulho com o conjunto de partículas cujas dimensões (diâmetros equivalentes) estão compreendidas entre 76 e 4,8 mm; areia entre 4,8 e 0,05 mm; silte entre 0,05 e 0,005 mm; argila inferiores a 0,005 mm. Para a análise granulométrica é usada a norma NBR7181/2016. Caso deseje-se conhecer a distribuição da porção mais fina dos solos, emprega-se a técnica de sedimentação, que se baseia na Lei de Stokes e, também é normatizada na norma NBR7181/2016.

Os limites de Atterberg são usados para melhor caracterizar os solos finos e são obtidos com base nas diretrizes das normas NBR6459/2016 e NBR7180/2016. Pinto (1988) explica que a complexidade da constituição mineralógica das argilas impede que delas se obtenha um índice que diretamente reflita sua participação no comportamento dos solos. Indiretamente, sua ação é notada pelo seu desempenho com diferentes teores de umidade. Estes teores de umidade foram definidos como Limite de liquidez, Limite de Plasticidade e Limite de Contração.

A determinação do limite de liquidez (LL) é feita pelo aparelho de Casagrande que consiste em um prato de latão, em forma de concha, sobre um suporte de ebonite; por meio de um excêntrico imprime-se ao prato, repetidamente, quedas de altura de 1 cm e intensidade constante (CAPUTO, 1988). Com os valores obtidos (número de golpes para fechar o sulco feito na amostra e as umidades correspondentes) traça-se a linha de escoamento do material, a qual no intervalo compreendido entre 6 e 35 golpes, pode considerar-se como uma reta e por definição, o limite de liquidez (LL) do solo é o teor de umidade para o qual o se fecha com 25 golpes, conclui Caputo (1988).

O limite de plasticidade (LP) é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar, com ele, um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento (CAPUTO, 1988).

2.4.2. Ensaio de cisalhamento direto

Pinto (1988) conceitua o ensaio de cisalhamento direto como o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento, e que se baseia diretamente no critério de Coulomb. No ensaio é aplicada uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão cisalhamento que provoca a ruptura do solo.

O ensaio consiste em determinar sob uma tensão normal, qual a tensão de cisalhamento é capaz de provocar a ruptura da amostra de solo, colocado dentro de uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si (CAPUTO, 1988). O ensaio pode ser executado sob tensão controlada ou sob deformação controlada, que resulta em um gráfico Tensão x Deformação.

O critério de ruptura mais utilizado é o de Mohr Coulomb, no qual se ajusta uma reta pelos pontos de máxima tensão cisalhante, obtendo-se o ângulo de atrito e o intercepto de coesão (FUTAI, 2012), como destacado no item 2.2.1 deste trabalho.

A norma que rege esse ensaio é a ASTM D3080-11.

2.4.3. Ensaio de campo

Segundo Quaresma *et al.* (1998), é necessário proceder-se à identificação e classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como a avaliação das suas propriedades de engenharia. A obtenção de amostras ou a utilização de algum outro processo para a identificação e a classificação dos solos exige a execução de ensaios *in situ*.

Conforme Quaresma *et al.* (1998), os ensaios de campo adotados com maior frequência internacionalmente são:

- a. Standard Penetration Test – SPT;
- b. Standard Penetration Test, com torque – SPT-T;
- c. Ensaio de penetração de cone – CPT;
- d. Ensaio de penetração de cone, com piezocone – CPT-U;
- e. Ensaio de palheta – Vane Test;
- f. Pressiômetros – Ménard e auto-perfurantes;
- g. Dilatômetro de Marchetti;
- h. Ensaio de carregamento de placas – Provas de carga;
- i. Ensaio geofísicos – Cross-Hole.

O ensaio ainda mais utilizado no Brasil e cujos dados também foram avaliados nesta pesquisa é o ensaio SPT, que é brevemente discutido no item a seguir.

2.4.3.1. Standard Penetration Test – SPT

Segundo a definição de Schnaid e Odebracht (2012), o *Standard Penetration Test* (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. O resultado do ensaio serve como indicativo da compacidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos.

O ensaio SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é obtida por trado e circulação de água, utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012)

Quaresma *et al.* (1998) pontua que ao se executar uma sondagem SPT pretende-se conhecer: o tipo de solo atravessado através da retirada de uma amostra deformada, a cada metro perfurado; a resistência oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, a cada metro perfurado; a posição do nível ou dos níveis d'água, quando encontrados durante a perfuração. E ao final tem-se como resultado o desenho das sondagens mostrando todas as camadas e horizontes de solo encontrado.

Com base em resultados da sondagem é possível traçar o perfil geotécnico da região e fazer estimativas de parâmetros de resistência.

3. METODOLOGIA

Este capítulo apresenta os procedimentos e as considerações utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho, de forma a possibilitar a análise do talude-tipo e dos sistemas de contenção analisados.

3.1. ÁREA DE ESTUDO

Com a justificativa de avaliar a estabilidade de taludes gerados pelo corte de terrenos para ampliação de áreas construídas na região industrial norte de Joinville, selecionou-se um talude-tipo localizado na Av. Edgar Nelson Meister - Zona Industrial Norte, Joinville – SC (Figura 25). O talude em questão é resultado de um corte efetuado para ampliação de uma edificação no pé do talude.

Figura 25 - Localização



Fonte: Autora, 2021.

O talude-tipo encontra-se nos fundos do terreno da empresa FGM Produtos Odontológicos, a qual cedeu o local para estudos geotécnicos do presente trabalho e

também para pesquisas realizadas pela Equipe de Competição – Infratec, do curso de Engenharia Civil de Infraestrutura, da UFSC, campus Joinville. Alguns dos resultados obtidos pela equipe Infratec foram cedidos e também serão utilizados nas análises efetuadas neste trabalho. Este talude, em sua condição original apresenta pequenos deslizamentos aparentes e deve-se garantir a sua estabilidade para uma ampliação da estrutura da fábrica que será implantada futuramente.

Para melhor entendimento da situação local, foram retiradas fotos do Google Street View, datadas do ano de 2015 e apresentadas a seguir. Na Figura 26, tem-se a imagem abrangente da região onde está localizado o talude-tipo.

Figura 26 - Imagem geral do talude-tipo



Fonte: Google, 2015.

Na Figura 27, tem-se a imagem aproximada do talude-tipo, mostrando sua forma superficial.

Figura 27 - Imagem aproximada do talude



Fonte: Google, 2015

A partir de uma análise prévia usando o Google Earth, o talude-tipo a ser estudado possui 23 metros de altura, conforme indicado em vista superior, na Figura 28, considerando o pé do talude na cota de 14 metros e sua crista em 37 metros (valores obtidos pela análise do Google Earth). Para uma avaliação mais detalhada e confiável da geometria do talude-tipo, dados de topografia do local serão avaliados e uma superfície 3D será criada, com o auxílio do Software AutoCad Civil3D.

Figura 28 - Altura do talude-tipo



Fonte: Google, 2019.

A base total do talude-tipo tem o comprimento de 30,48 metros, como ilustrado na Figura 29, tendo como base a primeira análise obtida a partir do Google Earth. Tal dimensão também será verificada nas análises com base na topografia e perfil topográfico gerado com auxílio do Software AutoCad Civil3D.

Figura 29 - Base do talude-tipo



Fonte: Google, 2019.

Na visita técnica realizada ao local foram observados pequenos deslizamentos pontuais (ruptura circular) e ocorrência de erosão, conforme observado na Figura 30. Estas ocorrências podem comprometer a total segurança de um futuro empreendimento, conforme deseja o proprietário, ao pé do talude.

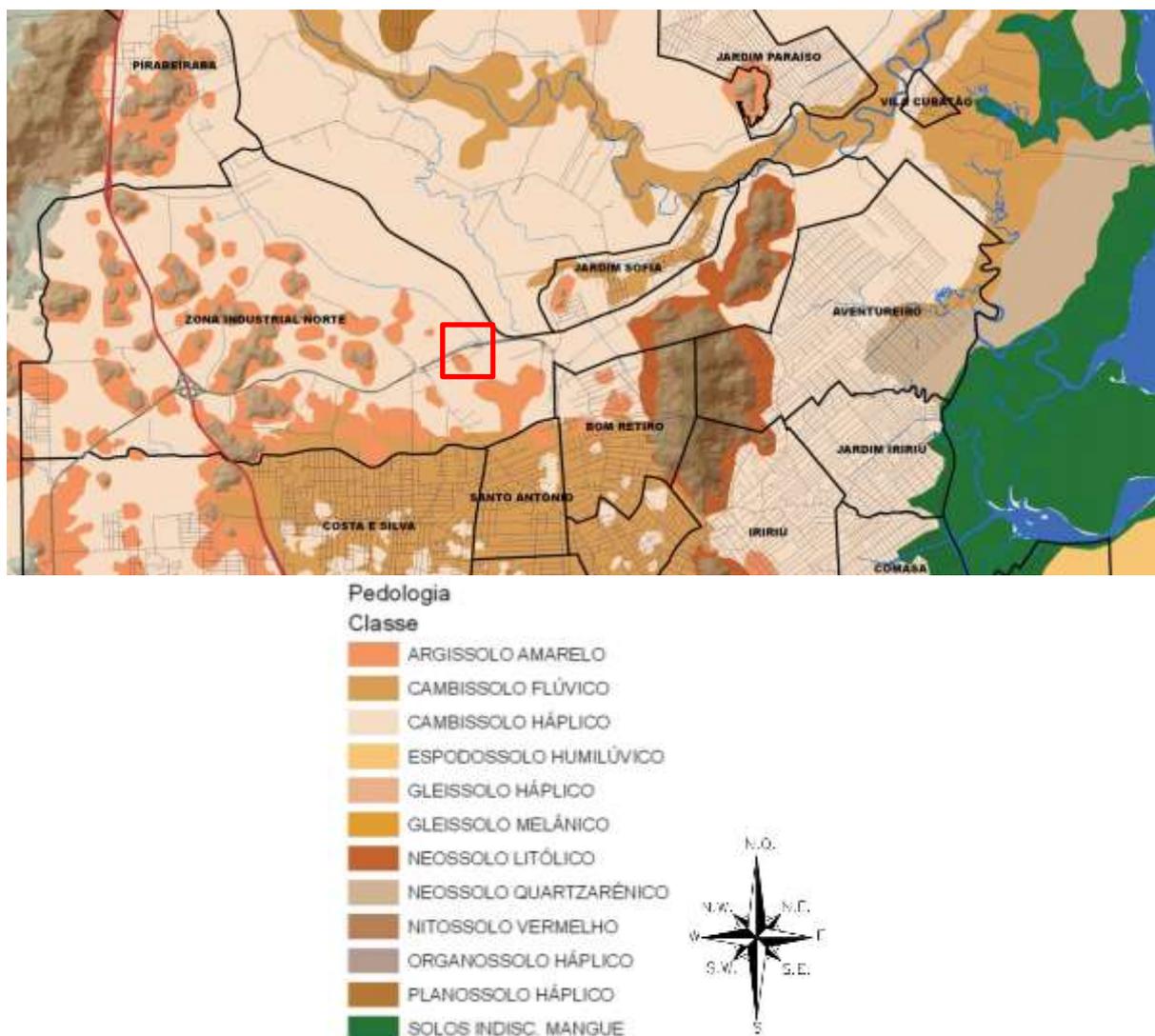
Figura 30 - Erosões e deslizamentos



Fonte: Autora, 2019.

Considerando o mapa pedológico da cidade de Joinville, mostrado na Figura 31, verifica-se que o talude-tipo se localiza em área com predominância da classe Cambissolo. Segundo Uberti (2011), esta classe tem como características principais a sua textura média, assim como presença de cascalhos e silte e suscetibilidade à erosão, sendo considerado um solo jovem e de origem mineral.

Figura 31 - Mapa de Cobertura Pedológica



Fonte: Adaptado de Joinville, 2017.

