

UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS - UNISINOS
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ANA PAULA SOMENZZI

AVALIAÇÃO DE UMA OBRA DE CONTENÇÃO EXPERIMENTAL ATIVA COM
FACEAMENTO FLEXÍVEL

São Leopoldo

2022

ANA PAULA SOMENZZI

**AVALIAÇÃO DE UMA OBRA DE CONTENÇÃO EXPERIMENTAL ATIVA COM
FACEAMENTO FLEXÍVEL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS).

Orientador: Prof. Me. Diego Schneider

São Leopoldo

2022

À minha mãe, Luciane, por todo o amor e esforço dedicados a mim e por sempre estar presente na concretização dos meus sonhos. Esta conquista é tão sua quanto minha.

AGRADECIMENTOS

Dedico este singelo espaço às pessoas especiais que, de uma forma ou outra, foram essenciais para que eu pudesse dar mais este enorme passo.

Sem dúvida alguma, o primeiro agradecimento a ser feito é dado à minha mãe, Luciane. Agradeço por segurar à minha mão nos tempos difícil e compartilhar os sorrisos nos tempos de alegria. Por me moldar e fazer de mim quem sou hoje. És minha fonte de inspiração e orgulho.

Ao meu companheiro Gamaliel, por sempre me apoiar e fazer dos meus sonhos os nossos sonhos. Obrigada por sempre ter um ombro para chorar e um sorriso para dar. És meu porto seguro.

Aos meus padrinhos, Sirlei e João, por se fazerem sempre presentes e por todo o apoio e incentivo dados desde pequena. Vocês têm um lugar especial no meu coração.

Aos amigos que a engenharia me proporcionou, Ben Hur, Nataly e Fernanda, por compartilharem de perto este momento e dividirem os anseios. Com vocês tudo se torna mais leve.

Ao Felipe Gobbi, por ter aberto as portas da geotecnia para mim e me desafiar a me superar à cada conquista. És um grande mestre.

À toda equipe da FGS Geotecnia, por terem me recebido de braços abertos e se disporem a me ensinar tudo o que sabem.

À toda a equipe de laboratoristas que me auxiliou durante o desenvolvimento deste estudo e que vibrou junto comigo à cada etapa. Vocês foram essenciais.

E, finalmente, ao meu orientador Diego Schneider, por ter aceitado o desafio e contribuído para minha formação com tanta leveza e dedicação.

Sem vocês essa conquista não teria sido possível. Serei eternamente grata por ter tido à oportunidade de cruzar seus caminhos e espero que sejam capazes de reconhecer a importância que têm para mim. A todos, meu muito obrigada!

RESUMO

O presente trabalho buscou avaliar uma obra de contenção experimental localizada no município de Lauro Müller, ao longo da Serra do Rio do Rastro – Santa Catarina. O local é composto por taludes rochosos com inclinações elevadas, alto risco de movimentações de massa e possui a presença de solo coluvionar em alguns pontos ao longo da Serra Catarinense. O estudo foi realizado em uma área com a presença de colúvio, cujo talude foi estabilizado experimentalmente utilizando a técnica de tirantes ativos ancorados no terreno com faceamento em tela metálica de alta resistência. Como forma de monitoramento do talude, células de carga foram instaladas ao longo dos tirantes da solução para permitirem o acompanhamento do desempenho do sistema. Também foi instalada uma célula de pressão sobre a tela metálica para medição da pressão efetivamente transferida pelo faceamento ao talude. Desta forma, a fim de avaliar o funcionamento das técnicas de estabilização de forma conjunta, foram realizados ensaios de laboratório com o intuito de utilizar os resultados obtidos nas posteriores análises de estabilidade global do talude para as diferentes técnicas de estabilização. Os resultados obtidos nas análises puderam ser comparados com os dados obtidos através de instrumentação de campo, verificando o funcionamento e efetividade do sistema empregado. Como resultado, os tirantes cuja placa está melhor aderida ao paramento foram capazes de manter cerca de 42 a 46% da carga de protensão incorporada. Em contraponto, para os locais onde a placa não apresentou boa aderência, os resultados variaram de 3,6 a 7,5%. A célula de pressão também se mostrou bastante variável, tendo tensões maiores aplicadas à tela quando os tirantes com localização mais próxima eram incorporados. Desta forma, a partir da análise do comportamento dos tirantes foi possível afirmar que o sistema de contenção misto não está atuando como estrutura puramente passiva por apresentar perda de carga de incorporação, bem como não está atuando totalmente sob o sistema passivo, visto que há o incremento de carga. Independentemente do sistema de atuação da estrutura de contenção, esta está atuando acima do fator de segurança mínimo estabelecido pela norma NBR 61182 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009).

Palavras-chave: tirantes ancorados; solo grampeado; solo coluvionar; instrumentação.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Supercontinentes Laurásia e Gondwana	16
Figura 2 – Localização dos marcos geológicos ao longo da rodovia SC-438	17
Figura 3 – Perfil Estratigráfico da Coluna White.....	18
Figura 4 – Estágios dos movimentos de massa	20
Figura 5 – Bloco-diagrama tridimensional	22
Figura 6 – Processo de formação de colúvio	23
Figura 7 – Variações do tipo de empuxo com o deslocamento.....	24
Figura 8 – Estado de empuxo ativo – Distensão do solo	25
Figura 9 – Esquema típico de tirante.....	25
Figura 10 – Gráficos para interpretação do ensaio de qualificação.....	29
Figura 11 – Gráficos para interpretação de ensaio de fluência	31
Figura 12 – Estado de empuxo passivo – compressão do solo	32
Figura 13 – Revestimento rígido e flexível da cavidade escavada.....	33
Figura 14 – Superfícies de ruptura	34
Figura 15 – Componentes do sistema de solo grampeado	35
Figura 16 – Etapas executivas do solo grampeado.....	36
Figura 17 – Configuração final do faceamento em tela metálica de alta resistência .	37
Figura 18 – Detalhe da adição de água à mistura de concreto projetado	38
Figura 19 – Detalhe dreno barbacã.....	38
Figura 20 – Detalhe dreno sub-horizontal profundo (DHP)	39
Figura 21 – Detalhe paramento drenante.....	39
Figura 22 – Mapa de localização de Lauro Müller.....	42
Figura 23 – Localização da área de estudo	43
Figura 24 – Vista frontal da área de estudo	43
Figura 25 – Seção tipo da solução proposta em projeto	45
Figura 26 – Identificação dos componentes do sistema executado	45
Figura 27 – Fluxograma metodológico	46
Figura 28 – Localização da coleta da amostra	47
Figura 29 – Escavação realizada para extração de amostra indeformada.....	47
Figura 30 – Vista frontal (a) e vista lateral (b) da amostra.....	48
Figura 31 – Visão geral do resultado obtido com processamento computacional.....	49
Figura 32 – Parcela de amostra utilizada no ensaio de peneiramento grosso	51

Figura 33 – Bloco rochoso imerso na amostra	51
Figura 34 – Parcela de amostra utilizada no ensaio de peneiramento fino	52
Figura 35 – Realização do ensaio de sedimentação.....	54
Figura 36 – Etapas do processo de moldagem	59
Figura 37 – Configuração final do corpo de prova moldado nas condições originais	59
Figura 38 – Curva de Distribuição Granulométrica.....	67
Figura 39 – Limite de Liquidez	70
Figura 40: Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante	72
Figura 41: Gráfico Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical	72
Figura 42: Envoltória de ruptura ao cisalhamento.....	74
Figura 43 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0$ (FS = 2,278).....	77
Figura 44 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0,25$ (FS = 2,237).....	77
Figura 45 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0,5$ (FS = 2,168).....	78
Figura 46 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0,75$ (FS = 2,082).....	78
Figura 47 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 1,0$ (FS = 1,996).....	79
Figura 48 – Variação do FS x Variação da Poropressão	80
Figura 49 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0$ (FS = 2,231)	81
Figura 50 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0,25$ (FS = 2,237)	81
Figura 51 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0,5$ (FS = 2,102)	82
Figura 52 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0,75$ (FS = 1,895)	82
Figura 53 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 1,0$ (FS = 1,691)	83
Figura 54 – Variação do FS x Variação da Poropressão	84
Figura 55 – Solo grampeado – $H_u = 0$ (FS = 2,278)	85
Figura 56 – Solo grampeado – $H_u = 0,25$ (FS = 2,237)	85
Figura 57 – Solo grampeado – $H_u = 0,5$ (FS = 2,102)	86
Figura 58 – Solo grampeado – $H_u = 0,75$ (FS = 1,895)	86
Figura 59 – Solo grampeado – $H_u = 1,0$ (FS = 1,692)	87
Figura 60 – Variação do FS x Variação da Poropressão	88
Figura 61 – Variação do FS x Variação da Poropressão – Análise Comparativa	89
Figura 62 – Detalhe esquemático da posição dos dispositivos	91
Figura 63 – Resultados Instrumentação de Campo – Células de Carga.....	92
Figura 64 – Cargueira utilizada para protensão dos tirantes.....	93
Figura 65 – Resultados Instrumentação de Campo – Células de Carga e Pressão..	94

Figura 66 – Resultados Instrumentação de Campo – Visão Geral.....	95
Figura 67 – Resultados Instrumentação de Campo – Leituras Adicionais	96
Figura 68 – Carga/Pressão Atingida	97

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Unidades Estratigráficas da Coluna White	18
Quadro 2 – Classificação proposta por Varnes (1978).....	21
Quadro 3 – Métodos de análise do solo grampeado	33
Quadro 4 – Dados utilizados para moldagem	57
Quadro 5 – Resultados ensaio de umidade	64
Quadro 6 – Resultados ensaio peso específico real dos grãos.....	65
Quadro 7 – Resultados ensaio peso específico aparente dos blocos rochosos	65
Quadro 8 – Resumo da Distribuição Granulométrica	67
Quadro 9 – Limite de Liquidez.....	69
Quadro 10 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico	74
Quadro 11 – Parâmetros de resistência do solo utilizados nas análises.....	75
Quadro 12 – Parâmetros de resistência utilizados para as demais litologias.....	76
Quadro 13 – Definição do Fator de Segurança (FS)	88

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
DHP	Dreno sub-horizontal profundo
E	<i>East</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
FS	Fator de Segurança
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
NATM	<i>New Austriac Tunneling Method</i>
NBR	Normas Brasileiras de Regulação
Qs	Resistência da interface solo x grampo
S	<i>South</i>
UTM	Universal Transversa de Mercator

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 TEMA	14
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	14
1.3 PROBLEMA	14
1.4 OBJETIVOS	14
1.4.1 Objetivo geral	14
1.4.2 Objetivos específicos.....	15
1.5 JUSTIFICATIVA	15
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1 GEOLOGIA LOCAL DA ÁREA DE ESTUDO	16
2.1.1 Formação Serra Geral.....	19
2.2 MOVIMENTOS DE MASSA	19
2.3 SOLO COLUVIONAR.....	22
2.3.1 Comportamento em relação aos deslocamentos	23
2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	23
2.4.1 Estruturas Ativas.....	24
2.4.1.1 Técnica de tirantes ancorados	25
2.4.1.1.1 <i>Histórico</i>	26
2.4.1.1.2 <i>Componentes</i>	26
2.4.1.1.3 <i>Processo executivo</i>	27
2.4.1.1.4 <i>Ensaio de qualificação</i>	28
2.4.1.1.5 <i>Ensaio de fluência</i>	30
2.4.2 Estruturas passivas	31
2.4.2.1 Técnica de solo grampeado	32
2.4.2.1.1 <i>Histórico</i>	32
2.4.2.1.2 <i>Comportamento</i>	33
2.4.2.1.3 <i>Componentes</i>	34
2.4.2.1.4 <i>Processo executivo</i>	35
2.4.2.1.5 <i>Faceamento em tela metálica de alta resistência</i>	37
2.4.2.1.6 <i>Faceamento em concreto projetado</i>	37
2.4.2.1.7 <i>Ensaio de arrancamento</i>	40

2.5 INSTRUMENTAÇÃO	40
2.5.1 Célula de carga	41
2.5.2 Célula de pressão	41
3 ÁREA DE ESTUDO	42
3.1 CARACTERIZAÇÃO	42
3.1.1 Localização	42
3.1.2 Solução Proposta	44
4 METODOLOGIA	46
4.1 AMOSTRAGEM DE SOLO.....	46
4.1.1 Volume da Amostra.....	48
4.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO LOCAL	49
4.2.1 Peso Específico Real dos Grãos.....	49
4.2.2 Análise Granulométrica	50
4.2.2.1 Peneiramento Grosso.....	50
4.2.2.2 Peneiramento Fino	52
4.2.2.3 Sedimentação	53
4.2.3 Limites de Atterberg.....	54
4.2.3.1 Limite de Liquidez.....	54
4.2.3.2 Limite de Plasticidade.....	55
4.2.4 Cisalhamento Direto.....	55
4.2.4.1 Moldagem dos corpos de prova	55
4.3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE.....	59
4.3.1 Dimensionamento Estrutura Ativa.....	60
4.3.2 Dimensionamento Estrutura Passiva	60
4.3.3 Considerações de Cálculo.....	61
4.4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO.....	62
4.5 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DIMENSIONAMENTO X REAL	63
5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	64
5.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	64
5.1.1 Umidade Natural	64
5.1.2 Peso Específico Real dos Grãos.....	65
5.1.3 Análise Granulométrica	66
5.1.4 Limite de Liquidez	69

5.1.5 Limite de Plasticidade.....	70
5.2 CISALHAMENTO DIRETO.....	71
5.2.1 Cisalhamento Direto Inundado – Amostras remoldadas.....	71
5.3 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....	75
5.3.1 Tirantes Ancorados – Ativo.....	76
5.3.2 Tirantes Ancorados – Passivo.....	80
5.3.3 Solo Grampeado.....	84
5.3.4 Análise Comparativa.....	88
5.4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO.....	90
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	99
6.1 CONCLUSÃO.....	99
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	100
REFERÊNCIAS.....	102
APÊNDICE A – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO – 25 KPA.....	105
APÊNDICE B – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO – 50 KPA.....	106
APÊNDICE C – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO – 100 KPA.....	107
APÊNDICE D – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO – 200 KPA.....	108

1 INTRODUÇÃO

A engenharia geotécnica sempre esteve presente desde os primórdios da civilização humana, se fazendo necessária ao homem para adequar o meio às suas necessidades (GUALDA, 2016). Além disso, é antiga a utilização de elementos resistentes à tração no terreno para melhorar suas características, datando as primeiras aplicações no Brasil em 1957 (NUNES, 2008). Ainda segundo o autor, a técnica de ancoragens em solo é um dos grandes desenvolvimentos da engenharia e construção deste século.

A utilização de contensões em taludes naturais é uma técnica comum em obras civis, especialmente pela ocupação de locais com topografia acidentada e por se tratar de serviços necessários para a implementação de rodovias e ferrovias (PEREIRA, 2018). Entretanto, a segurança de um talude pode ser comprometida pela elevação do nível d'água na massa de solo e/ou pelo escoamento de águas superficiais ao longo da face do talude.

Visto as grandes mudanças climáticas e aumento de volume e intensidade das chuvas nos últimos anos, a técnica de estabilização de taludes se torna cada vez mais desafiadora pela grande influência destas características à massa de solo.

Desta forma, a busca por novas técnicas e melhorias nas soluções empregadas vem se tornando frequente, a fim de diminuir os impactos climáticos sob a estabilidade das estruturas e torná-las mais eficientes.

Sendo assim, este trabalho visa realizar a avaliação de uma obra de contenção experimental ativa com faceamento flexível localizada ao longo da Serra do Rio do Rastro, município de Lauro Müller – Santa Catarina. Para tal, serão comparados dados obtidos a partir de instrumentação de campo com resultados de análises de estabilidade das estruturas de contenção executadas no local.

Em suma, busca-se avaliar o comportamento das técnicas atuantes de forma conjunta no talude e verificar se os resultados obtidos são satisfatórios para aplicação em futuras obras de contenção.

Este trabalho é apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo curso de Graduação da Universidade do Vale do Rio dos Sinos.

1.1 TEMA

O tema abordado trata da avaliação de uma obra de contenção experimental ativa com faceamento flexível, utilizando dados de ensaios de laboratório e comparando resultados de análises de estabilidade com dados de instrumentação de campo a fim de avaliar o comportamento das técnicas utilizadas de forma conjunta.

1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O presente estudo compara resultados obtidos através de instrumentação e dados de análises de estabilidade para as técnicas de estabilização abordadas utilizando o *software Slide 2D*, da empresa *Rocscience*, sendo possível a realização da análise comparativa pela obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo através da realização de ensaios de laboratório.

O presente estudo foi realizado na Serra do Rio do Rastro, município de Lauro Müller – Santa Catarina, mais precisamente entre os km 405+550 e 405+700, onde o tipo de solo encontrado pode ser classificado como solo coluvionar.

1.3 PROBLEMA

As técnicas abordadas neste estudo não possuem dados de utilização de forma associada, impossibilitando o emprego em obras de contenção e a comprovação de sua eficiência. Desta forma, este estudo busca preencher estas informações e tornar a aplicação da técnica possível.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é avaliar o funcionamento e a eficiência de uma obra de contenção experimental ativa com faceamento flexível localizada na Serra do Rio do Rastro, município de Lauro Müller – Santa Catarina. Para tal, serão comparados os dados obtidos através de instrumentação de campo com análises de

estabilidade a fim de validar a utilização das técnicas de estabilização de forma conjunta.

1.4.2 Objetivos específicos

O objetivo geral do estudo pode ser delimitado pelos seguintes objetivos específicos:

- a) realizar ensaios de laboratório a fim de obter parâmetros para posteriores análises de estabilidade acerca das técnicas de estabilização;
- b) analisar os dados obtidos através do sistema de monitoramento composto por células de carga e pressão e correlacionar com a eficiência do sistema;
- c) realizar análises de estabilidade global das técnicas de estabilização empregadas com o intuito de analisar seu comportamento;
- d) comparar os dados de estabilidade com os resultados obtidos através de instrumentação de campo.

1.5 JUSTIFICATIVA

A escolha do tema apresentado neste trabalho se justifica por se tratar de uma técnica experimental de contenção, a qual não possui informações técnicas e procedência em sua utilização que possam comprovar sua eficiência.

Desta forma, buscam-se os resultados numéricos que tornem viável a escolha da técnica em obras de contenção de taludes, se tornando uma alternativa entre os sistemas de estabilização já conhecidos e amplamente utilizados.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

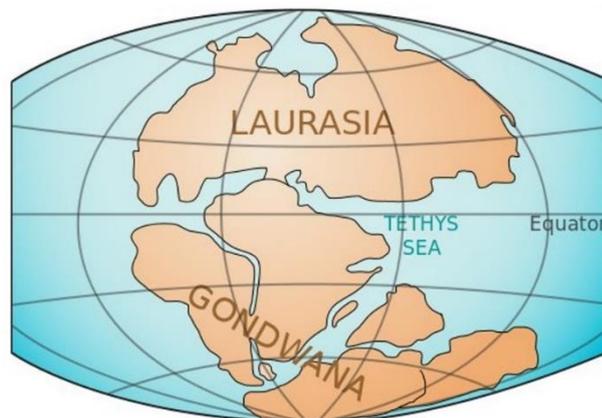
Este capítulo visa apresentar conceitos e técnicas acerca do tema abordado a fim de contextualizar e facilitar o entendimento deste estudo. Para tal, serão abordados conceitos fundamentais relativos à geologia local da área de estudo e seu comportamento, bem como as técnicas de contenção avaliadas. Além disso, também serão expostos métodos de instrumentação e ensaios de campo e laboratório aplicados ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

2.1 GEOLOGIA LOCAL DA ÁREA DE ESTUDO

A Coluna White é a denominação da coluna estratigráfica da Bacia do Paraná, sendo uma das mais relevantes e importantes colunas estratigráficas do país. Esta foi descrita pela primeira vez pelo geólogo americano Israel Charles White em 1908, recebendo seu nome em homenagem (FILHO, 2006).

Esta é considerada como um dos melhores registros para embasamento da teoria da deriva continental, apresentando a sequência estratigráfica do supercontinente Gondwana (Figura 1), e podendo ser comparada com unidades crono correlatas e fósseis do sul do continente africano (FILHO, 2006).

Figura 1 – Supercontinentes Laurásia e Gondwana

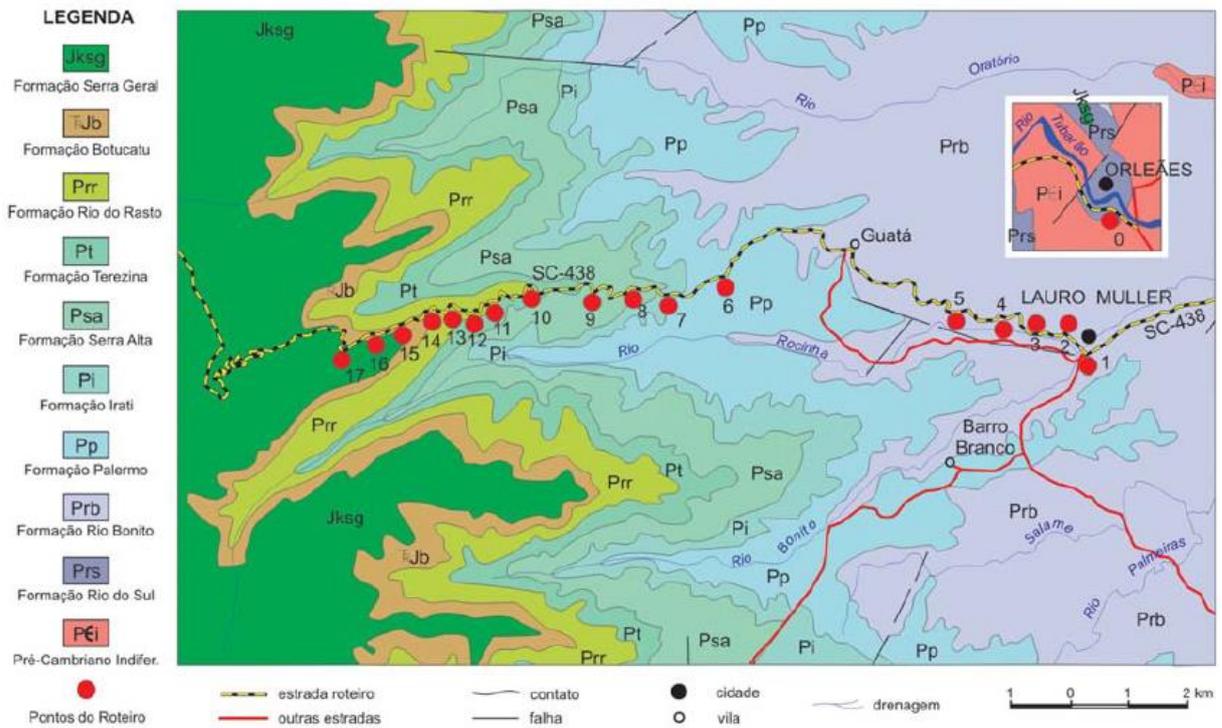


Fonte: Secretaria de Educação do Estado do Paraná (2022).

Ao longo da rodovia SC-438 estão posicionados 17 marcos de concreto (Figura 2) que descrevem e caracterizam as feições mais significativas apresentadas em cada um dos pontos, ligando os municípios de Lauro Müller e Bom Jardim da Serra. Existe

ainda o denominado “Ponto 0” junto ao município de Orleans, localizado no antigo corte da estrada de ferro Dona Tereza Cristina junto à margem do rio Tubarão (FILHO, 2006).

Figura 2 – Localização dos marcos geológicos ao longo da rodovia SC-438



Fonte: Filho (2006, p. 04).

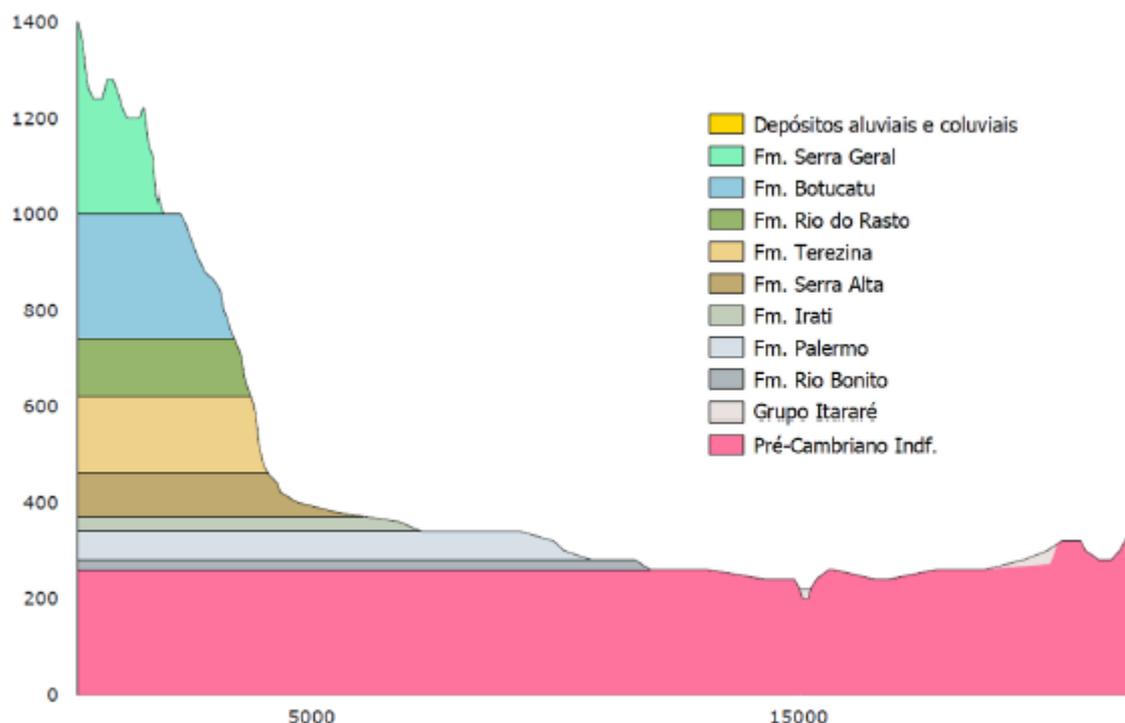
A estratigrafia proposta por White para a Bacia do Paraná está dividida em grupos, dentro dos quais estão apresentadas as formações características correspondentes (FILHO, 2006), conforme apresentado no Quadro 1. O perfil estratigráfico também pode ser observado na Figura 3.

Quadro 1 – Unidades Estratigráficas da Coluna White

GRUPO ITARARÉ	
Pacotes sedimentares; sistema deposicional flúvio lacustre e marinho que esteve sob influência de geleiras evidenciado por espessos pacotes de conglomerados.	Formação Campo do Tenente Formação Mafra Formação Rio do Sul
GRUPO GUATÁ	
Siltitos e arenitos; principais jazidas de carvão da Bacia do Paraná.	Formação Rio Bonito Formação Palermo
GRUPO PASSA DOIS	
Transição de ambientes deposicionais marinhos para continentais; siltitos, folhelhos de ambiente marinho, arenitos finos intercalados por argilitos e siltitos.	Formação Irati Formação Serra Alta Formação Teresina Formação Rio do Rasto
GRUPO SÃO BENTO	
Rochas vulcânicas e eólicas; conjunto de arenitos vermelhos.	Formação Botucatu Formação Serra Geral

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 3 – Perfil Estratigráfico da Coluna White



Fonte: FGS (2020).

2.1.1 Formação Serra Geral

Pertencente ao grupo São Bento, a Formação Serra Geral é constituída por sucessivos derrames de lava, predominantemente básicas, intercalados com arenitos eólicos e fluviais (CPRM, 2001).

As rochas vulcânicas basálticas encontram-se bastante fraturadas, exibindo fraturas conchoidais. Pode apresentar também rochas ácidas, classificadas como riolitos e riodacitos que, em função da elevada resistência ao intemperismo, tendem a se apresentar em encostas de elevada angulação e sem cobertura vegetal (ROISENBERG, 1989).

Além disso, é caracterizada por apresentar diques e *sills** de diabásios e andesitos. Estes, quando alterados, apresentam-se na forma de blocos com tamanhos variados, podendo também apresentar espessas camadas de latossolo vermelho quando totalmente intemperizados (CPRM, 2001).

2.2 MOVIMENTOS DE MASSA

Para Silveira (2016), os movimentos de massa podem ser entendidos como sendo o mecanismo de transporte de sedimentos, solo e/ou rocha, induzidos pela força gravitacional juntamente a fatores naturais. Segundo Carvalho *et al.* (2015), podem ser destacados como fatores naturais:

- Fatores geológicos;
- Chuvas;
- Terremotos;
- Queimadas;
- Atividade vulcânica;
- Cortes e escavações;
- Desmatamento.

Já para Ortigão e Sayão (2004), o movimento de massa obedece aos seguintes critérios:

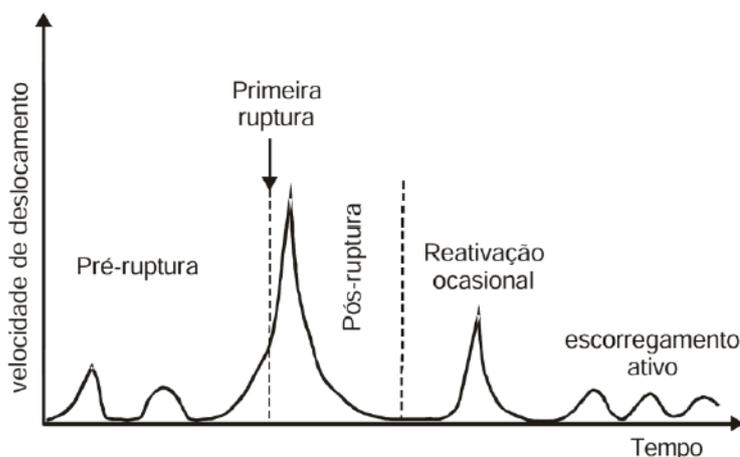
- Cinética do movimento;

* Intrusão de rocha ígnea que se forma entre camadas de rochas preexistente de forma paralela a estrutura planar da rocha.

- Tipo de material;
- Geometria.

Segundo Leroueil (1996), o movimento de massa se desenvolve ao longo do tempo em diferentes estágios, o que depende da velocidade de deslocamento ao longo do tempo, conforme mostrado na Figura 4.

Figura 4 – Estágios dos movimentos de massa



Fonte: Leroueil *et al.* (1996) apud Ugalde (2016, p. 26).

A Figura 4 apresentada acima pode ser subdividida em quatro estágios diferentes, sendo estes descritos a seguir.

- Estágio pré-ruptura – engloba todos os processos de deformação que podem levar a ruptura. É controlado por mudanças na resistência, rastejo e/ou ruptura progressiva;
- Estágio de ruptura – caracterizada pela formação de uma superfície de cisalhamento;
- Estágio pós-ruptura – inclui do início da ruptura ao término do movimento. É caracterizado pelo aumento do deslocamento seguido da diminuição da velocidade;
- Estágio de reativação – ocorre quando há um deslizamento de massa de solo ao longo de uma superfície de ruptura pré-existente.

É possível observar que existem inúmeras tentativas de classificação quanto aos tipos e causas das movimentações. Entretanto, a classificação mais aceita e utilizada na área é a classificação proposta por Varnes (1958 e revisada em 1978), a qual foi baseada nos trabalhos de Stiny (1910) e Sharpe (1938) (SILVEIRA, 2016).

