

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DAS CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

RAMARINE CRESTANA DA SILVA

ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES TIPOS DE CONTENÇÃO
PARA UM TALUDE

CAXIAS DO SUL

2024

RAMARINE CRESTANA DA SILVA

**ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES TIPOS DE CONTENÇÃO
PARA UM TALUDE**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti

CAXIAS DO SUL

2024

RAMARINE CRESTANA DA SILVA

**ANÁLISE TÉCNICA E ECONÔMICA DE DIFERENTES TIPOS DE CONTENÇÃO
PARA UM TALUDE**

Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Me. Luciano Zatti

Aprovado em:

Banca Examinadora

Prof. Mestre Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul

Prof. Doutor Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul

Prof. Mestre Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul

CAXIAS DO SUL

2024

Dedico este presente trabalho aos meus pais,
cujo incansável apoio e sacrifício tornaram
possível a minha graduação.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de iniciar expressando minha profunda gratidão aos meus pais, Ilda e Luiz, pelo apoio incondicional e pelos esforços incansáveis para realizar o sonho de me graduar. Agradeço por todo carinho e atenção, com especial reconhecimento à minha mãe, que foi meu pilar ao longo desses anos de graduação, me ajudando a enfrentar todos os desafios.

Agradeço à minha irmã, Diana, por seus conselhos e incentivos, e a toda minha família pela imensa paciência, apoio nos momentos difíceis e compreensão durante minhas ausências. Um agradecimento especial à minha sobrinha, Ana Luiza, que foi a luz em meio a todas as dificuldades.

Minha gratidão se estende ao professor e meu orientador, Luciano Zatti, por toda a paciência, ensinamentos e comentários valiosos durante o processo de conclusão deste trabalho. Agradeço igualmente a todos os docentes que fizeram parte da minha trajetória, pelos ensinamentos e pela disponibilidade.

Agradeço aos amigos que compartilharam comigo os momentos de alegria e superação, oferecendo apoio e companheirismo.

Por fim, gostaria de expressar minha sincera gratidão a todas as pessoas que, de diversas maneiras, contribuíram para minha trajetória acadêmica e pessoal. Minha jornada não teria sido a mesma sem o incentivo e a colaboração de cada um de vocês. A todos, deixo meu mais profundo agradecimento.

RESUMO

As constantes mudanças climáticas, devido ao aumento da poluição e o crescimento populacional, fazem ocorrer desastres naturais com certa frequência. O deslocamento de terras devido a chuvas intensas causa grandes problemas e riscos à vida da população, por isso a análise de métodos de contenção tem se tornado cada vez mais requisitado e o seu estudo deve ser aprimorado. Este trabalho apresenta o dimensionamento, análise técnica e econômica de três diferentes tipos de estruturas de contenção sobre um talude hipotético. Essas estruturas foram dimensionadas para suportar um talude de 7 metros de altura com 15 metros de comprimento. O tipo de contenção proposta para este estudo é a cortina atirantada, o solo grampeado e o muro de arrimo à flexão, estas estruturas devem resistir aos esforços de peso próprio e peso do solo. As estruturas foram pré-dimensionadas através de métodos e fórmulas descritos e, por fim, analisadas através do *software* GEO5, que utiliza o método dos elementos finitos para determinação da estabilidade. Foram feitas averiguações quanto às análises obtidas, visando otimizar coeficientes e impactar no orçamento, e uma comparação entre os resultados obtidos foi realizada. Os resultados indicaram que todos os modelos de contenção tiveram resultados positivos para a estabilidade e reduziram seus fatores de segurança; por fim, a cortina atirantada apresentou o melhor resultado para o talude e solo analisado por apresentar bons fatores de segurança aliados à melhor economia de materiais.

Palavras-chave: estruturas de contenção; cortina atirantada; solo grampeado; muro de arrimo à flexão; dimensionamento.

ABSTRACT

The constant climate changes, due to increased pollution and population growth, cause natural disasters to occur with some frequency. The displacement of land due to heavy rains causes significant problems and risks to the lives of the population, therefore the analysis of containment methods has become increasingly demanded and its study must be improved. This work presents the sizing, technical, and economic analysis of three different types of containment structures on a hypothetical slope. These structures were designed to support a 7-meter-high slope with a length of 15 meters. The types of containment proposed for this study are anchored walls, soil nailing, and flexural retaining walls; these structures must withstand the stresses of their own weight and the weight of the soil. The structures were pre-dimensioned using described methods and formulas and, finally, analyzed through the GEO5 software, which uses the finite element method to determine stability. Verifications were made regarding the analyses obtained, aiming to optimize coefficients and impact the budget, and a comparison between the results obtained was carried out. The results indicated that all containment models had positive results for stability and reduced their safety factors; finally, the anchored wall presented the best result for the slope and soil analyzed by showing good safety factors combined with better material economy.

Keywords: containment structures; anchored retaining wall; soil nailing; cantilever retaining wall; design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma de estudo.....	20
Figura 2 - Cortina atirantada já executada.....	23
Figura 3 - Seção transversal de uma cortina atirantada.....	24
Figura 4 - Elementos de um tirante	26
Figura 5 - Seção transversal dos trechos ancorados e livre	27
Figura 6 - Método executivo de uma cortina atirantada.....	28
Figura 7 - Forças atuantes.....	29
Figura 8 - Polígono das forças	29
Figura 9 - Solo grampeado com cobertura vegetal	35
Figura 10 - Elementos principais de um solo grampeado	36
Figura 11 - Processo de execução de solo grampeado	37
Figura 12 - Resultados de testes realizados para determinação da resistência de aderência....	41
Figura 13 - Relação de estabilidade.....	42
Figura 14 - Perfil transversal em L.....	45
Figura 15 - Perfil transversal clássico.....	46
Figura 16 - Perfil transversal especial	46
Figura 17 - Perfil transversal de muro atirantado	47
Figura 18 - Perfil do muro de arrimo com contrafortes do lado da terra.....	48
Figura 19 - Cargas verticais atuantes no muro	52
Figura 20 - Esquema de posição de carregamentos.....	55
Figura 21 - Verificações para a estabilidade	61
Figura 22 - Esquema de parâmetros para o talude.....	65
Figura 23 - Cortina atirantada pré-dimensionada	69
Figura 24 - Fator de segurança segundo Clouterre.....	71
Figura 25 - Solo grampeado pré-dimensionado	72
Figura 26 - Muro de arrimo à flexão pré-dimensionado	77
Figura 27 - Dimensionamento cortina atirantada	78
Figura 28 - Dimensionamento solo grampeado.....	80
Figura 29 - Dimensionamento muro de arrimo à flexão	83
Figura 30 - Dimensionamento final cortina atirantada.....	92
Figura 31 - Dimensionamento final solo grampeado	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	60
Tabela 2 - Determinações iniciais para cortinas atirantadas.....	66
Tabela 3 - Propriedades do tirante	69
Tabela 4 - Determinações iniciais para solo grampeado	70
Tabela 5 - Resumo dos momentos.....	75
Tabela 6 - Resumo de momentos corrigidos	76
Tabela 7 - Análise de custos muro de arrimo à flexão	105
Tabela 8 - Análise de custos cortina atirantada	106
Tabela 9 - Análise de custos solo grampeado	107

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Valores de ângulo de atrito e coesão dos solos	21
Quadro 2 - Coeficiente K em função do tipo de solo	35
Quadro 3 - Parâmetros de projeto para os três tipos de contenção.....	66

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Estabilidade interna: forças (kN)	79
Gráfico 2 - Estabilidade interna: fatores de segurança	80
Gráfico 3 - Superfície de deslizamento contínua: esforços (kN/m)	81
Gráfico 4 - Superfície contínua: fatores de segurança.....	82
Gráfico 5 - Superfície de deslizamento descontínua: esforços (kN/m).....	82
Gráfico 6 - Superfície descontínua: fatores de segurança	83
Gráfico 7 - Superfície de ruptura: raio (m).....	84
Gráfico 8 - Forças (kN/m)	85
Gráfico 9 - Momentos (kNm/m).....	86
Gráfico 10 - Fator de segurança	86
Gráfico 11 - Verificação da estabilidade ao tombamento: momentos (kNm/m).....	87
Gráfico 12 - Verificação da estabilidade ao tombamento: fator de segurança.....	88
Gráfico 13 - Verificação da estabilidade ao tombamento: esforços (kN/m)	89
Gráfico 14 - Verificação da estabilidade ao tombamento: fator de segurança.....	89
Gráfico 15 - Concreto (m ³).....	90
Gráfico 16 - Área de aço (mm ²)	91
Gráfico 17 - Estabilidade interna: forças minimizadas (kN).....	92
Gráfico 18 - Estabilidade interna: fatores de segurança final.....	93
Gráfico 19 - Superfície contínua: esforços minimizados (kN/m).....	95
Gráfico 20 - Superfície contínua: fator de segurança final.....	95
Gráfico 21 - Superfície descontínua: esforços minimizados (kN/m)	96
Gráfico 22 - Superfície descontínua: fatores de segurança final	97
Gráfico 23 - Análise final da superfície de ruptura (m)	98
Gráfico 24 - Análise final do somatório dos esforços (kN/m)	98
Gráfico 25 - Análise final do somatório dos momentos (kNm/m).....	99
Gráfico 26 - Análise final dos fatores de segurança pelo método de Bishop.....	100
Gráfico 27 - Análise final dos momentos para o tombamento (kNm/m)	101
Gráfico 28 - Análise final dos fatores de segurança contra o tombamento	102
Gráfico 29 - Análise final dos esforços contra o deslizamento (kN/m)	103
Gráfico 30 - Análise final dos fatores de segurança contra o deslizamento.....	103
Gráfico 31 - Área de aço final (mm ²)	104
Gráfico 32 - Volume final de concreto (m ³)	105