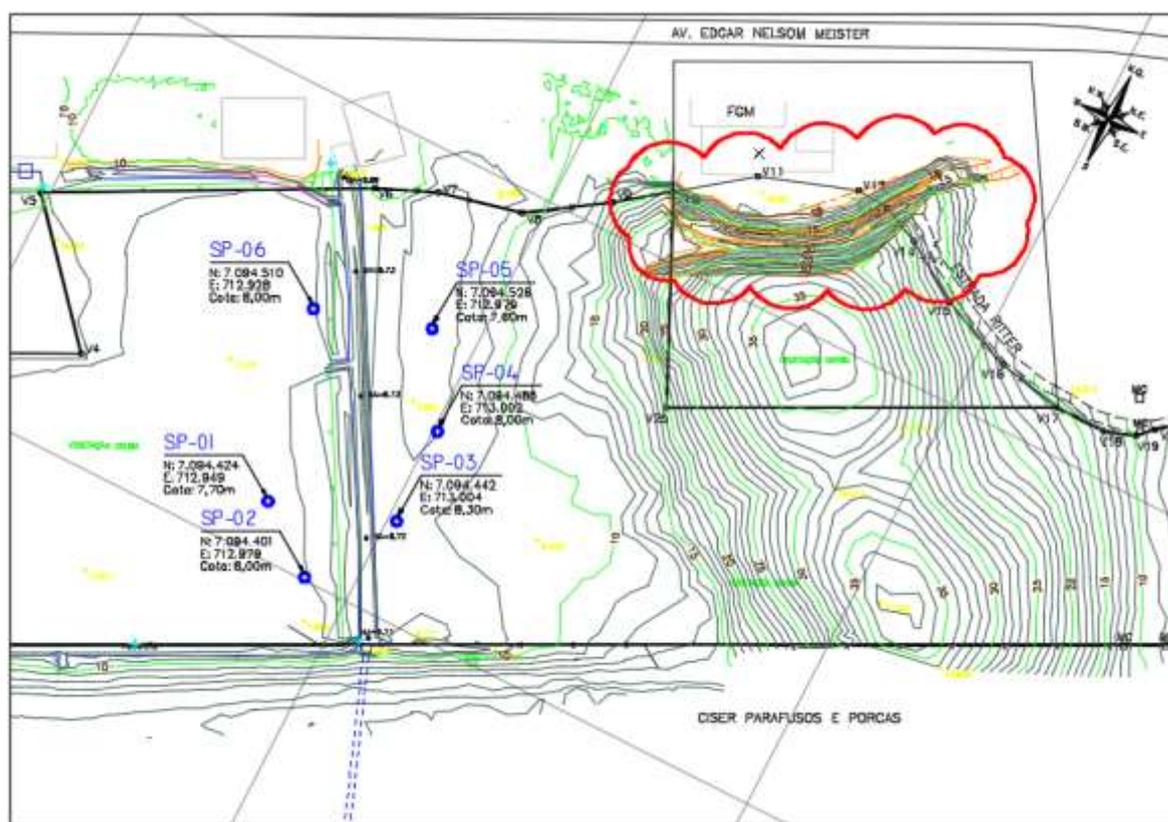
3.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DA ÁREA

Para ser dado início à análise de estabilidade do talude-tipo e avaliação das possibilidades de contenção para a área, é preciso um estudo sobre os dados e resultados de ensaios do solo local. Dados referentes a sondagens de campo do tipo SPT e ensaios de caracterização e cisalhamento direto realizados em amostra coletada, foram disponibilizados pela empresa Geofirma Engenharia Ltda., com autorização da empresa contratante dos serviços (empresa vizinha da área de estudo).

3.2.1. Ensaio SPT

Os pontos de sondagem disponibilizados foram executados nos pontos azuis indicados na Figura 32, sendo esse levantamento topográfico fornecido pela empresa Geoforma Engenharia Ltda., juntamente com o relatório de sondagem. Observa-se que esta sondagem se refere a taludes vizinhos à área de estudo, porém na mesma região industrial e próximo ao talude-tipo a ser analisado, com uma distância aproximada de 96 m entre eles. Sendo assim, os resultados desta investigação serão utilizados para a definição do perfil estratigráfico da área. O talude destacado em vermelho na Figura 32 é o talude-tipo a ser investigado e contido neste trabalho.

Figura 32 - Pontos de locação da sondagem SPT



Fonte: Adaptado de Geoforma, 2017a.

Os perfis da sondagem SPT encontram-se em anexo, sendo os pontos SPT 03, SPT 04 e SPT 05 utilizados para a análise do solo, exemplificado no item 4.1.

3.2.2. Ensaio de caracterização do solo

Para melhor análise e compreensão do tipo de solo que forma o talude-tipo em estudo, amostras foram extraídas e levadas ao laboratório para ensaios de caracterização básica: granulometria com sedimentação (NBR 7181, 2016), limite de liquidez (NBR 6459, 2016), limite de plasticidade (NBR 7180, 2016) e densidade real dos grãos (NBR 6458, 2016). As amostras ensaiadas são provenientes tanto do solo do talude-tipo deste estudo, tanto do talude vizinho no qual foram realizadas as sondagens SPT.

A coleta da amostra junto ao talude-tipo foi efetuada pela equipe Infratec, com participação da autora, conforme mostra a Figura 33. Os ensaios de caracterização nesta amostra, granulometria com sedimentação e densidade real dos grãos, foram realizados pelos membros da equipe, em concordância com as respectivas normas técnicas, no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC Joinville. Os resultados dos ensaios foram cedidos para utilização neste trabalho. A Figura 34 mostra com maiores detalhes o solo superficial do talude-tipo, que foi ensaiado.

Figura 33 - Coleta de amostra



Fonte: Infratec, 2019.

Figura 34 - Solo do talude



Fonte: Infratec, 2019.

Para caracterização do solo referente ao talude vizinho, no qual foram realizadas as sondagens SPT, foram avaliados resultados de ensaios fornecidos pela empresa Geoforma Engenharia Ltda. Nesta amostra, além dos ensaios de granulometria com sedimentação, limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade real dos grãos, foram realizados ensaios de compactação. O ensaio de compactação seguiu as diretrizes da norma NBR 7182 (2016), sendo adotada a energia Proctor Normal. Estes dados são importantes para definição de parâmetros de reaterro, quando da implantação de uma estrutura de contenção na área.

3.2.2.1. Ensaio de cisalhamento direto

Para avaliação das propriedades de resistência do solo que compõe o talude-tipo, foi utilizado o resultado de um ensaio de cisalhamento direto, realizado em amostra coletada pela empresa Geoforma Engenharia Ltda., no talude vizinho à obra em questão. A coleta da amostra pode ser observada na Figura 35.

Figura 35 - Coleta de amostra



Fonte: Geoforma, 2017b.

O ensaio de cisalhamento foi executado pela empresa Geoforma Engenharia Ltda. em concordância com a norma ASTM D3080-2011. Foram utilizados carregamentos normais de 49,55, 98,21 e 198,37 kN/m² e obtidos deslocamento horizontal máximo de 5,010 mm e deslocamento vertical máximo de 0,207 mm. Os resultados fornecidos foram avaliados para obtenção das propriedades de resistência (ϕ' e c') do solo do talude. Por meio das propriedades da amostra indeformada coletada no local, também foi possível definir o peso específico do material.

3.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE-TIPO

Para a análise de estabilidade do talude-tipo foi preciso começar com a modelagem da superfície através do levantamento topográfico planialtimétrico com o uso do software AutoCAD Civil 3D. Com a superfície 3D criada e modelada, é possível criar seções ao longo de toda extensão do talude e assim selecionar a superfície mais crítica, sendo ela a de maior altura e maior angulação e/ou presença de grandes erosões. Com a seção tipo definida, vem a definição da locação das sondagens SPT e a nomeação das camadas de solo do talude, para a criação do perfil estratigráfico.

Após a obtenção do perfil estratigráfico da seção tipo do talude, foi feita a análise de parâmetros do solo para seu uso na definição do coeficiente de segurança atual do local e para futuro dimensionamento das estruturas de contenção. Com a falta de ensaio de cisalhamento para o solo coletado na superfície do talude, faz-se necessário um estudo de retroanálise. Na retroanálise levou-se em conta a ruptura circular local do solo demonstrada na Figura 30, onde usou-se no estudo a seção tipo mais crítica, pois não se tem as coordenadas exatas da seção da ruptura, sua estratigrafia e define-se o coeficiente de segurança de 1,0, valor para eminência de ruptura do talude. Com essa análise reversa e o uso do método de Bishop Simplificado, obtiveram-se pares de possíveis valores para ϕ' e c' . Definiu-se, assim, um par de valores para ϕ' e c' que fossem próximos da mesma ordem de grandeza dos valores obtidos para o talude vizinho (ensaio de cisalhamento direto), com base na semelhança tátil visual e propriedades entre os dois solos.

O nível do lençol freático foi obtido pelas sondagens fornecidas e transposto para o talude-tipo.

Após as etapas descritas acima, foi possível obter uma aproximação da situação atual do talude-tipo e começar o dimensionamento dos sistemas de contenção.

3.4. DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO COM AUXÍLIO DE SOFTWARES COMPUTACIONAIS

No presente trabalho, o dimensionamento dos sistemas de contenção propostos se dará por meio da utilização de softwares computacionais. A estabilidade global da estrutura foi avaliada por meio do software Slide da Rocscience, utilizando o método de Bishop Simplificado. Já a análise de estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e ruptura de fundação através do software GawacWin da Maccaferri, utilizando também o método de Bishop Simplificado.

Nos itens a seguir são apresentadas informações sobre os respectivos softwares.

3.4.1. Software Slide

Conforme Rocscience (2002), SLIDE é um programa de estabilidade de taludes 2D para avaliar o fator de segurança de superfícies de falhas circulares ou não circulares em solo ou encostas rochosas. Carregamento externo, água subterrânea e suporte podem todos ser modelados de várias maneiras.

As análises são executadas por meio do equilíbrio limite, que, usando mecanismos de busca, determina a superfície mais desfavorável, condizente ao menor fator de segurança. A utilização de programas comerciais traz consigo a vantagem de permitirem a utilização de superfícies de ruptura planas e circulares, geometrias complexas, estratificação do solo em diversas camadas e nível d'água, além de outras funcionalidades (LANZIERI,2019).

Para este trabalho foi utilizado a versão teste do software e as informações sobre o uso dele são fornecidas no site do fornecedor.

Os parâmetros de entrada no SLIDE dos grampos foram obtidos com base na literatura, descrita no item 2.3.1., onde, com o perfil do talude-tipo montado no software, é possível variar os valores de entrada e posição dos grampos até se obter o coeficiente de segurança desejado.

3.4.2. Software GawacWin

O programa GawacWin BR 2.0 é um sistema de análise da estabilidade de muros de arrimo de gabiões sujeitos às mais diversas situações. Ele utiliza o método do "Equilíbrio Limite", com as teorias de Coulomb, Meyerhof, Hansen e Bishop (onde a pesquisa das superfícies de ruptura é feita através de um algoritmo que utiliza o método Simplex) para a verificação da estabilidade global do conjunto solo/estrutura, segundo Maccaferri (2015).

Segundo Milani, Zaneti e Shiotani (2016), o programa analisa a estrutura proposta com a hipótese de uma configuração plana, usando como base de dados as dimensões no plano da seção. Uma análise tridimensional seria mais eficaz, pois reproduziria melhor as condições reais. Porém este método ocasionaria um grande acréscimo na complexidade dos cálculos. É importante ressaltar que a análise plana é mais pessimista, levando a resultados a favor da segurança.

Para este trabalho foi utilizado a versão gratuita do software e as informações sobre o uso dele são fornecidas no site do fornecedor através de um manual com as propriedades dos gabiões, fabricados pela Maccaferri, descritas nele.

Os parâmetros de entrada no GawacWin dos gabiões foram obtidos com base no manual fornecido pela Maccaferri e na literatura, descrita no item 2.3.2. Onde, com o perfil aproximado do talude-tipo montado no software, é possível variar os valores de entrada e posição dos gabiões até se obter o coeficiente de segurança desejado.

Todas as informações referentes aos cálculos utilizados pelo software estão descritas detalhadamente no manual de referência GawacWin disponibilizado gratuitamente no site da Maccaferri.

4. ANÁLISES E RESULTADOS

Neste capítulo serão abordados as análises realizadas e os resultados obtidos destas análises.

4.1. DEFINIÇÃO DE PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E ESTRATIGRAFIA DO TALUDE-TIPO

Para dar início às análises no talude-tipo, com os pontos do levantamento topográfico planialtimétrico fornecido, criou-se uma superfície do local através do Software AutoCad Civil3D, conforme demonstra a Figura 36. Esta superfície permitiu a obtenção de pontos com coordenada de localização e elevação do terreno.

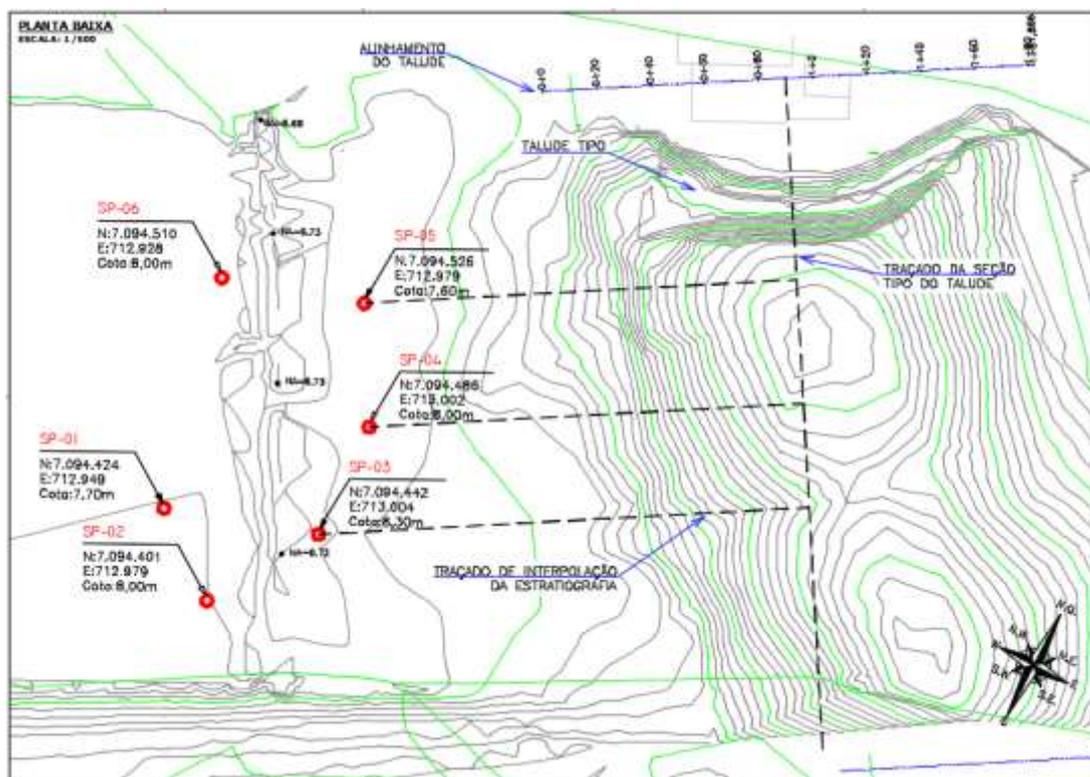
Figura 36 - Superfície do terreno do local do talude-tipo



Fonte: Autora, 2021.