Ainda segundo Varnes (1978), os movimentos de massa podem ser classificados e descritos de acordo com o material e tipo de movimento. Os materiais podem ser divididos em rocha, detritos (20% a 80% da amostra com partículas maiores do que 2mm) e solo (80% ou mais da amostra com partículas menores do que 2mm). O Quadro 2 apresenta a classificação proposta.

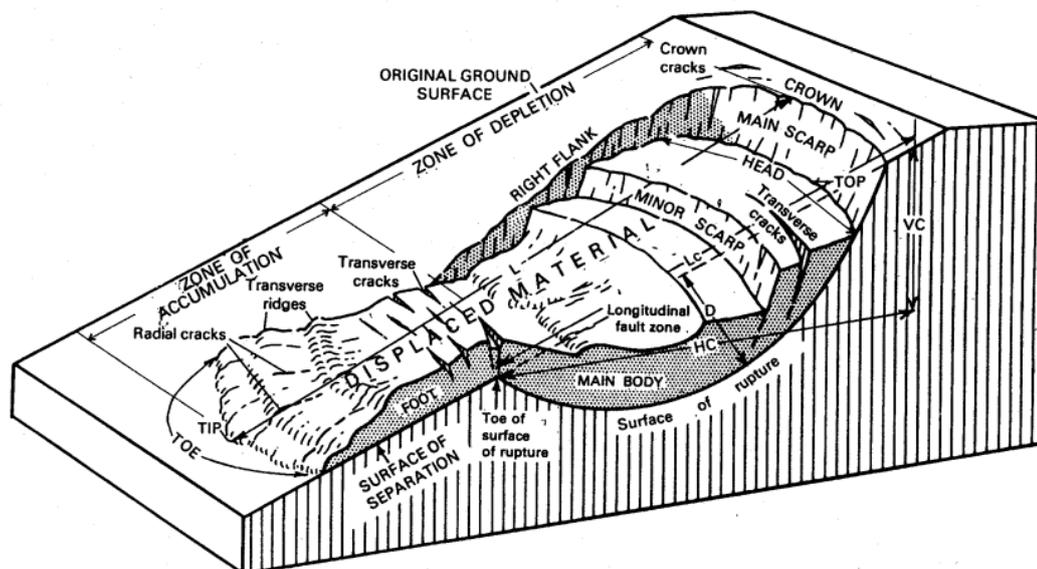
Quadro 2 – Classificação proposta por Varnes (1978)

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO	
				Granular	Fino
Queda			rocha	detritos	terra
Tombamento			rocha	detritos	terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	abatimento de rocha	abatimento de detritos	abatimento de terra
	Translacional		blocos rochosos	blocos de detritos	blocos de terra
			Muitas unidades	rocha	detritos
Expansão lateral			rocha	detritos	terra
Fluxo			rocha	detritos	terra
			rastejo profundo	rastejo de solo	
Complexos			combinação de dois ou mais movimentos/materiais		

Fonte: Varnes (1978) apud Silveira (2016, p. 12).

A grande aceitação da classificação proposta por ele se deu em grande parte pela apresentação de bloco-diagramas tridimensionais dos movimentos (Figura 5), que possuem como base o tipo de movimento e material transportado, sem considerar a velocidade do acontecimento (SILVEIRA, 2016).

Figura 5 – Bloco-diagrama tridimensional



Fonte: Varnes (1978) apud Silveira (2016, p. 13).

2.3 SOLO COLUVIONAR

Segundo os autores Lacerda e Sandroni (1985), a definição de colúvio pode ser descrita como sendo um depósito composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no pé ou a pequena distância de taludes íngremes ou escarpas rochosas. São materiais que possuem grande variabilidade de textura, comportamento mecânico dúctil-plástico sem pico definido e com rede de fluxo bem estabelecida em períodos de elevada precipitação.

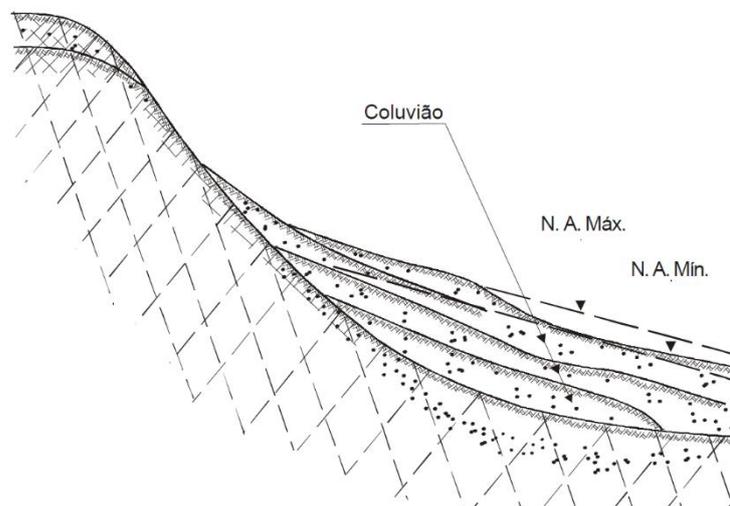
Os solos coluvionares da formação Serra Geral, especificamente, apresentam baixa capacidade de suporte, parâmetros de resistência bastante baixos, e elevado volume de vazios (RIGO, 2000).

Desta forma, devido ao processo de formação, este tipo de material costuma apresentar movimentos lentos de rastejo, originados através de carregamentos, erosão ao longo do pé de taludes, ou pelo próprio comportamento do material (LACERDA E SANDRONI, 1985).

Já para os autores Deere e Patton (1971), a formação de solo coluvionar está associada ao seu modo de ruptura. O movimento lento de rastejo ao longo do talude tende a ser substituído por movimentos mais rápidos após períodos de elevada precipitação, causando o aumento de poropressão no interior do talude. Estes

movimentos geram o acúmulo de camadas de solo coluvionar ao longo da encosta, como apresentado na Figura 6.

Figura 6 – Processo de formação de colúvio



Fonte: Deere e Patton (1971).

2.3.1 Comportamento em relação aos deslocamentos

Gonzalez *et al.* (1999) afirmam que os fenômenos de deslocamento de colúvio estão associados aos períodos de elevada precipitação, visto que a infiltração da água provoca aumento da poropressão e, conseqüentemente, diminuição da resistência ao cisalhamento.

Segundo Lacerda (1989), a variação da poropressão leva o solo a um estado de fadiga, gerando uma lenta deformação no solo (*creep*). Com a redução de poropressão há uma conseqüente diminuição da deformação por *creep*. Porém, quando há o aumento da poropressão há também uma elevada deformação, responsável pela diminuição da coesão do material a partir da quebra de ligações entre as partículas de solo.

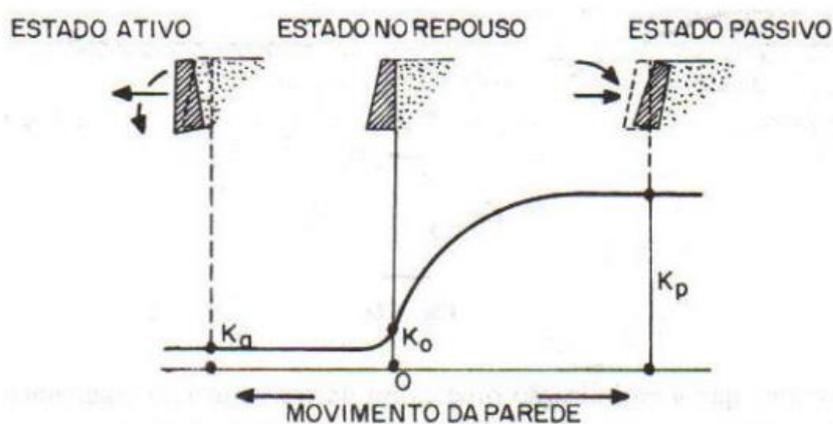
2.4 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Joppert Jr. (2013) define estruturas de contenção com sendo estruturas projetadas para suportarem empuxo de terra e/ou água, carregamentos estruturais e quaisquer outros esforços aplicados sobre determinada estrutura, a qual deve proporcionar integridade estrutural e segurança.

Segundo Ranzini e Negro Jr. (2009), “A contenção é feita pela introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez distinta daquela do terreno que conterà.”.

Desta forma, as estruturas de contenção podem ser classificadas como ativas e passivas, variando de acordo com o estado de tensões desenvolvido pelo deslocamento do plano de contenção (Figura 7). Ao se movimentar, o solo passa a apresentar tensões internas horizontais diferentes das apresentadas no estado de repouso (K_0) (MARANGON, 2018).

Figura 7 – Variações do tipo de empuxo com o deslocamento



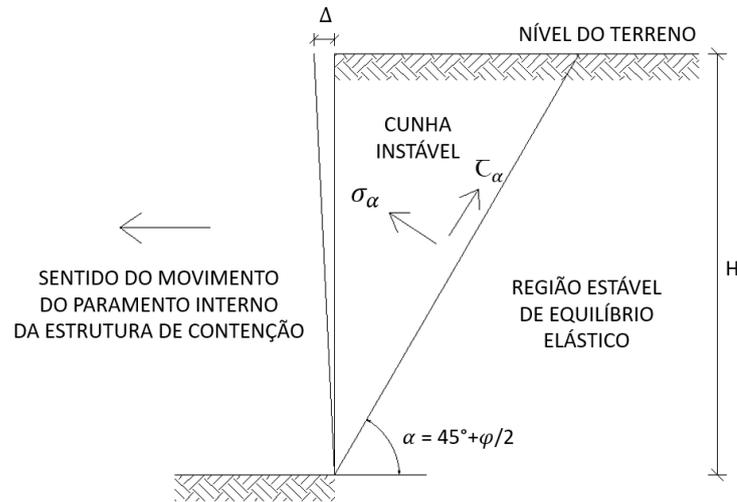
Fonte: Terzaghi (1943) apud Marangon (2018, p. 8).

2.4.1 Estruturas Ativas

Neste tipo de estrutura é observada a atuação do coeficiente de empuxo ativo (K_a), onde o solo sofre uma distensão e a estrutura tende a se deslocar para fora do plano de contenção (tração) (MARANGON, 2018).

Desta forma, a massa de solo instável apresenta um plano de ruptura limitado entre a superfície do terreno e a estrutura de contenção. Esta região é denominada de cunha instável (Figura 8) (MARANGON, 2018).

Figura 8 – Estado de empuxo ativo – Distensão do solo



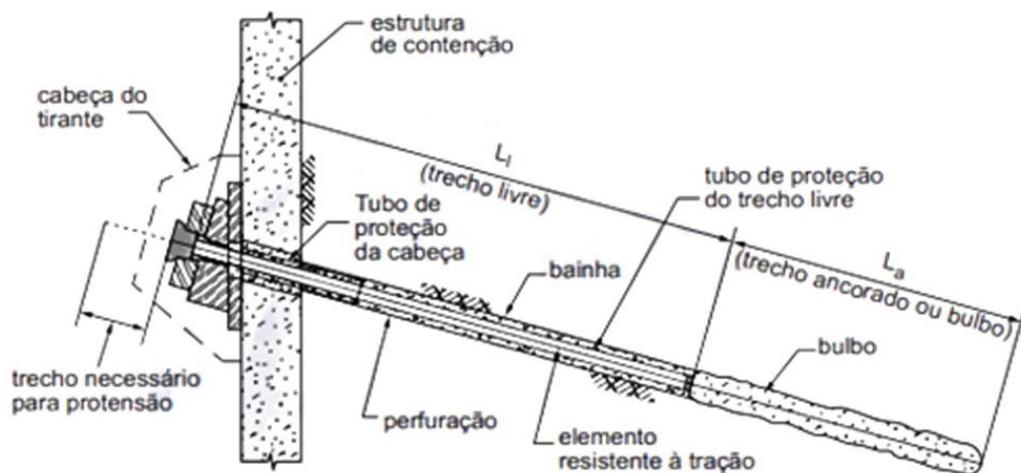
Fonte: Adaptado de Marangon (2018, p. 10).

2.4.1.1 Técnica de tirantes ancorados

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2018), tirante é um “[...] dispositivo capaz de transmitir esforços ativos de tração distribuídos a uma região estável do terreno, sendo constituído de cabeça, trecho livre e trecho ancorado ou bulbo.” (Figura 9).

Os tirantes podem ser constituídos por materiais em fibras químicas ou elementos em aço, sendo usualmente utilizadas barras, fios e cordoalhas (YASSUDA *et al.*, 2009). Neste estudo serão abordados os tirantes compostos por monobarras de aço devido à grande utilização e elevada resistência do material à tração.

Figura 9 – Esquema típico de tirante



Fonte: ABNT NBR 5629 (2018, p. 11).

O princípio de funcionamento básico da estrutura é a transmissão de um esforço externo de tração para o terreno através do bulbo. O esforço é aplicado na cabeça do tirante e transferido através do trecho livre (LL), cujo elemento em aço deve possuir adequada proteção contra corrosão, conforme demonstrado anteriormente na Figura 9 (YASSUDA *et al*, 2009).

2.4.1.1.1 Histórico

O grande desenvolvimento da técnica no Brasil se deu após chuvas de grande proporção atingirem o estado do Rio de Janeiro em 1966 e 1967, disseminando a aplicação da técnica em diversas obras de contenção de taludes e restauração de encostas nas estradas (YASSUDA *et al*, 2009).

Outro grande impulso foi a construção dos metrô do Rio de Janeiro e São Paulo na década de 70, expondo o país para técnicas e empresas estrangeiras (YASSUDA *et al*, 2009).

2.4.1.1.2 Componentes

As partes componentes típicas dos tirantes são definidas pela norma ABNT NBR 5629:2018 – Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução, como cabeça, trecho livre e trecho ancorado. A seguir, as mesmas serão descritas e caracterizadas.

- a) Cabeça – fazem parte deste elemento a placa de ancoragem, porca e anel compensador. É a responsável pela transferência de carga do tirante utilizando a placa de ancoragem para distribuir as tensões sobre a estrutura, sendo esta constituída por chapa metálica. A porca trabalha juntamente com a placa a fim de fixá-la. O anel compensador é utilizado para dar alinhamento adequado ao eixo do tirante em relação à cabeça.
- b) Trecho livre – trecho da barra onde o aço deve ser isolado da calda de injeção. Este isolamento pode ser feito através da utilização de graxa ao longo da barra, tubo ou mangueira plástica, bandagem flexível, etc.
- c) Trecho ancorado – trecho da barra que transmite os esforços do tirante para o terreno através da calda de cimento injetada (bulbo). A fim de garantir o envolvimento completo e adequado da barra pela calda, são

utilizados espaçadores plásticos ao longo do comprimento que mantêm os elementos com o distanciamento adequado.

2.4.1.1.3 Processo executivo

O processo de execução dos tirantes pode ser dividido em seis etapas, segundo os autores Yassuda *et al* (2009). São elas: preparo do tirante, perfuração, instalação, injeção, protensão e em saios.

- a) Preparo do tirante – a barra de aço já cortada no comprimento correto especificado em projeto deve receber a proteção anticorrosiva considerando a vida útil de projeto (se provisório ou permanente) e a agressividade do meio ao qual estará inserido. O tirante deve ser montado devidamente com os espaçadores em bancada adequada.
- b) Perfuração – as perfurações devem seguir a locação dos tirantes, bem como o ângulo de perfuração e diâmetro. O equipamento e metodologia utilizados na perfuração deverão ser compatíveis com o tipo de terreno.
- c) Instalação – a instalação do tirante nos furos deve se dar de maneira cuidadosa, a fim de evitar ferimentos à proteção anticorrosiva e deslocamentos nos espaçadores.
- d) Injeção – consiste no preenchimento da perfuração com aglutinante, usualmente calda de cimento. Pode ser realizada em estágio único ou em múltiplos estágios.
 - Estágio único (injeção da bainha) – o furo deve ser revestido ao longo do processo de perfuração e limpo utilizando a técnica de ar comprimido ou lavagem. O preenchimento com calda de cimento é realizado sob pressão, do fundo para o topo, com a posterior inserção do tirante no furo.
 - Reinjeção única – esta configuração requer a instalação de um tubo paralelo ao tirante provido de válvulas de reinjeção, as quais serão abertas nas regiões mais frágeis do terreno após a injeção da calda de cimento sob pressão.

- Múltiplos estágios – é necessária a instalação de um tubo de injeção de PVC paralelo ao tirante, permitindo o livre deslocamento de um obturador no seu interior. No tubo devem ser instaladas válvulas reinjetáveis (manchetes) em locais pré-determinados. A injeção da bainha deve ser executada até que ocorra o vazamento de calda pelo furo. As válvulas instaladas são acessadas pelo obturador, que aplica pressão e volume controlados de calda quantas vezes for necessário.
- e) Protensão – a protensão é usualmente realizada através de um conjunto macaco hidráulico-bomba-manômetro previamente aferido. Como opção para cargas menores, pode ser utilizada chave de torque, também previamente aferida. Por questões de segurança, a máxima carga aplicável é 90% da carga teórica de escoamento do material.
- f) Ensaio – a norma ABNT NBR 5629:2018 solicita a execução de ensaios de qualificação (comportamento) e recebimento (desempenho) em todos os tirantes a serem instalados.

2.4.1.1.4 Ensaio de qualificação

O ensaio de qualificação é normatizado pela NBR 5629 – Anexo D (ABNT, 2018), tendo como função verificar a capacidade de carga e os deslocamentos dos tirantes baseado na aplicação de uma carga axial de tração. Este ensaio deve ser realizado em, no mínimo, 1% dos elementos ancorados por obra, tipo de terreno e de tirante, sendo executados pelo menos dois ensaios por obra.

O ensaio deve iniciar da carga $F_0 = 0,1 f_{yk} S$, sendo f_{yk} a resistência característica à tração do elemento resistente, e S a menor seção do elemento resistente à tração. A partir da carga inicial devem ser aplicadas as seguintes cargas:

$$0,4 F_t; 0,75 F_t; 1,0 F_t; 1,25 F_t; 1,5 F_t \text{ e } 1,75 F_t$$

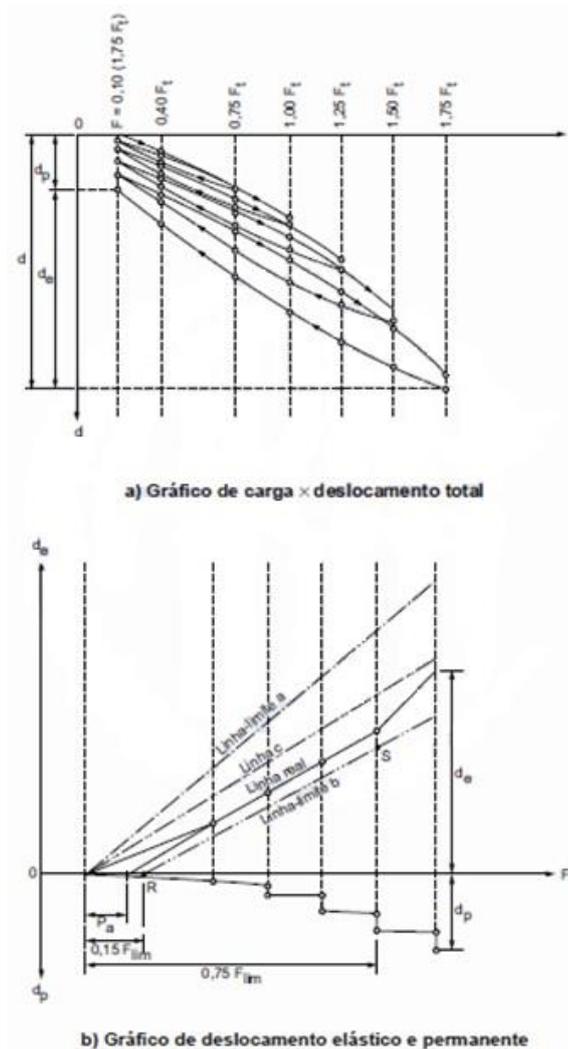
Sendo F_t a carga máxima aplicada ao elemento tracionado, correspondendo a $0,9 f_{yk} A_s$.

Os deslocamentos devem ser medidos a partir da carga inicial F_0 com relação a um ponto de referência fixo na extremidade do tirante. Estes devem ser medidos até sua estabilização, de acordo com os seguintes critérios:

- Carga $< 0,75F_t$ (até 155 kN), deslocamentos $< 0,1\text{mm}$, intervalos de 5 minutos;
- $0,75F_t < \text{carga} < 1,0F_t$, deslocamentos $< 0,1\text{mm}$, intervalos de 15 minutos (solos arenosos) e de 30 minutos (solos não arenosos);
- Carga $> 1,0F_t$, deslocamentos $< 0,1\text{ mm}$, intervalos de 60 minutos, independentemente do tipo de solo.

A interpretação dos resultados deve ser feita conforme os gráficos indicados na norma NBR 5629 – Anexo E.5 (ABNT, 2018) (Figura 10).

Figura 10 – Gráficos para interpretação do ensaio de qualificação



2.4.1.1.5 Ensaio de fluência

O ensaio de fluência é normatizado pela NBR 5629 – Anexo D (ABNT, 2018), tendo como função verificar o desempenho dos elementos protendidos frente às solicitações impostas através da aplicação de cargas axiais de tração.

O ensaio deve ser executado aplicando-se de forma constante as seguintes cargas:

$0,75F_t$; $1,0F_t$; $1,25F_t$; $1,50F_t$ e $1,75F_t$

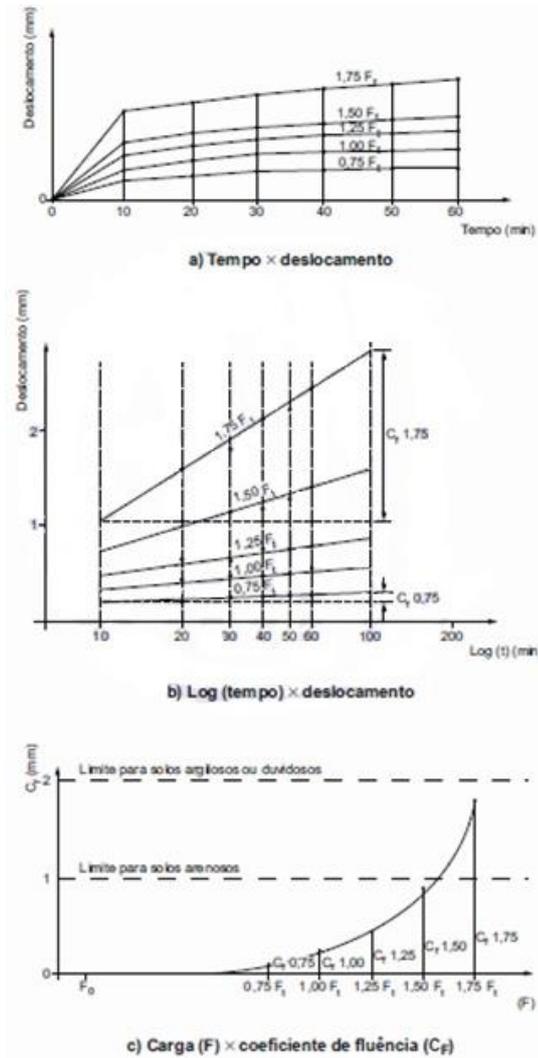
Por apresentarem os mesmos níveis de carga, os ensaios de qualificação e fluência podem ser executados em procedimento único.

Os deslocamentos devem ser medidos a partir da carga inicial F_0 com relação a um ponto de referência fixo na extremidade do tirante, sendo medidos para os seguintes tempos de execução:

10min; 20min; 30min; 40min; 50min; 60min

A interpretação dos resultados deve ser feita conforme os gráficos indicados na norma NBR 5629 – Anexo E.6 (ABNT, 2018) (Figura 11).

Figura 11 – Gráficos para interpretação de ensaio de fluência



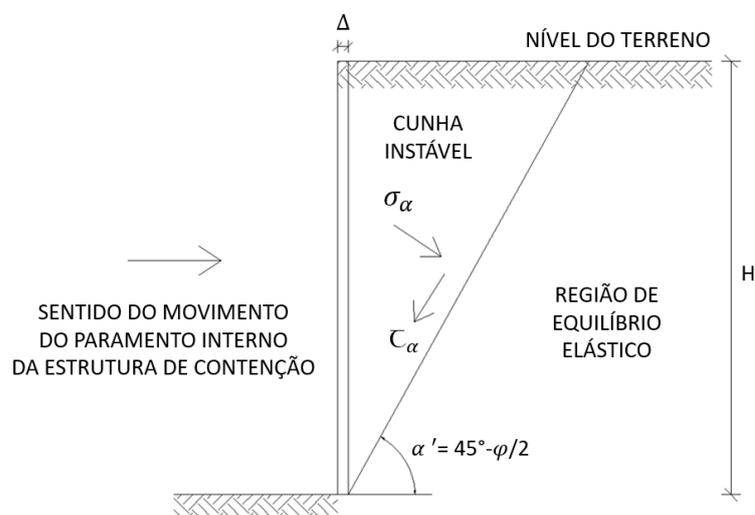
Fonte: ABNT NBR 5629 (2018, p. 37).

2.4.2 Estruturas passivas

Neste tipo de estrutura é observada a atuação do coeficiente de empuxo passivo (K_p), onde tende a apresentar deslocamento da estrutura contra o terreno (compressão) (MARANGON, 2018).

De maneira similar à ativa, a massa de solo instável também apresenta um plano de ruptura limitado entre a superfície do terreno e a estrutura de contenção. Esta condição de passividade do solo ao movimento é chamada de Estado Passivo de Equilíbrio, onde a estrutura de contenção recebe todo o esforço gerado pela ação passiva da massa de solo (MARANGON, 2018).

Figura 12 – Estado de empuxo passivo – compressão do solo



Fonte: Adaptado de Marangon (2018, p. 10).

2.4.2.1 Técnica de solo grampeado

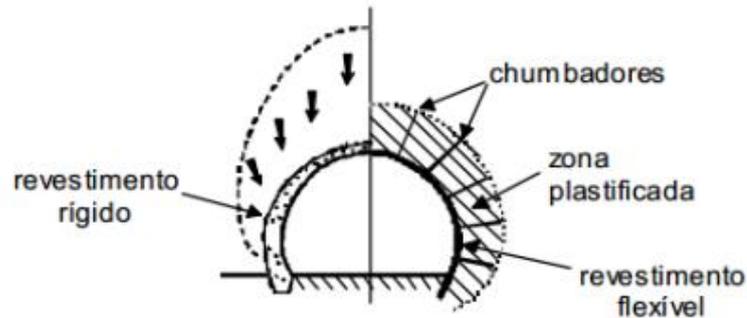
Segundo Clouterre (1991) apud Abramento *et al.* (2009), o solo grampeado pode ser definido como sendo “[...] o resultado da introdução de chumbadores em um maciço de solo em corte, associado à aplicação de um revestimento na face do talude.”. Esta técnica resulta na estabilização de massas de solo e/ou rocha instáveis atuando de forma associada ao faceamento, podendo este ser de tela metálica de alta resistência ou concreto projetado.

A norma ABNT NBR 16920-2:2021 – Muros e taludes em solos reforçados – Parte 2: Solos grampeados, rege o dimensionamento e execução da técnica, especificando os requisitos de projeto necessários.

2.4.2.1.1 Histórico

A aplicação da técnica teve início a partir da criação do método NATM (*New Austriac Tunneling Method*) para escavações em taludes rochosos. A estabilidade era obtida através da aplicação de um revestimento flexível de concreto projetado, tela metálica e chumbadores curtos ao longo da zona plástica de deformação da cavidade escavada (Figura 13) (ORTIGÃO *et al.*, 1993).

Figura 13 – Revestimento rígido e flexível da cavidade escavada



Fonte: Adaptado de Ortigão *et al.* (1993).

A evolução do método conhecido atualmente se deu através da aplicação em um túnel em xisto grafitico argiloso (Túnel Massemberg - Áustria), seguindo-se com aplicações em solos pouco competentes (ABRAMENTO *et al.*, 2009).

No Brasil, o primeiro registro de utilização foi em 1970 no estado de São Paulo, no Sistema Cantareira (ORTIGÃO *et al.*, 1993).

2.4.2.1.2 Comportamento

Para os autores Abramento *et al.* (2009), os métodos de análise para o solo grampeado são variados, diferindo quanto ao formato da superfície de ruptura, método de cálculo do equilíbrio das forças atuantes e quanto à natureza das mesmas. Desta forma, o Quadro 3 apresenta as diferentes metodologias e suas principais considerações.

Quadro 3 – Métodos de análise do solo grampeado

Características	Método					
	Alemão	Davis	Multicritério	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Análise	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Tensões internas	Equilíbrio limite	Teoria do escoamento
Divisão da massa de solo	2 cunhas	2 blocos	Fatias	-	Fatias	Bloco rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global e local	Local	Global	Global
Superfície de ruptura	Bilinear	Parabólica	Circular ou poligonal	Espiral log	Espiral log	Espiral log
Grampos resistem:	X	X	X	X	X	X
Tração			X	X	X	
Cisalhamento			X	X	X	
Flexão						

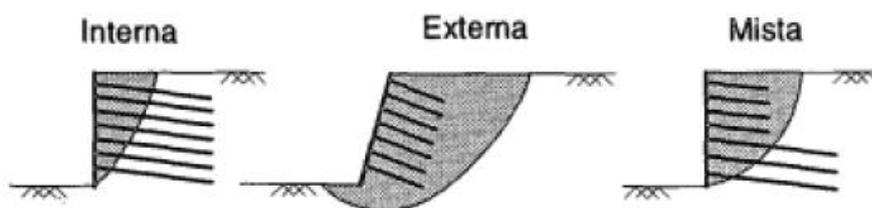
Inclinação da parede	Vertical ou inclinada	Vertical	Qualquer	Vertical ou inclinada	Vertical ou inclinada	Vertical ou inclinada
Nº camadas solo	1	1	Qualquer	1	1	1

Fonte: Adaptado de Abramento *et al.* (2009, p. 664).

Independentemente do método, ambos consideram a cunha ativa limitada por uma superfície potencial de deslizamento, considerando também a área de fixação dos grampos como zona passiva (ABRAMENTO *et al.*, 2009).

Os esforços atuantes sobre a estrutura podem ser divididos em internos, externos e mistos. Desta forma, as rupturas ocorridas fora do comprimento dos grampos são consideradas rupturas externas. Já as ocorridas dentro do comprimento dos grampos são chamadas de rupturas internas. As rupturas mistas ocorrem em ambas as superfícies, sendo comum onde o comprimento dos grampos é variado ao longo da solução (Figura 14) (ORTIGÃO *et al.*, 1993).

Figura 14 – Superfícies de ruptura



Fonte: Ortigão *et al.* (1993, p. 14).