Gráfico 33 - Comparativo de custos totais	108
---	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
cm	Centímetros
GPa	Giga Pascal
kgf/cm ²	Quilograma força por centímetro quadrado
kN	Quilo Newton
kNm/m	Quilo Newton metro por metro
kN/m	Quilo Newton por metro
kN/m ³	Quilo Newton por metro cúbico
kN/m ²	Quilo Newton por metro quadrado
kPa	Quilo Pascal
m	Metros
m ²	Metros quadrados
mm	Milímetros
mm ²	Milímetros quadrados
MPa	Mega Pascal
NBR	Norma Brasileira
SPT	Standard Penetration Test
t/m ²	Tonelada por metro quadrado
tf	Tonelada força
tf/m	Tonelada força por metro
tf/m ²	Tonelada força por metro quadrado
tfm	Tonelada força metro
tfm/m	Tonelada força metro por metro

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	17
1.1	TEMA DE PESQUISA.....	18
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA.....	18
1.3	OBJETIVO GERAL.....	18
1.4	OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	18
1.5	HIPÓTESES.....	18
1.6	PRESSUPOSTOS.....	19
1.7	DELIMITAÇÕES.....	19
1.8	LIMITAÇÕES.....	19
1.9	DELINEAMENTO.....	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	21
2.1	SOLOS.....	21
2.1.1	Parâmetros geotécnicos dos solos.....	21
2.2	ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	22
2.3	CORTINA ATIRANTADA.....	23
2.3.1	Tirantes.....	25
2.3.2	Execução.....	27
2.3.3	Método Costa Nunes.....	28
2.3.3.1	Dimensionamento dos tirantes.....	33
2.3.3.2	Dimensionamento do bulbo.....	34
2.4	SOLO GRAMPEADO.....	35
2.4.1	Execução.....	37
2.4.1.1	Chumbador injetado.....	38
2.4.1.2	Concreto projetado.....	38
2.4.2	Dimensionamento.....	39
2.4.2.1	Espaçamento entre grampos (S).....	39
2.4.2.2	Comprimento dos grampos (L).....	39
2.4.2.3	Inclinação dos grampos.....	39
2.4.2.4	Método de dimensionamento.....	40
2.4.2.4.1	<i>Aderência unitária.....</i>	<i>40</i>
2.4.2.4.2	<i>Densidade de grampeamento.....</i>	<i>41</i>

2.4.2.4.3	<i>Relação de estabilidade</i>	41
2.4.2.5	Suporte à tração dos grampos	43
2.4.2.6	Suporte ao cisalhamento dos grampos	43
2.4.2.6.1	<i>Resistência a aderência unitária</i>	44
2.5	MURO DE ARRIMO À FLEXÃO.....	44
2.5.1	Perfil em L	45
2.5.2	Perfil clássico	45
2.5.3	Perfis especiais	46
2.5.4	Muro atirando	47
2.5.5	Muro arrimo com contrafortes	47
2.5.6	Execução	48
2.5.7	Dimensionamento	48
2.5.7.1	Empuxo de terra.....	49
2.5.7.2	Determinação das dimensões	50
2.5.7.3	Equilíbrio estático	52
2.5.7.3.1	<i>Cargas verticais</i>	53
2.5.7.3.2	<i>Cargas horizontais</i>	54
2.5.7.3.3	<i>Momentos</i>	54
2.5.7.3.4	<i>Escorregamento</i>	55
2.5.7.3.5	<i>Tombamento</i>	56
2.5.8	Esforços solicitantes	56
2.5.9	Tensões admissíveis	57
2.5.10	Dimensionamento das armaduras	59
2.5.10.1	Dimensionamento de vigas	59
2.5.10.2	Dimensionamento da sapata	60
2.6	ESTABILIDADE.....	61
2.6.1	Segurança contra o deslizamento	62
2.6.2	Segurança contra o tombamento	62
2.7	MÉTODO DE BISHOP	63
3	METODOLOGIA DE PESQUISA	64
3.1	MATRIZ DE ANÁLISE	64
3.2	ÁREA DE ESTUDO.....	64
3.2.1	Características geotécnicas do talude e carregamento	64

3.3	PARÂMETROS DE PROJETO	65
3.3.1	Pré-dimensionamento de cortina atirantada	66
3.3.2	Pré-dimensionamento de solo grampeado	69
3.3.1	Pré-dimensionamento de muro de arrimo de flexão.....	72
3.4	UTILIZAÇÃO DO <i>SOFTWARE</i>	77
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES	78
4.1	DIMENSIONAMENTO CORTINA ATIRANTADA	78
4.1.1	Estabilidade interna	78
4.2	DIMENSIONAMENTO SOLO GRAMPEADO	80
4.2.1	Estabilidade interna	81
4.2.1.1	Superfície contínua	81
4.2.1.2	Superfície descontínua	82
4.3	DIMENSIONAMENTO MURO DE ARRIMO À FLEXÃO	83
4.4	COMPARAÇÕES.....	84
4.4.1	Estabilidade - Método de Bishop	84
4.4.2	Verificação contra o tombamento	87
4.4.3	Verificação contra o deslizamento	88
4.5	MATERIAIS	90
4.6	MINIMIZANDO COEFICIENTES.....	91
4.6.1	Cortina atirantada	91
4.6.1.1	Estabilidade interna.....	92
4.6.2	Solo grampeado	93
4.6.2.1	Estabilidade interna.....	94
4.6.2.1.1	<i>Superfície continua</i>	<i>94</i>
4.6.2.1.2	<i>Superfície descontínua</i>	<i>96</i>
4.6.3	Muro de arrimo à flexão.....	97
4.6.4	Método de Bishop final	97
4.6.5	Verificação final ao tombamento.....	100
4.6.6	Verificação final ao deslizamento	102
4.6.7	Quantitativos finais.....	104
4.7	ORÇAMENTOS	105
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	109

REFERÊNCIAS	111
--------------------------	------------

1 INTRODUÇÃO

A utilização e ocupação do solo surgem como uma crescente preocupação nos dias atuais devido ao grande crescimento populacional, com áreas densamente povoadas. Neste cenário, exige-se várias demandas aos engenheiros por intervenções, sendo muitas delas implementações de estruturas de contenção. Os desafios surgem de diversos cenários como estabilizações de encostas, cortes e aterros para implementação de projetos de infraestrutura (estradas e ferrovias) e escavações em centros urbanos (PACHECO, 2019).

As estruturas de contenção desempenham um papel de extrema importância no quesito de infraestrutura na sociedade civil, estabilizando encostas, reduzindo assim os riscos de deslizamentos. Elas não apenas proporcionam a segurança e a estabilidade dos terrenos instáveis, mas também desempenham um papel vital na mitigação de riscos naturais, na proteção ambiental.

Existem diversos tipos de estruturas de contenção, e o primeiro passo no projeto dessas estruturas é avaliar quais delas são mais adequadas para atender às necessidades específicas. De maneira geral, a escolha do tipo de estrutura é influenciada por vários fatores, incluindo as dimensões da escavação (profundidade, largura e comprimento), as propriedades do solo na região, a sequência determinada pelo método construtivo e aos equipamentos (TACITANO, 2006).

Considerando a diversidade de características técnicas necessárias para cada projeto, é imperativo que o engenheiro civil busque constantemente o método que ofereça o máximo de benefícios, levando em consideração fatores como viabilidade, prazo e segurança. Em diversas situações, não se trata apenas de determinar qual sistema de contenção é o melhor, mas sim de identificar qual é praticável para determinado projeto específico. Dentre os principais tipos de estruturas de contenção há a cortina atirantada, o solo grampeado e o muro de arrimo à flexão.