A partir da superfície criada na Figura 38, começou-se a definição da estratigrafia do talude-tipo, a partir do confrontamento dos dados dos perfis de sondagem SPT, com seções traçadas ao longo da área do talude. Foram traçadas seções com início no alinhamento à frente do talude e gerando seções transversais a cada 10 metros, como demonstra a Figura 37.

Figura 37 - Interpolação estratigráfica SPT



Fonte: Autora, 2021.

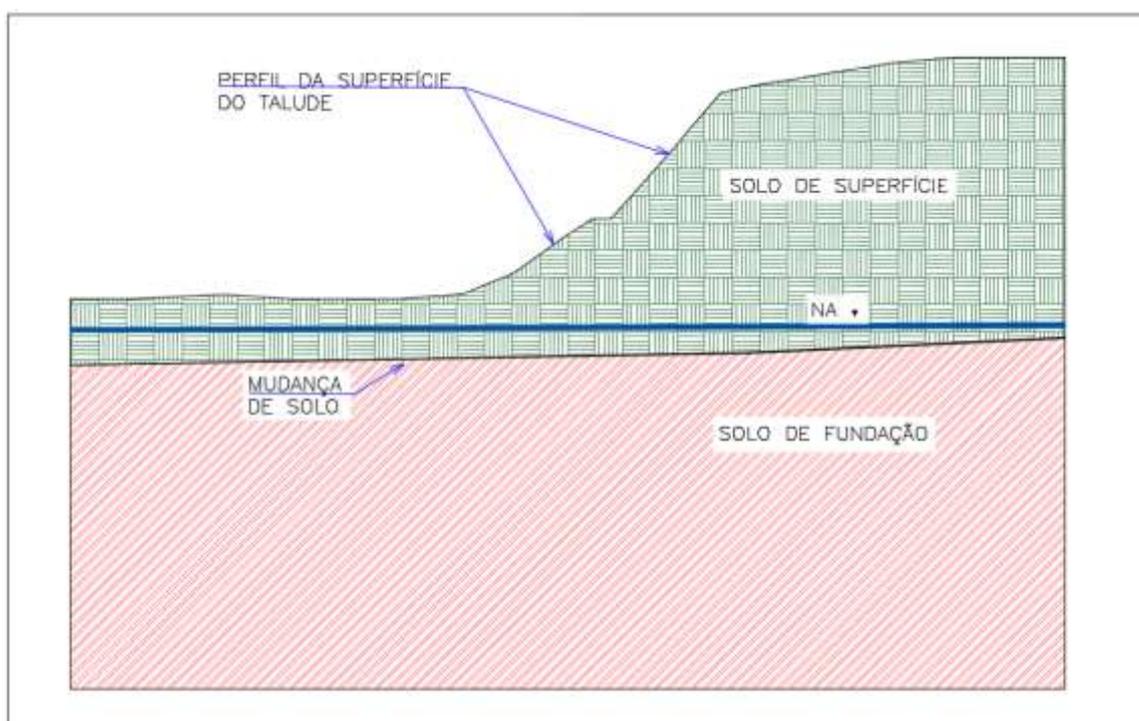
A seção escolhida para definição do perfil estratigráfico foi à estaca 00+90, destacada na Figura 38, onde foi tida como a mais crítica por se tratar de elevada angulação. Tendo como base esta seção, realizou-se a interpolação dos perfis de sondagem mais próximos, neste caso os perfis SP-03, SP-04 e SP-05, para a definição do perfil estratigráfico da área, que foi utilizado nas análises.

Com o perfil estratigráfico das sondagens pode-se perceber que a maior cota de perfuração está a 8,30 m acima do nível do mar, porém a cota do pé do talude-tipo está a 10,00 m acima do nível do mar e sua crista a 33,00 m.

As sondagens SP-04 e SP-03 tem os primeiros metros muito semelhantes, sendo aproximadamente 1,80 m de argila arenosa e parte dela trata-se de material orgânico em sua composição. Sendo assim, neste trabalho será desconsiderado a camada superficial de argila arenosa e areia variegada, sobrando apenas a camada de silte arenoso na cota 4,00 m, onde será denominado de solo de fundação, no dimensionamento.

Com essas considerações feitas, tem-se um solo superficial acima da cota 4,00 m aproximadamente, com propriedades obtidas por meio de correlações e retroanálise com os resultados dos ensaios de caracterização realizados pela Infratec, e um solo de fundação abaixo da cota 4,00 m aproximadamente, com propriedades obtidas por meio de correlações com resultados de ensaios fornecidos pela empresa. Sendo assim, concebeu-se a seção transversal do talude-tipo com suas duas camadas de solo e nível da água, como mostra a Figura 40, sendo que o nível da água está na cota de aproximadamente 7 metros acima do nível do mar, em conformidade com o perfil definido por meio das sondagens SPT.

Figura 40 - Seção transversal do talude-tipo



Fonte: Autora, 2021.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Para o correto dimensionamento dos sistemas de contenção, é preciso obter as propriedades e parâmetros de cada camada de solo. Os parâmetros de resistência do solo de superfície foram obtidos através da retroanálise e análise tátil-visual e os parâmetros de resistência do solo de fundação foram obtidos pela interpretação dos resultados do ensaio de cisalhamento direto, fornecido pela empresa Geofoma, conforme consta no item a seguir.

4.2.1. Solo de superfície

A fim de classificar o solo de superfície e obter seus parâmetros geotécnicos, utilizou-se os dados e resultados dos ensaios realizados pela equipe Infratec, utilizando o solo coletado na superfície do talude-tipo.

4.2.1.1. Caracterização básica do solo

A densidade real dos grãos encontrada foi de 2,837 g/cm³.

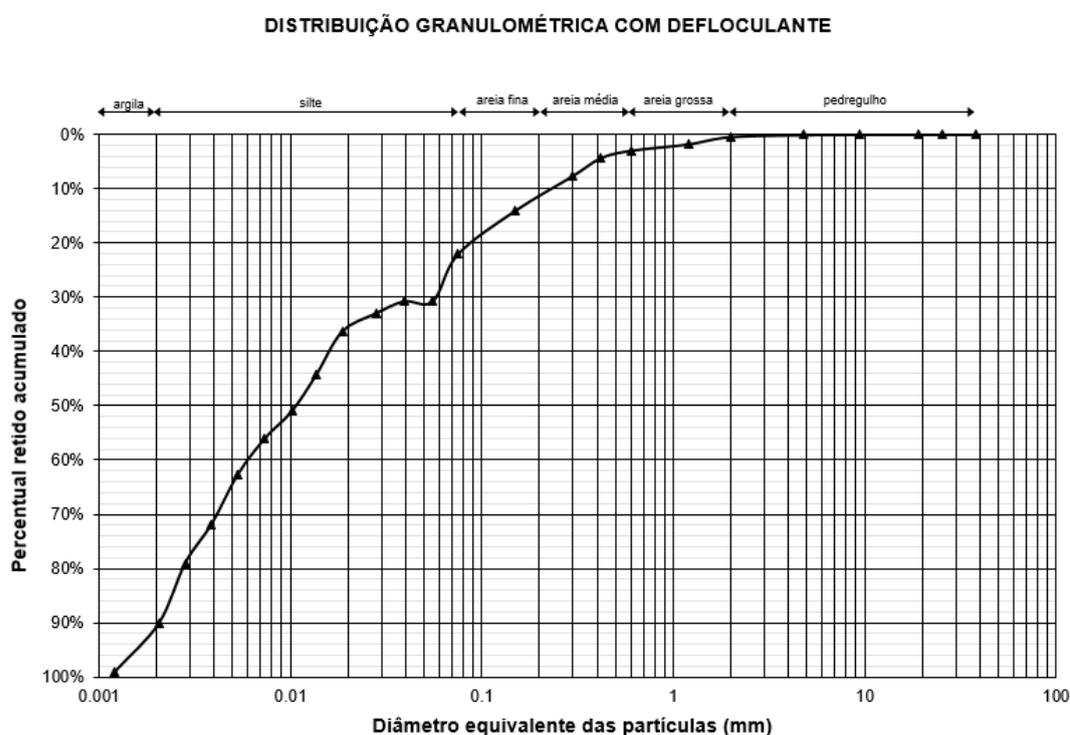
A Tabela 6 foi montada com base na curva granulométrica do solo de superfície, apresentado na Figura 41, conforme NBR 7181. Tal resultado foi fornecido pela Infratec.

Tabela 6 - Granulometria do solo de superfície

<i>Granulometria</i>	
<i>Pedregulho grosso (%)</i>	0,00
<i>Pedregulho médio (%)</i>	0,00
<i>Pedregulho fino (%)</i>	0,06
<i>Areia Grossa (%)</i>	7,55
<i>Areia Fina (%)</i>	23,13
<i>Silte (%)</i>	59,40
<i>Argila (%)</i>	9,86

Fonte: Autora, 2021

Figura 41 - Distribuição granulométrica solo de superfície



Fonte: Infratec, 2019.

Com base nos dados apresentados na Tabela 6 e análise tátil visual do solo, pode-se dizer que o solo de superfície é um solo predominantemente siltoso, com presença de areia e uma pequena parcela de argila e de cor avermelhada a castanho amarelado.

4.2.1.2. Parâmetros de resistência

Não há ensaio de cisalhamento direto para o solo de superfície do presente trabalho, para isso, utilizou-se a retroanálise, um recurso recorrente na área de projetos, no software Rocscience Slide para a obtenção dos parâmetros, conforme descrito no item 3.3. da metodologia.

Na visita ao talude-tipo, foi verificadas erosões em sua face e um deslizamento localizado, portanto, na retroanálise o fator de segurança considerado foi próximo a 1, onde tem-se a eminência do rompimento do talude. A análise para obtenção dos valores de coesão, ângulo de atrito e peso específico foram estudadas na seção mais

crítica do talude, onde não foi possível ser realizada na seção da ruptura pela falta das informações de coordenadas da mesma.

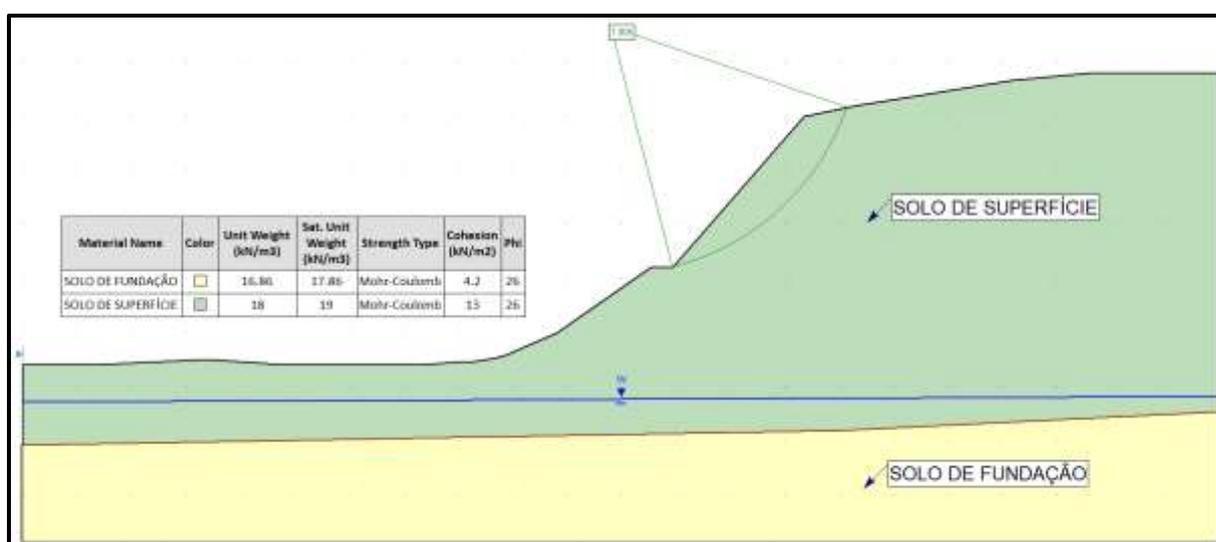
O resultado da retroanálise foi o fornecimento de vários pares de parâmetros ϕ' e c' e seu respectivo peso específico correspondente ao par. Todos esses pares fornecidos possuem um fator de segurança global mínimo de aproximadamente 1 quando aplicado no talude-tipo.