2.4.2.1.3 Componentes

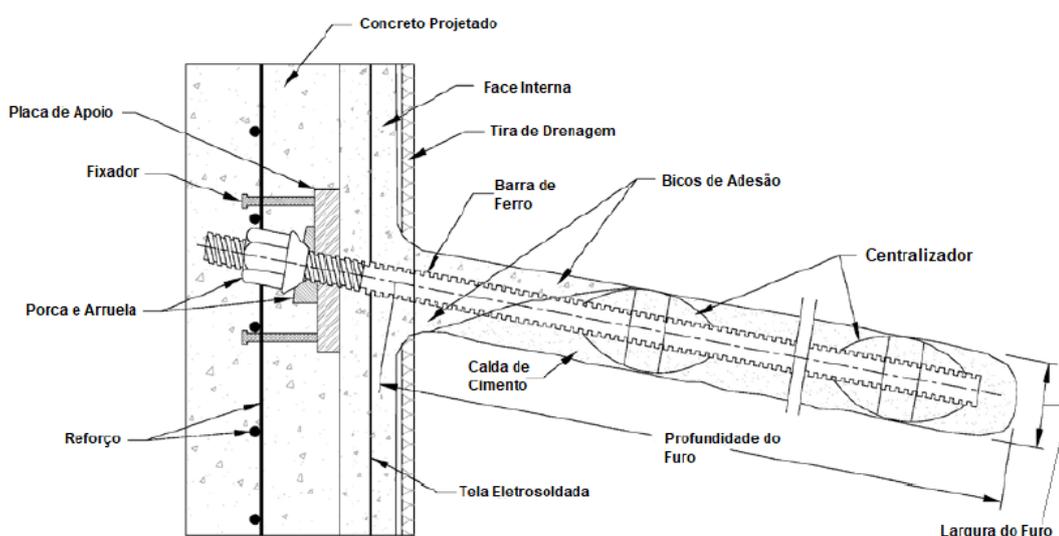
As partes que compõem o sistema de solo grampeado são definidas por Lazarte *et al.* (2003) como barras de aço, calda de cimento, proteção contra corrosão, faceamento e placas de fixação. A seguir, as mesmas serão descritas e caracterizadas.

- Barras de aço – monobarra de aço com superfície corrugada e rosca contínua instalada no maciço, a qual recebe tensões de tração em resposta a deformação do solo.
- Calda de cimento – mistura composta por cimento e água capaz de prover maior atrito entre a face do grampo e o solo, elevando a resistência do conjunto.

- c) Proteção contra corrosão – esta irá variar de acordo com a classe de agressividade do meio ao qual as barras estarão inseridas, considerando também a vida útil de projeto (se solução provisória ou permanente).
- d) Faceamento – podem ser utilizados dois sistemas distintos de faceamento, variando de acordo com a proposta de solução e local a ser empregada. Podem ser utilizados faceamento em tela metálica de alta resistência associada à manta antierosiva ou faceamento em concreto projetado, ambas as alternativas serão descritas ao longo dos próximos tópicos.
- e) Placas de fixação – estas são instaladas na cabeça dos grampos, possuindo tamanho e formato variados de acordo com o fabricante.

A Figura 15 apresenta os componentes descritos anteriormente.

Figura 15 – Componentes do sistema de solo grampeado



Fonte: Adaptado de Lazarte *et al.* (2003, p. 74).

2.4.2.1.4 Processo executivo

Segundo a NBR 16920-2 (ABNT, 2021), as etapas executivas para este tipo de solução devem ser detalhadas pela equipe projetista de acordo com as peculiaridades de cada solução.

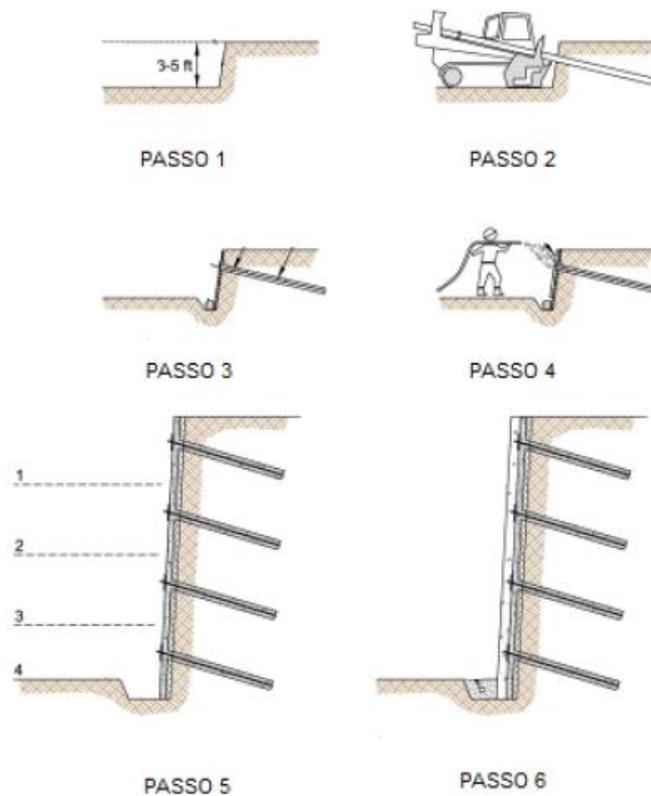
Já para Ortigão (1993), a execução pode prosseguir de duas maneiras distintas, diferenciando-se pela forma de instalação do grampo no talude. A primeira possibilidade é a cravação das barras de aço por percussão, com auxílio de martelo.

Esta técnica limita-se à utilização em solos, preferencialmente sem a presença de pedregulhos ou muito argilosos.

Outra possibilidade, mais comumente empregada, é a execução por perfuração. Esta assemelha-se à técnica de execução de tirantes ancorados no terreno. Para tal, são realizadas perfurações ao longo da face do talude com diâmetro superior ao das barras e posteriormente inseridas juntamente com o tubo de injeção, sendo este o responsável pela condução da nata de cimento injetada (ORTIGÃO, 1993).

Após a execução dos grampos deve ser realizado o processo de faceamento. Conforme descrito anteriormente, este pode ser em concreto projetado ou tela metálica de alta resistência, sendo melhor descritos ao longo dos próximos tópicos. A Figura 16 ilustra as etapas executivas.

Figura 16 – Etapas executivas do solo grampeado



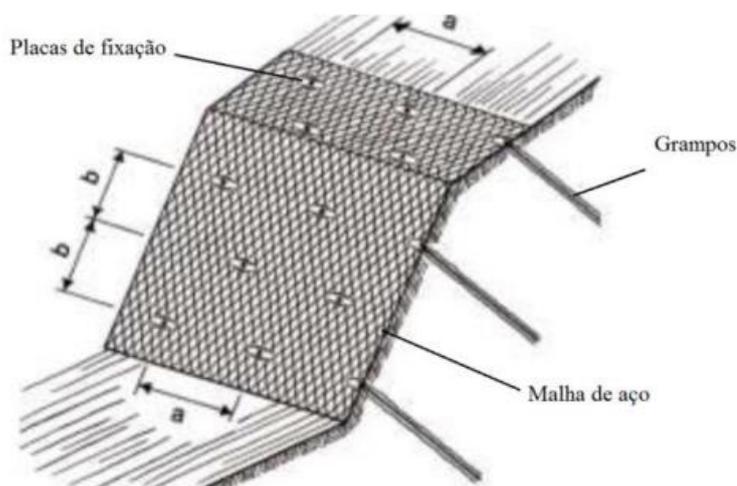
Fonte: Adaptado de Geoguide 7 (2008, p. 15).

2.4.2.1.5 Faceamento em tela metálica de alta resistência

O faceamento em tela metálica consiste na instalação de malha de aço de alta resistência ao longo da face do talude, podendo estar associada à utilização de manta antierosiva para áreas em solo. Esta é fixada ao talude através de placas de fixação metálicas, instaladas na cabeça dos grampos. Desta maneira, os esforços do solo instável são transferidos para a tela e absorvidos, controlando a movimentação da massa de solo. As placas podem possuir formato e dimensões variáveis, influenciando na absorção dos esforços (ROSA, 2015).

Para o correto funcionamento deste tipo de faceamento é necessário que seja executado o adequado acabamento com a instalação de cabos de contorno (cabos de aço) ao longo do perímetro externo da malha. As extremidades dos cabos devem ser fixadas com o auxílio de ancoragens, absorvendo as cargas atuantes sobre os cabos (ROSA, 2015). A Figura 17 apresenta a configuração final desta alternativa de faceamento.

Figura 17 – Configuração final do faceamento em tela metálica de alta resistência



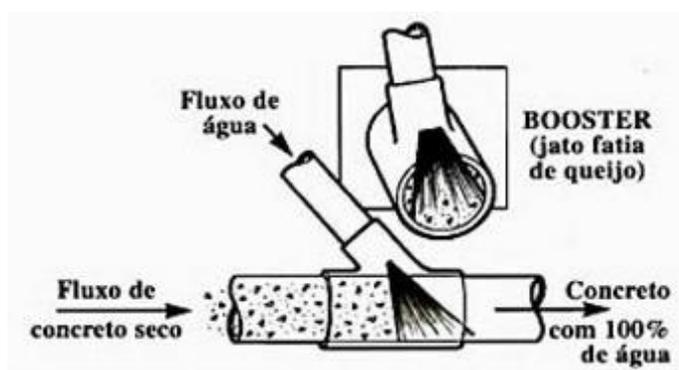
Fonte: Roduner *et al.* (2010) apud Rosa (2015).

2.4.2.1.6 Faceamento em concreto projetado

O faceamento em concreto projetado consiste na aplicação de uma camada de concreto sob a face do talude, sendo composto por areia média, pedrisco e cimento. A adição da água é feita somente no momento da projeção do concreto (cerca de 3,0

metros de distância do paramento). Este tipo de aplicação por via seca permite a interrupção do trabalho sem perda de material e limpeza do equipamento (ABRAMENTO *et al.*, 2009). A Figura 18 ilustra como é realizada a adição de água à mistura.

Figura 18 – Detalhe da adição de água à mistura de concreto projetado

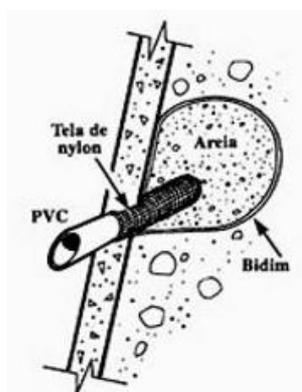


Fonte: Abramento *et al.* (2009, p. 659).

A utilização deste tipo de faceamento requer a utilização de sistema de drenagem para a captação e condução da água para fora do maciço, podendo ser composto por drenos sub-horizontais profundos (DHP), paramento drenante, ou o mais usual dreno barbacã de face (ABRAMENTO *et al.*, 2009).

- a) Dreno barbacã – dreno de superfície composto por filtro, material granular e tubo de PVC para descarga. É instalado ao longo da face do talude com distâncias pré-estabelecidas em projeto. A Figura 19 ilustra o dispositivo.

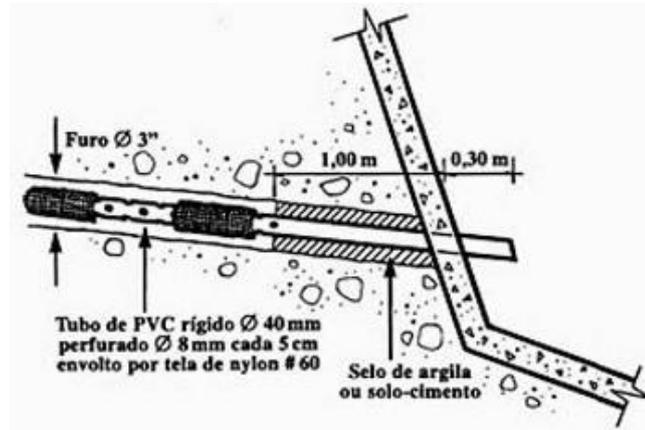
Figura 19 – Detalhe dreno barbacã



Fonte: Abramento *et al.* (2009, p. 660).

- b) Dreno sub-horizontal profundo (DHP) – dreno profundo composto por tubo de PVC perfurado drenante envolto em tela de nylon ou manta geotêxtil. Possui grandes comprimentos de tubo para a drenagem profunda. A Figura 20 ilustra o dispositivo.

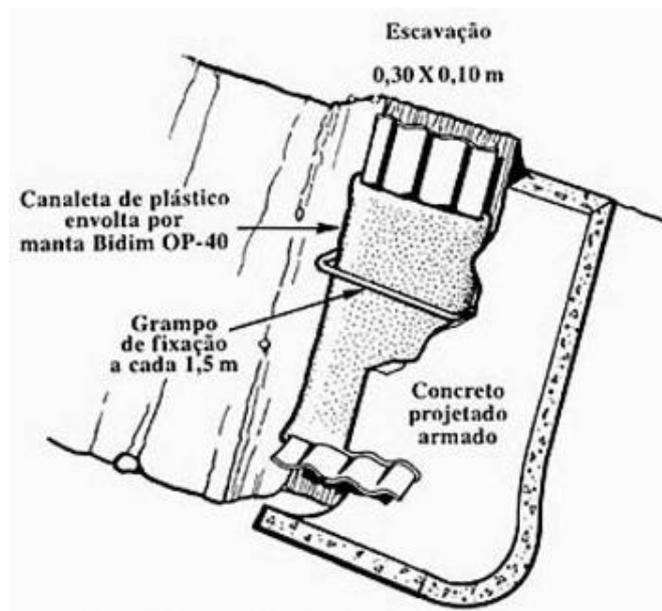
Figura 20 – Detalhe dreno sub-horizontal profundo (DHP)



Fonte: Abramento *et al.* (2009, p. 660).

- c) Paramento drenante – consiste na instalação de uma calha plástica ondulada revestida por manta geotêxtil. Esta deve ser instalada verticalmente, da crista ao pé do talude, captando e conduzindo a água para fora do paramento. A Figura 21 ilustra o dispositivo.

Figura 21 – Detalhe paramento drenante



Fonte: Abramento *et al.* (2009, p. 661).

2.4.2.1.7 Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento é normatizado pela NBR 16920-2 – Anexo A (ABNT, 2021), tendo como propósito a medição do parâmetro da resistência (q_s) do contato entre as superfícies do terreno e ligante ao longo do trecho injetado.

O ensaio deve ser executado partindo-se da carga inicial P_0 , sendo esta 10% da carga máxima prevista para o ensaio. A partir desta, as cargas devem ser aplicadas em estágios.

A quantia de estágios necessários irá variar de acordo com a necessidade para a obtenção da curva carga-deslocamento, sendo executados no mínimo cinco estágios de igual carregamento (20% da carga máxima prevista para o ensaio) com tempo de 5 minutos em cada estágio, sendo o último de 15 minutos.

O ensaio deve prosseguir até que se atinja o arrancamento ou a carga máxima prevista para o ensaio.

A apresentação dos resultados obtidos deve ser demonstrada de forma gráfica e interpretada.

2.5 INSTRUMENTAÇÃO

Segundo Kennedy (1971), existem dois motivos claros para a instrumentação de taludes e acompanhamento das possíveis movimentações:

- a) Verificar se o comportamento do talude se encontra dentro do previsto em projeto;
- b) Acompanhar o comportamento de um talude que já apresenta sinais de ruptura e que esteja se movimentando.

Desta forma, Guidicini e Nieble (1976) afirmam que é possível prever a ruptura de um talude a partir de instrumentação, visto que as movimentações apresentam indícios iniciais como fendas de tração ou cisalhamento. Os autores ainda classificam os métodos de instrumentação entre direta e indireta, sendo eles:

- a) Medição direta de movimento:
 - Topografia;
 - Fotogrametria aérea e terrestre;
 - Extensômetros de superfície e medidores de fendas;
 - Instrumentação de subsuperfície.

b) Medição indireta de movimento:

- Medidores de pressão;
- Medidores de nível d'água;
- Medidores de cargas e pressões;
- Medidores de micro ruídos.

A normativa NBR 16920-2 (ABNT, 2021) possibilita a instalação de equipamentos para instrumentação em qualquer fase da obra, podendo esta ser instrumentada no início, durante a execução ou pós-construção.

2.5.1 Célula de carga

As células de carga são compostas por cilindros ou placas metálicas de modo a suportarem a carga a ser medida. As deformações apresentadas nos cilindros pela aplicação dos esforços são medidas através de sistemas mecânicos, fotoelétricos, cordas vibrantes, entre outros (GUINDICINI E NIEBLE, 1976).

Os resultados obtidos através das leituras das células de carga devem ser plotados em um gráfico que permita acompanhar a absorção de carga de acordo com a aplicação (GUINDICINI E NIEBLE, 1976).

2.5.2 Célula de pressão

As células de pressão são dispositivos que consistem em duas chapas metálicas soldadas e infladas hidraulicamente, as quais medem o efeito combinado de tensão e pressão intersticial do solo (GUINDICINI E NIEBLE, 1976).

Estas são utilizadas para determinar a direção, magnitude e distribuição das tensões, sendo instaladas sobre a estrutura da qual se deseja obter as informações (GUINDICINI E NIEBLE, 1976).

3 ÁREA DE ESTUDO

3.1 CARACTERIZAÇÃO

A fim de possibilitar uma melhor compreensão acerca do local de estudo, será apresentado neste capítulo a caracterização geral da área, abordando os tópicos de localização e geologia local.

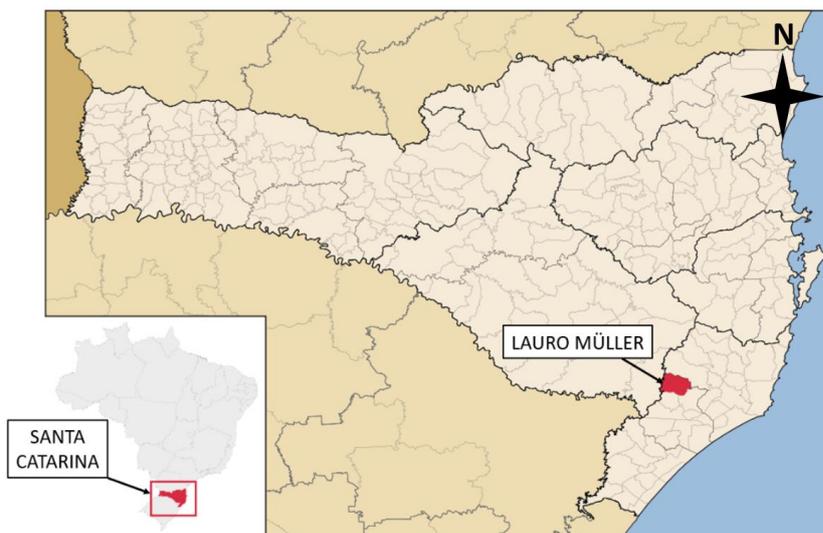
Além disso, serão expostas as características utilizadas pelo escritório responsável pelo projeto de estabilização para fins comparativos com os resultados obtidos através de ensaios de laboratório, bem como a solução proposta disponibilizada pelo mesmo.

3.1.1 Localização

O local escolhido para a realização deste estudo é a Serra do Rio do Rastro, localizada no município de Lauro Müller - Santa Catarina, Rio Grande do Sul (Figura 22). A serra possui em sua totalidade cerca de 30 km, sendo seu trecho mais sinuoso com 12 km de extensão.

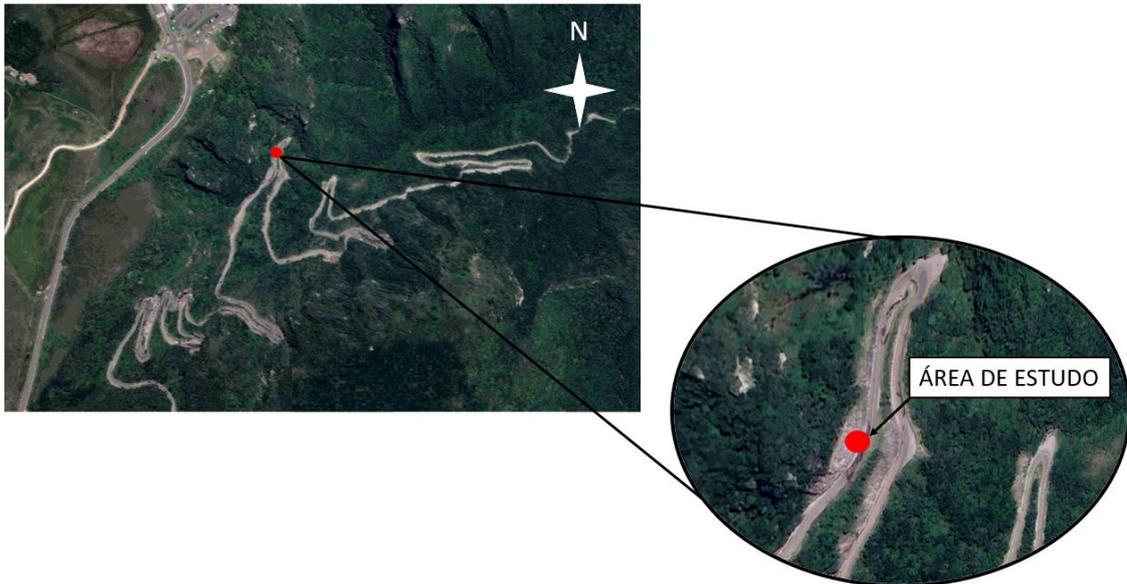
Neste estudo, a área a ser abordada está situada entre o km 405+550 e 405+700 com coordenadas médias UTM 642.205 E; 6.858.066 S, conforme apresentado na Figura 23 e melhor identificada na Figura 24.

Figura 22 – Mapa de localização de Lauro Müller



Fonte: Adaptado de IBGE (2021).

Figura 23 – Localização da área de estudo



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 24 – Vista frontal da área de estudo



Fonte: Registrado pela autora.

3.1.2 Solução Proposta

As informações acerca da solução apresentadas ao longo deste tópico foram autorizadas pela empresa projetista.

A solução adotada em projeto para a área em questão pode ser melhor entendida através da Figura 25, a qual apresenta a seção tipo da solução implementada. Para tal, o projeto foi pensado adotando-se a técnica de tirantes ancorados no terreno juntamente com o faceamento em tela metálica de alta resistência.

Desta forma, foram propostas três linhas de tirantes monobarra roscada com diâmetro de 22 mm e carga de trabalho de 126 kN, sendo a linha inferior composta por tirantes com comprimento total de 5,0 metros (3,0 metros livre e 2,0 metros ancorado), e as demais linhas com comprimento total das monobarras de 6,0 metros (3,0 metros livre e 3,0 metros ancorado). A carga incorporada nos tirantes foi de 8 toneladas.

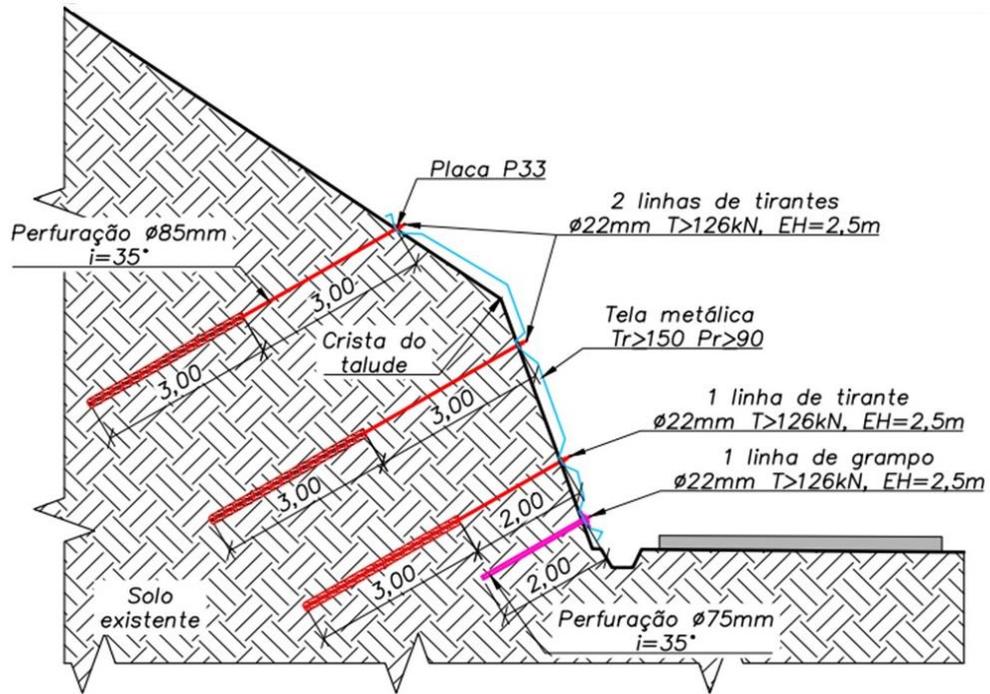
A disposição dos tirantes no terreno se dá no formato “pé de galinha”*, com espaçamento horizontal entre as linhas de 2,5 metros. A perfuração para ancoragem dos tirantes possui diâmetro de 85 mm e inclinação de 35° com relação ao eixo horizontal.

De forma associada à solução ativa, a tela metálica de alta resistência empregada na área possui resistência à tração da malha de 150 kN/m. Juntamente com a tela foi instalada manta antierosiva ao longo da face do talude, a fim de evitar problemas de erosão no solo e contribuir para a fixação de espécies vegetais.

Além disso, a solução também conta com a técnica de solo grampeado, sendo composta por uma linha de grampos ao longo do pé da solução com diâmetro das barras de 22 mm e carga de trabalho de 126 kN. O espaçamento dos grampos é o mesmo utilizado nos tirantes, entretanto com perfuração de diâmetro 75 mm e inclinação de 35° com relação ao eixo horizontal. A fim de facilitar a compreensão dos equipamentos que compõem o sistema de estabilização adotado, apresenta-se a Figura 26.

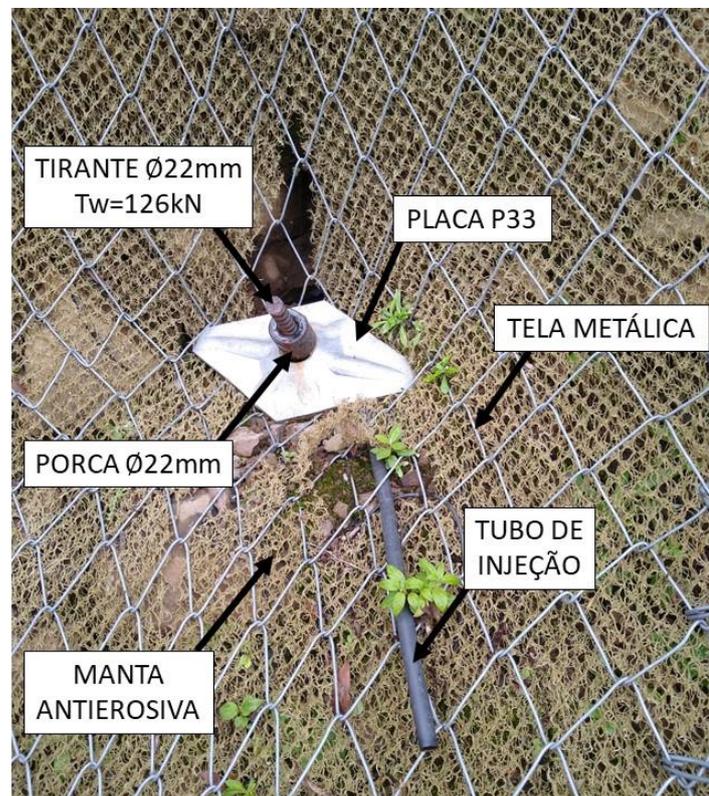
* Formato de distribuição dos tirantes na face do terreno com linhas desencontradas entre si.

Figura 25 – Seção tipo da solução proposta em projeto



Fonte: FGS Geotecnia (2021).

Figura 26 – Identificação dos componentes do sistema executado

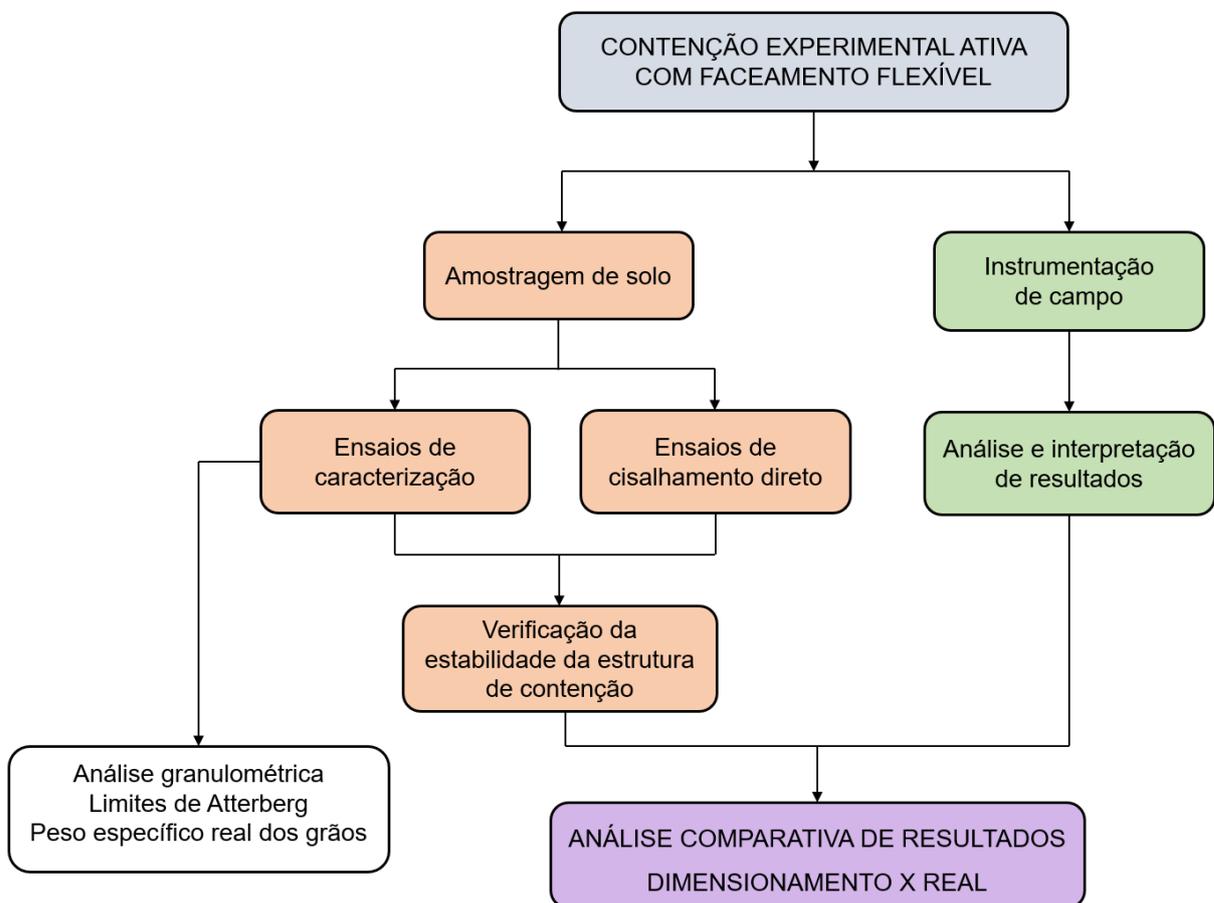


Fonte: Elaborado pela autora.

4 METODOLOGIA

Neste capítulo será apresentada a metodologia utilizada para o desenvolvimento do estudo proposto, sendo esta subdividida em ensaios de laboratório, cálculos de verificação de estabilidade global, análise de resultados obtidos através de instrumentação de campo e posterior comparação dos resultados obtidos. As etapas metodológicas podem ser melhor compreendidas através da Figura 27.