A cortina atirantada, o solo grampeado e o muro de arrimo à flexão apresentam técnicas distintas, mas complementares, no universo das estruturas de contenção. A cortina atirantada é caracterizada pela presença de tirantes ancorados no solo. O solo grampeado, por sua vez, utiliza elementos de reforço, como grampos ou pregos, para consolidar o solo. Já o muro de arrimo à flexão é uma estrutura vertical que suporta a pressão lateral do solo.

Neste contexto, foram avaliados três métodos de contenção mencionados para um mesmo talude hipotético, com o objetivo de estabelecer uma comparação entre essas abordagens de estruturas de contenção e realizar uma análise tanto estrutural, quanto econômica.

1.1 TEMA DE PESQUISA

Análise estrutural de diferentes tipos de contenção para uma situação hipotética de um talude.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Qual a estrutura de contenção entre cortina atirantada, solo grampeado e muro de arrimo à flexão é a mais adequada tecnicamente e economicamente para uma situação hipotética de cálculo?

1.3 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do trabalho é comparar tecnicamente e economicamente estruturas de contenção do tipo cortina atirantada, solo grampeado e muro de arrimo por flexão para uma situação hipotética de cálculo.

1.4 OBJETIVO ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos do trabalho são:

- a) dimensionar e analisar tecnicamente a contenção de cortina atirantada;
- b) dimensionar e analisar tecnicamente a contenção de solo grampeado;
- c) dimensionar e analisar tecnicamente a contenção de muro de arrimo à flexão;
- d) apresentar uma comparação orçamentária dos materiais;
- e) definir qual o tipo de contenção é mais viável.

1.5 HIPÓTESES

A cortina atirantada apresentará uma viabilidade técnica superior devido à sua capacidade de suportar grandes cargas verticais e horizontais, combinada com sua construção econômica, facilidade de implementação em qualquer altura, tudo isso aliado a uma notável durabilidade.

1.6 PRESSUPOSTOS

O dimensionamento das contenções seguiu os requisitos exigíveis apresentados nas Normas Brasileiras publicadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, que são suficientes para assegurarem os devidos fatores de segurança mínimos de projetos.

1.7 DELIMITAÇÕES

Para o presente trabalho foram consideradas as seguintes delimitações:

- a) foram utilizados o *software* Excel para pré-dimensionamento das estruturas de contenção;
- b) foram utilizados o *software* GEO5 para a análise técnica das estruturas de contenção;
- c) foram utilizados o *software* Autocad para a representação gráfica das estruturas de contenção;
- d) a resistência característica do concreto a compressão utilizado é de 30 MPa;
- e) utilização da norma vigente para projeto e execução de tirantes ancorados no terreno (ABNT NBR 5629:2018);
- f) utilização da norma vigente para projeto de estruturas em concreto armado (ABNT NBR 6118:2023).

1.8 LIMITAÇÕES

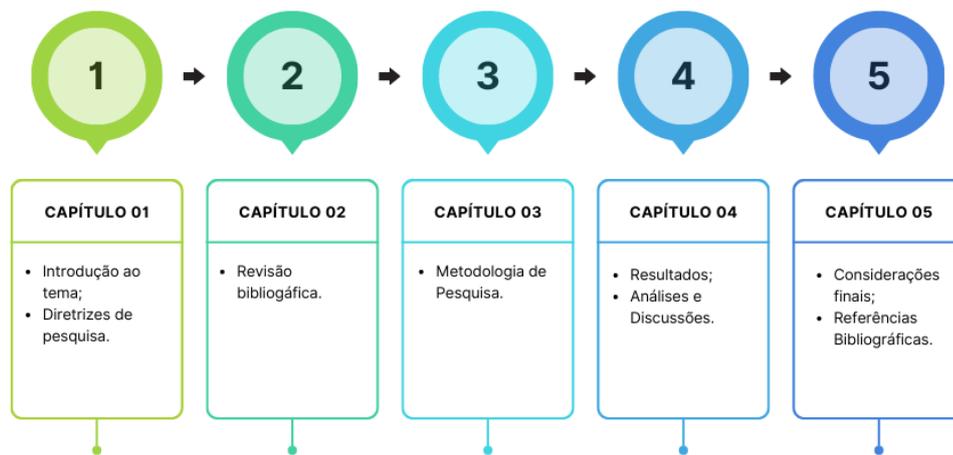
Uma vez que objetivo do trabalho é realizar um comparativo entre diferentes tipos de contenção através de uma situação hipotética de solo, não foram realizados ensaios de sondagem para a determinação característica do solo analisado. Fica limitado também as verificações de estabilidade para o tombamento e deslizamento para a contenção do tipo cortina atirantada devido ao *software* não realizar estas análises para este tipo de modelo.

1.9 DELINEAMENTO

A estrutura deste estudo é elaborada através de 5 capítulos. O capítulo 01, inicia-se com uma introdução ao tema, juntamente com as diretrizes de pesquisa, no qual fornece informações cruciais a serem exploradas ao longo do trabalho. Seguidamente, o capítulo 02, aborda a revisão bibliográfica que fundamenta todo o desenvolvimento subsequente, aplicado na metodologia

de pesquisa apresentada no capítulo 03. O capítulo 04 apresenta os resultados obtidos a partir dessa base metodológica, incluindo suas análises e discussões sobre o tema. Finalmente, no capítulo 05, o autor apresenta suas considerações finais sobre o assunto. Na Figura 1 pode-se observar o fluxograma do estudo.

Figura 1 - Fluxograma de estudo



Fonte: a autora (2024).

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo serão abordados conceitos e aspectos técnicos essenciais para a realização do presente estudo. Para tanto, serão utilizados recursos provenientes de artigos, livros, teses e dissertações previamente publicadas que abordam o tema de estruturas de contenção. Além disso, serão explorados métodos de dimensionamento, execução, análise estrutural e os materiais utilizados.

2.1 SOLOS

Os solos são o resultado da decomposição das rochas que se formaram diretamente na crosta terrestre. Esse processo ocorre devido à ação de agentes físicos e químicos, que gradualmente quebram e transformam as rochas em partículas menores (PINTO, 2006).

2.1.1 Parâmetros geotécnicos dos solos

Para avaliar a resistência de um tipo específico de solo, é necessário levar em consideração alguns parâmetros de referência, tais como o ângulo de atrito e a coesão. O ângulo de atrito representa o ângulo máximo no qual a força exercida pelo solo sobre uma superfície pode agir em relação à linha perpendicular ao plano de contato, antes que ocorra a penetração. Por outro lado, a coesão é o atrito entre as suas partículas que, em grande parte, é responsável pela resistência ao cisalhamento dos solos (PINTO, 2006). Outro parâmetro geotécnico de extrema importância é o peso específico, este é determinado através de amostras coletadas por métodos diversos e feita análise em laboratórios para sua determinação (FIORI, 2015).

Diemer *et. al* (2008) fornece através de um estudo, que foi realizado através de ensaios e laboratórios, alguns dados relativos a parâmetros geotécnicos, como a classificação, peso específico, ângulo de atrito e coesão, que podem ser observados no Quadro 1.

Quadro 1 - Valores de ângulo de atrito e coesão dos solos

(continua)

Amostra	Classificação	γ_s (kN/m ³)	Ângulo de atrito (ϕ)°	Coesão (c) kPa
Solo A	Argila	28,52	24,27	15,8
Solo B	Argila	29,04	22,60	38,90
Solo C	Argila	27,65	21,30	1,22
Solo D	Argila	28,11	23,60	6,68

(conclusão)				
Solo E	Argila	28,63	20,50	1,63
Solo F	Argila	28,34	31,87	19,63
Solo G	Argila	28,25	31,20	21,70
Solo H	Argila	28,72	31,89	23,58

Fonte: Adaptado Diemer, Rambo, Specht e Pozzobon (2008).

2.2 ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Quando se busca manter uma variação de altura na topografia do terreno, e o espaço disponível não permite a criação de taludes, ou quando se pretende realizar aberturas no terreno natural para várias finalidades, sem o risco de instabilidade do solo, recorre-se às estruturas de contenção (PELAQUIM, 2021).

As estruturas de contenção são construções civis projetadas com o propósito de garantir estabilidade contra o colapso de massas de terra ou rocha. Estas estruturas desempenham o importante papel de sustentar tais massas e prevenir deslizamentos, seja devido a seu peso próprio quanto por cargas externas (BARROS, 2017).