Para a escolha do par de parâmetro que melhor satisfaça as condições do local estudado, foi analisado e percebido uma maior existência de porção de argila no solo de superfície em relação ao solo de fundação, com base na comparação da análise granulométrica entre elas, sendo 9,86% e 0,84% em argila, respectivamente. Com base nessa informação, foi escolhido o par de parâmetros ϕ' e c' com maior coesão, pois argilas são solos coesivos, e ângulo de atrito igual ao solo de fundação, com peso específico obtido para o par ϕ' e c' em questão. Sendo assim, o par de parâmetros e o peso específico são:

- a. Coesão: 13 kN/m²
- b. Ângulo de atrito: 26°
- c. Peso específico: 18 kN/m³

Com esses parâmetros foi obtido o fator de segurança global mínimo de 1,005 pelo método de Bishop Simplificado, como pode ser visto na Figura 42.

Figura 42 - Análise de estabilidade do talude-tipo



Fonte: Autora, 2021.

A tabela fornecida pelo software e presente na Figura 42 foi transcrita abaixo para melhor visualização, Tabela 7.

Tabela 7 - Resumo dos parâmetros do solo de superfície

<i>Material</i>	<i>Peso específico (kN/m³)</i>	<i>Peso específico saturado (kN/m³)</i>	<i>Coesão</i>	<i>Ângulo de atrito</i>
<i>Solo de superfície</i>	18	19	13	26

Fonte: Autora, 2021.

4.2.2. Solo de fundação

Através dos ensaios de laboratório e análise tátil-visual, fornecidos pela empresa Geoforma foi possível caracterizar e definir os parâmetros de resistência do solo de fundação.

4.2.2.1. Caracterização básica do Solo

Com base nos dados apresentados na Tabela 8, pode-se dizer que o solo de superfície é um solo predominantemente siltoso, com presença de areia e uma parcela extremamente pequena de argila.

Tabela 8 - Granulometria do solo de fundação

<i>Granulometria</i>	
<i>Pedregulho grosso (%)</i>	0,00
<i>Pedregulho médio (%)</i>	0,00
<i>Pedregulho fino (%)</i>	0,04
<i>Areia Grossa (%)</i>	0,95
<i>Areia Média (%)</i>	10,01
<i>Areia Fina (%)</i>	21,95
<i>Silte (%)</i>	66,21
<i>Argila (%)</i>	0,84

Fonte: Geoforma, 2017b.

Com os limites de Atterberg abaixo, nota-se a moderada presença de plasticidade do solo na presença de água, com base no índice de plasticidade, e de alta compressibilidade, com base no índice de liquidez maior que 50.

- a. Limite de liquidez: 59;
- b. Limite de plasticidade: 38;
- c. Índice plasticidade: 21.

Conforme o ensaio de compactação, utilizando o proctor normal, tem-se a umidade ótima de 24,34 % e massa específica máxima seca de 1,356 g/cm³, usados para analisar uma possível utilização do material de cortes para aterros.

4.2.2.2. Parâmetros de resistência

Após a interpretação do ensaio de cisalhamento direto, item 7,2 do anexo, obtiveram-se os seguintes resultados:

- a. Coesão: 4,2 kN/m²
- b. Ângulo de atrito: 26°
- c. Peso específico: 16,86 kN/m³

Verifica-se que o ângulo de atrito obtido no ensaio foi o mesmo obtido na retroanálise efetuada para o solo de superfície. O resumo dos parâmetros encontra-se na Tabela 9.

Tabela 9 - Resumo dos parâmetros do solo de fundação

<i>Material</i>	<i>Peso específico (kN/m³)</i>	<i>Peso específico saturado (kN/m³)</i>	<i>Coesão</i>	<i>Ângulo de atrito</i>
<i>Solo de fundação</i>	16,86	17,86	4,2	26

Fonte: Autora, 2021.

4.3. ANÁLISE PARA IMPLANTANÇÃO DO SISTEMA DE CONTENÇÃO

Com o perfil do talude, parâmetros e estratigrafia definidos, foram escolhidos dois sistemas de contenção para o dimensionamento e posteriormente foram discutidos as vantagens e desvantagens de cada um para implantação destas soluções no local específico de estudo.

4.3.1. Dimensionamento do solo grampeado

Para o dimensionamento do solo grampeado no talude-tipo, foram calculados e adotados valores pertinentes, conforme a literatura descrita no item 2.3.1 a cada etapa da análise, a qual foi executada no software Slide.

4.3.1.1. Especificações de projeto

Após diversas simulações de dimensionamento com base nas especificações de projeto apresentadas por Lazarte et al. (2015), foram definidos o conjunto de especificações que mais se aproximaram do coeficiente de segurança mínimo:

- a. Espaçamento vertical e horizontal: 1,2 m;
- b. Espaçamento do topo do talude: 0,80 m;
- c. Espaçamento do pé do talude: 0,80 m;
- d. Inclinação dos grampos: 20°;
- e. Comprimento do grampo: 24 m.

4.3.1.2. Valor do fator de segurança

O local do talude-tipo pode ser definido com o nível de segurança contra a perda de vidas alto, por se tratar de uma área com intensa movimentação e permanência de pessoas em ambiente industrial, e nível de segurança com danos materiais e ambientais médio, por melhor se adequar a este nível, conforme Tabela 7 do item 2.2.2.1. Sendo assim, o fator de segurança global adequado ao projeto é de 1,5.

4.3.1.3. Resistência de aderência unitária

Para dar seguimento ao dimensionamento, deve ser calculado a força de interação do grampo e solo (*bond strength*) com as Equações 4, 5 e 6 apresentadas no item 2.3.1.2.

Com base nos laudos SPT, calcula-se a média do número de golpes do silte arenoso, presente nos furos SPT-03, SPT-04 e SPT-05, usados na interpolação da estratigrafia do solo, onde tem-se um $N_{spt} = 13, 21$ e 18, respectivamente. Assim,

adotou-se a média de todos os pontos que descrevem o mesmo solo, ou seja, um valor de $N_{spt} = 18$. Utilizando esse valor dentro das equações citadas, com um $F_{St} = 1,75$ para tirantes permanentes, segundo a NBR 5629 (2018), e um diâmetro de 75 mm de perfuração, tem-se uma força de 32,4 kN/m. Os cálculos podem ser verificados a seguir.

$$q_s = 67 + [60 \cdot \ln(N_{spt})]$$

$$q_s = 67 + [60 \cdot \ln(18)] = 240,4 \text{ kPa}$$

$$q_{s,adm} = q_s / F_{St}$$

$$q_{s,adm} = 240,4 / 1,75 = 137,4 \text{ kPa}$$

$$t = q_{s,adm} \cdot \pi \cdot D$$

$$t = 137,4 \cdot \pi \cdot 0,075 = 32,4 \text{ kN/m}$$

4.3.1.4. Resistência à tração do chumbador

Para dimensionamento da resistência à tração da barra de aço, utiliza-se a Equação 7, apresentada no item 2.3.1.2., com o diâmetro do grampo que será usado. Sendo assim, para um grampo de diâmetro igual a 16 mm e material do aço CA-50, tem-se uma tensão admissível no aço de 87,4 kN, conforme cálculos apresentados a seguir.

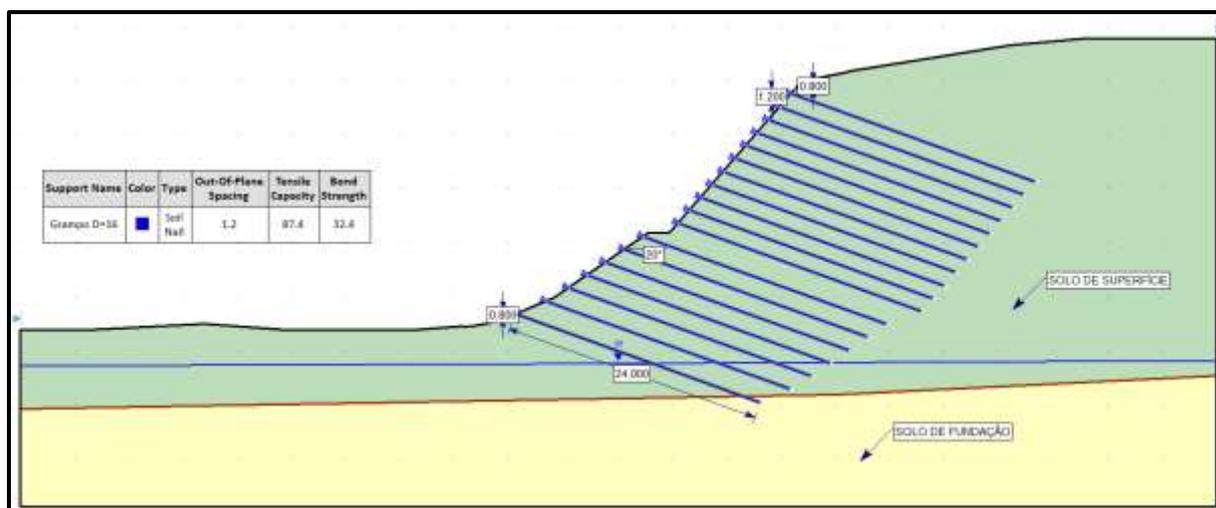
$$\sigma_{adm} = f_{yd} \cdot A_{aço}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{500 \cdot 1000}{1,15} \cdot \frac{\pi \cdot 0,016^2}{4} = 87,4 \text{ kN}$$

4.3.1.5. Resumo do dimensionamento

Com os valores pertinentes à análise calculados e definidos, tem-se o modelo de um corte transversal do talude com os grampos dispostos em sua superfície, como mostra a Figura 43.

Figura 43 - Dimensionamento solo grampeado



Fonte: Autora, 2021.

4.3.2. Dimensionamento do muro de gabião

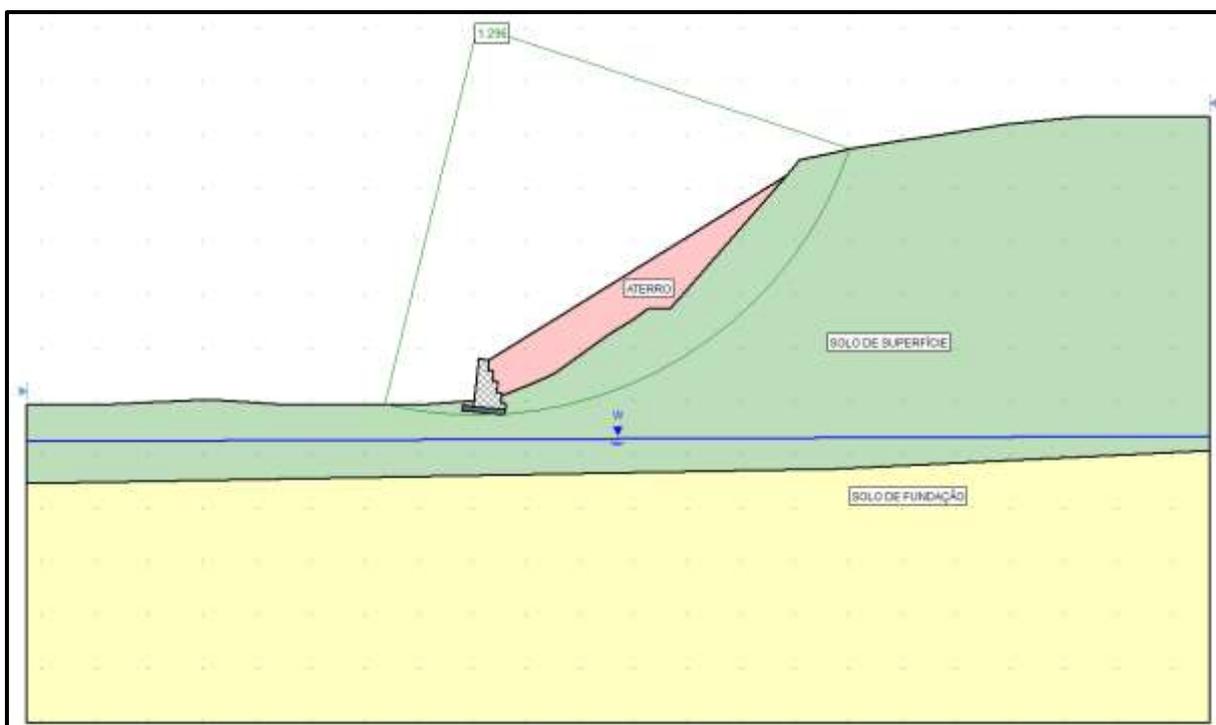
Para o dimensionamento do muro de gabião no talude-tipo, foram calculados e adotados valores pertinentes, conforme a literatura, a cada etapa da análise, a qual foi executada no software Slide para verificação da segurança global e no software GawacWin para a verificação da segurança ao tombamento, deslizamento e fundação.

4.3.2.1. Conformações na geometria do talude

Fez-se necessário algumas conformações no talude-tipo, demonstrado na Figura 45, para que o coeficiente de segurança requerido por norma fosse atingindo. Sem essas conformações, inúmeras tentativas de parâmetros de entrada não obtiveram sucesso devido à alta angulação do talude e com isso, grande necessidade de aterro no tardoz.

A primeira tentativa pode-se ser vista na Figura 44, com um muro de gabião de 4,5 m, lastro de 0,5 m e inclinação do aterro de 32° , onde obteve-se um FS de apenas 1,296.