Figura 27 – Fluxograma metodológico



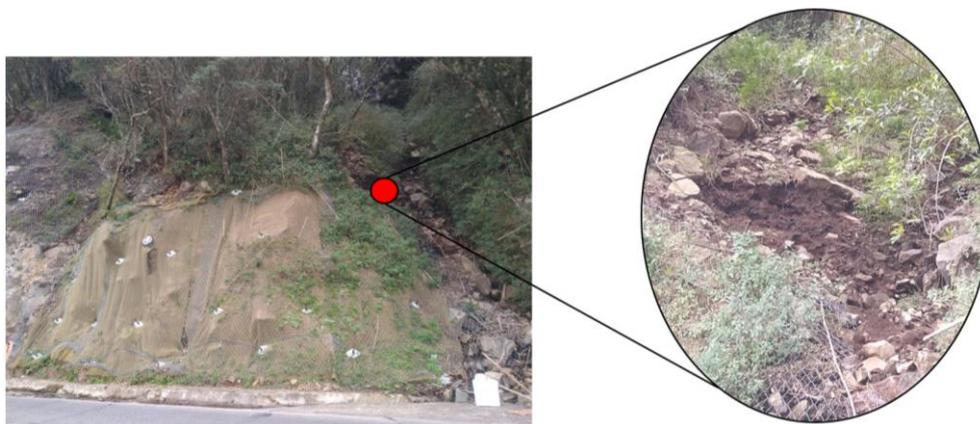
Fonte: Elaborado pela autora.

4.1 AMOSTRAGEM DE SOLO

A fim de possibilitar a realização dos ensaios de laboratório e a obtenção de dados referentes ao solo local, como dados de caracterização e parâmetros de

resistência ao cisalhamento, foi coletada uma amostra indeformada conforme localização indicada na Figura 28.

Figura 28 – Localização da coleta da amostra



Fonte: Elaborado pela autora.

A amostra deve ser extraída, preferencialmente, de forma indeformada a fim de manter as características originais do solo *in situ* e possibilitar a realização de ensaios de laboratório nas mesmas condições de origem.

Devido à existência de tela metálica ao longo do talude, a coleta foi realizada na face do talvegue localizado na extremidade da área e, por se tratar de um solo coluvionar, a presença de blocos rochosos imersos dificultou a extração de forma indeformada, sendo necessário escavar o entorno do local. A Figura 29 apresenta a escavação realizada.

Figura 29 – Escavação realizada para extração de amostra indeformada



Fonte: Registrado pela autora.

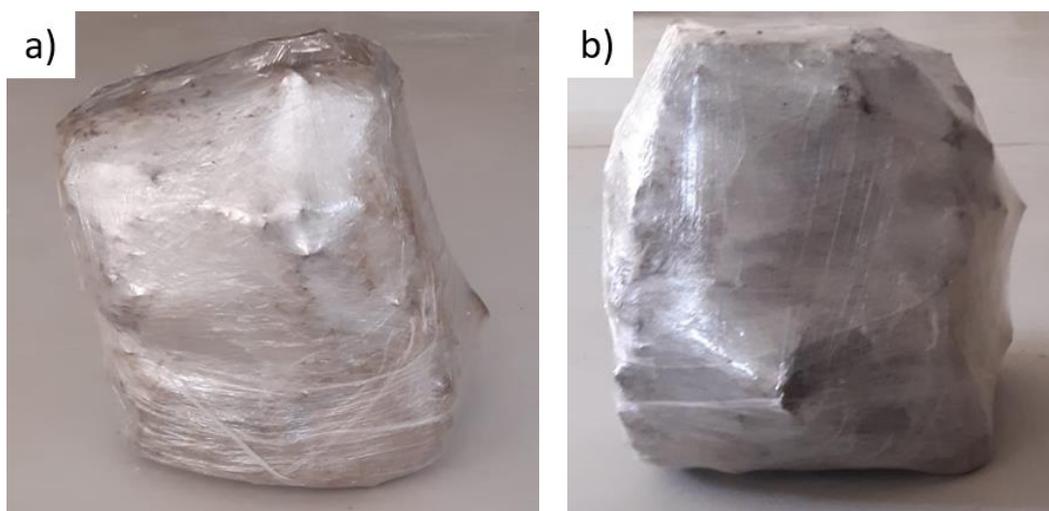
A coleta foi realizada no dia 21 de julho com a temperatura do ar em 17°C. A umidade relativa estava em 73% e a velocidade do vento era de 13 km/h.

4.1.1 Volume da Amostra

As dimensões da amostra extraída e o volume são dados necessários para a realização dos ensaios de laboratório, visto que estes são baseados em uma pequena parcela de área e tem seus resultados extrapolados para a área total de interesse.

Por se tratar de um solo com características coluvionares, os blocos imersos impossibilitaram a obtenção das dimensões da amostra por métodos tradicionais de medição. Esta se apresentou com blocos sobressalentes ao longo das faces e, devido à escavação necessária para a extração, seus vértices não possuíam as mesmas dimensões, conforme mostrado na Figura 30.

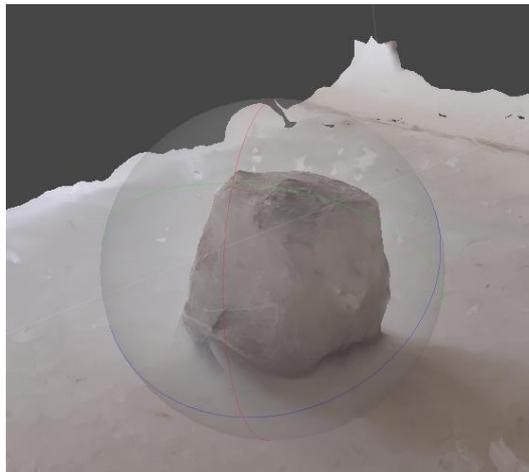
Figura 30 – Vista frontal (a) e vista lateral (b) da amostra



Fonte: Registrado pela autora.

Deste modo, a fim de definir o volume de forma precisa, foi utilizado o *software Metashape Professional*, da empresa *Agisoft*. Para tal, foram realizadas diversas imagens da amostra em diferentes ângulos a fim de gerar um modelo computacional. Com estas informações pôde ser realizado o processamento fotogramétrico e obtidos os dados espaciais em 3D, resultando em um volume de 0,02875 m³. A Figura 31 apresenta o resultado obtido com o processamento.

Figura 31 – Visão geral do resultado obtido com processamento computacional



Fonte: Elaborado pela autora.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO LOCAL

Neste tópico serão apresentados os ensaios executados a fim de caracterizar e classificar o solo no local de estudo. Para tal, foram utilizados o peso específico real dos grãos, análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, limites de Atterberg (liquidez e plasticidade) e o ensaio de cisalhamento direto.

Todos os ensaios foram realizados no laboratório de solos próprio da Unisinos campus São Leopoldo.

4.2.1 Peso Específico Real dos Grãos

A determinação do peso específico real dos grãos foi realizada conforme método de ensaio prescrito na norma NBR 6508 (ABNT, 1984). A partir do resultado obtido através do ensaio com picnômetro, o Peso Específico Real dos Grãos foi obtido através da Equação 1.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{(W_s + W_w - W_{ws})} * \gamma_w \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

γ_s – Peso específico real dos grãos (kN/m³);

γ_w – Peso específico da água (kN/m³);

W_s – Peso de solo seco (g);

W_w – Peso picnômetro + água (g);

W_{ws} – Peso picnômetro + água + solo (g).

4.2.2 Análise Granulométrica

O ensaio de análise granulométrica do solo permite, através da identificação do tamanho das partículas, a determinação da curva de distribuição granulométrica para posterior classificação do solo. Desta forma, foram utilizados os métodos de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, a fim de contemplar todos os diferentes tamanhos de partículas presentes na amostra de solo coletada.

A análise granulométrica por peneiramento (grosso e fino) e por sedimentação realizadas seguiram a metodologia conforme prescrito na norma NBR 7181 (ABNT, 2016), a qual regulariza a execução destes ensaios.

4.2.2.1 Peneiramento Grosso

O peneiramento grosso é realizado para o material com grãos retidos na peneira nº10, ou seja, partículas com dimensões maiores do que 2,0 mm. A Figura 32 demonstra a parcela de amostra utilizada para este ensaio após a lavagem na peneira nº10. Entretanto, também foram encontrados diversos blocos rochosos imersos na massa de solo, sendo o maior deles apresentado na Figura 33. Estes foram medidos e pesados, possibilitando obter a porcentagem de blocos rochosos imersos na amostra indeformada e a determinação do peso específico aparente natural dos blocos.

Figura 32 – Parcela de amostra utilizada no ensaio de peneiramento grosso



Fonte: Registrado pela autora.

Figura 33 – Bloco rochoso imerso na amostra



Fonte: Registrado pela autora.

A formulação necessária utilizada para a obtenção da porcentagem de material passante em cada peneira é expressa pela Equação 2.

$$Q_g = \frac{(W_s - W_i)}{W_s} * 100 \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

Q_g – Porcentagem de material passante em cada peneira (%);

W_s – Peso amostra total seca (g);

W_i – Peso material retido acumulado em cada peneira (g).

Desta forma, sendo a Equação 2 função de W_s , apresenta-se a Equação 3 de forma complementar.

$$W_s = \frac{(W_t - W_g)}{(100 + \omega)} * 100 + W_g \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

W_s – Peso amostra total seca (g);

W_t – Peso amostra total úmida (g);

W_g – Peso material seco retido na peneira n°10 (g);

ω – Umidade higroscópica do material passante na peneira n°10 (%).

4.2.2.2 Peneiramento Fino

O peneiramento fino foi realizado com a parcela de material passante na peneira n°10 (abertura da malha de 2,0 mm) e retido na peneira n°200 (abertura da malha de 0,075 mm), conforme apresentado na Figura 34.

Figura 34 – Parcela de amostra utilizada no ensaio de peneiramento fino



Fonte: Registrado pela autora.

Após a realização do ensaio é necessário inserir os resultados obtidos na Equação 4 para a obtenção da porcentagem de material passante em cada peneira.

$$Q_f = \frac{W_s - W_i}{W_s} * P10 \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

Q_s – Porcentagem de material passante em cada peneira (g);

W_s – Peso amostra parcial seca (g);

W_i – Peso material retido acumulado em cada peneira (g)

$P10$ – Porcentagem de material passante na peneira n°10 (%).

4.2.2.3 Sedimentação

O ensaio de sedimentação foi realizado com o material passante na peneira n°200, com abertura da malha de 0,075 mm. Desta forma, obteve-se o diâmetro dos grãos e a porcentagem de cada um deles a fim de complementar a curva de distribuição granulométrica. Para tal, utilizaram-se as Equação 5 e Equação 6.

$$D = \sqrt{\frac{1800 * \mu}{\gamma_s - \gamma_w}} * \sqrt{\frac{a}{t}} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

D – Diâmetro dos grãos (mm);

μ – Coeficiente de viscosidade da água (g*s/cm²);

γ_s – Peso específico real dos grãos (kN/m³);

γ_w – Peso específico da água (kN/m³);

a – Altura de queda das leituras (cm);

t – Tempo (s).

$$Q_{\%} = P10 * \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_w} * \frac{L - L_d}{W_s} * 1000 \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

$Q_{\%}$ - Porcentagem dos grãos (%);

$P10$ – Porcentagem de material passante na peneira n°10;

γ_s – Peso específico real dos grãos (kN/m³);

γ_w – Peso específico da água (kN/m³);

W_s – Peso amostra seca (g);

L – Leitura;

L_d – Leitura corrigida.

A Figura 35 demonstra a realização do ensaio de sedimentação.

Figura 35 – Realização do ensaio de sedimentação



Fonte: Registrado pela autora.

4.2.3 Limites de Atterberg

A determinação dos limites de Atterberg através dos ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade permitem identificar os teores de umidade cujo estado físico da amostra é alterado, influenciando de forma direta nos parâmetros de resistência.

4.2.3.1 Limite de Liquidez

O ensaio responsável pela determinação do limite de liquidez (LL) visa determinar o teor de umidade necessário para que a amostra de solo em análise passe

a se comportar como líquido. Desta forma, a norma utilizada para reger o ensaio foi a NBR 6459 (ABNT, 2017).

4.2.3.2 Limite de Plasticidade

O ensaio responsável pela determinação do limite de plasticidade (LP) visa determinar o teor de umidade de transição necessário para que o comportamento da amostra se encontre entre os estados plástico e semissólido. Para tal, a norma utilizada como base para a execução foi a NBR 7180 (ABNT, 2016).

4.2.4 Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto não possui norma brasileira que defina e oriente a realização deste tipo de ensaio. Desta forma, utilizou-se para tal a norma britânica BS EN ISO 17892-10 (BSi, 2019).

Como forma de determinar a resistência ao cisalhamento da amostra, foram avaliadas as maiores tensões cisalhantes para as tensões normais aplicadas de 25, 50, 100 e 200 KPa, realizando os ensaios de forma inundada a fim de submeter as amostras à pior condição de exposição. Tratando-se de uma matriz de solo coluvionar, as amostras utilizadas na realização dos ensaios de cisalhamento direto precisaram ser remoldadas nas mesmas condições de extração.

A partir destes resultados coletados foi traçada a envoltória de resistência utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com a qual é possível obter parâmetros como o ângulo de atrito interno e a coesão efetiva do solo.

4.2.4.1 Moldagem dos corpos de prova

Por se tratar de um solo coluvionar com muitos blocos rochosos imersos, a amostra não se manteve indeformada para a retirada dos corpos de prova a serem utilizados no ensaio de cisalhamento direto. Por consequência, optou-se por remoldar os corpos de prova nas mesmas condições encontradas em campo, totalizando 4 corpos de prova com medidas de 5 cm x 5 cm x 2 cm.

Para a moldagem foram utilizadas as informações obtidas a partir dos demais ensaios realizados previamente, como volume da amostra, massa natural, peso

específico natural e umidade. Desta forma utilizou-se, para cada uma das quatro amostras, 52,46g de solo seco e 25,88g de água.

A obtenção do peso de solo seco a ser utilizado se deu através da determinação do peso específico aparente seco, sendo este obtido a partir da Equação 7. De forma complementar, a Equação 8 permitiu obter o peso de solo seco.

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e} \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

γ_d – Peso específico real dos grãos;

γ_s – Peso específico aparente seco;

e – Índice de vazios.

$$P_s = V_t * \gamma_d \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

P_s – Peso de solo seco;

V_t – Volume total da forma;

γ_d – Peso específico real dos grãos

Para a determinação do volume de água a ser adicionado ao solo seco, utilizou-se a Equação 9. De forma complementar, por não ser possível a obtenção do índice de vazios em campo, este foi determinado a partir da Equação 10.

$$V_w = \frac{0,8 * P_s * e}{\gamma_d} \quad (\text{Equação 9})$$

Onde:

V_w – Volume de água;

P_s – Peso de solo seco;

e – Índice de vazios;

γ_d – Peso específico real dos grãos.

$$e = \frac{\gamma_d}{\gamma_s} - 1 \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

e – Índice de vazios;

γ_d – Peso específico real dos grãos;

γ_s – Peso específico aparente seco.

De forma a facilitar a compreensão das informações, o Quadro 4 apresenta os dados utilizados para a moldagem dos corpos de prova. Neste, é possível observar um elevado índice de vazios, o que é esperado para solos coluvionares pois o colúvio é lixiviado pelo fluxo d'água, carreando minerais solúveis e partículas mais finas para as áreas inferiores a ele. Desta forma, apresentam-se mais poros do que partículas de solo.

Quadro 4 – Dados utilizados para moldagem

Dados Amostra Indeformada		
Volume	28.715,00	cm ³
Massa natural	44.993,5	g
Peso específico natural	1,5669	g/cm ³
Umidade	49	%
Índices Físicos		
Peso específico natural	15,669	kN/m ³
Peso específico aparente seco	10,492	kN/m ³
Peso específico real dos grãos	26,447	kN/m ³
Índice de vazios	152	%
Porosidade	60	%
Grau de saturação	86	%
Moldagem Corpo de Prova		
Grau de saturação	86	%
Índice de vazios	152	%
Peso específico real dos grãos	2,6447	g/cm ³
Peso aparente seco	1,0492	g/cm ³
Volume da forma	50	cm ³
Peso de solo seco	52,46	g
Volume de água	25,88	cm³

Fonte: Elaborado pela autora.

Com as informações de peso de solo seco e volume de água, o procedimento de moldagem seguiu as etapas descritas a seguir:

- a) Secagem prévia do solo em estufa por, no mínimo, 24 horas;
- b) Destorroamento e peneiramento em peneira nº40 com abertura da malha de 0,42 mm;
- c) Pesagem de 52,46 g de solo seco e 25,88 g de água em balança de precisão mínima de 0,01 g;
- d) Incorporação do volume de água ao solo e revolvimento até a obtenção de homogeneidade;
- e) Utilização de desmoldante nas paredes internas da forma metálica;
- f) Compactação manual do solo em camadas com auxílio de soquete metálico, fazendo ranhuras entre uma camada e outra a fim de melhorar a aderência entre elas e evitar a criação de planos de fratura;
- g) Após a retirada da amostra compactada da forma, esta foi embalada em plástico filme para evitar a perda/ganho de umidade e alterar as características da amostra *in loco*.

A Figura 36 apresenta as principais etapas da moldagem, enquanto a Figura 37 apresenta a configuração final do corpo de prova.

Figura 36 – Etapas do processo de moldagem



Fonte: Registrado pela autora.

Figura 37 – Configuração final do corpo de prova moldado nas condições originais



Fonte: Registrado pela autora.

4.3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

A fim de possibilitar a análise completa e a comparação entre os métodos de estabilização utilizados na contenção experimental, os dois tipos de estruturas de contenção (tirantes ancorados e solo grampeado) foram verificados quanto à

estabilidade global da estrutura, fazendo uso dos parâmetros do solo encontrados a partir dos ensaios de laboratório realizados e descritos nos tópicos anteriores.

4.3.1 Dimensionamento Estrutura Ativa

Yassuda *et al.* (2009) explicam que, a fim de combater o empuxo do solo, o tirante deve ser ancorado em uma região profunda e naturalmente estável, ultrapassando a massa mobilizada e a camada potencialmente instável. Desta forma, a fim de garantir a estabilidade estrutural, o dimensionamento deve seguir as diretrizes da norma técnica NBR 5629 (ABNT, 2018) e contemplar as seguintes etapas:

- a) Cálculo do comprimento livre – deve garantir o comprimento necessário de forma a ultrapassar a camada de massa instável;
- b) Cálculo do comprimento ancorado – deve garantir o comprimento necessário ancorado de forma a suportar as cargas aplicadas na estrutura;
- c) Dimensionamento da técnica de faceamento escolhida.

4.3.2 Dimensionamento Estrutura Passiva

A norma técnica responsável pelo dimensionamento de solos grampeados, NBR 16920-2 (ABNT, 2021), determina que o projeto estrutural deve atender aos critérios de segurança contra o estado-limite último (ELU – ruptura ou colapso) e contra o estado-limite de serviço (ELS – deslocamentos excessivos). Desta forma, o método de cálculo pode ser simplificado às seguintes etapas:

- a) Estabilidade global – considera o comportamento da massa de solo como sendo um bloco rígido único com tendência ao deslizamento, expressando um fator de segurança único ao longo do talude. Para isso, a determinação dos esforços atuantes deve ser realizada através de métodos de análise bidimensionais de equilíbrio limite, considerando o efeito da água sobre o talude (ROSA, 2015);
- b) Arrancamento dos grampos – este tipo de falha está associado a superestimativas no valor de aderência na interface do solo com a nata de cimento (Q_s), ou subestimativas nas cargas de projeto. Desta forma,

devem ser obtidos os parâmetros geotécnicos para o correto dimensionamento (ROSA, 2015);

- c) Resistência do elemento – inicialmente é necessário quantificar o esforço ao qual o elemento será submetido, para assim definir qual o tipo de reforço necessário (diâmetro mínimo do grampo e tipo da barra de aço a ser utilizada) (ROSA, 2015);
- d) Dimensionamento da técnica de faceamento.

4.3.3 Considerações de Cálculo

Para a análise da estabilidade global das estruturas de contenção foi utilizado o *software Slide 2D*, da empresa *Rocscience*. Para tal, foram analisados os dois tipos de estrutura de contenção, sendo elas ativa e passiva.

A fim de frisar a diferença entre tais estruturas, são apresentadas as considerações de cálculo realizadas pelo programa utilizado, de forma a demonstrar o método utilizado para o cálculo do fator de segurança global, podendo este ser definido como a razão entre as forças que resistem ao movimento e as forças instabilizantes.

Para o método de ancoragem ativo, apresenta-se a Equação 11.

$$F = \frac{\text{resisting force} + T_N * \tan\phi}{\text{driving force} - T_S} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

resisting force – Força resistente, composta pela coesão e resistência ao atrito da superfície de deslizamento;

driving force – Força instabilizante, composta pela massa de cada fatia, força da gravidade, forças sísmicas e água em fraturas;

T_N – Componente da força normal;

T_S – Componente cisalhante da força aplicada na base da fatia.

Desta forma, para estruturas de contenção ativas o valor correspondente a componente cisalhante é diminuída das forças instabilizantes, elevando o fator de segurança.

Já para o método de ancoragem passivo, apresenta-se a Equação 12.

$$F = \frac{\text{resisting force} + T_N * \tan\phi + T_S}{\text{driving force}} \quad (\text{Equação 12})$$

Onde:

resisting force – Força resistente, composta pela coesão e resistência ao atrito da superfície de deslizamento;

driving force – Força instabilizante, composta pela massa de cada fatia, força da gravidade, forças sísmicas e água em fraturas;

T_N – Componente da força normal;

T_S – Componente cisalhante da força aplicada na base da fatia.

Desta forma, diferentemente das contensões ativas, a componente cisalhante é somada à força resistente. Portanto, a explicação acerca das estruturas passivas apresentada anteriormente ao longo do referencial bibliográfico não é a mesma considerada pelo *software*, o qual apenas considera a força de cisalhamento de forma diferente à estrutura ativa.

As análises a serem apresentadas nos tópicos seguintes foram geradas através do método de busca *Slope Search* para 20.000 superfícies testadas dentro dos limites estipulados e o método de estabilidades de taludes Morgenstern-Price, utilizando o tipo de ruptura circular.

É importante ressaltar que não foram realizadas análises de estabilidade interna pois a análise em questão trata apenas da variação da estabilidade global do talude de acordo com a alternativa do sistema de contenção.

4.4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

Fazem parte da instrumentação de campo 06 células de carga, instaladas nas barras dos tirantes instrumentados, e 01 célula de pressão, instalada ao longo da tela. Estes possuem como função monitorar o funcionamento do sistema de contenção, bem como verificar a distribuição de carga ao longo do paramento.

O período de análise dos dados a ser apresentada no decorrer deste trabalho se dá entre os dias 07 e 22 de outubro de 2021, sendo realizadas 24 leituras dos

sensores durante a fase executiva do projeto de contenção. Após este período, testes adicionais foram realizados no dia 27 de outubro de 2021 a fim de verificar a ocorrência de variação e comportamento dos tirantes instrumentados e célula de pressão.

Desta forma, foi realizada a análise dos resultados provenientes das leituras dos dispositivos e correlacionados com os dados obtidos através das análises de estabilidade realizadas, possibilitando verificar o real funcionamento do sistema executado.

4.5 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DIMENSIONAMENTO X REAL

Como método comparativo entre resultados teóricos e práticos, foi realizada a análise numérica comparativa entre os resultados obtidos através de análises de estabilidade e dados obtidos através de instrumentação de campo.

O intuito da análise comparativa foi verificar se o comportamento dos dispositivos executados em campo é satisfatório e vai de encontro com os resultados teóricos de dimensionamento, a fim de possibilitar a futura aplicação em demais obras de contenção.

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir da metodologia descrita anteriormente com a utilização de gráficos e quadros de forma a facilitar o entendimento deste estudo.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

A partir dos resultados obtidos através da execução dos ensaios laboratoriais, serão apresentados os resultados a fim de caracterizar e classificar o solo em análise.

5.1.1 Umidade Natural

A determinação do teor de umidade natural presente na amostra indeformada foi realizada a partir do método da estufa, utilizando duas pequenas amostras em cápsulas. Estas foram pesadas vazias, com solo úmido e após a secagem, resultando em uma umidade média de 55,7%, conforme apresenta o Quadro 5.

Por ser considerada uma umidade elevada (a ser justificada na análise granulométrica e através do elevado índice de vazios) para a execução dos demais ensaios foi utilizada a menor umidade encontrada, sendo ela de 49,3%.

Quadro 5 – Resultados ensaio de umidade

Umidade Natural			
Cápsula	n°	1	2
Cápsula + solo úmido	g	30,56	28,10
Cápsula + solo seco	g	22,31	19,47
Água	g	8,25	8,63
Peso da cápsula	g	5,59	5,56
Solo seco	g	16,72	13,91
Umidade	%	49,342	62,042
Umidade média	%	55,692	

Fonte: Elaborado pela autora.

5.1.2 Peso Específico Real dos Grãos

Conforme descrito anteriormente no capítulo 4.2.1, o ensaio foi realizado conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984), apresentando como resultado os valores expostos no Quadro 6.

Quadro 6 – Resultados ensaio peso específico real dos grãos

Peso Específico Real dos Grãos		
Temperatura da água	21,8	°C
Picnômetro + água	628,14	g
Picnômetro + água + solo	665,48	g
Solo seco	60,0	g
Peso específico da água	0,99884	g/cm ³
Peso específico real dos grãos	2,6447	g/cm³

Fonte: Elaborado pela autora.

Desta forma, obteve-se como resultado o peso específico real dos grãos (γ_s) igual a 26,447 kN/m³, podendo ser considerado um valor esperado para solo de matriz coluvionar. De forma comparativa, em estudo realizado por Soares *et al.* (2001) apud Perazzolo (2003), o resultado obtido para o peso específico real dos grãos foi de 26,36 kN/m³ para o colúvio amarelo e 26,38 kN/m³ para o colúvio vermelho.

Também foi possível obter o peso específico aparente dos blocos rochosos encontrados imersos na amostra a partir da utilização de balança hidrostática, sendo os resultados apresentados no Quadro 7.

Quadro 7 – Resultados ensaio peso específico aparente dos blocos rochosos

Peso Específico Aparente dos Blocos Rochosos		
Blocos + água	5.861,10	g
Blocos secos	5.231,20	g
Blocos submersos	3.293,0	g
Umidade	12,041	%
Volume	1.940,451	cm ³
Massa específica aparente natural	3.020,484	kg/m ³
Massa específica aparente seca	2.695,868	kg/m ³

Peso específico aparente natural	29,621	kN/m³
Peso específico aparente seco	26,437	kN/m³

Fonte: Elaborado pela autora.

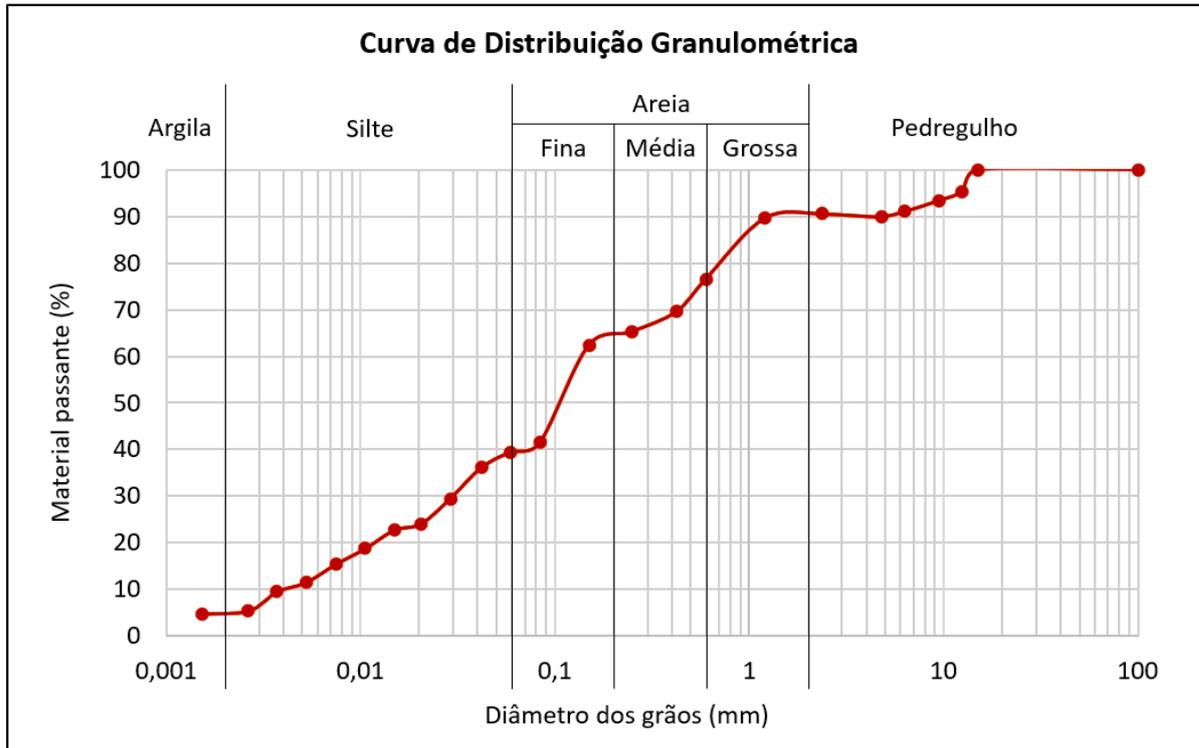
Desta forma, obteve-se como resultado o peso específico aparente seco dos blocos rochosos igual a 26,437 kN/m³, e o peso específico aparente natural de 29,621 kN/m³. Por não ser o foco deste estudo, os ensaios relativos aos blocos rochosos não tiveram prosseguimento, possibilitando a análise somente da fração de solo presente na amostra.

5.1.3 Análise Granulométrica

Para a determinação da curva de distribuição granulométrica foram utilizados os métodos de peneiramento (grosso e fino) para a fração granular e sedimentação para a fração fina, com o intuito de classificar o solo de acordo com o tamanho das partículas. A Figura 38 apresenta a curva de distribuição granulométrica, enquanto o Quadro 8 apresenta os resultados obtidos de forma resumida, permitindo classificar o solo como areno-siltoso. Esta classificação se justifica pois nota-se a predominância das areias (51,11%), principalmente da areia fina com uma porcentagem de 25,8% seguida do silte com 34,8%.

Esta classificação justifica também a elevada umidade natural (55,69%) encontrada na amostra devido à grande quantidade de partículas de areia, visto que este é considerado um material drenante.

Figura 38 – Curva de Distribuição Granulométrica



Fonte: Elaborado pela autora.

Quadro 8 – Resumo da Distribuição Granulométrica

Resumo da Distribuição Granulométrica		
Fração	Porcentagem (%)	
Pedregulho	9,41	
Areia	Grossa	14,04
	Média	11,27
	Fina	25,80
Silte	34,80	
Argila	4,68	

Fonte: Elaborado pela autora.

Ainda, é possível analisar a curva granulométrica de acordo com o diâmetro efetivo das partículas (D_{10}), visto que este é um indicativo de permeabilidade. A partir da curva de distribuição granulométrica apresentada anteriormente na Figura 38, é possível obter $D_{10} = 0,004\text{mm}$.

Juntamente com o diâmetro efetivo das partículas é possível determinar o coeficiente de não uniformidade do solo (C_u), o qual é responsável por indicar a variação granulométrica do solo. Desta forma, quanto mais uniforme a granulometria do solo, mais as partículas tendem a ter o mesmo tamanho. Para tal, utiliza-se a Equação 13 apresentada abaixo.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,15}{0,004} = 37,5 \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

C_u – Coeficiente de não uniformidade;

D_{60} – Diâmetro tal que 60% do solo, em peso, tenha diâmetros menores que ele;

D_{10} – Diâmetro tal que 10% do solo, em peso, tenha diâmetros menores que ele.

Desta forma, como $C_u=37,5$ o coeficiente de não uniformidade indica que a granulometria do solo é desuniforme, pois $C_u>15$, apresentando grande amplitude no tamanho dos grãos.