Há uma variedade de tipos de estruturas de contenção, que podem ser categorizados em obras de contenção com ou sem o carecimento de reaterro (PELAQUIM, 2021). As estruturas de contenção podem ser essencialmente categorizadas em dois grupos: as estruturas de contenção convencionais, como muros de gravidade, muros de flexão e gabiões, por exemplo; e as estruturas de contenção em solo reforçado. As estruturas de contenção convencionais alcançam sua estabilidade ao empregar uma parede que resiste aos esforços gerados pelo maciço de terra a partir do exterior. Em constrate, as estruturas de solo reforçado adotam um sistema de estabilização interno, utilizando reforços, frequentemente de natureza sintética, que se estendem no interior do maciço, ultrapassando a potencial zona de ruptura (PLÁCIDO; KAMIJI; BUENO; 2010).

Ainda podem ser classificadas como flexíveis ou rígidas com base na sua rigidez, a qual é determinada pela geometria, área, momento de inércia e composição de material. Além disso, a estrutura pode ser categorizada como ativa ou passiva, dependendo da forma como as forças são aplicadas. Uma estrutura é considerada ativa quando as forças são aplicadas ao maciço, influenciando os incrementos de tensão no solo, com a possibilidade de mobilização ou não desses parâmetros, mantendo o equilíbrio estático. Por outro lado, uma estrutura é considerada passiva quando as forças são aplicadas apenas quando os parâmetros do solo contido estão completamente mobilizados, ou seja, quando ocorre a plastificação do maciço (MENDES, 2010).

A seleção do tipo de estrutura de contenção é influenciada por vários fatores, incluindo a altura da estrutura, as propriedades do solo, as cargas aplicadas, nível d'água, a disponibilidade de equipamentos e mão de obra, espaço de construção, entre outros. (PELAQUIM, 2021).

2.3 CORTINA ATIRANTADA

Cortinas são estruturas de contenção ancoradas ou apoiadas em outras estruturas, notáveis por sua baixa suscetibilidade a deslocamentos. A técnica das cortinas atirantadas viabiliza a ocupação de áreas anteriormente consideradas de alto risco de deslizamento, resultando em uma utilização mais eficiente do terreno (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998). Na Figura 2 pode-se observar o modelo de uma cortina atirantada já executada.

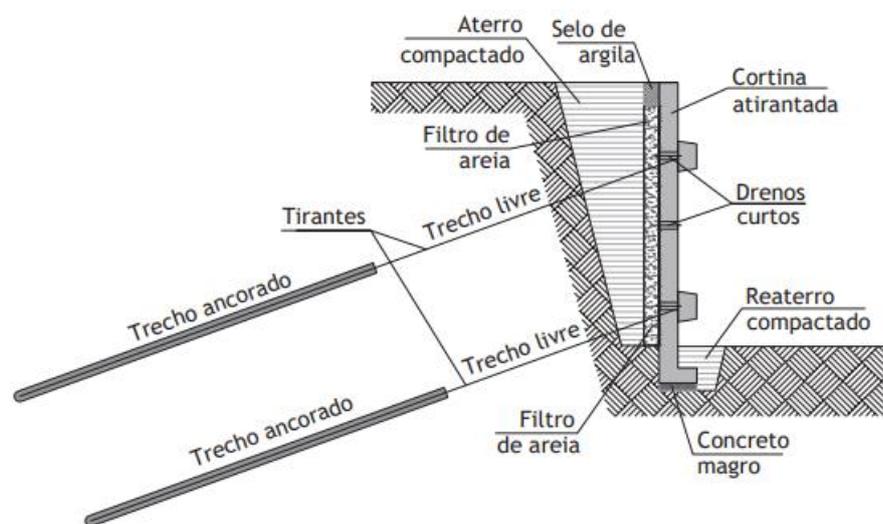
Figura 2 - Cortina atirantada já executada



Fonte: Coplas (2022).

A cortina atirantada constitui em uma estrutura de contenção formada por uma parede de concreto armado, geralmente na vertical, associada a tirantes que são ancorados no solo a uma profundidade que garante sua estabilidade, evitando qualquer possibilidade de ruptura ou deslocamentos (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016). A Figura 3 representa a seção transversal de uma cortina atirantada.

Figura 3 - Seção transversal de uma cortina atirantada



Fonte: GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO (2016).

O desempenho esperado deste sistema de contenção só é alcançado com eficiência quando existe uma integração monolítica entre a cortina de concreto armado e os tirantes, que são os elementos que atuam sob tração (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

Diferentemente de muros de arrimo ou contenção, a cortina atirantada oferece a vantagem de poder ser planejada independentemente da altura do talude. Outro ponto a considerar é que a cortina atirantada não demanda fundações cravadas na base do talude. Ela pode ser instalada em qualquer altura do talude, sendo necessário apenas nas áreas mais sucessíveis a instabilidade. As seções mais estáveis do talude, especialmente quando compostas por rochas, podem permanecer desprotegidas (WATANABE, 2016).

Todavia, conforme Watanabe (2016), devido à necessidade de equipamentos de perfuração altamente especializados, habilidades específicas da mão de obra e a protensão adequada para cada tipo de tirante, bem como dispositivos de fixação do cabo na cabeça específicos, a cortina atirantada acarreta custos consideráveis.

Ainda, neste tipo de contenção, necessita-se verificações regulares para avaliar a condição do concreto e a integridade das cabeças dos tirantes. Além disso, um sistema de drenagem profunda, quando presente, requer a limpeza periódica dos drenos, enquanto o sistema de drenagem superficial exige a desobstrução das canaletas e caixas de passagem. Isso é essencial para prevenir erosões prejudiciais nas áreas circundantes e para garantir uma vida útil prolongada para toda a estrutura (PEÃO, 2016).

2.3.1 Tirantes

Tirantes são componentes que, em uma das extremidades, estão firmemente ligados a painéis de concreto armado, sujeito às forças de reação causadas pela tração exercida nos tirantes. Portanto, é crucial para a estabilidade da estrutura que haja uma cooperação efetiva entre os tirantes e a cortina de concreto armado (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

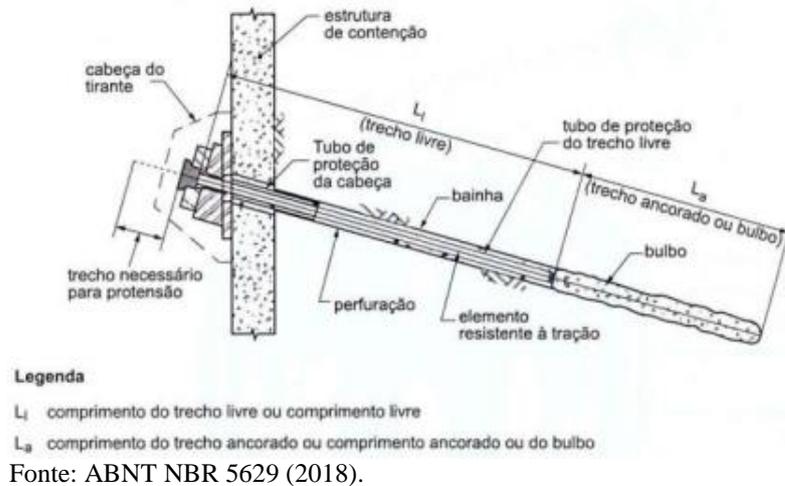
O tirante é um componente retilíneo que pode transferir forças de tração de uma extremidade para outra, ancorando-se no solo através de um bulbo. A essência da função do tirante é transferir uma força de tração externa para o solo por meio do bulbo, mantendo essa carga ao longo do tempo. O tirante é categorizado como um elemento ativo, com a carga aplicada previamente, e a pressão na calda de injeção é empregada para alterar as tensões no bulbo, reforçando sua resistência por meio do atrito (DIAS; YASSUDA, 1998).

Os tirantes podem ser constituídos de manobarras de aço, cordoalhas ou fios. Geralmente, são instalados com inclinações em relação à horizontal, variando entre 15° e 30° , a fim de facilitar o processo de implantação (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

A seleção entre as opções de tirantes é determinada pela quantidade de força de protensão necessária para que o painel possa aplicar pressão adequada e superar a resistência passiva do solo no talude. No mercado, a capacidade de carga dos tirantes varia de 150 kN a 1.200 kN, e se necessário, tirantes personalizados podem ser fabricados de acordo com as especificações do projeto (PEÃO, 2016).

A ABNT NBR 5629 (2018) determina que os principais componentes a serem considerados no dimensionamento de um tirante incluem a cabeça do tirante, que desempenha o papel de transmissão de carga; o comprimento do trecho livre, que é a distância entre o ponto de aplicação de carga até o início do trecho ancorado; e o trecho ancorado, que é o comprimento onde ocorre a transferência de carga para o solo e é determinado por meio de ensaios. Estes elementos estão esboçados na Figura 4.