Figura 44 - Primeiro dimensionamento do muro de gabião

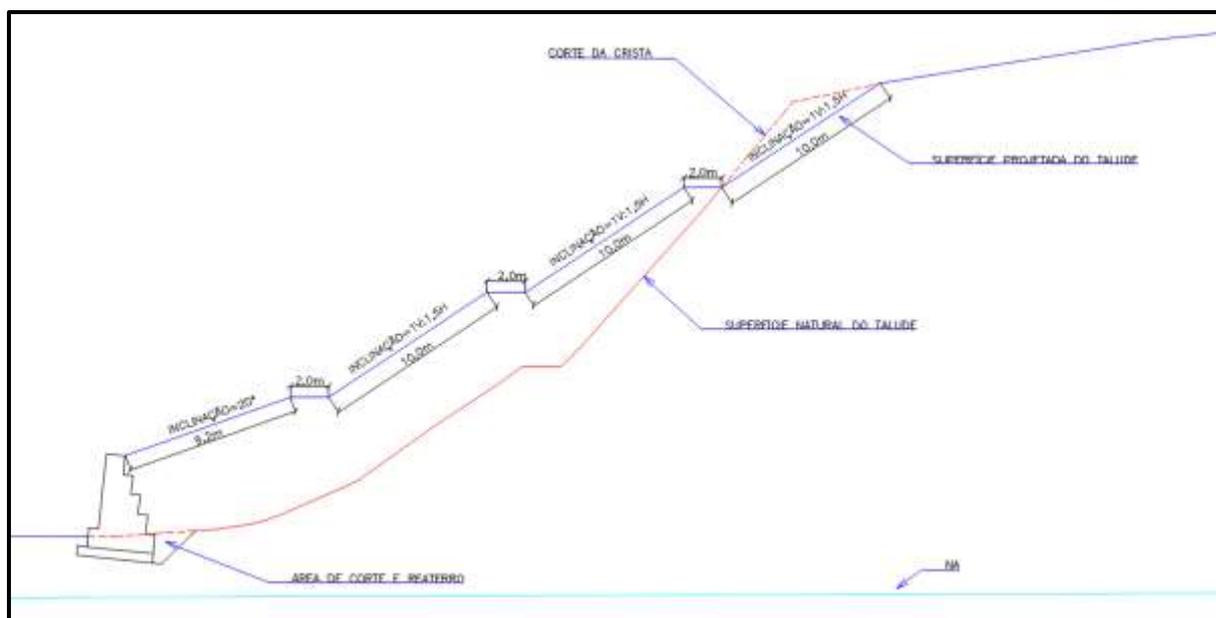


Fonte: Autora, 2021.

De forma resumida as conformações necessárias foram:

- a. Corte da crista: devido a crista do talude possuir ângulo elevado, 47° , e material não ideal a essa condição, foi necessário um corte onde obteve-se um novo ângulo de 37° ;
- b. Afastamento do pé do talude: com a cunha de ruptura profunda passando abaixo do gabião, foi necessário mover o gabião, afastando-o do pé do talude, afim de posicioná-lo próximo da borda da cunha de ruptura;
- c. Berma: com o intuito de diminuir o peso próprio do solo sob o gabião e diminuir a quantidade de aterro, fez-se o uso de três bermas (platôs intermediários à inclinação) de 2 metros cada.

Figura 45 - Conformações do perfil do talude



Fonte: Autora, 2021.

4.3.2.2. Especificações de projeto

Após diversas simulações de dimensionamento com base nas especificações de projeto apresentadas pela Maccaferri (2015), foram definidos o conjunto de especificações que mais se aproximaram do coeficiente de segurança mínimo:

- a. Inclinação do muro de gabião: 6° ;
- b. Peso específico do gabião: 25 kN/m^3 ;
- c. Porosidade do gabião: 30%;
- d. Redução de atrito pela manta geotêxtil: 5%;
- e. Malha e diâmetro do arame, respectivamente: 8×10 e 2,7 mm;
- f. Altura do muro de gabião: 5 m;
- g. Dimensões dos gabiões usados:
 - a. 1 m de comprimento x 1 m de altura;
 - b. 1,5 m de comprimento x 1 m de altura;
 - c. 2 m de comprimento x 1 m de altura;
 - d. 2,5 m de comprimento x 1 m de altura;
 - e. 3,5 m de comprimento x 1 m de altura.
- h. Rachão na base do muro com 0,50 m de profundidade para reforço do solo e 4 m de comprimento;
- i. Engaste da base de fundação do gabião: 0,50 m.

4.3.2.3. Aterro

Com a necessidade de um solo adequado no aterro do tardoiz para complementar a estrutura do muro de gabião e sua estabilidade, foi definido um aterro usual com parâmetros geotécnicos, conforme Camilo et al. (2019):

- a. Peso específico: 19 kN/m³;
- b. Peso específico saturado: 21 kN/m³;
- c. Coesão: 10 kN/m²;
- d. Ângulo de atrito: 32°

O solo de corte do solo superficial do talude-tipo não é o mais indicado para ser utilizado como material de aterro do tardoiz, pois possui parâmetros de resistência menores e não se tem ensaios de compactação do solo para melhor análise de viabilidade. Logo, almejando o melhor desempenho da estrutura, foi escolhido os parâmetros de recomendação de Camilo et al. (2019).

4.3.2.4. Rachão de base

Com a necessidade de uma base de lastro, para aumentar a resistência da fundação do muro de gabião e sua estabilidade, foi definido um rachão usual com parâmetros geotécnicos, conforme uma empresa fornecedora do material:

- a. Peso específico: 15 kN/m³;
- b. Coesão: 0 kN/m²;
- c. Ângulo de atrito: 40°

4.3.2.5. Valores do fator de segurança

O fator de segurança global adotado no projeto foi de 1,5 por se tratar de um sistema de contenção que necessita do nível de segurança nos mesmos critérios do item 4.3.1.2.

Os valores dos fatores de segurança: tombamento (FS: 2,0), deslizamento (FS: 1,5) e fundação (FS: 3,0) estão descritos no item 2.2.2.1.

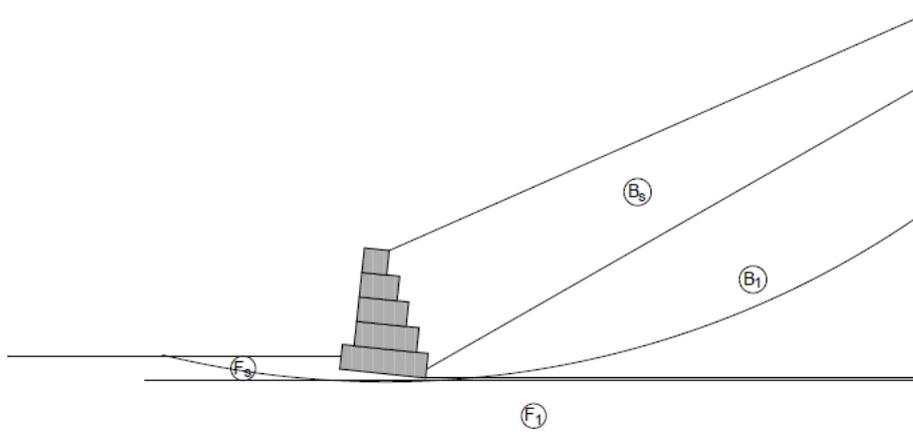
4.3.2.6. Resumo do dimensionamento

Com os valores pertinentes à análise calculados e definidos, tem-se o modelo de um corte transversal do talude com o muro de gabião.

Para o cálculo do coeficiente de segurança ao deslizamento, tombamento e fundação, tem-se o modelo transversal simplificado do talude no GawacWin, onde as análises desses coeficientes foram realizadas e dispostas na Figura 46.

Figura 46 - Corte transversal do talude no GawacWin

GawacWin 2003		Resumo
Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL		
Projeto: Muro de Gabião H=5,0m		Data: 23/02/2021
Arquivo: Contenção por gabião		



DADOS SOBRE O SOLO

Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	19,00	10,00	32,00	F _s	15,00	0,00	40,00
B ₁	18,00	13,00	26,00	F ₁	18,00	13,00	26,00
				F ₂	16,86	4,20	26,00

DADOS DE ENTRADA

Dados sobre o muro

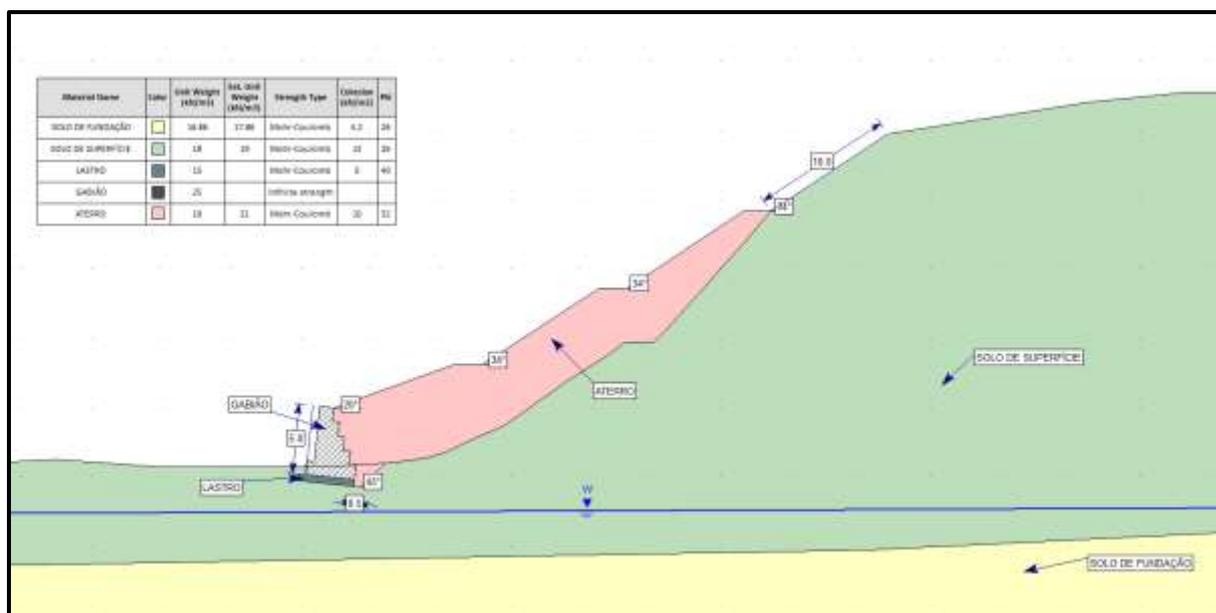
Inclinação do muro	: 6,00 graus
Peso específico da pedra	: 25,00 kN/m ³
Porosidade dos gabiões	: 30,00 %
Geotêxtil no terrapleno	: Sim
Redução do atrito	: 5,00 %
Geotêxtil sob a base	: Sim
Redução do atrito	: 5,00 %
Malha e diâm. do arame:	8x10, ϕ 2.7 mm CD

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	3,50	1,00	-
2	2,50	1,00	0,50
3	2,00	1,00	0,50
4	1,50	1,00	0,50
5	1,00	1,00	0,50

Fonte: Autora, 2021.

Para o cálculo do coeficiente de segurança global, tem-se o modelo transversal do talude no Slide, onde a análise desse coeficiente foi realizada devido à complexidade da superfície projetada, Figura 47. O GawacWin permite apenas análises de superfícies simples.

Figura 47 - Modelo transversal do talude no Slide para muro de gabião



Fonte: Autora, 2021.

4.4. IMPLANTAÇÃO DOS SISTEMAS DE CONTENÇÃO

Após o dimensionamento de cada sistema de contenção para o talude-tipo e análise de estabilidade atual e projetada, tem-se o resultado com todos os dados de implantação de cada sistema e as vantagens e desvantagens pertinentes as mesmas para a região de estudo. Portanto, pode ser observado a preferência ao solo grampeado, devido a sua vantagem no quesito de não haver a necessidade de aterro no talude natural, mantendo assim a área útil do empreendimento.

4.4.1. Solo grampeado

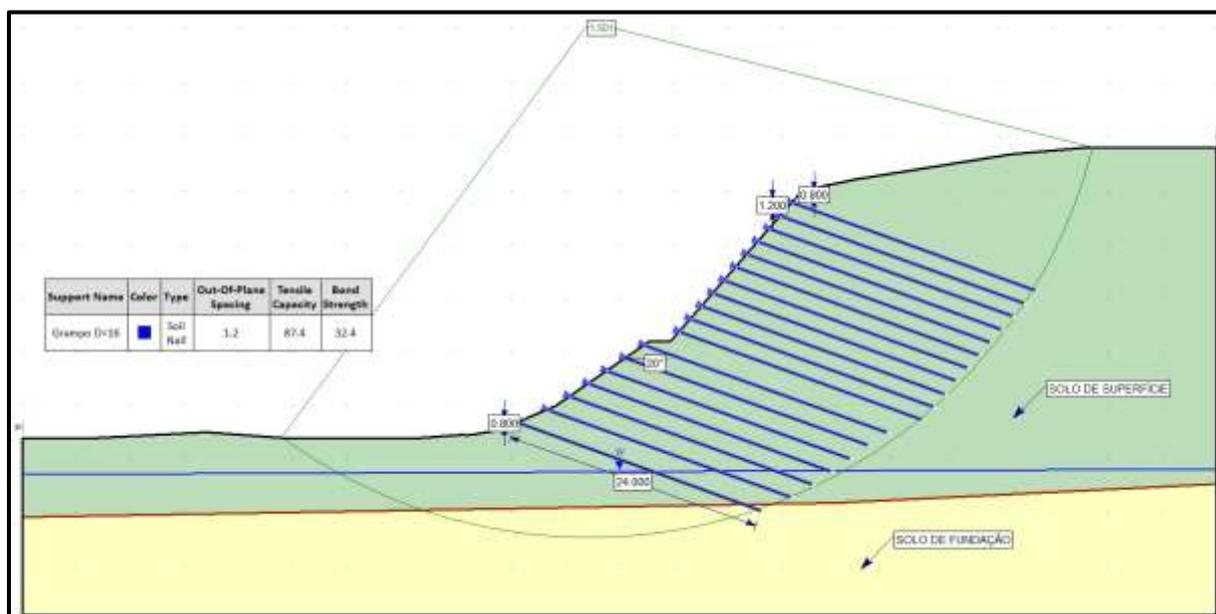
Neste item estão dispostos o resultado da análise do sistema de contenção por solo grampeado para o talude-tipo, onde estão apresentados a descrição técnica, vantagens e desvantagens.