É possível também determinar o coeficiente de curvatura do solo (C_c), o qual indica se o solo é bem ou mal graduado, indicando também a simetria da curva granulométrica. Este pode ser estabelecido a partir da Equação 14.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} = \frac{0,029^2}{0,15 * 0,004} = 1,40 \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

C_c – Coeficiente de curvatura;

D_{60} – Diâmetro tal que 60% do solo, em peso, tenha diâmetros menores que ele;

D_{30} – Diâmetro tal que 30% do solo, em peso, tenha diâmetros menores que ele;

D_{10} – Diâmetro tal que 10% do solo, em peso, tenha diâmetros menores que ele.

Desta forma, a partir do resultado de $C_c=1,40$ é possível concluir que o solo é bem graduado, pois $1 \leq C_c \leq 3$. Sendo assim, o diâmetro das partículas é distribuído de forma contínua, tendo os espaços menores criados entre partículas de maiores dimensões preenchidos por partículas menores, resultando em melhores condições de compactação e resistência.

5.1.4 Limite de Liquidez

O Limite de Liquidez (LL) do solo representa a porcentagem de água necessária para que o solo passe do estado plástico para o estado líquido, sendo este o ponto de transição.

Desta forma, para a determinação do LL utilizou-se o equipamento de Casagrande. Este visa determinar o número de golpes necessários para que a fenda aberta no solo ensaiado se feche por aproximadamente 1,3 cm. Sendo assim, os resultados obtidos são mostrados no Quadro 9, sendo possível relacionar a umidade com o número de golpes necessários, conforme apresentado na Figura 39

Quadro 9 – Limite de Liquidez

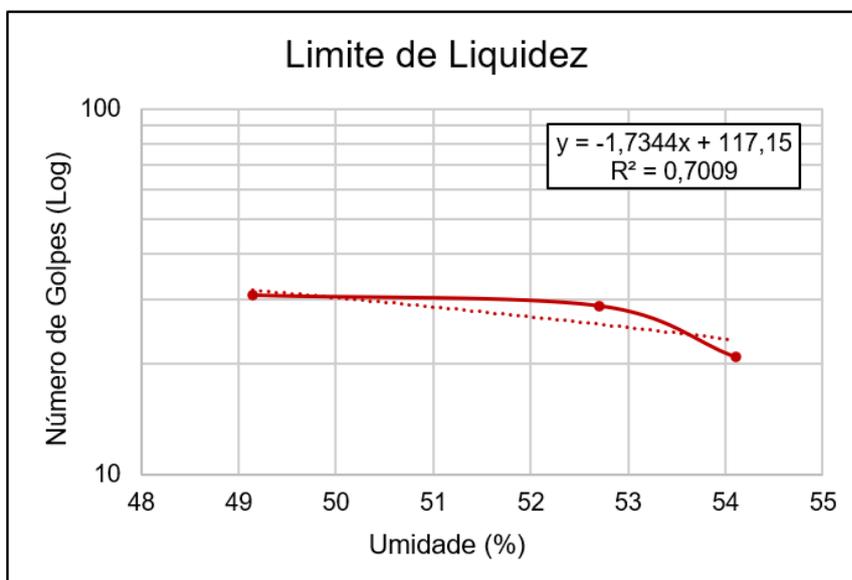
Limite de Liquidez						
Limites	Golpes	15 - 20	21 - 25	26 - 30	31 - 35	36 – 40
Nº golpes	Nº	16	21	29	31	38
Nº cápsula	Nº	14	22	19	15	4
Cápsula + solo úmido	g	8,25	7,49	8,08	8,28	7,55
Cápsula + solo seco	g	7,33	6,83	7,20	7,42	6,87
Água	g	0,92	0,66	0,88	0,86	0,68
Pesa da cápsula	g	5,53	5,61	5,53	5,67	5,49
Solo seco	g	1,80	1,22	1,67	1,75	1,38
Umidade	%	51,111	54,098	52,695	49,143	49,275

Fonte: Elaborado pela autora.

Para a elaboração da curva correspondente ao limite de liquidez não foram considerados o primeiro e último resultados (nº de golpes entre 15 – 20 e 36 – 40),

visto que a umidade deve diminuir de acordo com o decorrer do ensaio e aumento do número de golpes necessário para o fechamento da fenda.

Figura 39 – Limite de Liquidez



Fonte: Elaborado pela autora.

A partir da equação da reta de tangência correspondente ao gráfico apresentado anteriormente, é possível obter o teor de umidade correspondente à 25 golpes, sendo este o limite de liquidez do solo. Desta forma, o valor obtido é $LL=53,13\%$, estando este, mesmo que elevado, dentro do esperado para solos de matriz coluvionar.

5.1.5 Limite de Plasticidade

O Limite de Plasticidade (LP) indica o teor de umidade no qual o estado físico do solo passa de plástico para sólido, perdendo sua capacidade moldável e se tornando frágil.

Foram executadas diversas tentativas para a obtenção do LP, porém não foram obtidos resultados satisfatórios para tal. Durante todas as tentativas a amostra se mostrou capaz de gerar resultados, porém se partia antes de atingir o diâmetro e comprimento necessários estipulados pela norma NBR 7180 (ABNT, 2016).

A impressão gerada pela amostra pode ser explicada pela elevada presença de silte em sua composição (34,8%), porém se mostrou quebradiça e incapaz por

apresentar mais da metade de seus grãos compostos por areia (51,11%), conforme apresentado anteriormente na análise granulométrica, tratando-se de um solo areno-siltoso.

5.2 CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de acordo com a norma britânica BS EN ISO 17892-10 (BSi, 2019), devido à falta de normativa brasileira. Nestes foram avaliadas as maiores tensões cisalhantes para quatro tensões normais distintas, sendo elas de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Desta forma, a fim de submeter o solo à pior condição de exposição e avaliar seu comportamento, os ensaios foram realizados de forma inundada.

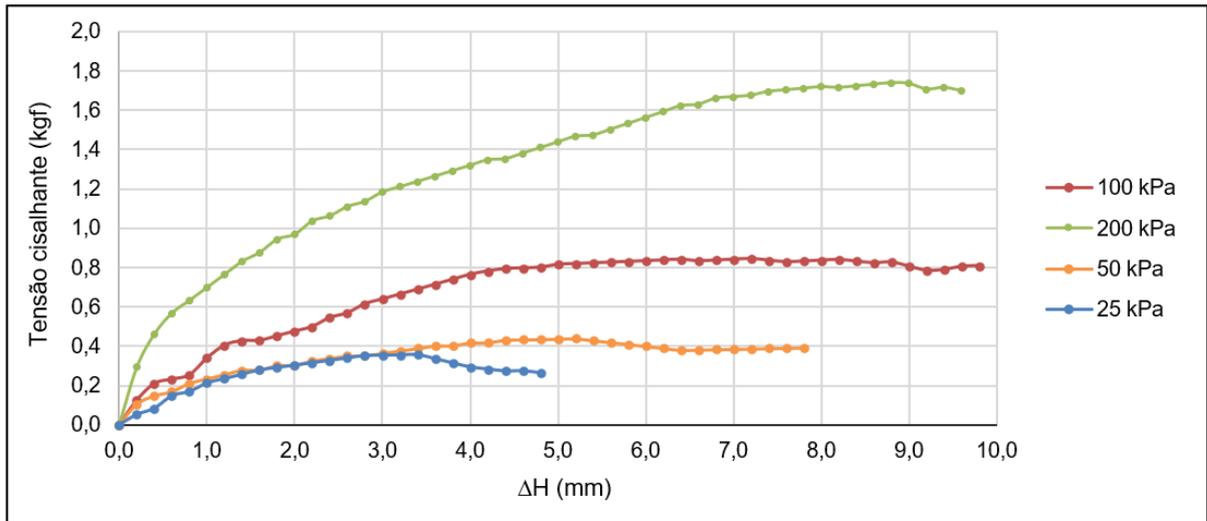
Conforme explicado anteriormente no capítulo 4.2.4.1 – Moldagem dos corpos de prova, por não ter sido possível utilizar a amostra retirada no formato indeformado, as amostras submetidas aos ensaios de cisalhamento direto inundado foram moldadas nas mesmas condições de campo a fim de apresentarem o mesmo comportamento.

A velocidade de realização dos ensaios foi determinada computacionalmente a partir do pré-adensamento realizado. Desta forma, a velocidade adotada foi de 0,462 mm/min.

5.2.1 Cisalhamento Direto Inundado – Amostras remoldadas

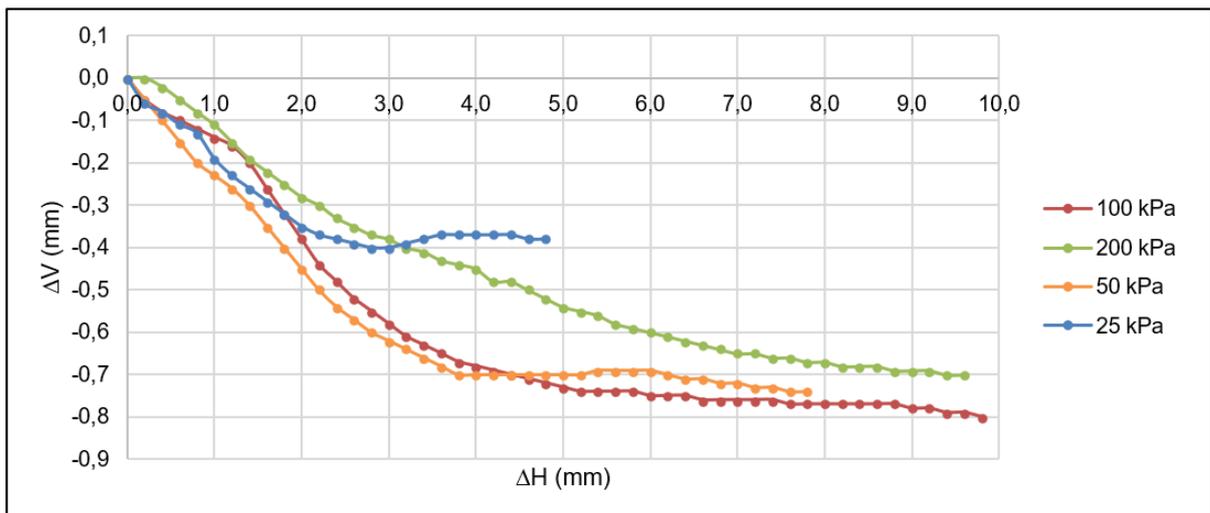
Neste tópico serão apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir da realização dos ensaios de cisalhamento direto de forma inundada. Para tal, serão apresentados os gráficos de Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante e Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical. Os resultados utilizados na elaboração dos gráficos podem ser encontrados de forma detalhada e individual nos Apêndice A, B, C e D, de acordo com as tensões normais aplicadas.

Figura 40: Gráfico Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 41: Gráfico Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical



Fonte: Elaborado pela autora.

Nas curvas apresentadas na Figura 40 não é possível observar um pico de resistência ao cisalhamento, como também não é notável a queda brusca de resistência do solo após o cisalhamento, apresentando curvas mais suaves e de comportamentos similares. A variabilidade nos valores de tensão cisalhante entre os ensaios realizados pode ser considerada normal pois, tratando-se de solos coluvionares, é esperado este comportamento do material.

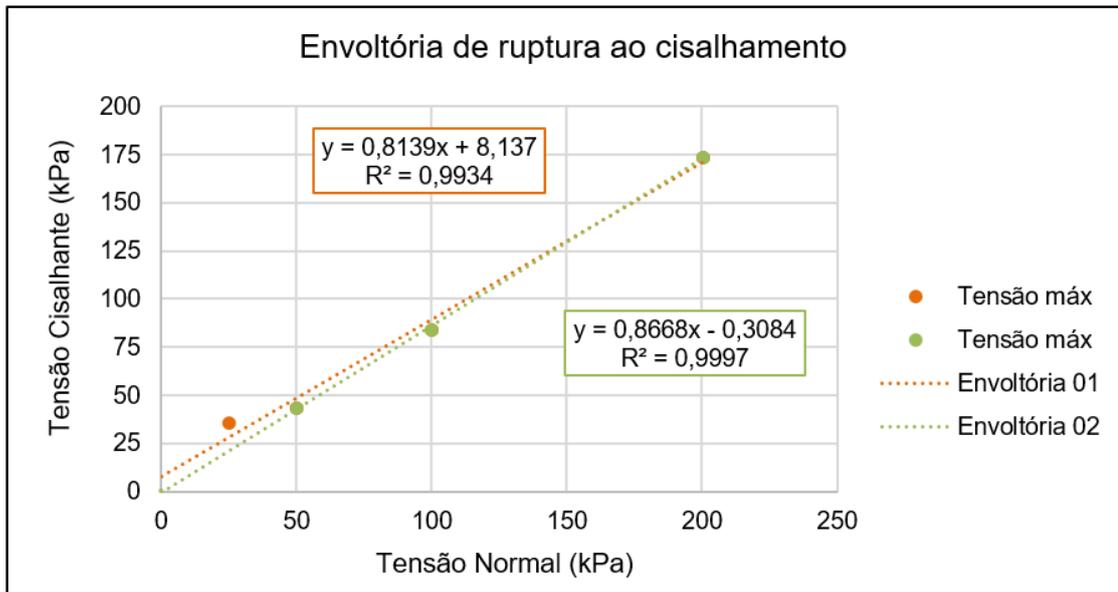
Ainda, é possível constatar que as tensões cisalhantes correspondentes às tensões normais de 25 e 50 kPa se mantiveram coincidentes entre os deslocamentos de 1 a 3 mm, aproximadamente.

Já na Figura 41 é possível observar, para a tensão normal de 25 kPa, a ocorrência do fenômeno de dilatação (a partir do deslocamento horizontal de ~ 3,0 mm) onde, no decorrer de incremento de deslocamento horizontal ocorre um aumento volumétrico, identificando que o corpo de prova passou pelo processo de expansão durante a execução do ensaio. Este fenômeno se torna mais evidente em ensaios realizados com cargas normais aplicadas menores, podendo este ser identificado também para a tensão normal de 50 kPa, porém de forma sutil conforme esperado.

Por este fenômeno não ter sido evidenciado nas demais tensões e apresentar pequenas proporções, o incremento volumétrico pôde ser descartado devido à baixa tensão normal aplicada, podendo ser explicada pelo próprio movimento do equipamento utilizado nos ensaios, descaracterizando a possível característica expansiva.

A realização dos ensaios de cisalhamento direto também permitiu obter a envoltória de ruptura ao cisalhamento para as tensões máximas encontradas para cada tensão normal aplicada. O resultado é apresentado na Figura 42, a qual traz duas envoltórias de ruptura, sendo elas a Envoltória 01 utilizando todas as tensões normais aplicadas, e a Envoltória 02 utilizando somente as tensões normais de 50, 100 e 200 kPa. O intuito é apresentar, de forma comparativa, as envoltórias considerando-se a utilização, ou não, dos resultados correspondentes à tensão de 25 kPa por esta ter apresentado comportamento dilatante na ruptura.

Figura 42: Envoltória de ruptura ao cisalhamento



Fonte: Elaborado pela autora.

A partir da Figura 42 apresentada e das equações correspondentes, é possível definir os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do solo para as diferentes envoltórias de ruptura, além da dispersão dos resultados encontrados. Desta forma, apresenta-se o Quadro 10.

Quadro 10 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico

Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico		
Envoltória 01		
Coesão – c' (kPa)	Ângulo de atrito interno - ϕ (°)	Dispersão – R^2
8,1	39	0,9934
Envoltória 02		
Coesão – c' (kPa)	Ângulo de atrito interno - ϕ (°)	Dispersão – R^2
0	41	0,9997

Fonte: Elaborado pela autora.

Conforme explicado anteriormente, pelo fenômeno de dilatância não ter sido observado dos demais resultados (o que é mais comum para baixas tensões), este evento pode ser desconsiderado e assumidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo como sendo os valores obtidos através da Envoltória 01.

Por se tratar de baixas tensões normais aplicadas nos ensaios, os valores obtidos para coesão e ângulo de atrito interno se encontram dentro dos limites esperados para este tipo de solo. Conforme constatado em estudo realizado por Perazzolo (2003), a coesão do solo coluvionar tende a reduzir para tensões normais mais baixas, contrariamente ao ângulo de atrito interno, que tende a aumentar para menores tensões.

5.3 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Foram realizadas diferentes verificações de estabilidade da estrutura de contenção com o intuito de apresentar as diferenças numéricas entre as soluções aplicáveis na área em análise. Para tal, foi utilizado o método de Estabilidade por Equilíbrio Limite com apoio do *software Slide*, da *Rocscience*.

Para a análise foram consideradas três diferentes soluções, sendo elas tirantes ancorados ativos (solução originalmente proposta pela empresa projetista), tirantes ancorados passivos, e solo grampeado. Com o intuito de avaliar a diferença entre os fatores de segurança apresentados para cada situação, variou-se a condição de saturação do talude, através da utilização de uma linha freática e variação da poropressão pela variação do parâmetro H_u entre 0 e 1 (0% a 100%), totalizando 15 cenários distintos.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo utilizados foram os mesmos obtidos anteriormente nos ensaios de laboratório, conforme mostra o Quadro 11. Já os parâmetros utilizados para as demais litologias presentes na seção de cálculo, sendo elas solo residual jovem e rocha, foram mantidos conforme projeto executivo já elaborado devido à falta de informações acerca dos materiais, conforme apresenta o Quadro 12.

Quadro 11 – Parâmetros de resistência do solo utilizados nas análises

Parâmetros de Resistência do Solo		
Coesão (c')	8,1	kPa
Ângulo de atrito interno (ϕ)	39	°
Peso específico aparente seco	10,482	kN/m ³
Peso específico natural	15,669	kN/m ³

Fonte: Elaborado pela autora.

Quadro 12 – Parâmetros de resistência utilizados para as demais litologias

Parâmetros de Resistência para demais Litologias		
Solo Residual Jovem		
Coesão (c')	40,0	kPa
Ângulo de atrito interno (ϕ)	34,0	°
Peso específico real dos grãos	20,0	kN/m ³
Rocha		
Coesão (c')	10.000	kPa
Ângulo de atrito interno (ϕ)	30	°
Peso específico real dos grãos	27	kN/m ³

Fonte: Elaborado pela autora.

Desta forma, foram mantidos o comprimento, número de linhas e espaçamento propostos no projeto original de estabilização, sendo três linhas superiores compostas por tirantes e a última linha composta por grampos, estes possuindo comprimento de 2,0 m por apresentar afloramento de rocha na região do pé do talude.

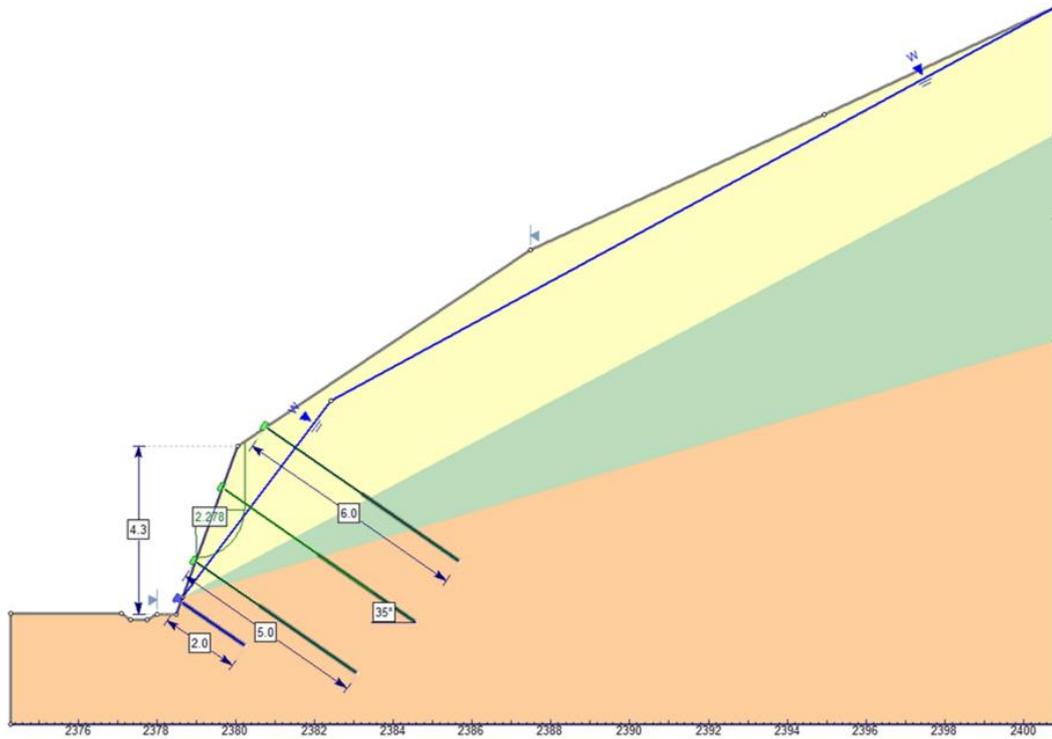
É importante ressaltar que não foram realizadas análises de estabilidade interna pois a análise em questão trata apenas da variação da estabilidade global do talude de acordo com o sistema de contenção escolhido.

5.3.1 Tirantes Ancorados – Ativo

O método de estabilização com tirantes ancorados ativos conta com a transmissão de um esforço externo de tração para o terreno através do bulbo, sendo o esforço aplicado na cabeça do tirante.

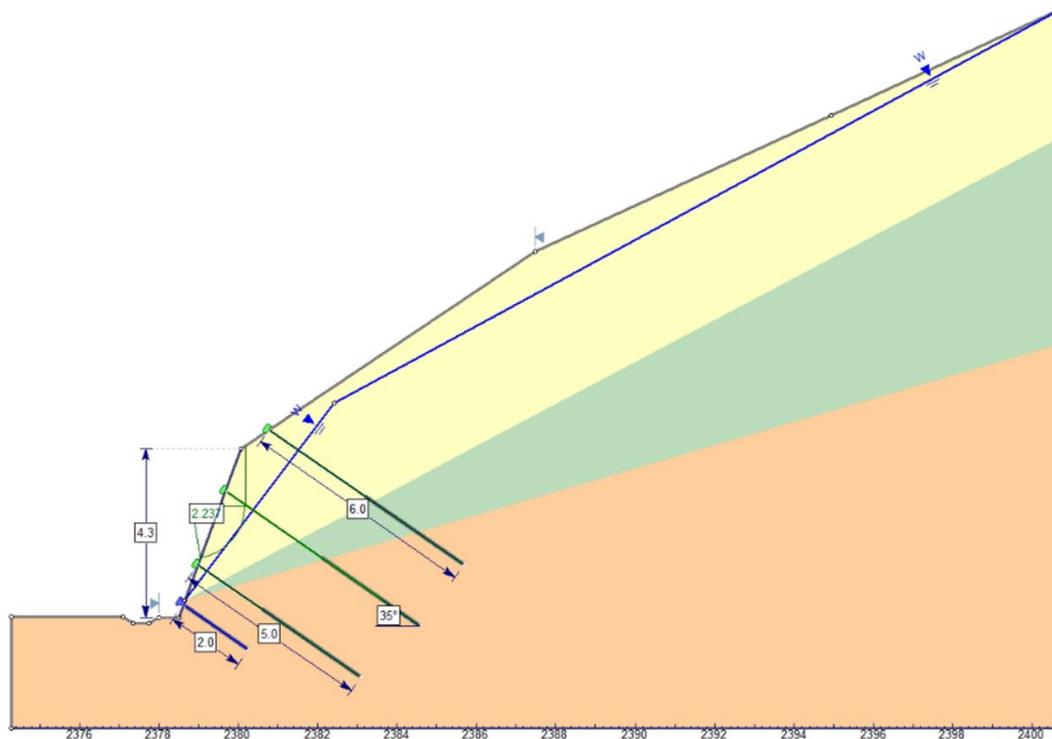
Foram analisados cinco diferentes cenários com variação da proressão do solo de 0%, 25%, 50%, 75% e 100%. Os resultados obtidos para os fatores de segurança podem ser vistos nas figuras a seguir.

Figura 43 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0$ (FS = 2,278)



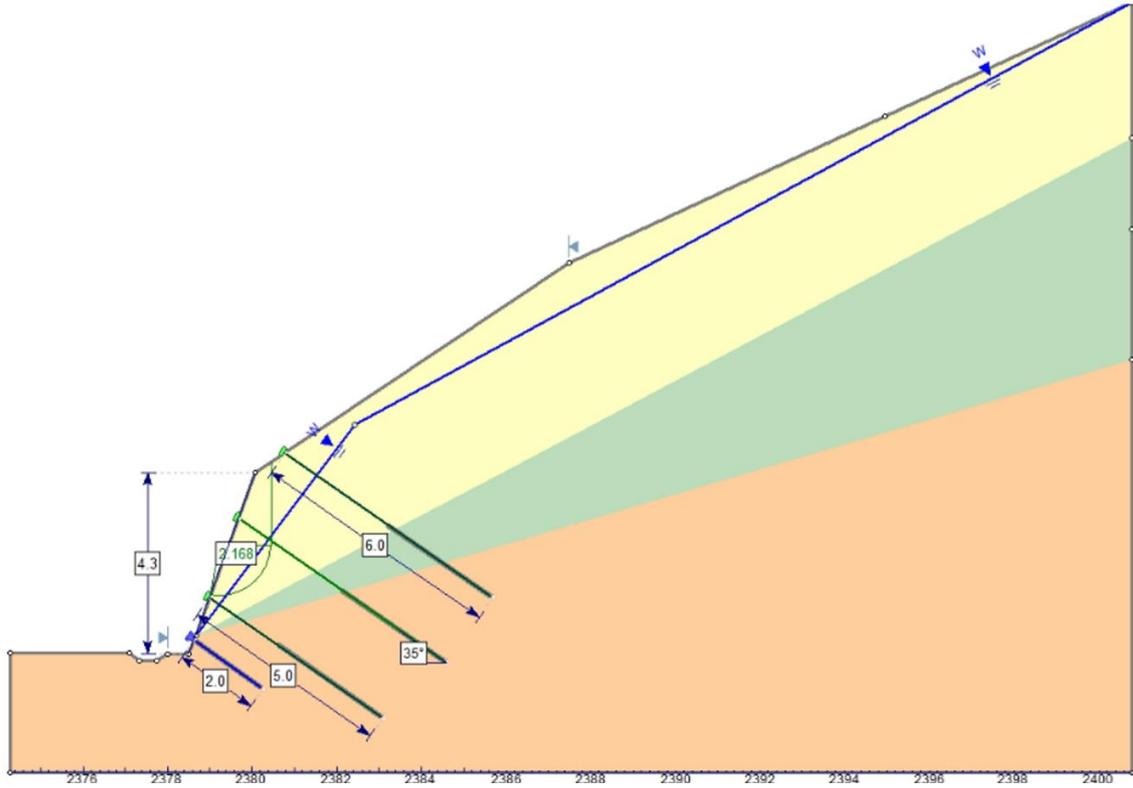
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 44 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0,25$ (FS = 2,237)



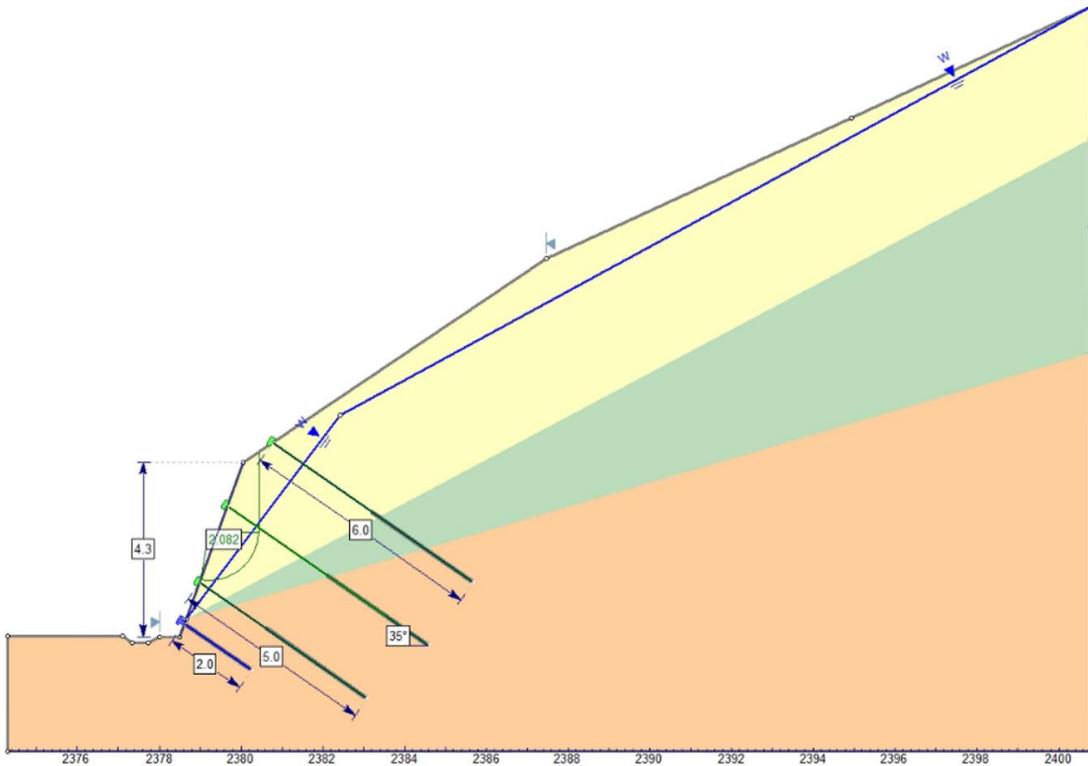
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 45 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0,5$ (FS = 2,168)



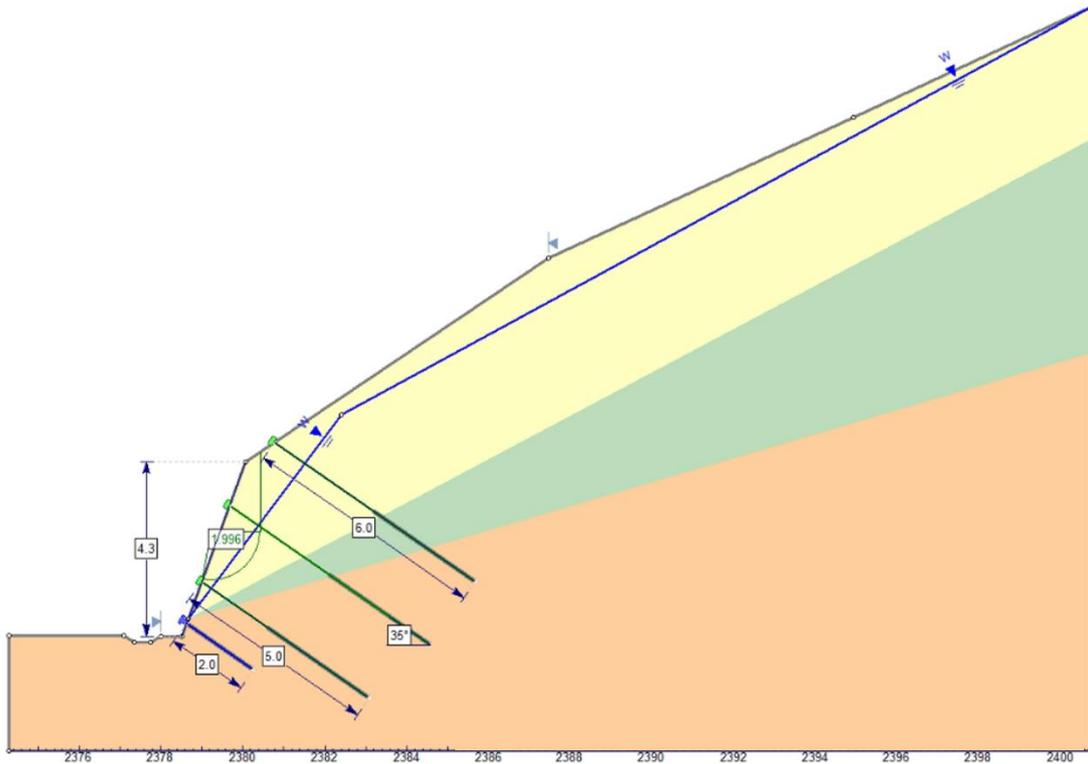
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 46 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 0,75$ (FS = 2,082)



Fonte: Elaborado pela autora.