Figura 4 - Elementos de um tirante



A extremidade do tirante, conhecida como cabeça, desempenha o papel crucial de sustentar a estrutura e abrigar a massa estabilizada. Tipicamente, é fornecido por uma placa que apoiam uma cunha inclinada e um bloco de ancoragem, encarregado de transferir os esforços específicos para a estrutura. Essas peças são predominantemente fabricadas em metal. Para proteger o conjunto contra a corrosão, é essencial aplicar uma camada de tinta anticorrosiva e envolver as peças metálicas com concreto ou argamassa (PACHECO, 2019).

É recomendável que, antes de construir a cabeça de proteção do tirante, sejam instalados dois tubos: um para injeção e outro para ventilação ou retorno. Esses tubos possibilitarão o preenchimento adequado dos espaços vazios na cabeça por meio da injeção do cimento ou de outro material especificado no projeto, evitando assim a formação de vazios ou vazamento de água (ABNT NBR 5629, 2018).

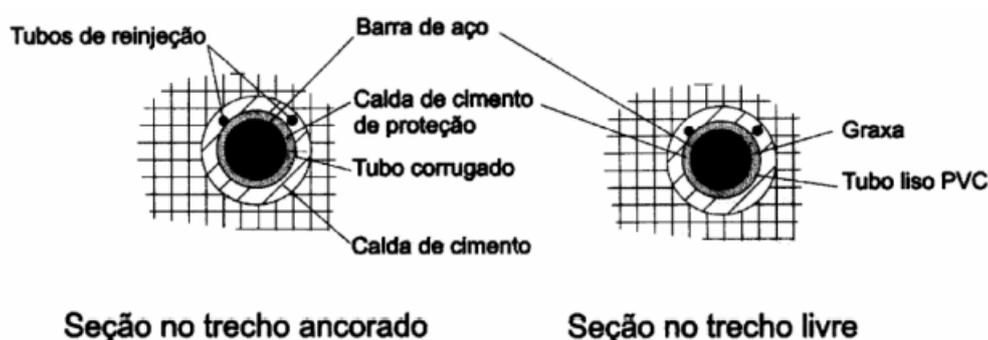
No comprimento livre, é essencial isolar o aço da solução de injeção. Para atingir esse objetivo, durante a instalação do tirante, o trecho livre é envolto por um tubo ou mangueira, dentro do qual uma substância, como calda de cimento ou outro material inerte, é injetada de maneira isolada à formação do bulbo e da bainha. Isso fornece uma camada adicional de proteção contra a corrosão (DIAS; YASSUDA, 1998).

O trecho ancorado tem como encargo transferir a força de atração para o solo. Esse é formado pelo próprio elemento do tirante, como barras, fios ou cordoalhas, que são envolvidos por uma mistura de cimento injetada. Nesse segmento, é crucial que haja uma aderência eficaz entre o componente do tirante e a mistura de cimento. Isso permite a transferência eficiente da força do componente do tirante para o cimento, que, por sua vez, transmite o carregamento para

o solo ao redor (PACHECO, 2019). As seções do trecho ancorado e do trecho livre estão retratadas na Figura 5.

O trecho livre deve possuir um comprimento mínimo de 3 metros, o que permite o alongamento necessário para garantir a fixação da cabeça do tirante durante a aplicação da carga de protensão. Já para o trecho ancorado do tirante, o projeto que deve determinar seu comprimento, cujo o desempenho deve ser avaliado através de ensaios e ajustado conforme o necessário (ABNT NBR 5629, 2018).

Figura 5 - Seção transversal dos trechos ancorados e livre



Fonte: GeoRio (2000)

2.3.2 Execução

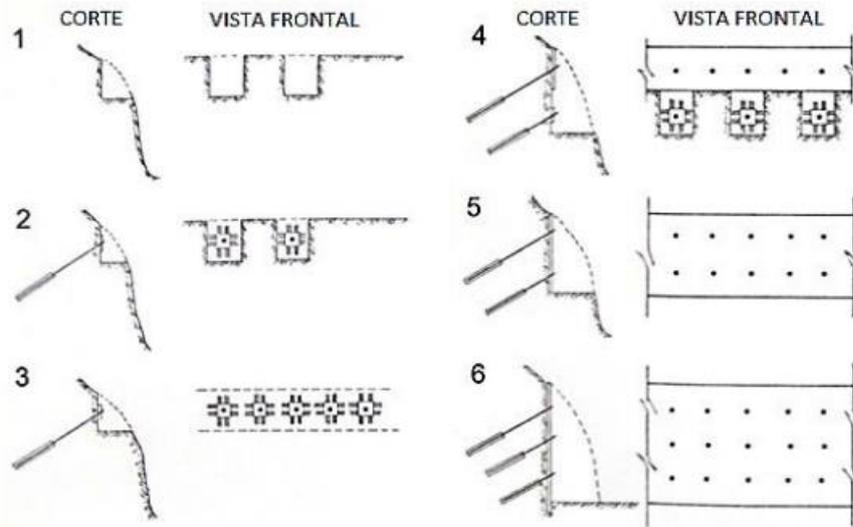
O método de construção típico para cortinas é progressivo. Quando é necessário realizar o aterramento, os tirantes são instalados à medida que o aterro é construído, desde que a seção ancorada esteja completamente inserida no solo natural. É essencial observar que não é permitido utilizar solos orgânicos fofos, aterros ou solos coesivos com índice de resistência à penetração, nem aterros sanitários para esse propósito (FAGUNDES, 2019). Na Figura 6 pode-se observar a ilustração do passo-a-passo na construção de uma cortina atirantada.

O procedimento executivo de uma cortina atirantada é descrito de acordo com Prinz, Carvalho, Damázio, Zoia e Silva (2020, p. 2270) nas seguintes fases:

A primeira fase consiste no processo de escavar nichos para ser executada a localização dos tirantes alternados (1ª fileira). A segunda fase baseia-se no processo de furar, posicionamento do tirante, injeção do furo, posicionamento da placa, protensão com esforço de ensaio, ancoragem da placa com esforço de incorporação. Já na terceira fase, são repetidos os procedimentos realizados nas fases anteriores, um e dois, com relação às placas restantes da 1ª fileira. Evoluindo para a quarta fase, procede-se à concretagem da cortina na faixa relativa a 1ª fileira e repete-se as operações realizadas na fase um e dois com relação às placas alternadas da 2ª fileira. A quinta fase, por sua vez, consiste na repetição das operações da terceira fase com

relação às placas da 2ª fileira, bem como realiza-se a concretagem da cortina na faixa relativa à 2ª fileira. Por fim, a sexta fase baseia-se no prosseguimento das operações da mesma maneira até a efetiva conclusão da cortina.

Figura 6 - Método executivo de uma cortina atirantada



Fonte: Cerqueira (1978).

A ABNT NBR 5629 (2018) reforça que o concreto a ser empregado neste tipo de contenção deve ter uma resistência mínima de 20 MPa e uma relação água-cimento máxima de 0,6. O agregado fino deve ser composto exclusivamente por areia natural, consistindo em grãos de quartzo. Quanto ao agregado graúdo, deve ser feito de pedra britada proveniente de uma rocha resistente. A água usada no processo deve ter um pH entre 5,8 e 8,0. No momento do lançamento do concreto, a altura máxima permitida em relação ao ponto de aplicação é de 2 metros. Além disso, é essencial prever juntas de concretagem entre os diferentes módulos da cortina.