4.4.1.1. Resultado da análise de estabilidade

Após definidos os parâmetros do solo, tipo de grampo, comprimento e espaçamentos, o software Slide gerou a análise e obteve-se o coeficiente de

segurança global do sistema de contenção para o talude-tipo, com valor de 1,501 pelo método de Bishop Simplificado, conforme Figura 48.

Figura 48 - Estabilidade do solo grampeado



Fonte: Autora, 2021.

4.4.1.2. Descrição técnica do solo grampeado do talude-tipo

O talude-tipo o qual foi analisado sua condição de estabilidade atual e posteriormente dimensionado uma contenção em solo grampeado, visando estabilidade com FS global de 1,5 e combater erosões hídricas superficiais, tem suas especificações de projeto descritas abaixo.

– Grampo

Utilização de 18 grampos na linha vertical, com malha 1,2 m x 1,2 m na horizontal.

Espaçamento do grampo até a crista de 0,80 m e espaçamento do pé do talude até o último grampo de 0,80 m.

Inclinação de 20° em todos os grampos e comprimento de 24 m.

Os grampos devem ser perfurados, utilizando calda de cimento com traço de 0,5 em peso (água:cimento), perfuração de 75 mm e proteção anticorrosiva. Por se

tratar de um aço de 16 mm de diâmetro, sua extremidade deve ser dobrada e utilizado centralizadores a cada 2 m.

– Paramento

Para o paramento, deve-se utilizar concreto projetado via seca, com resistência de 15 Mpa.

Deve-se utilizar tela eletrossoldada Q92 com 18,5 Kg/m³ de aço por metro cúbico de concreto, sendo uma espessura de 8 cm de concreto.

– Drenagem

Não há a necessidade de DHP, pois, o nível da água está abaixo do talude na cota de aproximadamente 7 m.

Deve-se utilizar barbacãs para drenagem superficial do paramento, com bolsa de areia, tubo PVC de 30cm e tela de nylon, implantados em malha de 2 x 2 m.

Deve-se executar sarjetas de pé e crista revestidas por concreto projetado.

4.4.1.3. *Vantagens*

As vantagens do sistema de contenção por solo grampeado para a estabilização do talude-tipo em estudo, estão descritas a baixo:

- a. Não há a necessidade de alterar através de corte e aterro a geometria natural do perfil do talude;
- b. O impacto visual pode ser melhorado substituindo o paramento de concreto por vegetação, com o dimensionamento adequado ao mesmo;
- c. Requer pequena quantidade de material e equipamentos leves;
- d. Rápida realização técnica (execução);
- e. Sistema flexível sendo possível mesclar com outros sistemas de contenção;
- f. Permite deslocamentos, inclusive é fator para mobilização do reforço, porém pode ser tido como desvantagem, dependendo o empreendimento;
- g. Baixo custo de implantação do sistema;
- h. Não há custo com corte e aterro;

- i. Área útil do empreendimento pode ser mantida, pois o sistema não requer aterro para conformação do perfil do talude.

4.4.1.4. Desvantagens

Algumas desvantagens referentes à implantação de solo grampeado junto ao talude-tipo avaliado nesse trabalho, podem ser destacadas:

- a. Custo elevado com grampos, sendo o comprimento deles de 24 metros;
- b. O uso do concreto como paramento causa um impacto visual negativo, porém esse item pode ser estudado e reavaliado para a utilização de um paramento “verde”;
- c. Requer uma boa manutenção da drenagem superficial para não comprometer os barbacãs e assim o paramento do sistema.

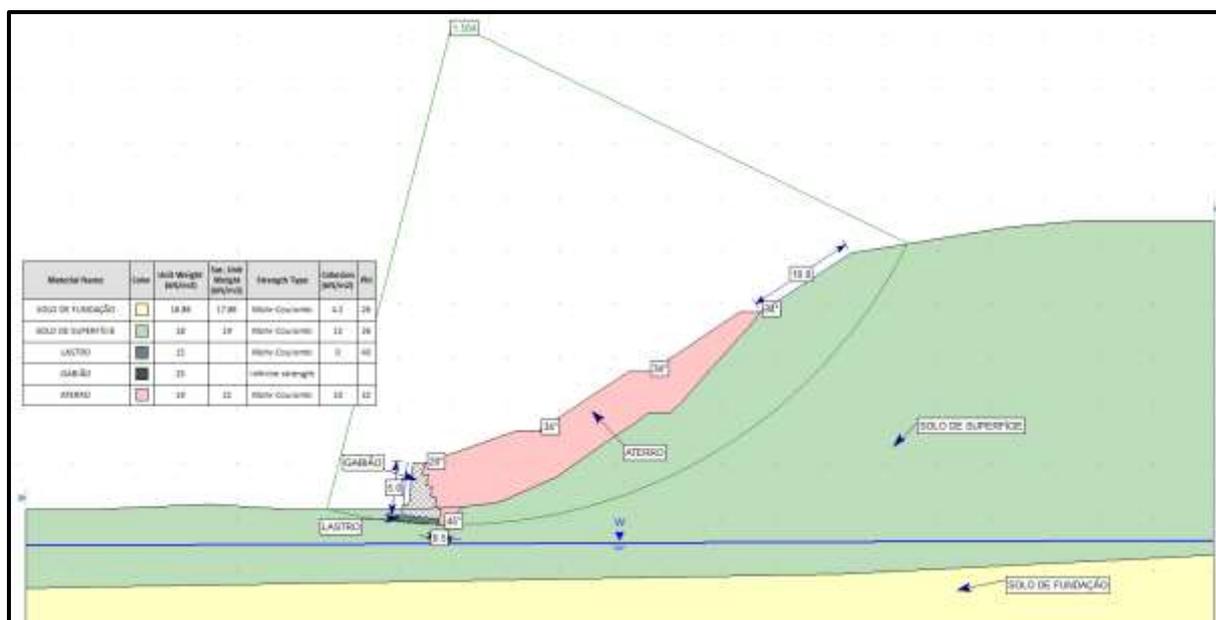
4.4.2. Muro de Gabião

Neste item estão dispostos o resultado da análise do sistema de contenção por muro de gabião para o talude-tipo, onde estão apresentados a descrição técnica, vantagens e desvantagens.

4.4.2.1. Resultado da análise de estabilidade

Após definidos parâmetros do solo, conformação da superfície do talude, altura do muro de gabião e disposição das gaiolas, escolha do material para aterro no tardo e material de lastro, o software Slide gerou a análise para ruptura global, devido à complexidade do perfil do talude projetado. Desta forma, obteve-se o coeficiente de segurança global do sistema de contenção para o talude-tipo, com valor de 1,504 pelo método de Bishop Simplificado, conforme Figura 49.

Figura 49 - Resultado da análise pelo software Slide do muro de gabião



Fonte: Autora, 2021.

Para a obtenção dos FS de tombamento, deslizamento e fundação, referentes a estrutura da contenção em si, foi elaborada uma superfície simplificada que representasse de forma efetiva as condições propostas. Com isso, obtiveram-se os valores de 3,15 para FS contra deslizamento, 5,98 para FS contra tombamento e 4,59 para FS contra ruptura da fundação, como mostra a Figura 50. O valor de tensão máxima admissível na fundação foi elevado devido a presença do lastro de rachão posicionado na base do gabião.

Figura 50 - Resultados das análises pelo software GawacWin

GawacWin 2003**Página 3**

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Projeto: Muro de Gabião H=5,0m

Arquivo: Contenção por gabião

Data: 23/02/2021

RESULTADOS DAS ANÁLISES**Empuxos Ativo e Passivo**

Empuxo Ativo	:	133,87 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	3,06 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	1,11 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	46,20 graus
Empuxo Passivo	:	8,62 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0,02 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0,17 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0,00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	287,62 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	1,77 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	-0,19 m
Força tangente sob a base	:	54,27 kN/m
Força resistente na base	:	239,29 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **3,15****Tombamento**

Momento Atuante	:	102,65 kN/m x m
Momento Resistente	:	613,79 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **5,98****Tensões Atuantes na Fundação**

Excentricidade	:	-0,03 m
Tensão normal na borda externa	:	80,42 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	84,96 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	759,82 kN/m ²

Fonte: Autora, 2021.

4.4.2.2. Descrição técnica do muro de gabião

O talude-tipo o qual foi analisado sua condição de estabilidade atual e posteriormente dimensionado uma contenção em muro de gabião, visando estabilidade com FS global de 1,5 e combater erosões hídricas, tem suas especificações de projeto descritas a baixo.

– Gabião

Deve-se proceder a utilização na linha vertical de um muro de gabião de 5 m, composto por gabiões de: 1x1 m; 1,5x1 m; 2x1 m; 2,5x1 m; 3,5x1 m.

Para manter a estabilidade e boa drenagem, conforme indicado pela Maccaferri, deve-se ter a utilização de contrafortes com gabiões de: 1,5x1 m; 2x1 m; 3x1 m; 3x1 m; 3,5x1 m. Dispostos longitudinalmente a cada 15 metros.

Deve-se proteger todo muro de gabião com manta geotêxtil tipo não tecido, para impedir a colmatção dos gabiões.

Deve-se prever a utilização de lastro na base e aterro no tardo, com propriedades adequadas, como descrito no item de dimensionamento deste trabalho.

– Revestimento da superfície do solo

Com o intuito de impedir erosões hídricas, o solo de aterro acima da contenção deve ser revestido com material adequado à inclinação do talude projetado. Para o caso do talude-tipo, foi definida a utilização de enleivamento, pois retorna uma boa estética visual e atende às necessidades técnicas do local.

– Drenagem

Recomenda-se a implantação de sarjetas no pé e na crista do muro de gabião, assim como na crista do talude.

Não há necessidade de barbacãs, pois os gabiões permitem a percolação da água presente no tardo. Também não há necessidade de DHP, pois o nível da água está abaixo da estrutura.

4.4.2.3. *Vantagens*

A adoção do sistema de contenção por muro de gabiões junto ao talude-tipo estudado, possui inúmeras vantagens, sendo elas:

- a. A estrutura possui vida útil de 50 anos, segundo fornecedores;
- b. São estruturas armadas, resistindo a solicitações de tração e corte;
- c. São flexíveis, permitindo pequenas deformações e movimentos de terreno sem perder sua estabilidade e eficiência;

- d. Possuem permeabilidade, fornecendo um eficiente sistema drenagem que dispensa o uso de barbacãs;
- e. Dispõe de baixo impacto ambiental na construção do mesmo e no impacto visual, sendo possível fomentar o crescimento de vegetação sobre a estrutura;
- f. São de extrema facilidade construtiva, utilizam somente materiais secos, mão de obra não precisa de especialização e pode ser executado em lugares de difícil acesso por não precisar de equipamentos mecânicos;
- g. Não necessitam de tempos de cura ou desforma;
- h. Manutenção rápida e fácil, com sobreposição de painéis danificados;
- i. Segundo os estudos do artigo de Naresi Jr. et al. (2014), o muro de gabião, até 6 metros de altura, tem menor custo econômico (custo/m x altura) em relação ao solo grampeado.

4.4.2.4. Desvantagens

Algumas desvantagens referentes à adoção do sistema de contenção em muro de gabião junto ao talude-tipo puderam ser levantadas nesse trabalho, sendo elas:

- a. Houve a necessidade de corte na crista do talude natural, a fim de aumentar a estabilidade diminuindo a inclinação. Se tratando de uma crista com vegetação nativa, pode ser um problema para conseguir o aval ambiental para esse corte;
- b. Devido a grande cunha de ruptura, foi preciso afastar a estrutura de contenção do pé do talude, sendo assim, foi perdido área útil de construção do empreendimento;
- c. Há a necessidade de bota-fora devido aos cortes de solo;
- d. Necessidade de grande volume de material para aterro.

5. CONCLUSÃO

Neste tópico serão apresentadas as considerações finais do trabalho, assim como sugestões para trabalhos futuros.

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo analisar as propriedades geotécnicas de taludes da região industrial norte de Joinville e avaliar dois sistemas de contenção para a região. Estudou-se um talude-tipo e a implantação das soluções na área, podendo-se pontuar as vantagens e desvantagens, condições necessárias de projeto e suas particularidades de cada solução de contenção avaliada.