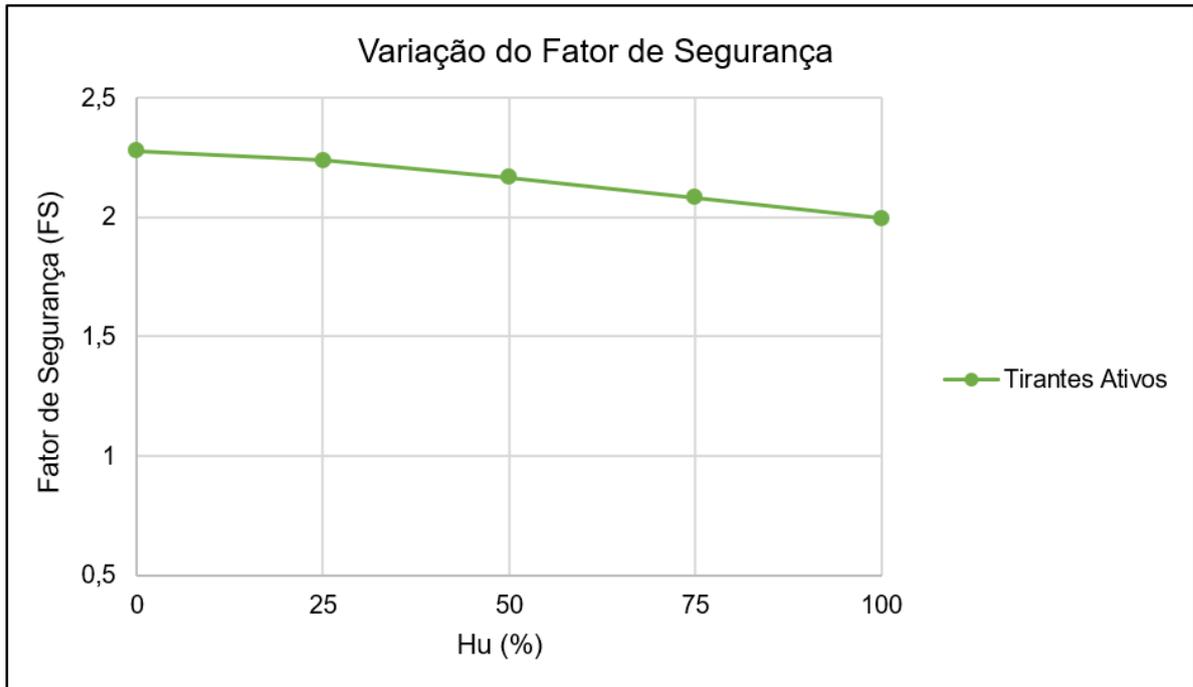
Figura 47 – Tirantes ancorados ativos – $H_u = 1,0$ (FS = 1,996)



Fonte: Elaborado pela autora.

Como resultado foi possível obter o gráfico mostrado na Figura 48, o qual demonstra a variação do fator de segurança global de acordo com a variação da poropressão. Conforme esperado, o fator de segurança tende a diminuir de acordo com o aumento da poropressão, sendo a queda de forma suave pela sustentação dada através de incorporação de carga. É possível observar também que a variação de FS é muito pequena, sendo esta de aproximadamente 0,5 entre os casos de $H_u=0$ e $H_u=1$.

Figura 48 – Variação do FS x Variação da Poropressão



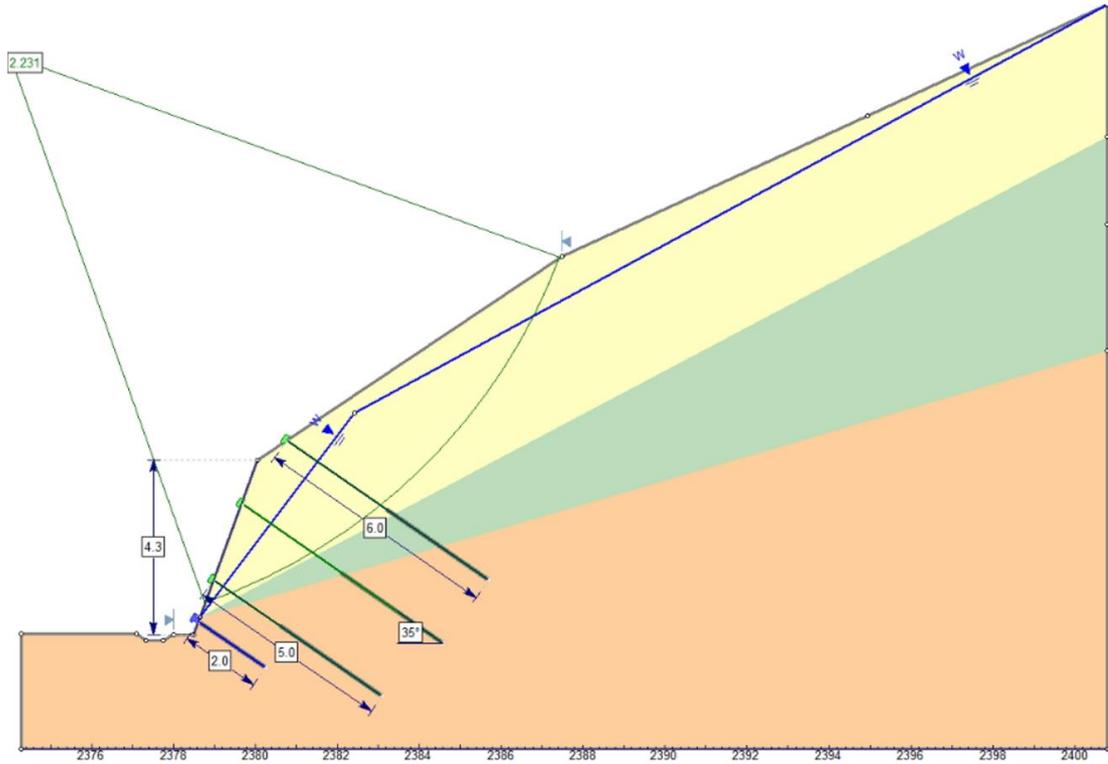
Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.2 Tirantes Ancorados – Passivo

O método de estabilização com tirantes ancorados passivos funciona de forma similar aos grampos por não possuírem carga de tração incorporada nas monobarras.

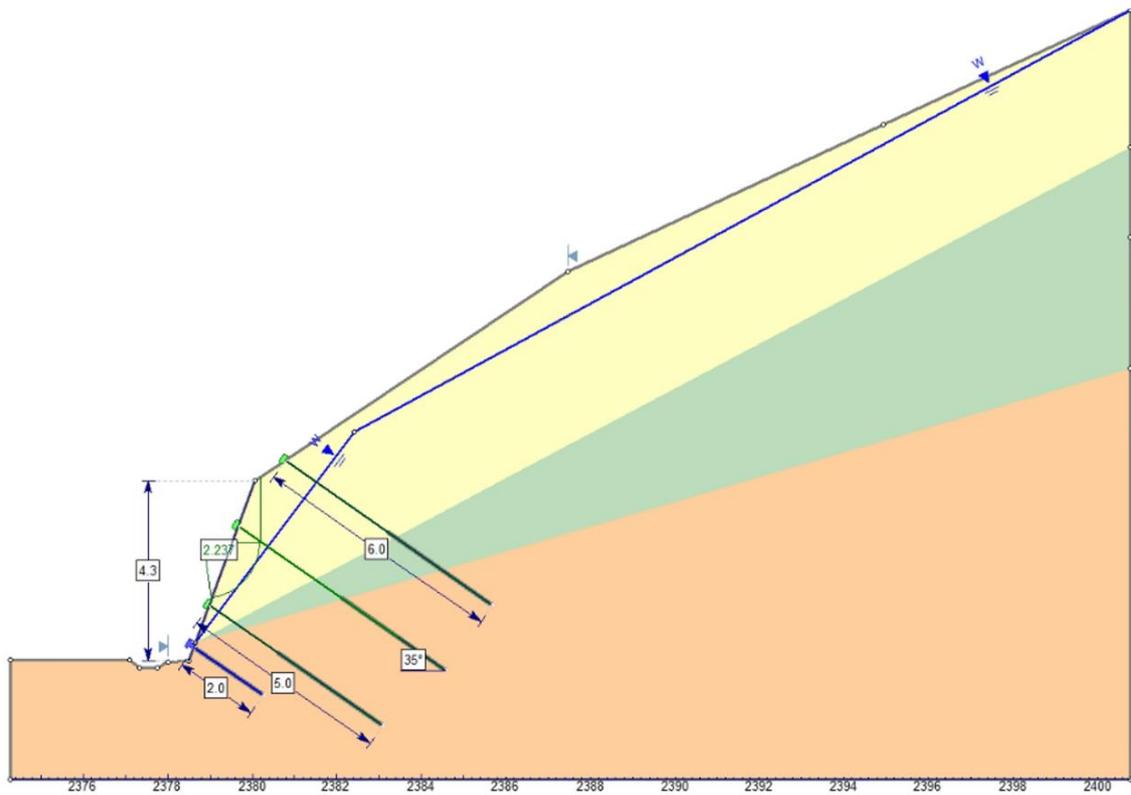
Foram analisados cinco diferentes cenários com variação da poropressão do solo de 0%, 25%, 50%, 75% e 100%. Os resultados obtidos para os fatores de segurança podem ser vistos nas figuras a seguir.

Figura 49 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0$ (FS = 2,231)

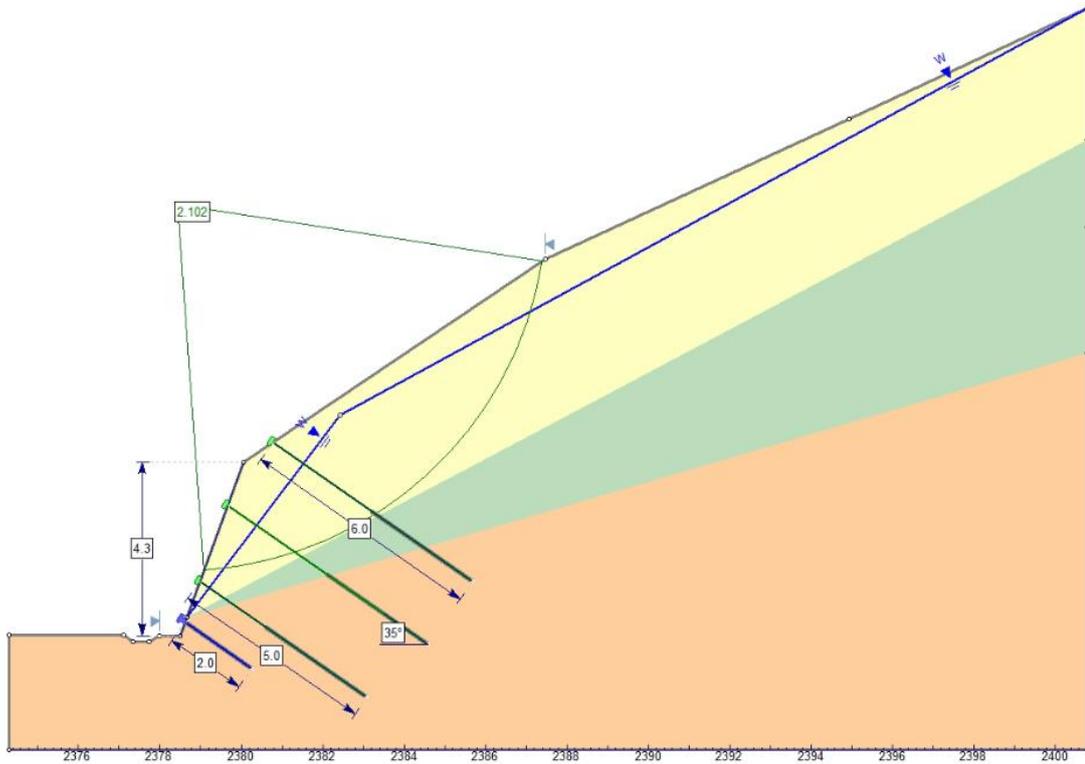


Fonte: Elaborado pela autora.

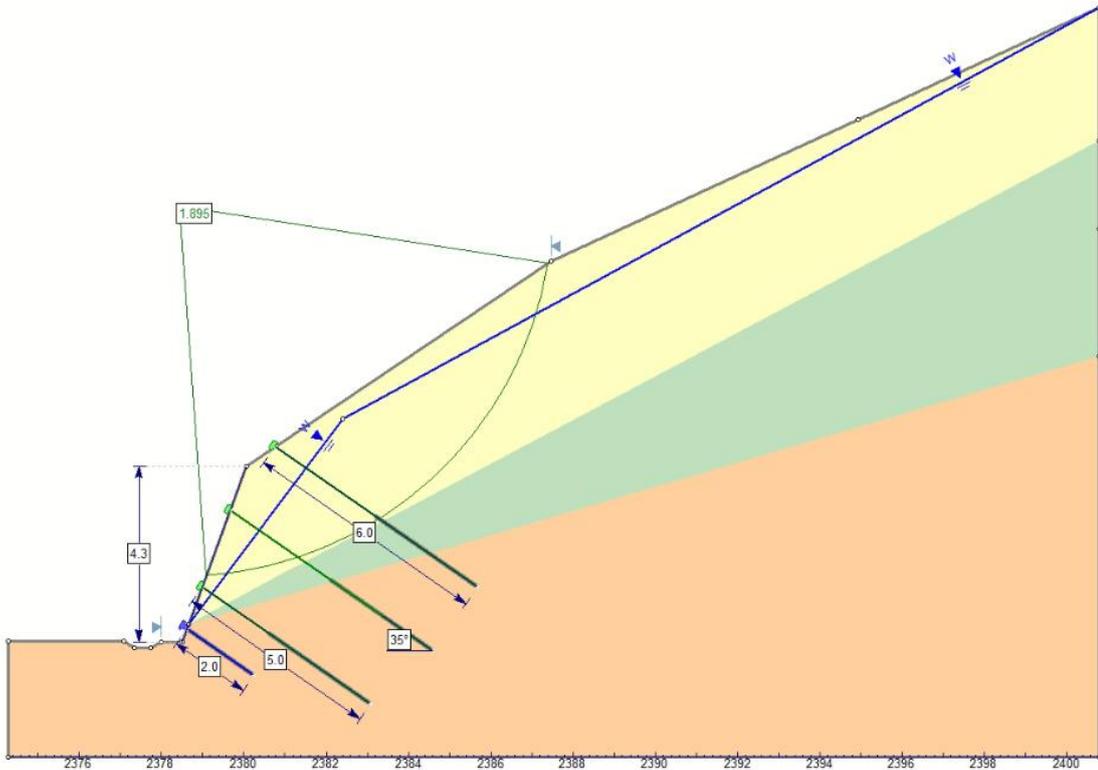
Figura 50 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0,25$ (FS = 2,237)



Fonte: Elaborado pela autora.

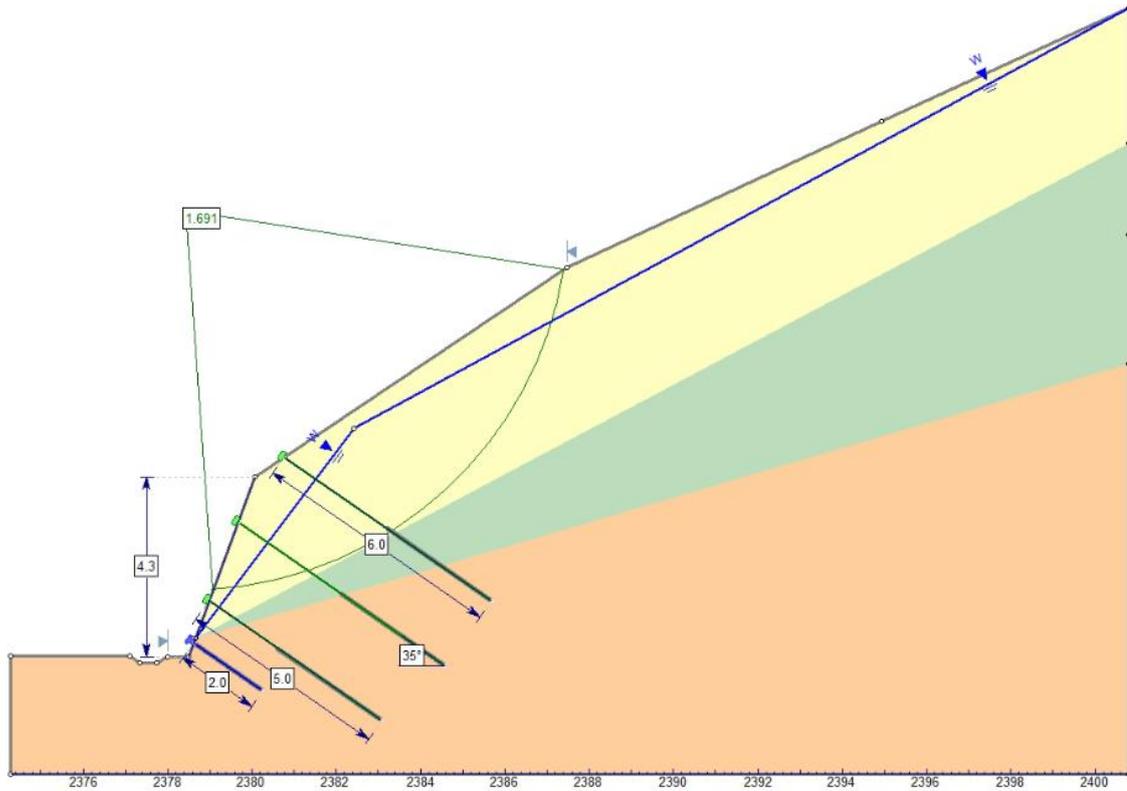
Figura 51 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0,5$ (FS = 2,102)

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 52 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 0,75$ (FS = 1,895)

Fonte: Elaborado pela autora.

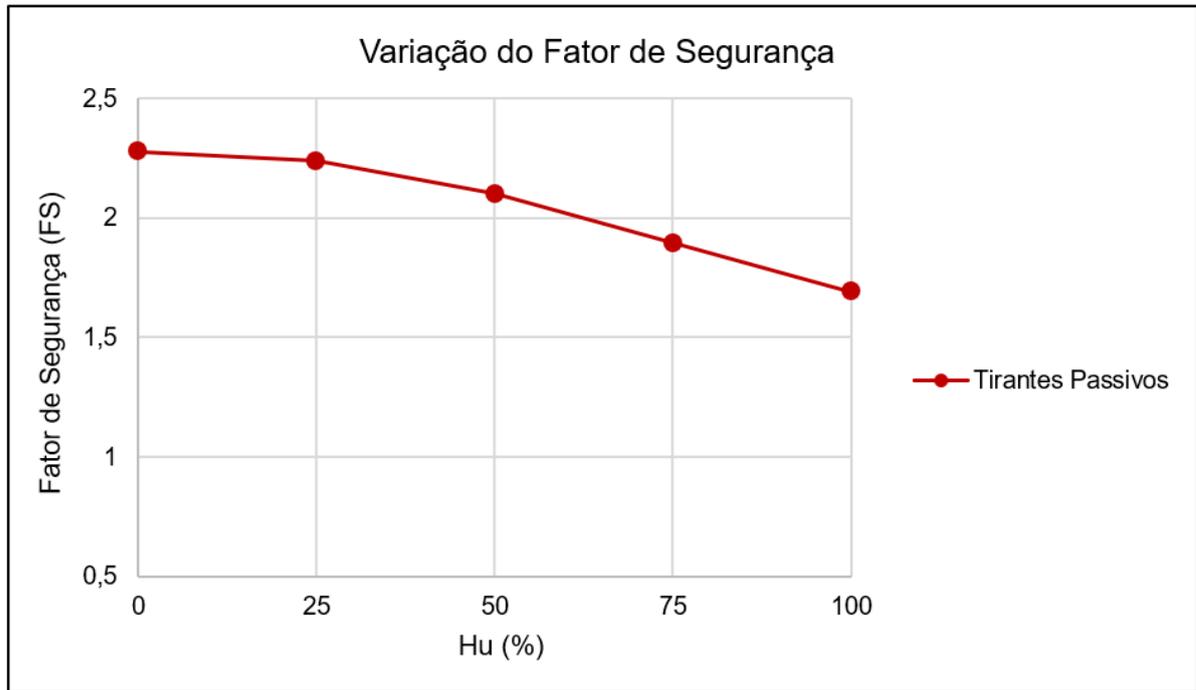
Figura 53 – Tirantes ancorados passivos – $H_u = 1,0$ (FS = 1,691)



Fonte: Elaborado pela autora.

Como resultado foi possível obter o gráfico mostrado na Figura 54, o qual demonstra a variação do fator de segurança global de acordo com a variação da poropressão. Conforme esperado, o fator de segurança tende a diminuir de acordo com o aumento da poropressão. Entretanto, por não apresentar incorporação de protensão, a variação nos fatores de segurança obtidos para $H_u=0$ e $H_u=1$ tende a ser maior.

Figura 54 – Variação do FS x Variação da Poropressão



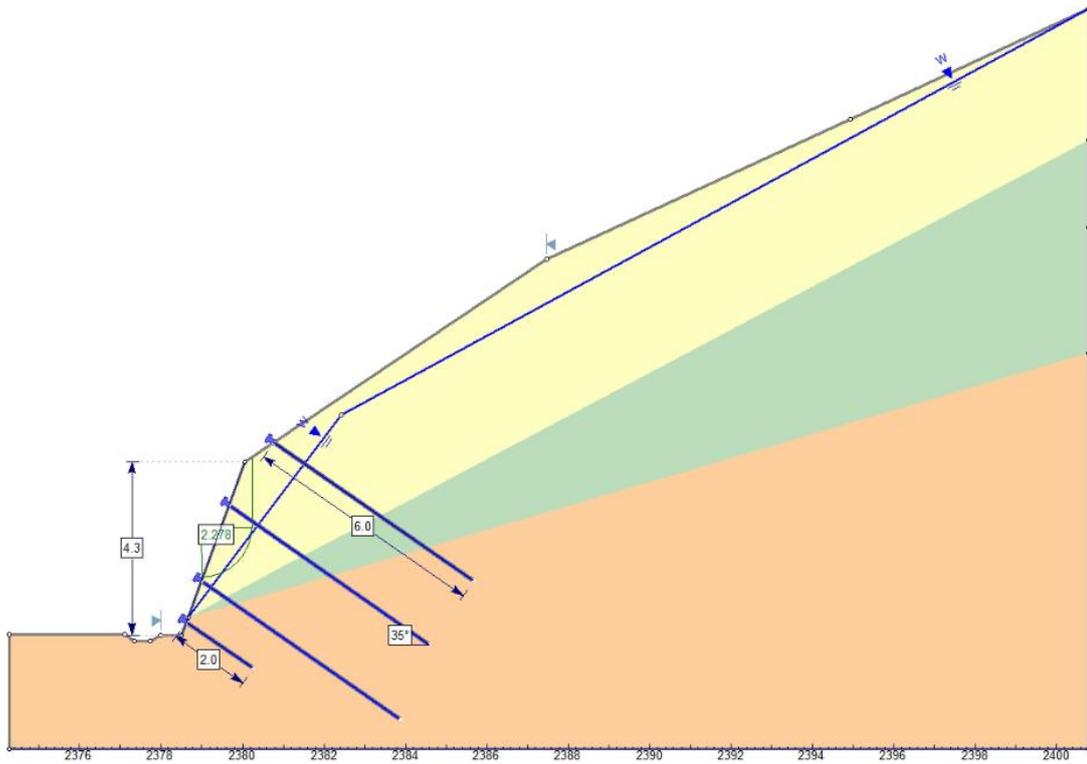
Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.3 Solo Grampeado

A técnica de estabilização com solo grampeado consiste na instalação de monobarras de aço no talude, as quais recebem tensões de tração em resposta a deformação do solo. A técnica é utilizada de forma conjunta com o sistema de faceamento.

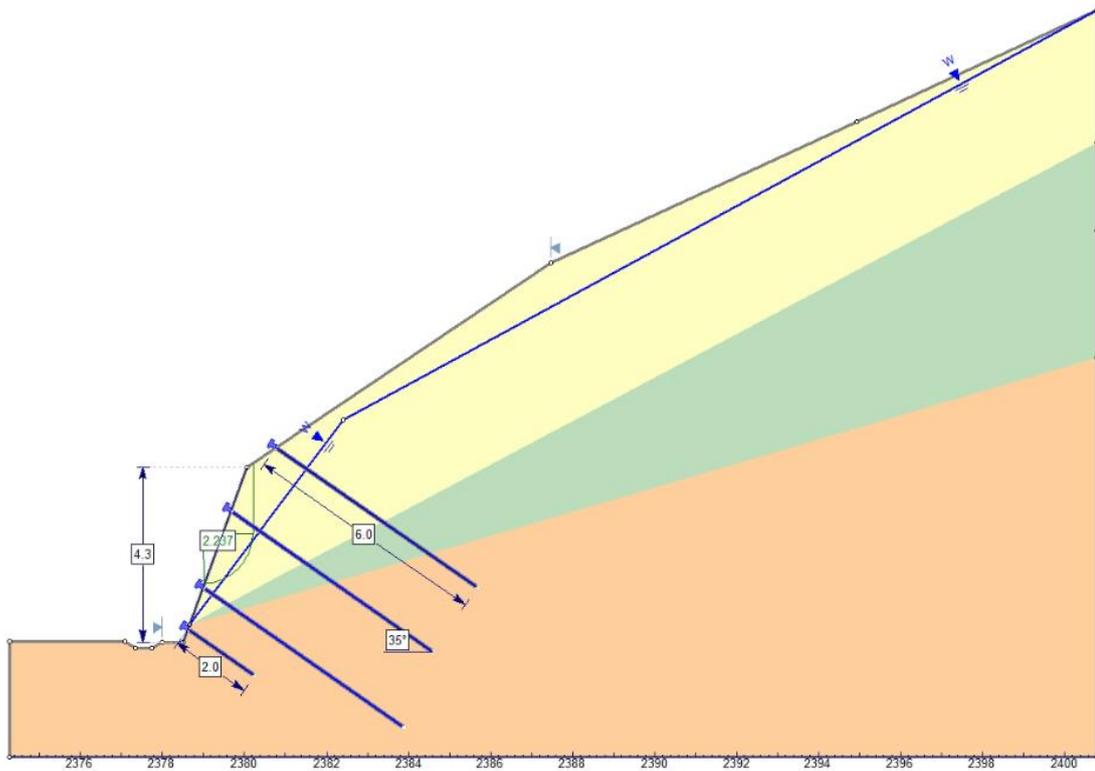
Para tal, foram analisados cinco diferentes cenários com variação da poropressão do solo de 0%, 25%, 50%, 75% e 100%. Os resultados obtidos para os fatores de segurança podem ser vistos nas figuras a seguir.

Figura 55 – Solo grampeado – $H_u = 0$ (FS = 2,278)

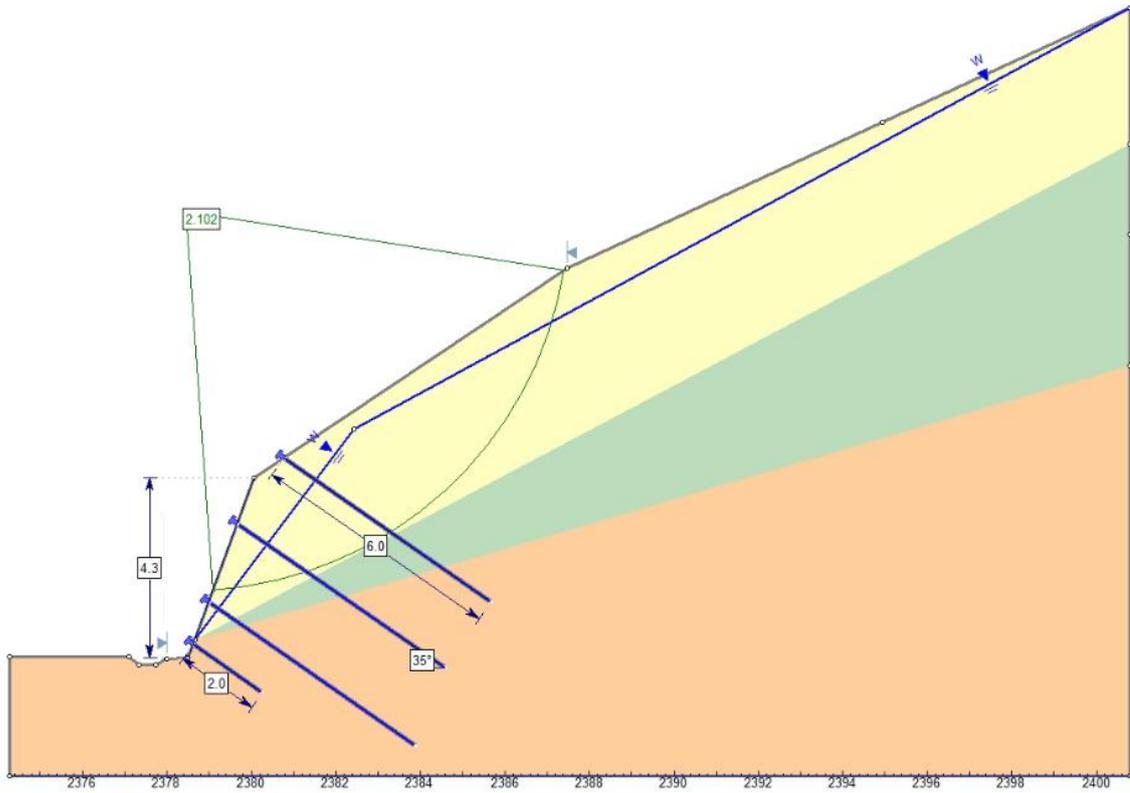


Fonte: Elaborado pela autora.