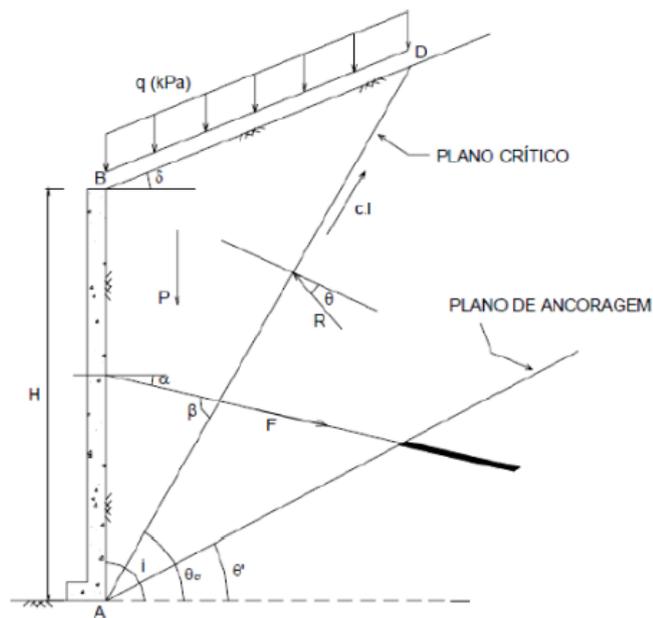
2.3.3 Método Costa Nunes

O método brasileiro de projeto para cortinas atirantadas, criado pelo engenheiro Antônio José da Costa Nunes estabelece o fator de segurança unicamente com base na coesão e tem seu início de estudo pelo Método de ruptura de Culmann. Neste método, o fator de segurança é escolhido arbitrariamente, e a partir desse valor, é possível calcular a força necessário no tirante para garantir que o fator de segurança seja atingido, o esquema das forças atuantes é visualizado na Figura 7. Além disso, o método de Costa Nunes inclui a atenção da contribuição de projeção

da força afetada pelo tirante. Essa projeção, chamada de F_t , desempenha um papel fundamental no equilíbrio do Polígono de Forças, conforme ilustrados na Figura 8 (WICHAN, 2018).

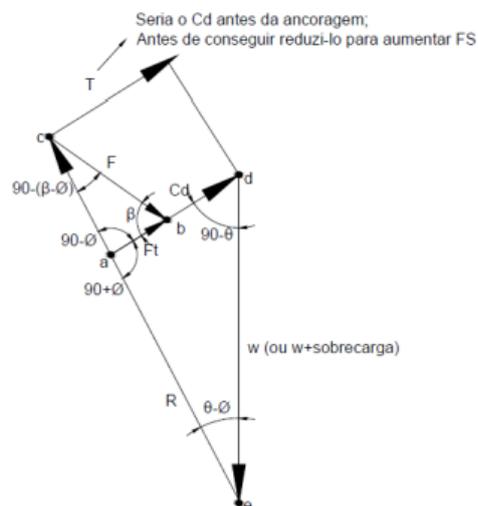
A premissa fundamental deste método é que a ruptura ocorra num plano que atravessa a base do talude. É importante notar que esta técnica é limitada a taludes com inclinações verticais, variando entre 75° e 90° (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Figura 7 - Forças atuantes



Fonte: Pacheco (2019).

Figura 8 - Polígono das forças



Fonte: Pacheco (2019).

Pacheco (2019) reforça que o método de Costa Nunes leva em conta as forças de protensão dos tirantes para equilibrar a cunha, aumentando o fator de segurança a um nível aceitável. No entanto, não inclui a contribuição dos bulbos de ancoragem no processo de ruptura. Isso ocorre porque se presume que os bulbos começam a partir de um plano de ancoragem.

Rodrigues (2011) descreve que inicialmente é necessário determinar o ângulo crítico de abrangência por meio da perspectiva do ângulo crítico conforme Equação 1, e posteriormente o ângulo formado pelos tirantes de acordo com a Equação 2.

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2} \quad (1)$$

Onde:

θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

i = inclinação do talude com a horizontal;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo.

$$\beta = \theta_{cr} + \alpha \quad (2)$$

Onde:

β = ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento;

θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

α = ângulo formado pelos tirantes com a horizontal.

Em seguida, calcula-se as dimensões da cunha de ruptura e as forças que atuam na cunha de penetração usando as Equações 3, 4 e 5 para no final poder se calcular o coeficiente de segurança mínimo através da Equação 6 (RODRIGUES, 2011).

$$l = \frac{H}{\cos(i - \theta_{cr})} \quad (3)$$

Onde:

l = comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento;

H = altura da estrutura de arrimo;
 i = inclinação do talude com a horizontal;
 θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento).

$$X = H \cdot \tan(i - \theta_{cr}) \quad (4)$$

Onde:
 X = dimensão da cunha de ruptura;
 i = inclinação do talude com a horizontal;
 θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento).

$$P = \frac{H \times X}{2} \cdot \gamma + q \cdot X \quad (5)$$

Onde:
 P = peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão unitária;
 H = altura da estrutura de arrimo;
 X = dimensão da cunha de ruptura;
 γ = peso específico natural do solo;
 q = sobrecarga (kPa, kgf/cm², tf/m²).

$$FS_{min} = \frac{c \cdot l \cdot \cos \emptyset}{P \cdot \sin(\theta_{cr} - \emptyset)} \quad (6)$$

Onde:
 FS_{min} = coeficiente de segurança mínimo (relativo ao plano crítico de deslizamento);
 $c \cdot l$ = força de coesão necessária para manter a cunha ABD em equilíbrio;
 θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);
 \emptyset = ângulo de atrito interno do solo.

Rodrigues (2011) diz que usando FS_{min} e adotando 1,5 para FS_p , é possível calcular a relação entre o fator de segurança derivado do método de Culmann, para o ângulo reduzido, com fator de segurança mínimo por meio da Equação 7.

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{min}} \quad (7)$$

Onde:

λ = relação entre os fatores de segurança;

FS_p = coeficiente de segurança obtido com as forças de protensão;

FS_{min} = coeficiente de segurança mínimo (relativo ao plano crítico de deslizamento).

Depois de obter as informações mencionadas acima, pode-se proceder com o cálculo da força de ancoragem necessária para alcançar um fator de segurança de 1,5, conforme indicado pela Equação 8. Ao ancorar os tirantes em um plano θ' , é factível alcançar um coeficiente de segurança que ultrapassa o mínimo, conforme estipulado pela Equação 9, esse método usa da tentativa e erro para diminuir o plano de inclinação (RODRIGUES, 2011).

$$F_{anc} = \frac{\lambda-1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\sin(\theta_{cr}-\phi)}{\cos(\beta-\phi)} \quad (8)$$

Onde:

F_{anc} = força de ancoragem necessária;

λ = relação entre os fatores de segurança;

P = peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão unitária;

θ_{cr} = ângulo formado pela horizontal com o plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento);

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

β = ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico de deslizamento.

$$FS_p = \frac{\frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H_t} \cdot \sin(i) \cdot \cos(\phi)}{\sin(i-\theta') \cdot \sin(\theta'-\phi)} \quad (9)$$

Onde:

FS_p = coeficiente de segurança obtido pelo método de Culmann;

c = coesão;

i = inclinação do talude com a horizontal;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

θ' = ângulo formado pela horizontal com o plano de ancoragem reduzido.

2.3.3.1 Dimensionamento dos tirantes

A área da seção de aço dos tirantes deve ser determinada com base na carga máxima aplicada nos tirantes conforme as Equações 10, 11 e 12 para tirantes permanentes, provisórios e para cargas de curta duração respectivamente (ABNT NBR 5629, 2018).

a) tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} \cdot 0,9 \quad (10)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível no aço expresso (MPa);

f_{yk} = resistência característica do aço ao escoamento expresso (MPa).

b) tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} \cdot 0,9 \quad (11)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível no aço expresso (MPa);

f_{yk} = resistência característica do aço ao escoamento expresso (MPa).

c) cargas de curta duração:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,20} \cdot 0,9 \quad (12)$$

Onde:

σ_{adm} = tensão admissível no aço expresso (MPa);

f_{yk} = resistência característica do aço ao escoamento expresso (MPa).

Ao encontrar uma magnitude útil para a força de ancoragem necessária e a carga de trabalho admissível, é possível calcular a quantidade de tirantes necessários com base no espaçamento horizontal previamente definida em projeto através da Equação 13 (RODRIGUES, 2011).

$$N_t = \frac{F_{anc} \cdot e_h}{Q_w} \quad (13)$$

Onde:

N_t = número de níveis de tirantes necessários;

F_{anc} = Força de ancoragem necessária;

e_h = espaçamento horizontal entre os tirantes;

Q_w = carga de trabalho admissível.

2.3.3.2 Dimensionamento do bulbo

A extensão da área ancorada varia de acordo com o tipo de solo presente no local de implantação, a tensão efetiva aplicada, o diâmetro de perfuração e a carga de ancoragem. A avaliação do tamanho do bulbo deve ser conduzida através de experimentos fundamentais e de qualificação, obedecendo às diretrizes da norma ABNT NBR 5629 (2018) (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

De acordo com Joppert Júnior (2007), esta capacidade de carga dos tirantes pode ser determinada usando o método que ele mesmo propôs. Neste método, a carga de ruptura é definida pela Equação 14 e seus coeficientes demonstrados no Quadro 2.

$$R_{rup} = 9,2 \cdot N_{spt} \cdot \phi \cdot L \cdot K \quad (14)$$

Onde:

R_{rup} = carga de ruptura do tirante;

N_{spt} = número médio de SPT na região de implantação do bulbo de ancoragem;

ϕ = diâmetro do tricône em metros;

L = comprimento de ancoragem em metros;

K = coeficiente que depende do tipo do solo (kN/m^2).