O talude-tipo apresentava pontos de erosão em sua superfície, sendo assim, partiu-se do princípio da eminência de ruptura e necessidade de intervenção. Através das análises efetuadas no solo local, concluiu-se que o talude é composto por duas camadas de solo: solo de fundação (silte arenoso) e solo de superfície (silte argilo-arenoso). O solo de superfície não possuía resultados de ensaios de cisalhamento direto, sendo que para a obtenção de seus parâmetros geotécnicos foi utilizada a retroanálise, com base no princípio da eminência de ruptura do talude.

O trabalho propôs, entre os sistemas de contenção mais comuns para a estabilização, o dimensionamento de duas soluções para a região: solo grampeado e muro de gabião e suas descrições técnicas, assim como drenagem e o revestimento superficial do solo. Inicialmente foi criada a superfície 3D do local, utilizando software para a modelagem, e selecionada a seção transversal tido como a mais crítica. Assim, pode-se dimensionar as soluções adequadamente, buscando atingir o coeficiente de segurança mínimo estabelecido por norma, a fim de não haver subdimensionamento ou superdimensionamento.

A solução em solo grampeado, constitui-se na adoção de 18 grampos na linha vertical com inclinação de 20°, drenagem superficial por meio de barbacãs, canaletas no pé e crista e revestimento superficial com concreto projetado. Concluiu-se que essa solução apresenta inúmeras vantagens para a implantação na área de estudo, tendo como principais: não há necessidade e custo de cortes e aterros, utilização de equipamentos leves, baixo custo de implantação e mantém a área útil do terreno. Dentre as desvantagens pertinentes da implantação deste sistema na área, tem-se:

custo com grampos longos (24 m), impacto visual negativo com o uso do concreto projetado na superfície do talude e o sistema requer cuidado especial na manutenção da drenagem.

A solução de contenção em muro de gabião, constitui-se numa estrutura de 5 metros de altura em gabião na linha vertical e lastro na base, drenagem superficial com canaletas no pé e crista e revestimento superficial com enleivamento. Concluiu-se, também, que esta alternativa apresenta inúmeras vantagens, tendo como principais: vida útil de 50 anos, permeabilidade da estrutura, baixo impacto ambiental, permite crescimento de vegetação, facilidade construtiva, manutenção fácil e não há a necessidade de cura ou desforma. Dentre as desvantagens pertinentes à implantação desta estrutura no local de estudo, tem-se: necessidade de corte na crista do talude com vegetação nativa, perda de área útil do terreno, necessidade de bota-fora e grande volume de material para aterro.

Com base nos resultados das análises, conclui-se que tecnicamente os dois sistemas de contenção são adequados ao talude-tipo, tendo os dois cumprido o mínimo de segurança estabelecido em normas. Sendo assim, o proprietário do local, munido das descrições técnicas das soluções, vantagens e desvantagens levantadas neste trabalho, pode selecionar a alternativa que melhor lhe atenda. No entanto, pode ser observado uma preferência ao solo grampeado devido a utilização da geometria natural do talude, conseguindo assim, manter a área útil disponível para a construção do empreendimento.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a. Avaliação de outras estruturas de contenção no talude-tipo;
- b. Análise e dimensionamento das estruturas com a utilização de outros softwares;
- c. Realização de análise de orçamento;
- d. Realização de uma campanha de investigação geotécnica específica para refinamento dos parâmetros geotécnicos adotados.

6. REFERÊNCIAS

ABRAMENTO, Maurício et al. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 11682**: Solo: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR 6459**: Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 7180**: Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 7182**: Solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 6484**: Solo: Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **NBR 5629**: Tirantes ancorados no terreno: Projeto e execução. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

_____. **NBR ISO 12957-1**: Geossintéticos: Determinação das características de atrito, Parte 1- Ensaio de cisalhamento direto. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASTM D3080 / D3080M-11, **Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions (Withdrawn 2020)**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. **Estabilidade de Taludes**. In: Oliveira, A.M.S e Brito.; S.N.A.(eds) Geologia de Engenharia. ABGE, São Paulo: 243 – 269, 1998.

BARROS, Pérsio Leister de Almeida. **Obras de Contenção**: manual técnico. São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda., 2013. 222 p.

CAMILO, Angelica Kamily dos Santos *et al.* **Desempenho de Muros de Contenção de Gabião e Concreto Ciclópico Com Avaliação de Seus Respective Sistemas de Drenagem**. 2019. 27 f. Curso de Engenharia Civil, Universidade de Rio Verde, Rio Verde, 2019.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 6ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: fundamentos. 6ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7 ed. Editora Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, vol. 1,2,3, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 093: **Determinação da densidade real**. São Paulo: DNER, 1994.

ESPÍRITO SANTO. Roney Gomes Nascimento. Coordenadoria Estadual de Proteção e Defesa Civil. **Estabilização de Taludes**. 2017. Disponível em: <https://defesacivil.es.gov.br/Media/defesacivil/Capacitacao/Material%20Did%C3%A1tico/CBPRG%20-%202017/Estabiliza%C3%A7%C3%A3o_de_Taludes.pdf>. Acesso em: 26 set. 2019.

FRACASSI, Gerardo. **Proteção de rios com soluções Maccaferri**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 336 p.

FRANCO, Betônio Osório Marcos. **Uso de sistema computacional em projeto de solo grampeado**. 191 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Universidade Federal do Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

FUTAI, Marcos Massao et al. Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana de São Paulo. São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2012.

GEOFORMA, Engenharia Ltda. **Relatório de sondagem**: RS 1825. Sondagens de Simples Reconhecimento. Joinville, SC. 2017a.

GEOFORMA, Engenharia Ltda. **Relatório de ensaios**: RE 747. Joinville, SC. 2017b.

GERSCOVICH, D.M.S.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. P. **Contenções - Teoria e Aplicações Em Obras**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 240p

GONDIM, Adileisson. **Dimensionamento geotécnico de solo grampeado**. 107 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

GOOGLE. **Google Earth**. 2019. Disponível em: <<https://earth.google.com/web/@-26.25206734,->

48.86629922,17.89457257a,175.3543231d,35y,281.582765h,60t,0r/data=KAI>.

Acesso em: 16 nov. 2019.

_____ **Google Street View**. 2015. Disponível em: <<https://www.google.com/maps/place/Edgar+Nelsom+Meister,+474+-+Zona+Industrial+Norte/@-26.2516451,-48.8693333,669m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x94deaf9dab7739fd:0x9888efb95a766bf8!8m2!3d-26.2516499!4d-48.8671446?hl=pt-BR>>. Acesso em: 9 nov. 2019.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Edgard Blücher; Ed. da Universidade de São Paulo, 1984. 194 p.

HIGHLAND, L.M.; BOBROWSKY, Peter. **The landslide handbook - A guide to understanding landslides**. Reston, Virginia, U.S.: Geological Survey Circular 1325, 2008.

INFRATEC. **Banco de dados UFSC**. Disponível em: <http://www.infratec.ufsc.br/>. Acesso em: 20 nov. 2019.

INFRASOLO. **Chumbadores para Solo Grampeado**. Disponível em: <http://www.infrasoloengenharia.com.br/chumbador-chumbadores-solo-grampeado.php>. Acesso em: 29 jan. 2021.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. Mapeamento e diagnóstico das áreas de risco associado a processos de instabilização do terreno nas encostas dos Morros de Arujá, SP. São Paulo: Relatório Técnico 77889-205, 2005.

JOINVILLE. Antônio Ayrton Auzani Uberti. Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável - Sepud (org.). **Mapa de cobertura pedológica, Área Urbana do Município de Joinville, set/2016**. 2017. Disponível em: <https://www.joinville.sc.gov.br/wp-content/uploads/2017/04/Mapa-de-cobertura-pedol%C3%B3gica-%C3%81rea-Urbana-do-Munic%C3%ADpio-de-Joinville-set2016.pdf>. Acesso em: 17 abr. 2021.

LAGETEC. **Determinação da densidade real em solos**. 2017. Laboratório de Geotécnica da Universidade Federal do Ceará. Disponível em: <http://www.lagetec.ufc.br/wp-content/uploads/2017/07/Determina%C3%A7%C3%A3o-da-densidade-real-em-solos1.pdf>. Acesso em: 08 fev. 2021.

LANZIERI, Daniel Rocha. **Avaliação de métodos de cálculos de solos grampeados por meio de modelagem tridimensional em elementos finitos e caso de obra**. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade Federal de São Paulo, São Paulo, 2019.

LAZARTE et al. **Soil Nail Walls – Reference Manual**. Geotechnical Engineering Circular no. 7, Report nº FHWA-NHI-14-007. Washington, 2015. 425 p.

MACCAFERRI. **Guia para elaboração de Projetos**. 2015. Disponível em: <https://www.maccaferri.com/br/download/software-br-guia-para-elaboracao-de-projetos-gawacwin-pt-2/>. Acesso em: 01 jan. 2021.

MACCAFERRI. **Obras de Contenção: necessidades e soluções**. São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda., 2013. 20 p.

MAGALHÃES, Thiago Abdala; AZEVEDO, Crysthian Purcino Bernardes. **Análise Técnica e Econômica de Estruturas de Contenção de Taludes**. In: XVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2016, Belo Horizonte. Proceedings. Belo Horizonte: Cobramseg 2016, 2016. v. 1, p. 1 - 8. Disponível em: <<https://ssl4799.websiteseuro.com/swge5/PROCEEDINGS/PDF/CB-04-0013.pdf>>. Acesso em: 26 set. 2019.

MARANGON, Marcio. **Mecânica dos Solos II**. 2006. Disponível em: <chrome-extension://ohfgljdgelakfkefopgkclcohadegdpjf/https://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Cap%C3%ADtulo-06-Empuxos-de-Terra-20181.pdf>. Acesso em: 21 jan. 2021.

MASSAD, Faiçal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MILANI, Marcelo Amalfi; ZANETI, Nabirra Lira; SHIOTANI, Andre Kazuhiro. **Estudo de caso: Muro de Contenção em Gabião Executado no Canal do Centro Poliesportivo na Cidade de Umuarama, Paraná**. 2016. 74 f. Curso de Engenharia Civil, Universidade Paranaense - Unipar, Umuarama, 2016.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo, SP, 1998.

NARESI JR, Luiz Antônio et al. **Análise técnica e econômica de soluções para estabilização de taludes**. 44 f. Artigo - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M. **Solo grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1., 1992. Rio de Janeiro: ABMS, 1997. p. 57-74.

PINTO, Carlos de S. **Fundações**: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Pini, 1998. 51 p.

PINTO, Roberto C. Classificação dos movimentos de massa ocorridos em março de 2011 na serra da prata, estado do Paraná. Paraná: Revista do Programa de Pós-Graduação em Geografia, 2012. 27 p.

QUARESMA, Arthur Rodrigues et al. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

RANZINI, Stelvio M. T.; NEGRO JR; Arsênio. **Fundações**: teoria e prática. 2ª edição. São Paulo: Pini, 1998. 497 p.

ROCSCIENCE. **SLIDE: 2D limit equilibrium slope stability for soil and rock slopes**: user's guide. User's Guide. 2002. Disponível em: www.rocscience.com/downloads/slide/Slide_TutorialManual.pdf. Acesso em: 01 jan. 2021.

SAES, José Luiz et al. **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 519 p.

SILVA, Vanessa Coutinho. **Métodos analíticos para avaliar a contribuição de estacas para o fator de segurança de taludes**. 2013. 84 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SCHNAID, Fernando; ODEBRACHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SOLOTRAT. **Solo grampeado**. Disponível em: www.solotrat.com.br/assets/pdf/solo-grampeado-solotrat.pdf. Acesso em: 29 jan. 2021.

UBERTI, Antônio Ayrton Auzani. **Boletim Técnico do Levantamento da Cobertura Pedológica do Município de Joinville**. 2011. Estado de Santa Catarina. Disponível em: http://sistemaspnj.joinville.sc.gov.br/documentos_vivacidade/Mapa%20de%20Fragilidade%20Ambiental%20de%20Joinville/Boletins/Boletim%20T%C3%A9cnico%20do

%20Munic%C3%ADpio%20de%20JOINVILLE%20-%20RF.pdf. Acesso em: 24 abr. 2021.

ZIRLIS, Alberto Casati. **Solo Grampeado – Execução**. 1999. Disponível em: www.solotrat.com.br/assets/pdf/1999-solo-grampeado-execucao.pdf. Acesso em: 29 jan. 2021.

7. ANEXOS

Neste item estão dispostos os anexos referentes a este trabalho.