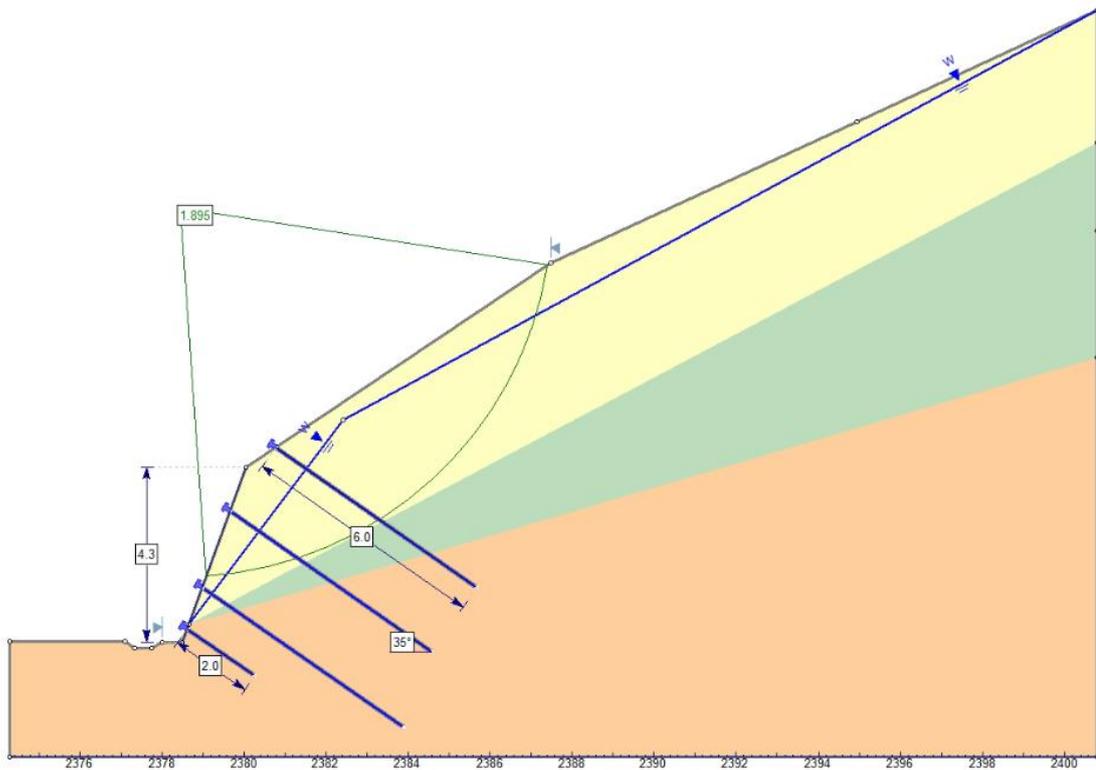
Figura 56 – Solo grampeado – $H_u = 0,25$ (FS = 2,237)



Fonte: Elaborado pela autora.

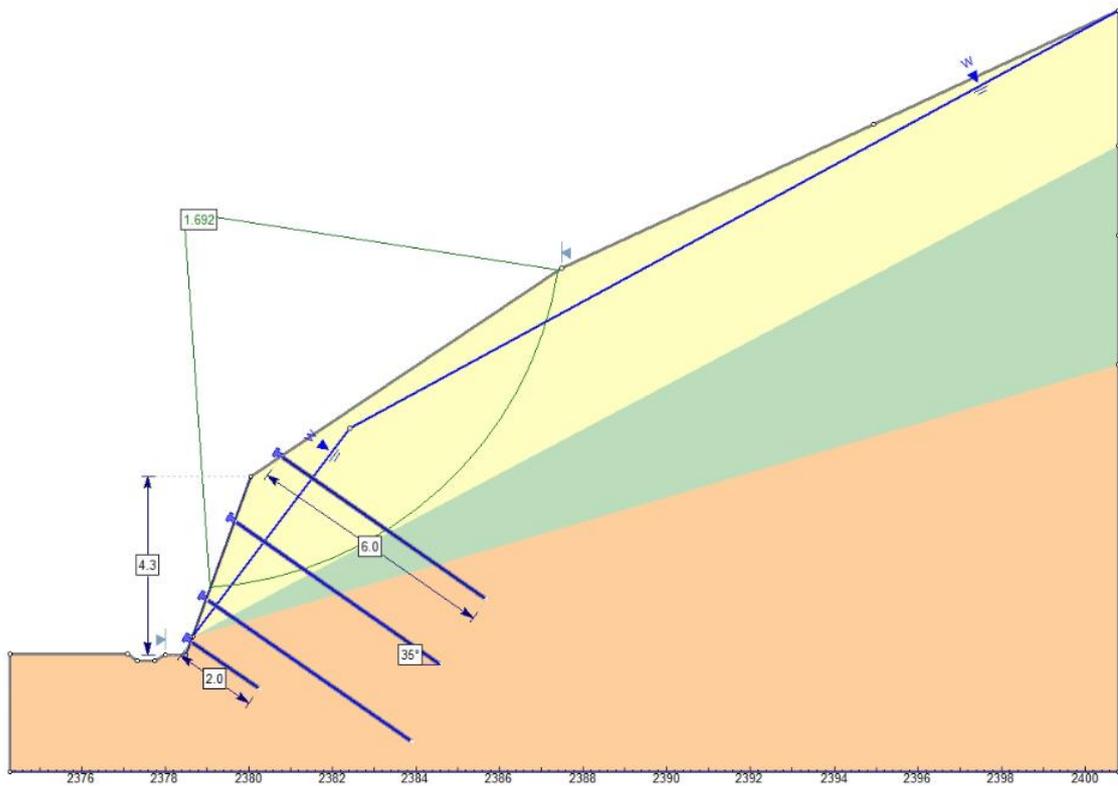
Figura 57 – Solo grampeado – $H_u = 0,5$ (FS = 2,102)

Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 58 – Solo grampeado – $H_u = 0,75$ (FS = 1,895)

Fonte: Elaborado pela autora.

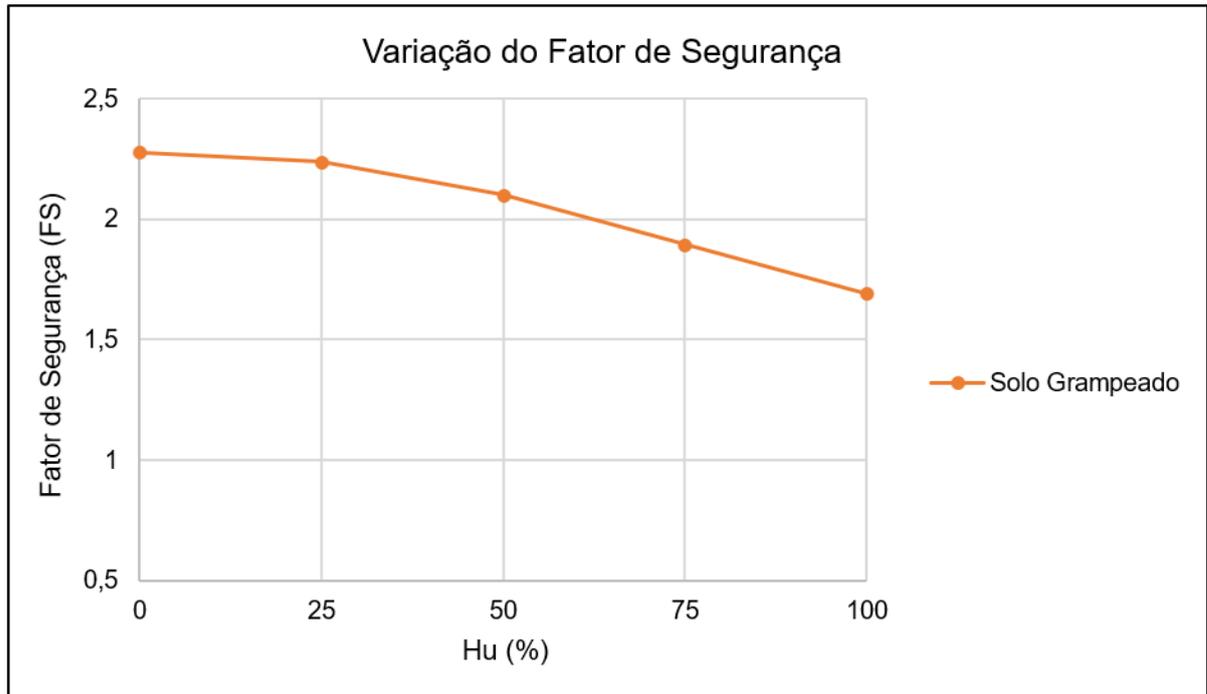
Figura 59 – Solo grampeado – $H_u = 1,0$ (FS = 1,692)



Fonte: Elaborado pela autora.

Como resultado foi possível obter o gráfico mostrado na Figura 60, o qual demonstra a variação do fator de segurança global de acordo com a variação da poropressão. Conforme esperado, o fator de segurança tende a diminuir de acordo com o aumento da poropressão, sendo a queda mais evidente a partir de 50% de H_u . Entretanto, a variação no fator de segurança obtida para os casos de $H_u=0$ e $H_u=1$ é de aproximadamente 0,6.

Figura 60 – Variação do FS x Variação da Poropressão



Fonte: Elaborado pela autora.

5.3.4 Análise Comparativa

A análise comparativa iniciou a partir da definição do fator de segurança global a ser adotado nas análises de estabilidade, conforme o preconizado pela norma NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009). A norma define o fator de segurança a ser adotado pelo cruzamento entre o nível de segurança contra danos a vidas humanas e contra danos materiais e ambientais, conforme apresenta o Quadro 13.

Quadro 13 – Definição do Fator de Segurança (FS)

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

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

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

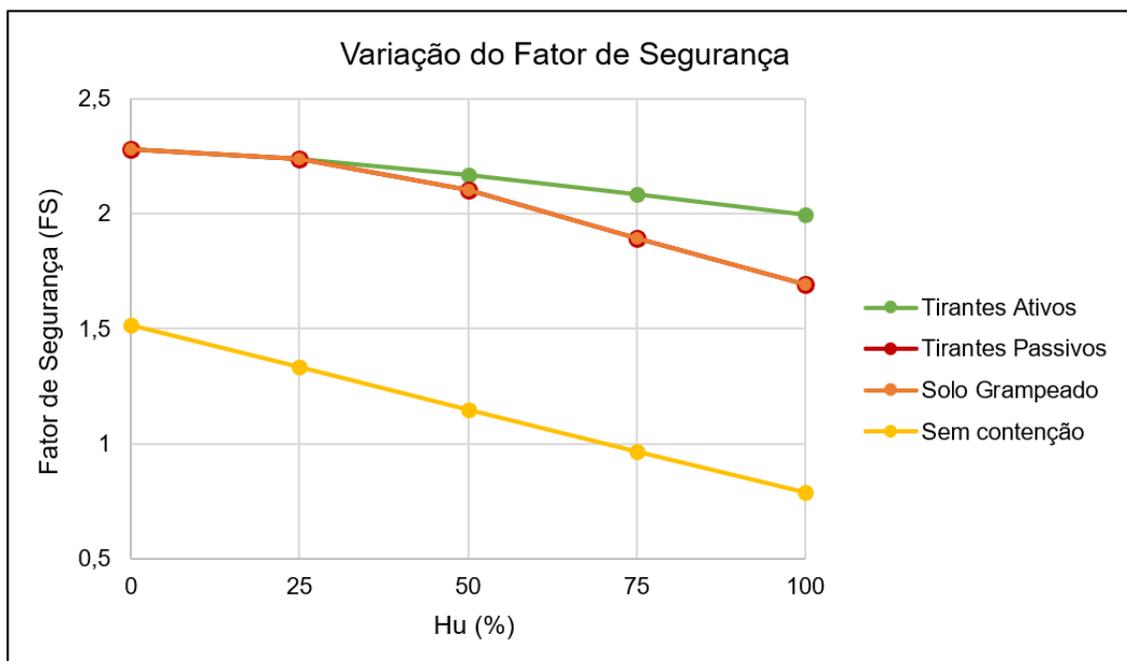
NOTA 3 – Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009, p. 18).

Desta forma, com base no determinado pela norma NBR 61182 (ABNT, 2009) assumiu-se como mínimo o FS = 1,5, resultado do cruzamento entre um nível alto contra danos a vidas humanas e médio contra danos materiais e ambientais, dado pela localização do talude e proporção dos possíveis danos gerados.

A partir das diferentes análises realizadas foi possível obter o gráfico comparativo que apresenta os diferentes fatores de segurança global encontrados de acordo com tipo de estabilização utilizada, conforme apresenta a Figura 61.

Figura 61 – Variação do FS x Variação da Poropressão – Análise Comparativa



Fonte: Elaborado pela autora.

A partir deste é possível observar que o fator de segurança global de todas as alternativas de estabilização se manteve acima do mínimo estabelecido, estando acima de 1,5 mesmo na pior condição de poropressão onde $H_u = 1$.

Como esperado, os tirantes ancorados de forma ativa apresentaram os maiores valores de FS em relação às demais técnicas de estabilização, visto que estes possuem carga de protensão incorporada às monobarras que sustentam o fator de segurança, apresentando um decréscimo de forma suave e quase constante conforme o aumento da poropressão.

Já as técnicas de estabilização com solo grampeado e tirantes ancorados passivos apresentaram os mesmos valores em todas as análises realizadas. Inicialmente, os valores esperados para a alternativa com solo grampeado seriam levemente mais elevados do que para os tirantes passivos. Entretanto, esta igualdade pode ser explicada pela forma como o *software* utilizado nas análises realiza o cálculo de estabilidade para estruturas passivas, conforme apresentado anteriormente. Desta forma, a igualdade obtida entre os dois sistemas de estabilização não se faz verdadeira, correspondendo apenas ao método de cálculo utilizado.

Ainda, é possível constatar que as cargas incorporadas nos tirantes ativos somente serão solicitadas após cerca de 30% de H_u , comportando-se anteriormente da mesma maneira do que um grampo.

Verifica-se também a condição do talude sem a utilização de técnicas de estabilização, o qual não seria capaz de se manter estável após atingir pouco menos de 75% de H_u . É possível verificar também que o fator de segurança estabelecido por norma é atingido somente para a condição de talude seco ($H_u=0$).

5.4 INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

Conforme descrito ao longo da metodologia, foram coletados dados referentes à 6 diferentes células de carga (CC) instaladas em 6 tirantes, e dados referentes à 1 célula de pressão (CP) instalada ao longo do faceamento de tela metálica. A posição dos dispositivos pode ser observada conforme vista frontal esquemática apresentada na Figura 62.

Figura 62 – Detalhe esquemático da posição dos dispositivos

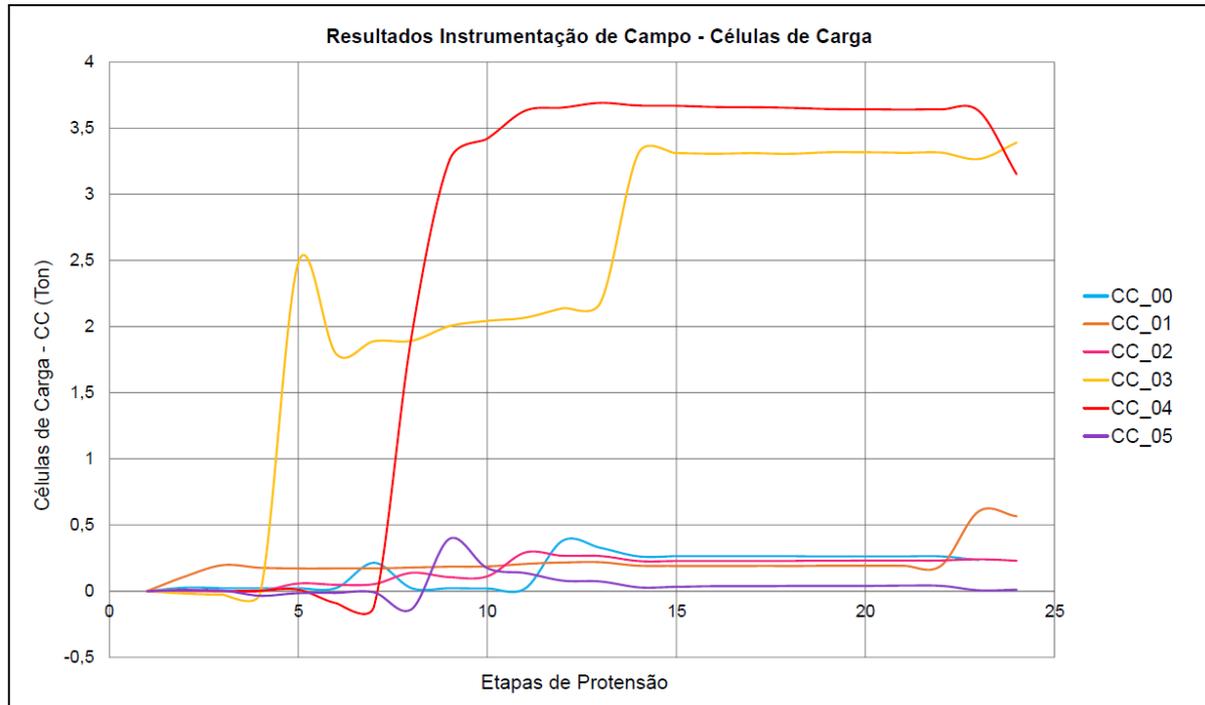


Fonte: Elaborado pela autora.

Os tirantes foram protendidos durante a fase executiva da obra de contenção pela executora responsável. A cada protensão realizada foram feitas leituras correspondentes à todas as células de carga e pressão, sendo possível avaliar o comportamento individualizado de cada tirante e da tela metálica.

Os resultados obtidos referentes às células de carga são apresentados graficamente conforme a Figura 63. Nesta é possível observar a carga aplicada em cada tirante ao longo das diferentes leituras realizadas e o seu comportamento.

Figura 63 – Resultados Instrumentação de Campo – Células de Carga



Fonte: Elaborado pela autora.

Nota-se que, a cada incorporação de carga realizada, os tirantes não são capazes de mantê-la constante, perdendo parte da protensão. Esta perda pode ser explicada pela associação ao faceamento flexível composto por tela metálica, visto que esta não possui propriedades mecânicas capazes de manter a carga incorporada ao tirante se comparada ao faceamento de concreto. Pode ser explicada também pelo equipamento utilizado para a protensão dos tirantes, apresentado na Figura 64.

Figura 64 – Cargueira utilizada para protensão dos tirantes



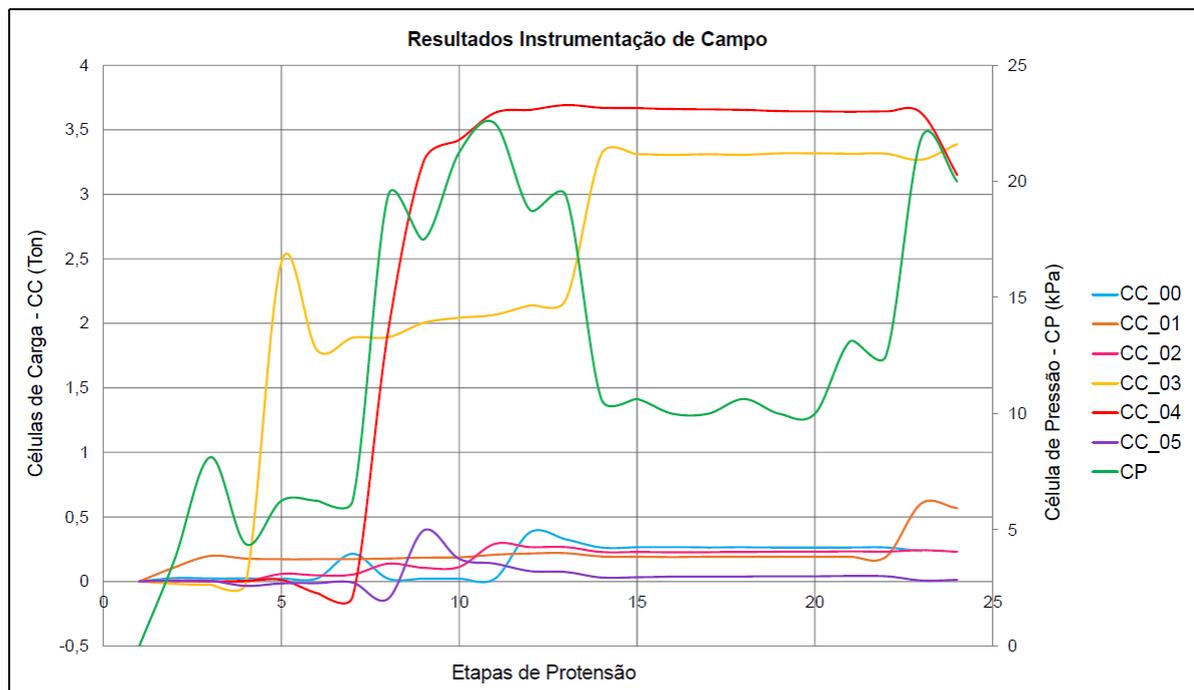
Fonte: Gobbi (2021).

É possível notar que as bases da cargueira utilizada para a incorporação dos tirantes estão apoiadas sobre a placa e pressionam a tela metálica contra o talude. Desta forma, no momento da desmontagem e retirada do equipamento a tela apresentará alívio de tensão e a placa do tirante será deslocada, perdendo parte da carga incorporada.

Observa-se também que os resultados correspondentes às células de carga CC_03 e CC_04 se mostram elevados quando comparadas às demais células devido à posição em que se encontram no talude, apresentando melhor ajuste da placa à tela, favorecendo o funcionamento do sistema. Entretanto, a segunda incorporação de carga verificada para a célula CC_03 pode ter sido ocasionada por uma segunda protensão realizada por um trabalhador durante a fase executiva da obra, contudo não há informações disponíveis acerca do ocorrido.

Os resultados da célula de pressão também podem ser comparados com as células de carga, visto que o faceamento em tela irá absorver parte da carga incorporada aos tirantes. Desta forma, apresenta-se a Figura 65.

Figura 65 – Resultados Instrumentação de Campo – Células de Carga e Pressão



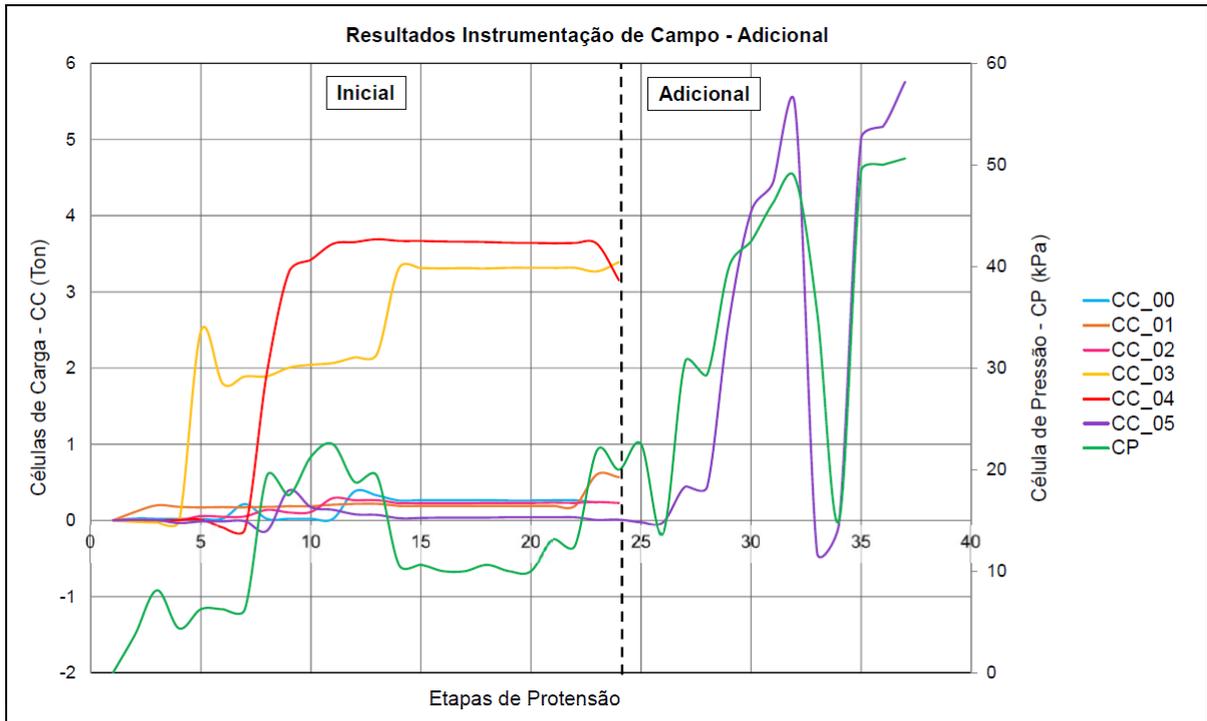
Fonte: Elaborado pela autora.

Nesta é possível observar que a tela está absorvendo a carga proveniente dos tirantes a cada incorporação, conforme o esperado. Entretanto, a perda de carga sofrida pelos tirantes não ocorre na mesma proporção com a tela, restando um residual de carga absorvida. A diferença na perda e absorção de carga pode ser explicada pelo funcionamento da tela metálica, a qual trabalha de forma conjunta com todos os tirantes que junto à ela são executados, alterando a pressão exercida na tela a cada incorporação ou perda de carga ocorrida nos tirantes.

Além disso, é possível notar que, quando os tirantes mais próximos à célula de pressão (CC_00 e CC_02) são protendidos, há um ganho elevado de pressão na tela, sendo explicado pela proximidade dos tirantes à célula de pressão, tensionando mais a tela do que tirantes distantes da célula de pressão. Verifica-se esta ocorrência especialmente para a célula CC_01, a qual possui mais influência sob a localização da CP.

A projetista, não satisfeita com os resultados da protensão inicial, realizou uma nova campanha de testes de protensão com protensões adicionais do tirante corresponde a célula CC_05 e na célula de pressão sob a tela. Os resultados obtidos durante as etapas executivas da incorporação de carga são apresentados na Figura 66.

Figura 66 – Resultados Instrumentação de Campo – Visão Geral



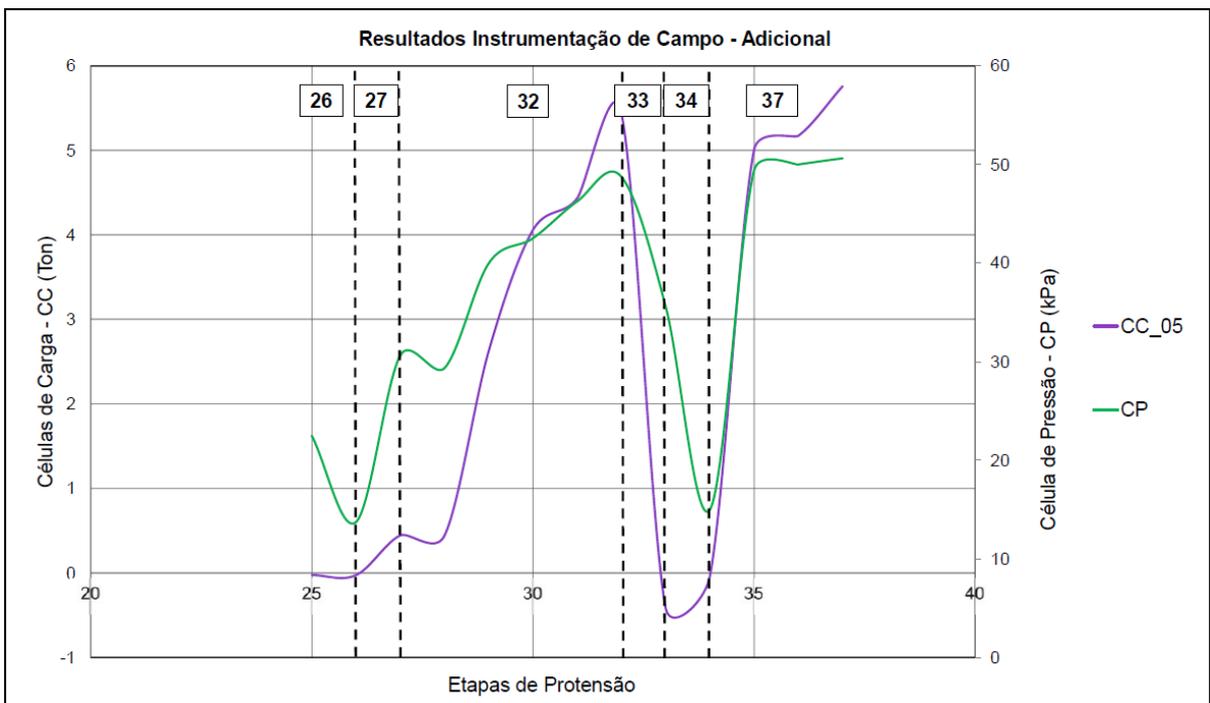
Fonte: Elaborado pela autora.

A fim de facilitar a compreensão, os resultados correspondentes à protensão adicional são apresentados na Figura 67 de acordo com as etapas executivas que compuseram a incorporação de carga na monobarra. Estas foram numeradas na sequência em que ocorreram, sendo descritas na seguir.

- a) Etapa 26: Realização da leitura inicial e desrosqueamento da porca. Nota-se que a carga do tirante se mantém constante desde a leitura anterior, porém a célula de pressão demonstra perda de tensão na tela;
- b) Etapa 27: Aperto da porca com chave manual. Observa-se que, mesmo de forma manual há um tensionamento da tela, entretanto sem grande aumento de carga do tirante;
- c) Etapa 32: Período de incorporação de carga com macaco hidráulico. Ambas as células demonstram ganho de carga. Foram incorporadas 11 toneladas, porém foram mantidas apenas 5,4 toneladas pelo tirante;
- d) Etapa 33: Desprendimento do macaco e aperto de porca manual. Observa-se uma queda brusca de carga no tirante, porém a tela se mantém tensionada. Provável atrito entre a rosca do tirante e a placa;

- e) Etapa 34: Desmontagem do macaco. O tirante se mantém estável sem a perda de carga, tendo sido esta sofrida anteriormente com o despreendimento do sistema. Entretanto, a tela apresenta grande queda causada provavelmente pelo alívio de tensão gerada com a liberação das bases do macaco;
- f) Etapa 37: Incorporação de carga. Ambas as células apresentam ganho expressivo.

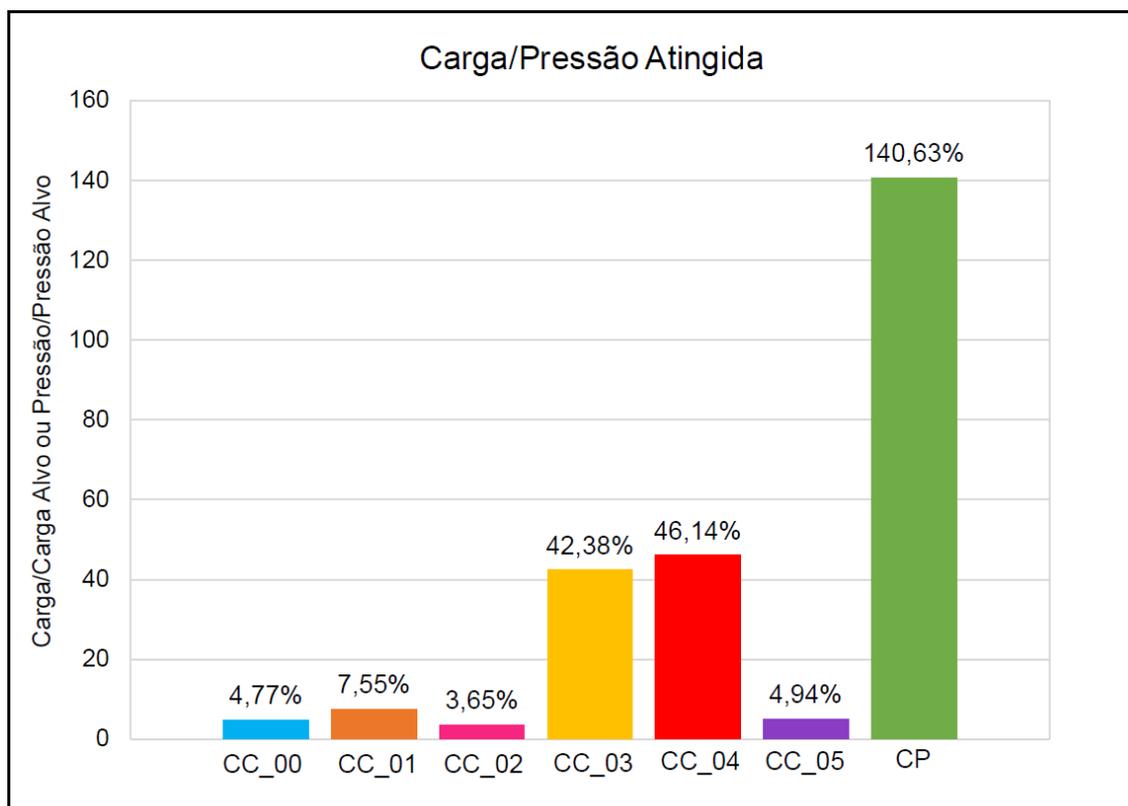
Figura 67 – Resultados Instrumentação de Campo – Leituras Adicionais



Fonte: Elaborado pela autora.