Quadro 2 - Coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo do Solo	K (kN/m^2)
Argila/Silte	10.000
Areia muito argilosa/siltosa	6.000
Areia pouco argilosa/siltosa	4.000
Areia	3.000

Fonte: Adaptado Joppert Júnior (2007).

2.4 SOLO GRAMPEADO

O método de solo grampeado é uma técnica usada para estabilizar encostas naturais, estruturas artificiais e áreas escavada. Basicamente, envolve fortalecer o solo no local inserindo grampos, que são elemento resistentes à flexão composta. Esses cliques restringem as deformações no solo, garantindo estabilidade. A estabilidade é assegurada pelas forças de atrito geradas na interface solo-grampo. Os grampos não são uma área instável à estabilidade, assegurando a estabilidade global. O tipo de revestimento não é crucial para estabilidade do local, podendo variar de concreto projetado com malha de aço a simples cobertura vegetal conforme ilustra a Figura 9 (SILVA, 2017).

Figura 9 - Solo grampeado com cobertura vegetal



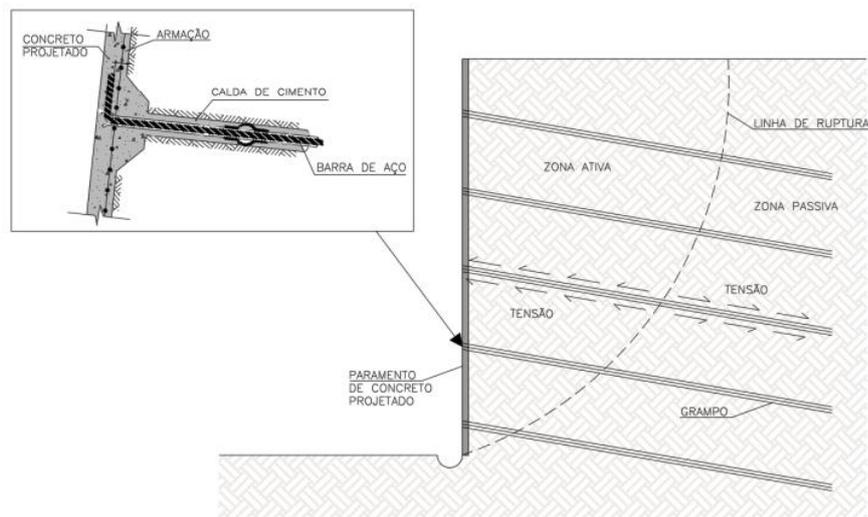
Fonte: Solotrat (não datado).

A técnica de grampeamento do solo é aprimorada através da incorporação de elementos que podem suportar flexões complexas, conhecidas como grampos. Esses grampos podem assumir diferentes formatos, como barras de aço, barras sintéticas como seção cilíndrica ou retangular, micro estacas ou, em situações específicas, estacas. A inserção dos grampos é feita de forma sub-horizontal para que o elemento possa resistir às forças de tração e cisalhamento. Assim, o solo grampeado é uma técnica amplamente recomendada para fortalecer escavações e estabilizar encostas (ORTIGÃO; ZIRLIS; PALMEIRA, 1993).

A efetividade do solo grampeado está diretamente ligada à maneira como seus componentes interagem. Os principais elementos estão ilustrados na Figura 10 e incluem (REIS, 2022):

- a) barra: este elemento pode ser composto por aço, fibras de vidro resinadas ou materiais similares;
- b) calda de cimento: é uma mistura de água e cimento em uma proporção específica que pode ser introduzida no furo por meio de múltiplas injeções ou simples preenchimento por gravidade;
- c) revestimento: camada final de concreto projetado.

Figura 10 - Elementos principais de um solo grampeado



Fonte: Reis (2022).

A crescente adoção da técnica de reforço com solo grampeado deve à sua eficiência, à capacidade de utilização de barras de aço facilmente disponíveis no mercado e à vantagem de poder empregar o mesmo equipamento e processo de instalação usados para fixações com tirantes (GERSCOVICH *et al.*, 2002).

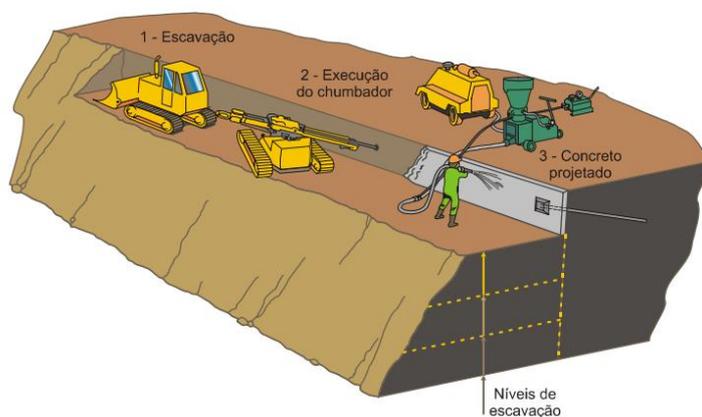
Apesar das vantagens oferecidas, como uma economia significativa entre 10 a 50% em comparação com contenções atirantadas, maior velocidade na execução, flexibilidade geométrica e a capacidade de avanço nos trabalhos de contenção de forma contínua, sem interrupções, esse tipo de contenção também apresenta restrições. Estas incluem limitações de escavação devido ao espaçamento entre as linhas de chumbadores, inaplicabilidade em solos com argila mole e não recomendação em locais com alto nível do lençol freático (ABRAMENTO; KOSHIMA; ZIRLIS, 1998).

2.4.1 Execução

Muros de solo grampeados são usados tanto em taludes naturais ou escavados anteriormente, especialmente quando as condições de estabilidade não são adequadas, quanto em escavações. Nesse último cenário, o solo é grampeado à medida que a escavação é realizada em fases, geralmente a cada 1 a 2 metros de profundidade. Isso cria uma área de solo reforçada que serve como suporte para o material não reforçado na parte posterior da escavação (ORTIGÃO; ZIRLIS; PALMEIRA, 1993).

Reis (2022) ressalta que nesse cenário, o processo começa com a escavação progressiva do solo em profundidades específicas. Em seguida, são feitos furos para colocação dos grampos. Esses grampos são instalados inserindo barras de aço nos furos e injetando nata de cimento, podendo ou não ser sob pressão pré-determinada. Finalmente, o revestimento é concluído com a aplicação de concreto projetado, finalizando o processo. Esta execução é mostrada conforme a Figura 11.

Figura 11 - Processo de execução de solo grampeado



Fonte: Zirlis (1999).

2.4.1.1 Chumbador injetado

Os chumbadores são fabricados no próprio local, usando técnicas de perfuração com maquinaria mecânica ou manual. Eles envolvem a instalação e fixação de uma estrutura metálica, seguida pela injeção sob pressão de uma mistura de cimento conhecida como calda de cimento (ZIRLIS, 1999).

Normalmente, a haste de aço tem um diâmetro que varia de 10 a 25mm e possui proteção contra a corrosão. Quando o diâmetro é até 20mm, ela é dobrada em uma extremidade com cerca de 20cm de comprimento e centralizadores são colocados a cada 2,0m. No caso de diâmetros de haste iguais ou superiores a 22mm, nos quais a dobra não é possível, uma placa e uma porca são utilizadas (PITTA; ZIRLIS, 2000).

O procedimento começa com a perfuração do solo utilizando uma broca com diâmetro aproximado de 75mm. Em seguida, uma estrutura metálica equipada com um tubo de injeção é instalada. A bainha é injetada através do tubo auxiliar, de maneira ascendente, utilizando uma mistura de cimento com fator água/cimento próximo de 0,5. O processo continua até que a mistura extravase pela abertura do furo. Como uma alternativa viável, o furo pode ser preenchido com a mistura de cimento antes de inserir a estrutura metálica de reforço (PITTA; ZIRLIS, 2000).

2.4.1.2 Concreto projetado

O concreto projetado precisa ter sua espessura controlada com a ajuda de marcadores posicionadas a cada 4,0m². É essencial seguir as normas brasileiras para o concreto projetado, adaptando-se conforme necessário. É crucial prestar atenção especial ao uso adequado do equipamento de via seca, ajustando corretamente a pressão e o fluxo, calcular com precisão o volume de água a ser aplicado e garantir uma cura adequada. Devido à exposição significativa do concreto ao ambiente externo, é fundamental um cuidado especial durante o processo de umidificação. A implementação de um pré-umidificador de linha deve ser considerada para obter um concreto com menor retração, maior resistência e menor permeabilidade (ZIRLIS, 1999).