7.1. LAUDOS SPT

CLIENTE: _____ OBRA: _____ LOCAL: _____ MUNICÍPIO: <u>JOINVILLE - SC</u>				SONDAGEM: <u>SP-03</u> FOLHA: <u>01/01</u> COTA DO FURO: <u>8.30 M</u>						
COTA REL. RN	REVESTIMENTO	AVANÇO	AMOSTRA	NÚMERO de Golpes	GRÁFICO				PROFUN.	REVESTIMENTO D =76,2 mm
					0a30	15a45	10	20		30
										PESO 65kg-ALTURA DE QUEDA 75cm
										CLASSIFICAÇÃO DO SOLO
		TH	01	2	2					Argila arenosa variegada (cinza) muito mole com mica
		CA	02	4	5				-1.86	
			03	5	7					
			04	6	9					
			05	7	10					Silte arenoso variegado (amarelo) pouco compacto a medianamente compacto com mica
			06	8	11					
			07	10	12					
			08	10	13					
			09	13	18				-8.76	
			10	15	22					Silte arenoso variegado (cinza) medianamente compacto a muito compacto com mica
			11	18	24					
			12	22	29					Obs1: A amostra n°15 não foi recuperada
			13	27	36					
			14	31	42					Término de sondagem segundo critério 6.4.3.3 da NBR 6484/2001
			15	30/6					-15.10	Obs2: Avanço da perfuração por circulação de água: - Prof. 15,10 m; 10 min - 00 mm
INÍCIO DA SONDAGEM: <u>27/11/2017</u> TÉRMINO DA SONDAGEM: <u>28/11/2017</u>				Na: <u>- 1.23 m</u>		Joinville, 29 de Novembro de 2017.				
RELATÓRIO : <u>RS 1825 - 11/17</u>				Eng. Edgar Odebrecht CREA - 030.913-4 - SC						

CLIENTE: _____		SONDAGEM: <u>SP-04</u>	
OBRA: <u>GALPÃO</u>		FOLHA: <u>01/02</u>	
LOCAL: _____		COTA DO FURO: <u>8.00 M</u>	
MUNICÍPIO: <u>JOINVILLE - SC</u>			

COTA REL. RN	REVESTIMENTO	AVANÇO	AMOSTRA	ATRITO LATERAL	GRÁFICO				PROFUN.	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO		
					Número de Golpes	10	20	30			40	
					0a30	15a45	50	100	150	200 (kPa)		
		TH	01		2	3						Argila arenosa cinza mole com presença discreta de mica
		CA	02		2	4					-1.73	
			03		5	6						Silte arenoso variegado (cinza) fofo a pouco compacto com mica
			04		4	7						
			05		5	8					-4.94	
			06		8	11						Silte arenoso variegado (amarelo) pouco compacto a medianamente compacto com mica
			07		12	17						
			08		14	19					-7.87	
			09		12	16						Silte arenoso com pedregulhos variegado (amarelo) compacto com mica
			10		16	23						
			11		22	28						
			12		27	35					-11.58	
			13		24	32						
			14		22	30						Silte arenoso variegado (amarelo) compacto a muito compacto com mica
			15		27	36					-16.00	

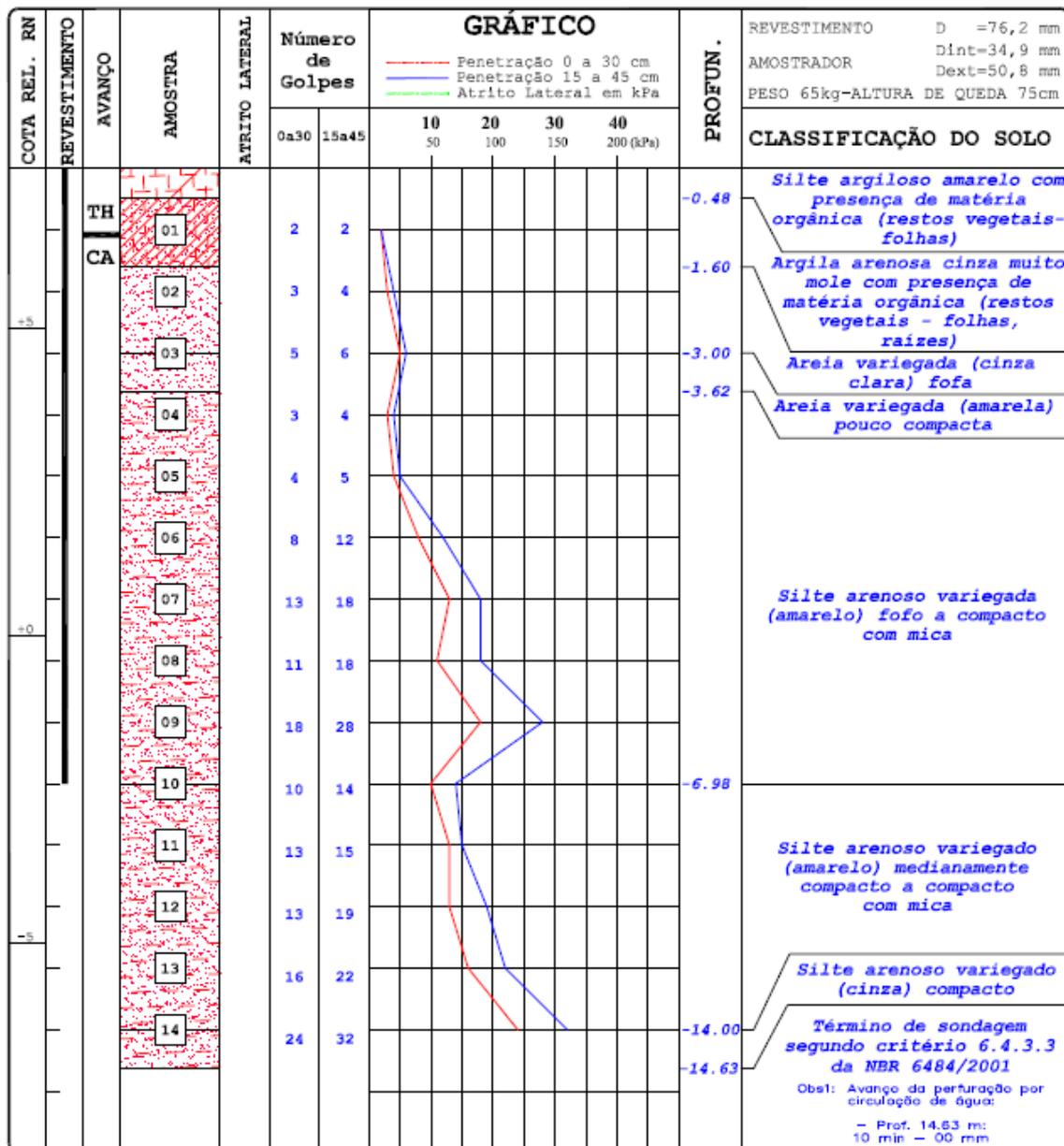
INÍCIO DA SONDAGEM: <u>28/11/2017</u>	Na: <u>- 0.90 m</u>	Joinville, 01 de Dezembro de 2017.
TÉRMINO DA SONDAGEM: <u>30/11/2017</u>		
RELATÓRIO: <u>RS 1825 - 11/17</u>		

CLIENTE: _____		SONDAGEM: <u>SP-04</u>	
OBRA: <u>GALPÃO</u>		FOLHA: <u>02/02</u>	
LOCAL: _____		COTA DO FURO: <u>8.00 M</u>	
MUNICÍPIO: <u>JOINVILLE - SC</u>			

COTA REL. RN	REVESTIMENTO	AVANÇO	AMOSTRA	ATRITO LATERAL	GRÁFICO					PROFUN.	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	
					Número de Golpes		Penetração / Atrito Lateral em kPa					
					0a30	15a45	10	20	30	40		
							50	100	150	200 (kPa)		
-10		CA	16		32	41					-15.00	<p><i>Silte arenoso variegado (amarelo) compacto a muito compacto com mica</i></p> <p>Obs1: A amostra nº19 não foi recuperada</p> <p>Término de sondagem segundo critério 6.4.3.3 da NBR 6484/2001</p> <p>Obs2: Avanço da perfuração por circulação de água: - De 19.06 a 19.11 m: 10 min - 50 mm</p>
			17		30	39						
			18		50/23							
			19		30/6						-19.11	

INÍCIO DA SONDAGEM: <u>28/11/2017</u>	Na: <u>- 0.90 m</u>	Joinville, 01 de Dezembro de 2017.
TÉRMINO DA SONDAGEM: <u>30/11/2017</u>		
RELATÓRIO: <u>RS 1825 - 11/17</u>		

CLIENTE: _____	SONDAGEM: <u>SP-05</u>
OBRA: <u>GALPÃO</u>	FOLHA: <u>01/01</u>
LOCAL: _____	COTA DO FURO: <u>7.60 M</u>
MUNICÍPIO: <u>JOINVILLE - SC</u>	



INÍCIO DA SONDAGEM: 01/12/2017
 TÉRMINO DA SONDAGEM: 05/12/2017

Na: - 0.93 m

Joinville, 06 de Dezembro de 2017.

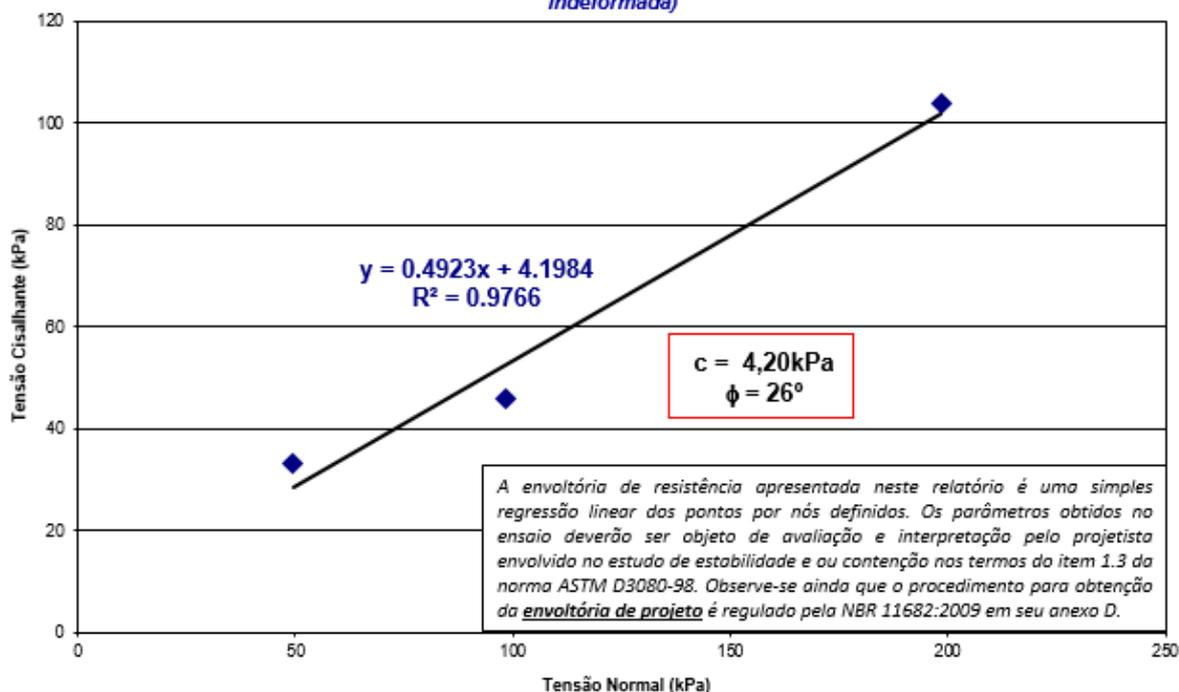
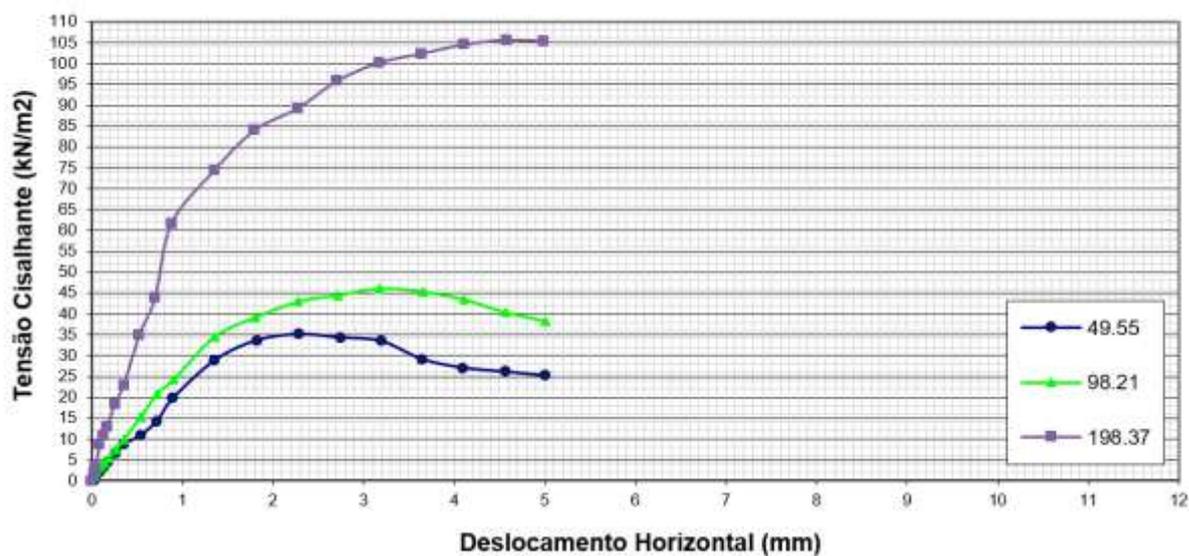
RELATÓRIO : RS 1825 - III/17

7.2. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

RE 747-11/17

AM02 - Silte arenoso variegado (amarelo) com caulim (amostra indeformada)

**TENSÃO x DESLOCAMENTO**

DESLOCAMENTO VERTICAL x DESLOCAMENTO HORIZONTAL