A partir dos resultados obtidos apresenta-se a Figura 68, a qual demonstra a efetividade dos resultados de incorporação de carga.

Figura 68 – Carga/Pressão Atingida



Fonte: Elaborado pela autora.

Com base no exposto, as seguintes conclusões parciais podem ser obtidas:

- Os tirantes, após protendidos, são capazes de manter apenas de 3,6 a 7,5% de carga quando executados de forma que a placa não fique bem aderida ao paramento. Para os locais de melhor adesão, os tirantes mantiveram cerca de 42 a 46% da carga;
- A tela exerce pressão sobre o talude, porém após a perda de carga de protensão dos tirantes também ocorre perda de pressão na tela, entretanto sem a mesma magnitude de redução;
- Conforme relato de campo, durante os testes de protensão no tirante da célula de carga CC_05 foi verificado que a perda de carga de protensão é devida a deformação na cabeça do tirante (deformação do terreno e ajuste da placa em relação à tela), e pela dificuldade de promover o aperto em função da cargueira disponível para tal.

Com o nível de carga de protensão obtida não é possível afirmar que o sistema de contenção esteja funcionando inteiramente no sistema ativo em função da maior flexibilidade do paramento, como também em função da dificuldade de manutenção

das cargas de protensão. Por outro lado, o nível de tensão atingido na tela e a carga de protensão nos tirantes também não caracterizam um sistema de solo grampeado, pois está ativado e não é totalmente passivo.

De qualquer forma, as verificações de cálculo apresentadas indicam que a contensão está com os fatores de segurança adequados mesmo funcionando de forma ativa ou passiva.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões obtidas através do desenvolvimento deste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros, permitindo a continuidade deste estudo.

6.1 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou a análise acerca de uma obra de contenção experimental ativa com faceamento flexível localizada na Serra do Rio do Rastro, município de Lauro Müller – Santa Catarina. Para tal, foram avaliadas as técnicas empregadas no sistema a fim de validar sua eficiência e empregabilidade em demais obras de contenção.

Desta forma, para o desenvolvimento deste estudo foram realizados diversos ensaios de laboratório com o intuito de caracterizar e compreender o comportamento do solo local, dentre eles ensaios de caracterização e cisalhamento direto.

A partir destes foi possível classificar o solo como areno-siltoso desuniforme e bem graduado com presença elevada de umidade decorrente do alto índice de vazios. A partir dos ensaios de cisalhamento direto também foi possível obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como ângulo de atrito interno de 39° e coesão de 8,1 kPa.

Também foi possível realizar a verificação da estrutura de contenção considerando três diferentes formas de funcionamento, sendo elas tirantes ancorados ativos, tirantes ancorados passivos (método de cálculo) e solo grampeado, a fim de verificar seu comportamento e avaliar o fator de segurança global ao qual estão submetidas de acordo com a variação de poropressão.

Como resultado, obteve-se valores mais elevados para os tirantes ativos devido à carga incorporada nas monobarras, apresentando queda suave no fator de segurança devido à sustentação da carga de protensão. Já os tirantes passivos e a técnica de solo grampeado apresentaram os mesmos valores para todas as variações de poropressão aplicadas, sendo esta similaridade explicada pelo método de cálculo utilizado pelo *software* no cálculo de estruturas passivas. Esta etapa de análise de estabilidade contou com a utilização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo obtidos através dos ensaios de laboratório realizados.

Ademais, foram analisados os resultados obtidos através de instrumentação de campo, composta por células de carga e pressão instaladas ao longo da área de estudo. A partir das análises foi possível concluir que, após a incorporação de carga nos tirantes, esta não é mantida devido à deformação após a protensão, sendo mantida apenas em torno de 3,6 a 7,5% da carga incorporada nos tirantes onde a placa não apresentou boa aderência ao paramento. Esta deformação se dá pelo ajuste da placa no terreno, flexibilidade do paramento, e dificuldade de aperto em função do tipo de cargueira utilizada na protensão. Já para locais onde as placas estão melhor aderidas à face do talude, os tirantes foram capazes de manter aproximadamente entre 42 e 46% da carga incorporada.

A célula de pressão também registrou queda, entretanto não na mesma proporção do registrado pelas células de carga. Esta diferença é explicada pela magnitude de deslocamento necessário para descarregar os tirantes e a magnitude de deslocamento necessária para descarregar o paramento, sendo os tirantes mais sensíveis às movimentações.

Desta forma, correlacionando os resultados obtidos a partir de análise de estabilidade e análise de dados de instrumentação de campo, é possível concluir que o sistema de contenção experimental ativo com faceamento flexível não está funcionando puramente de forma ativa, à exemplo de uma cortina atirantada, em função da perda de carga de protensão. Mas, da mesma maneira, não se trata de um sistema de contenção passivo visto que há uma parcela de carga de protensão incorporada. As verificações demonstraram que, independentemente da forma como o sistema funcionar, os fatores de segurança mínimos necessários são atingidos e o sistema é efetivo na contenção.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir das análises realizadas no decorrer deste estudo foi possível constatar a existência de alguns pontos que podem ser utilizados para seguir com a linha de pesquisa aqui proposta, sendo eles:

- a) Realizar novos trabalho de protensão com cargueira que possibilite melhor aperto da placa;
- b) Dimensionar e avaliar a tela metálica utilizada na contenção experimental a fim de obter resultados complementares ao proposto;

- c) Coletar e analisar os dados de instrumentação de campo por períodos maiores a fim de verificar a constância do comportamento e os efeitos a longo prazo;
- d) Realizar análises comparativas de dados de instrumentação de campo com diferentes tipos de faceamento.

REFERÊNCIAS

- ABMS. **Fundações: Teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998.
- ABNT. **NBR 5629**: Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução. Rio de Janeiro, 2018.
- ABNT. **NBR 6459**: Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2017.
- ABNT. **NBR 6508**: Grãos de Solo que Passam na Peneira 4,8mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984.
- ABNT. **NBR 7180**: Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT. **NBR 11682**: Estabilidade de Encostas. Rio de Janeiro, 2009.
- ABNT. **NBR 16920-2**: Muros e taludes em solos reforçados. Parte 2: Solos grampeados. Rio de Janeiro, 2021.
- BS. **EN ISO 17892-10**: Geotechnical investigation and testing. Laboratory testing of soil. Direct shear tests. London, 2019.
- CARVALHO, M. W. M. J.; OLIVEIRA, B. A. S.; SILVA, J. X. Escorregamento de solo: uso de gramíneas para a proteção de taludes. Revista Obras Civis, 7 ed, 2015.
- CPRM. SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo – SH22**. Disponível em: <www.cprm.gov.br>. Acessado dia 28 de abril, 2022.
- CPRM. SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil**. Disponível em: <www.cprm.gov.br>. Acessado dia 28 de abril, 2022.
- DEERE, D. V.; PATTON, F. D. **Slope stability in residual soils**. 4th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Puerto Rico, 1971.
- FGS GEOTECNIA. **Relatório técnico**. Porto Alegre, 2021.
- FILHO, V. O.; KREBS, A. S. J.; GIFFONI, L. E. **Coluna White, Serra do Rio do Rastro, SC**. SIGEP 024. 2006.
- GEOGUIDE 7. **Guide to Soil Nail Design and Construction**. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department. The government of Hong Kong. Special Administrative Region. Hong Kong, 2008.
- GONZALES, G. A. J.; ZAMUDIO, H. E.; CASTELLANOS, J. R. **Relaciones de precipitación crítica – duración de lluvias que disparan movimientos de massa**

em Santafé de Bogotá – Colombia. XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Foz do Iguacú, 1999.

GUALDA, A. D. **Tipos de fundações.** Faculdades Integradas Rui Barbosa. São Paulo, 2016.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** 1 ed. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 1976.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Banco de dados de informações ambientais.** Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acessado dia 03 de maio, 2022.

KENNEDY, B. A. **Methodos of monitoring open pit slopes.** 13th Symposium on Rock Mechanics. New York, 1971.

LACERDA, W. A. **Fatigue of residual soils due to cyclic pore pressure variation.** 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, 1989.

LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. S. **Movimentos de massa coluviais.** Mesa Redonda sobre os Aspectos Geotécnicos de Encostas. Rio de Janeiro, 1985.

LAZARTE, C. A., ELIAS, V., ESPINOSA, D., SABATINI, P. J. **Geotechnical engineering circular**, n.7 – soil nailing. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C., 2003.

LEROUEIL, S.; VAUNAT, J.; PICARELLI, L.; FAURE, R.; LEE H. (1996). **A geotechnical characterization of slope movements. International symposium of landslides.** 7 ed. Trondheim, p. 27-47.

MARANGON, M. **Mecânica dos Solos II – Empuxos de Terra.** Faculdade de Engenharia, Núcleo de Geotecnia, 2018.

NUNES, A. L. L. S. **Estabilidades de Taludes Rochosos em Estradas.** 6^o Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. Geosul, ABMS. Florianópolis, Santa Catarina, 2008.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993. **Revista Solos e Rochas**, v. 16, n. 4, 1993.

ORTIGÃO, J. A. R.; SYÃO, A. S.F.J. **Manual Técnico de escavações.** GeoRio. 2 ed. Rio De Janeiro, 2000.

ORTIGÃO J. A. R.; SAYÃO A. S. F. J. **Handbook of Slope Stabilisation.** Ed. Springer, 2004.

PERAZZOLO, L. **Estudo geotécnico de dois taludes da formação Serra Geral, RS.** Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, 2003.

PEREIRA, M. V. G. **Emprego de tirantes para diminuição dos deslocamentos em contenção executada em solo grampeado**. Universidade Federal de Uberlândia. Minas Gerais, 2018.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

ROSA, B. D. **Faceamento de solo grampeado com malhas de aço – Estudo dos critérios de dimensionamento**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, 2015.

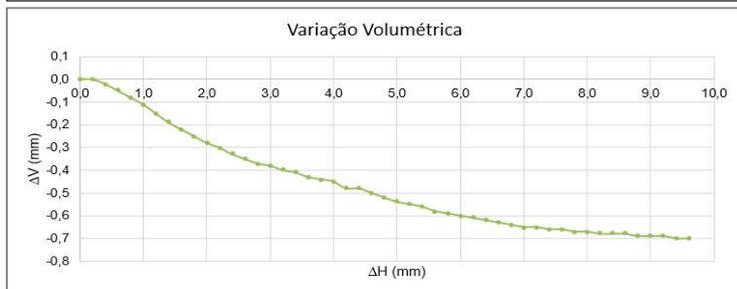
ROISENBERG, A. **Petrologia e geoquímica do vulcanismo ácido mesozóico da Província Meridional da Bacia do Paraná**. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, 1989.

SILVEIRA, R. M. **Comportamento Geotécnico das Encostas**. Série de Cadernos Técnicos da Agenda Parlamentar. Paraná, 2016.

VARNES, D. J. **Slope movements, types and processes**. Landslides Analysis and Control. Special report 176. National Academic os Sciences, Washington D.C., 1978.

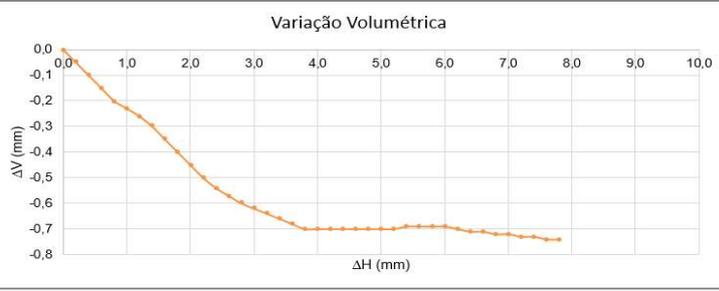
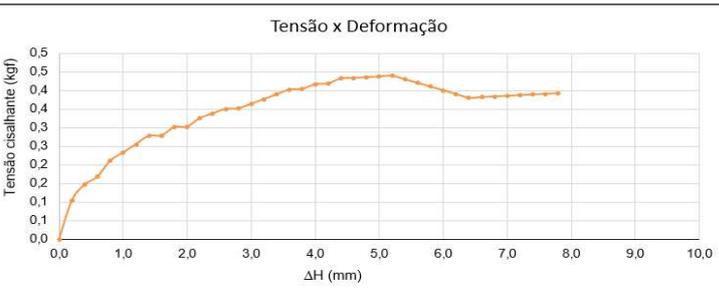
APÊNDICE A - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO - 25 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação ΔL (mm) $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) $5,08 \times [5,08 - (\Delta L / 10)]$	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
					ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Velocidade de Deformação	mm/min	0,462							
Tempo de Ruptura	min	21:00							
Peso do Molde	g								
Tensão Normal	kPa	200							
Carga	kgf	7,15	0,000	0,000	2,800	0,000	0,000	0,000	0,000
Combinação		7,15 kg no braço	0,150	0,199	2,800	0,200	25,706	7,504	0,292
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:		4,32	0,230	0,398	2,780	0,400	25,604	11,781	0,460
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:		2,8	0,280	0,597	2,750	0,600	25,503	14,445	0,566
			0,310	0,797	2,720	0,800	25,402	16,040	0,631
			0,340	0,997	2,690	1,000	25,300	17,633	0,697
			0,370	1,196	2,650	1,200	25,199	19,223	0,763
			0,400	1,396	2,610	1,400	25,097	20,811	0,829
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO									
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	-	0,420	1,596	2,580	1,600	24,996	21,869	0,875
3 - Solo Seco + Cápsula	g	-	0,450	1,796	2,550	1,800	24,894	23,453	0,942
4 - Peso da Água	g	-	0,460	1,995	2,520	2,000	24,793	23,981	0,967
4 - Peso da Cápsula	g	-	0,490	2,195	2,500	2,200	24,691	25,562	1,035
5 - Peso do Solo Seco	g	-	0,500	2,395	2,470	2,400	24,590	26,088	1,061
6 - Umidade	%	100%	0,520	2,595	2,450	2,600	24,488	27,141	1,108
			0,530	2,795	2,430	2,800	24,387	27,667	1,134
			0,550	2,995	2,420	3,000	24,285	28,718	1,183
			0,560	3,194	2,400	3,200	24,184	29,243	1,209
			0,570	3,394	2,390	3,400	24,082	29,768	1,236
			0,580	3,594	2,370	3,600	23,981	30,292	1,263
			0,590	3,794	2,360	3,800	23,879	30,817	1,291
			0,600	3,994	2,350	4,000	23,777	31,341	1,318
			0,610	4,194	2,320	4,200	23,676	31,865	1,346
			0,610	4,394	2,320	4,400	23,574	31,865	1,352
			0,620	4,594	2,300	4,600	23,473	32,389	1,380
			0,630	4,794	2,280	4,800	23,371	32,912	1,408
			0,640	4,994	2,260	5,000	23,270	33,435	1,437
			0,650	5,194	2,250	5,200	23,168	33,958	1,466
			0,650	5,394	2,240	5,400	23,067	33,958	1,472
			0,660	5,593	2,220	5,600	22,965	34,481	1,501
			0,670	5,793	2,210	5,800	22,863	35,004	1,531
			0,680	5,993	2,200	6,000	22,762	35,526	1,561
			0,690	6,193	2,190	6,200	22,660	36,048	1,591
			0,700	6,393	2,180	6,400	22,559	36,570	1,621
			0,700	6,593	2,170	6,600	22,457	36,570	1,628
			0,710	6,793	2,160	6,800	22,356	37,091	1,659
			0,710	6,993	2,150	7,000	22,254	37,091	1,667
			0,710	7,193	2,150	7,200	22,152	37,091	1,674
			0,715	7,393	2,140	7,400	22,051	37,352	1,694
			0,715	7,593	2,140	7,600	21,949	37,352	1,702
			0,715	7,793	2,130	7,800	21,848	37,352	1,710
			0,715	7,993	2,130	8,000	21,746	37,352	1,718
			0,710	8,193	2,120	8,200	21,644	37,091	1,714
			0,710	8,393	2,120	8,400	21,543	37,091	1,722
			0,710	8,593	2,120	8,600	21,441	37,091	1,730
			0,710	8,793	2,110	8,800	21,340	37,091	1,738
			0,705	8,993	2,110	9,000	21,238	36,831	1,734
			0,690	9,193	2,110	9,200	21,136	36,048	1,705
			0,690	9,393	2,100	9,400	21,035	36,048	1,714
			0,680	9,593	2,100	9,600	20,933	35,526	1,697



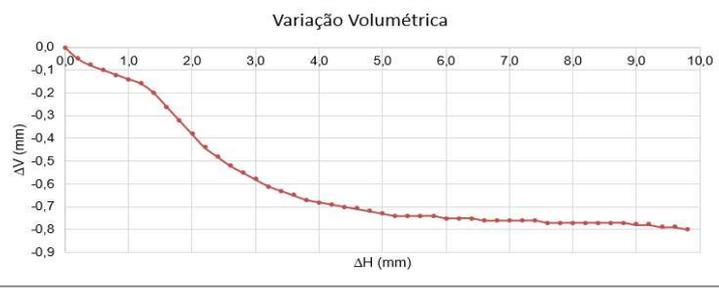
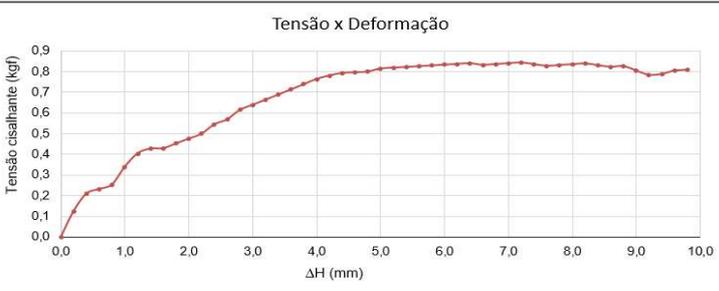
APÊNDICE B - ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO - 50 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação ΔL (mm) $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) $5,08 \times [5,08 - (\Delta L / 10)]$	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
Velocidade de Deformação	mm/min	0,462			ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Tempo de Ruptura	min	17:24							
Peso do Molde	g								
Tensão Normal	kPa	50							
Carga	kgf	7	0,000	0,000	3,760	0,000	0,000	0,000	0,000
Combinação		7 kg no arco	0,060	0,199	3,710	0,200	25,705	2,672	0,104
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:		4,41	0,080	0,399	3,660	0,400	25,604	3,748	0,146
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:		3,76	0,090	0,599	3,610	0,600	25,502	4,285	0,168
			0,110	0,799	3,560	0,800	25,401	5,359	0,211
			0,120	0,999	3,530	1,000	25,299	5,896	0,233
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO			0,130	1,199	3,500	1,200	25,197	6,432	0,255
			0,140	1,399	3,460	1,400	25,096	6,968	0,278
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	-	0,140	1,599	3,410	1,600	24,994	6,968	0,279
3 - Solo Seco + Cápsula	g	-	0,150	1,799	3,360	1,800	24,893	7,504	0,301
4 - Peso da Água	g	-	0,150	1,999	3,310	2,000	24,791	7,504	0,303
4 - Peso da Cápsula	g	-	0,160	2,198	3,260	2,200	24,690	8,040	0,326
5 - Peso do Solo Seco	g	-	0,165	2,398	3,220	2,400	24,588	8,307	0,338
6 - Umidade	%	100%	0,170	2,598	3,190	2,600	24,486	8,575	0,350
			0,170	2,798	3,160	2,800	24,385	8,575	0,352
			0,175	2,998	3,140	3,000	24,283	8,843	0,364
			0,180	3,198	3,120	3,200	24,182	9,110	0,377
			0,185	3,398	3,100	3,400	24,080	9,377	0,389
			0,190	3,598	3,080	3,600	23,979	9,645	0,402
			0,190	3,798	3,060	3,800	23,877	9,645	0,404
			0,195	3,998	3,060	4,000	23,775	9,912	0,417
			0,195	4,198	3,060	4,200	23,674	9,912	0,419
			0,200	4,398	3,060	4,400	23,572	10,179	0,432
			0,200	4,598	3,060	4,600	23,471	10,179	0,434
			0,200	4,798	3,060	4,800	23,369	10,179	0,436
			0,200	4,998	3,060	5,000	23,267	10,179	0,437
			0,200	5,198	3,060	5,200	23,166	10,179	0,439
			0,195	5,398	3,070	5,400	23,064	9,912	0,430
			0,190	5,598	3,070	5,600	22,963	9,645	0,420
			0,185	5,798	3,070	5,800	22,861	9,377	0,410
			0,180	5,998	3,070	6,000	22,759	9,110	0,400
			0,175	6,198	3,060	6,200	22,658	8,843	0,390
			0,170	6,398	3,050	6,400	22,556	8,575	0,380
			0,170	6,598	3,050	6,600	22,454	8,575	0,382
			0,170	6,798	3,040	6,800	22,353	8,575	0,384
			0,170	6,998	3,040	7,000	22,251	8,575	0,385
			0,170	7,198	3,030	7,200	22,150	8,575	0,387
			0,170	7,398	3,030	7,400	22,048	8,575	0,389
			0,170	7,598	3,020	7,600	21,946	8,575	0,391
			0,170	7,798	3,020	7,800	21,845	8,575	0,393



APÊNDICE C – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO – 100 KPA

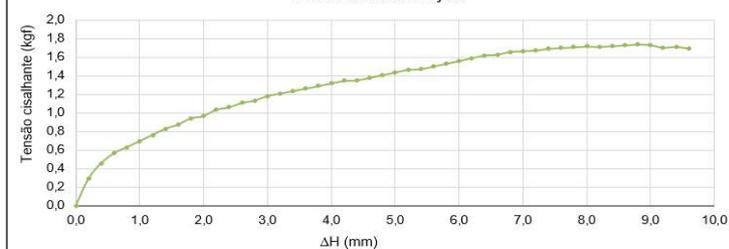
CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação ΔL (mm) $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) $5,08 \times [5,08 - (\Delta L / 10)]$	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
Velocidade de Deformação	mm/min	0,462			ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Tempo de Ruptura	min	21:26							
Peso do Molde	g								
Tensão Normal	kPa	100							
Carga	kgf	2	0,000	0,000	3,330	0,000	0,000	0,000	0,000
Combinação	2 kg no braço		0,070	0,199	3,280	0,200	25,705	3,210	0,125
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:	3,66		0,110	0,399	3,250	0,400	25,604	5,359	0,209
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:	3,33		0,120	0,599	3,230	0,600	25,502	5,896	0,231
			0,130	0,798	3,210	0,800	25,401	6,432	0,253
			0,170	0,998	3,190	1,000	25,299	8,575	0,339
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO			0,200	1,198	3,170	1,200	25,198	10,179	0,404
			0,210	1,398	3,130	1,400	25,096	10,713	0,427
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	-	0,210	1,598	3,070	1,600	24,995	10,713	0,429
3 - Solo Seco + Cápsula	g	-	0,220	1,798	3,010	1,800	24,893	11,247	0,452
4 - Peso da Água	g	-	0,230	1,998	2,950	2,000	24,792	11,781	0,475
4 - Peso da Cápsula	g	-	0,240	2,197	2,890	2,200	24,690	12,314	0,499
5 - Peso do Solo Seco	g	-	0,260	2,397	2,850	2,400	24,589	13,380	0,544
6 - Umidade	%	100%	0,270	2,597	2,810	2,600	24,487	13,912	0,568
			0,290	2,797	2,780	2,800	24,386	14,977	0,614
			0,300	2,997	2,750	3,000	24,284	15,508	0,639
			0,310	3,197	2,720	3,200	24,182	16,040	0,663
			0,320	3,397	2,700	3,400	24,081	16,571	0,688
			0,330	3,597	2,680	3,600	23,979	17,102	0,713
			0,340	3,797	2,660	3,800	23,878	17,633	0,738
			0,350	3,996	2,650	4,000	23,776	18,163	0,764
			0,356	4,196	2,640	4,200	23,675	18,481	0,781
			0,360	4,396	2,630	4,400	23,573	18,693	0,793
			0,360	4,596	2,620	4,600	23,471	18,693	0,796
			0,360	4,796	2,610	4,800	23,370	18,693	0,800
			0,365	4,996	2,600	5,000	23,268	18,958	0,815
			0,365	5,196	2,590	5,200	23,167	18,958	0,818
			0,365	5,396	2,590	5,400	23,065	18,958	0,822
			0,365	5,596	2,590	5,600	22,963	18,958	0,826
			0,365	5,796	2,590	5,800	22,862	18,958	0,829
			0,365	5,996	2,580	6,000	22,760	18,958	0,833
			0,365	6,196	2,58	6,200	22,659	18,958	0,837
			0,365	6,396	2,58	6,400	22,557	18,958	0,840
			0,360	6,596	2,57	6,600	22,455	18,693	0,832
			0,360	6,796	2,57	6,800	22,354	18,693	0,836
			0,360	6,996	2,57	7,000	22,252	18,693	0,840
			0,360	7,196	2,57	7,200	22,151	18,693	0,844
			0,355	7,396	2,57	7,400	22,049	18,428	0,836
			0,350	7,596	2,56	7,600	21,947	18,163	0,828
			0,350	7,796	2,56	7,800	21,846	18,163	0,831
			0,350	7,996	2,56	8,000	21,744	18,163	0,835
			0,350	8,197	2,56	8,200	21,643	18,163	0,839
			0,345	8,397	2,56	8,400	21,541	17,898	0,831
			0,340	8,597	2,56	8,600	21,439	17,633	0,822
			0,340	8,797	2,56	8,800	21,338	17,633	0,826
			0,330	8,997	2,55	9,000	21,236	17,102	0,805
			0,320	9,197	2,55	9,200	21,134	16,571	0,784
			0,320	9,397	2,54	9,400	21,033	16,571	0,788
			0,325	9,597	2,54	9,600	20,931	16,837	0,804
			0,325	9,800	2,53	9,80	20,828	16,837	0,808



APÊNDICE D – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO INUNDADO – 200 KPA

CARACTERÍSTICAS DO ENSAIO			Leitura do Anel Dinamométrico LAD	Deformação ΔL (mm) $\Delta H - (LAD / 100)$	Defletômetro		Área A (cm ²) $5,08 \times [5,08 - (\Delta L / 10)]$	Carga F (kgf) conforme equação de calibração	Tensão de Cisalhamento τ (kgf/cm ²) F / A
					ΔV (mm)	ΔH (mm)			
Velocidade de Deformação	mm/min	0,462							
Tempo de Ruptura	min	21:00							
Peso do Molde	g								
Tensão Normal	kPa	200							
Carga	kgf	7,15	0,000	0,000	2,800	0,000	0,000	0,000	0,000
Combinação		7,15 kg no braço	0,150	0,199	2,800	0,200	25,706	7,504	0,292
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) antes da aplicação da carga:		4,32	0,230	0,398	2,780	0,400	25,604	11,781	0,460
Leitura do deslocamento vertical (ΔV) depois da aplicação da carga:		2,8	0,280	0,597	2,750	0,600	25,503	14,445	0,566
			0,310	0,797	2,720	0,800	25,402	16,040	0,631
			0,340	0,997	2,690	1,000	25,300	17,633	0,697
UMIDADE DO CORPO DE PROVA ROMPIDO			0,370	1,196	2,650	1,200	25,199	19,223	0,763
			0,400	1,396	2,610	1,400	25,097	20,811	0,829
2 - Solo Úmido + Cápsula	g	-	0,420	1,596	2,580	1,600	24,996	21,869	0,875
3 - Solo Seco + Cápsula	g	-	0,450	1,796	2,550	1,800	24,894	23,453	0,942
4 - Peso da Água	g	-	0,460	1,995	2,520	2,000	24,793	23,981	0,967
4 - Peso da Cápsula	g	-	0,490	2,195	2,500	2,200	24,691	25,562	1,035
5 - Peso do Solo Seco	g	-	0,500	2,395	2,470	2,400	24,590	26,088	1,061
6 - Umidade	%	100%	0,520	2,595	2,450	2,600	24,488	27,141	1,108
			0,530	2,795	2,430	2,800	24,387	27,667	1,134
			0,550	2,995	2,420	3,000	24,285	28,718	1,183
			0,560	3,194	2,400	3,200	24,184	29,243	1,209
			0,570	3,394	2,390	3,400	24,082	29,768	1,236
			0,580	3,594	2,370	3,600	23,981	30,292	1,263
			0,590	3,794	2,360	3,800	23,879	30,817	1,291
			0,600	3,994	2,350	4,000	23,777	31,341	1,318
			0,610	4,194	2,320	4,200	23,676	31,865	1,346
			0,610	4,394	2,320	4,400	23,574	31,865	1,352
			0,620	4,594	2,300	4,600	23,473	32,389	1,380
			0,630	4,794	2,280	4,800	23,371	32,912	1,408
			0,640	4,994	2,260	5,000	23,270	33,435	1,437
			0,650	5,194	2,250	5,200	23,168	33,958	1,466
			0,650	5,394	2,240	5,400	23,067	33,958	1,472
			0,660	5,593	2,220	5,600	22,965	34,481	1,501
			0,670	5,793	2,210	5,800	22,863	35,004	1,531
			0,680	5,993	2,200	6,000	22,762	35,526	1,561
			0,690	6,193	2,190	6,200	22,660	36,048	1,591
			0,700	6,393	2,180	6,400	22,559	36,570	1,621
			0,700	6,593	2,170	6,600	22,457	36,570	1,628
			0,710	6,793	2,160	6,800	22,356	37,091	1,659
			0,710	6,993	2,150	7,000	22,254	37,091	1,667
			0,710	7,193	2,150	7,200	22,152	37,091	1,674
			0,715	7,393	2,140	7,400	22,051	37,352	1,694
			0,715	7,593	2,140	7,600	21,949	37,352	1,702
			0,715	7,793	2,130	7,800	21,848	37,352	1,710
			0,715	7,993	2,130	8,000	21,746	37,352	1,718
			0,710	8,193	2,120	8,200	21,644	37,091	1,714
			0,710	8,393	2,120	8,400	21,543	37,091	1,722
			0,710	8,593	2,120	8,600	21,441	37,091	1,730
			0,710	8,793	2,110	8,800	21,340	37,091	1,738
			0,705	8,993	2,110	9,000	21,238	36,831	1,734
			0,690	9,193	2,110	9,200	21,136	36,048	1,705
			0,690	9,393	2,100	9,400	21,035	36,048	1,714
			0,680	9,593	2,100	9,600	20,933	35,526	1,697

Tensão x Deformação



Variação Volumétrica