2.4.2 Dimensionamento

A elaboração de projetos para a técnica de solo grampeado envolve a determinação dos seguintes fatores relacionados ao reforço: o comprimento, o ângulo de instalação, o espaçamento vertical e o espaçamento horizontal. Não há uma abordagem padrão ou universal para dimensionar uma estrutura de solo grampeado. A literatura especializada oferece abordagens diversas quando se trata das suposições de *design* envolvidas (SILVA *et al.*, 2010).

2.4.2.1 Espaçamento entre grampos (S)

De acordo com a *Federal Highway Administration* (2015) há algumas condições que devem respeitadas na hora de determinar o espaçamento entre os grampos:

- a) o espaçamento horizontal e vertical devem ter valores próximos;
- b) o valor do espaçamento deve-se compreender aproximadamente entre 1,20 e 1,80 m, porém usualmente é adotado o valor de 1,50 m;
- c) o produto entre os espaçamentos vertical e horizontal deve ser entre 3,30 e 3,90 m²;
- d) o primeiro grampo deve estar a um espaçamento de 0,60 a 1,00 m do topo do talude, assim como o último grampo deve estar a um espaçamento entre 0,60 e 0,90 m da base do talude.

2.4.2.2 Comprimento dos grampos (L)

Para o pré-dimensionamento do comprimento dos grampos, Clouterre (1991) recomenda-se utilizar:

- a) $0,5 \leq L \leq 0,7$ da altura de escavação, sendo esta condição para grampos cravados quando encontrados próximos entre si;
- b) $0,8 \leq L \leq 1,2$ da altura de escavação, sendo esta condição para grampos perfurados na qual possuem uma distribuição de 1 grampo entre 2,5 a 6,0 m² aproximadamente.

2.4.2.3 Inclinação dos grampos

Federal Highway Administration (2015) define como uma inclinação ideal para os grampos entre 10° e 20°, porém usualmente é adotado o valor de 15°.

2.4.2.4 Método de dimensionamento

Existem diversos estudos técnicos utilizados para avaliar a estabilidade no desenvolvimento de estruturas de solo grampeado. Em linha gerais, esses métodos seguem a abordagem de dividir as áreas em duas distintas: a região ativa (instável) e a região passiva (resistente). A maioria dessas abordagens baseia-se na análise de equilíbrio limite, considerando diferentes aspectos relacionados à configuração da superfície de ruptura e as forças que atuam nos componentes de sistema de contenção. Um dos recursos bibliográficos mais frequentemente consultados é o estudo de Clouterre (1991), que fornece uma base sólida para compreender o comportamento a dimensão deste tipo de estrutura (SILVA, 2017).

2.4.2.4.1 Aderência unitária

Um elemento crucial no projeto do solo grampeado é a resistência de aderência, que está associada ao atrito no ponto de contato entre os grampos e o solo adjacente. Quanto maior a resistência ao atrito entre o solo e os grampos, mais eficiente será o desempenho do sistema. A Equação 15 propõe uma correlação entre o número de golpes do ensaio *Standard Penetration Test* (N_{spt}) e a resistência de aderência, sendo esta última obtida a partir de ensaio de arracamento que foram efetuados na cidade de Brasília, São Paulo e Rio de Janeiro como demonstra a Figura 12 (ORTIGÃO; SAYAO, 2004).

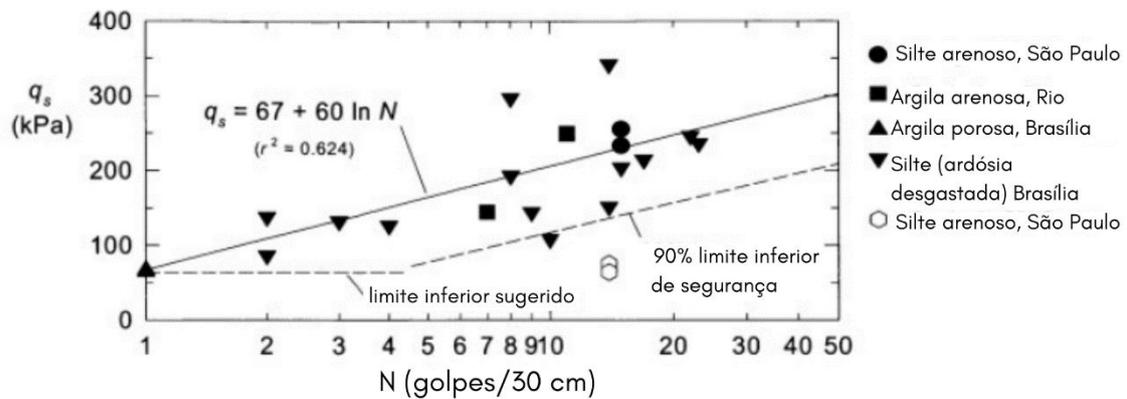
$$q_s = 67 + 60 \cdot \ln(N_{spt}) \quad (15)$$

Onde:

q_s = resistência de aderência do solo;

N_{spt} = número de golpes.

Figura 12 - Resultados de testes realizados para determinação da resistência de aderência



Fonte: Adaptado Ortigão e Sayao (2004).

2.4.2.4.2 Densidade de grampeamento

Clouterre (1991) define que a densidade de grampeamento (d), calculada pela Equação 16 deve compreender entre os valores de 0,1 e 1,0.

$$d = \frac{\tau}{\gamma_{solo} \cdot S_v \cdot S_h} \quad (16)$$

Onde:

d =densidade de grampeamento;

τ = resistência interna do solo;

γ_{solo} = peso específico do solo;

S_v = espaçamento vertical entre os grampos;

S_h = espaçamento horizontal entre os grampos.

2.4.2.4.3 Relação de estabilidade

A relação de estabilidade deste tipo de contenção é determinada pela Equação 17. A associação entre o comprimento do grampo (L) e a altura do muro (H) resulta em fatores de segurança distintos, esses fatores estão relacionados conforme a Figura 13. É importante notar

que para estes gráficos, leva-se em conta que o comprimento do grampo permanece constante em todas as fileiras e que possuem inclinação de 20° (CLOUTERRE, 1991).

$$N = \frac{c}{\gamma_s \cdot H} \quad (17)$$

Onde:

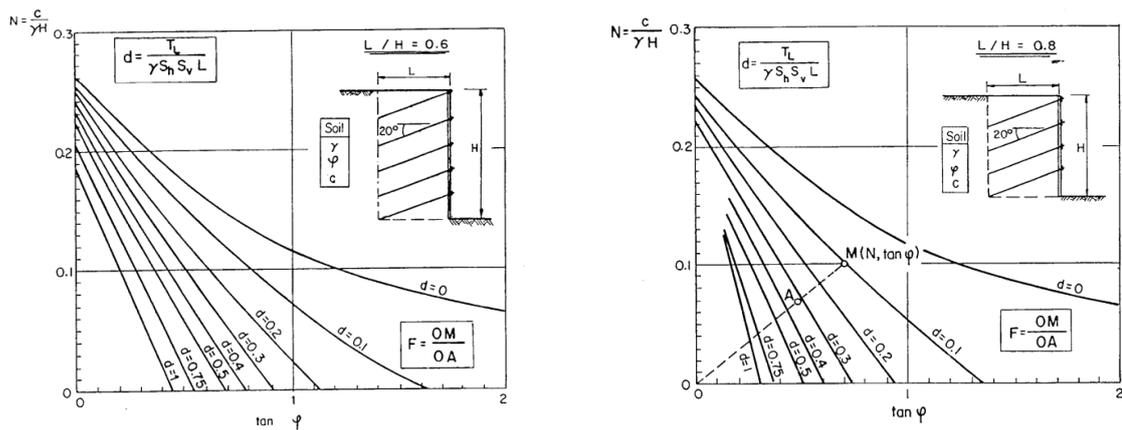
N = relação de estabilidade;

c = coesão do solo;

γ_{solo} = peso específico do solo;

H = altura do muro.

Figura 13 - Relação de estabilidade



Fonte: Clouterre (1991).

Clouterre (1991) denomina como ponto M e o relaciona com a tangente do ângulo de atrito interno com a estabilidade (N), assim traçando da origem o segmento OM . O ponto de interseção entre os segmentos se dá pela curva paramétrica da densidade de grampeamento (d) que será denominada como ponto A. Com isto, a Equação 18 expressa a razão entre esses valores, determinando assim o fator de segurança global.

$$FS = \frac{OM}{OA} \quad (18)$$

Onde:

FS = fator de segurança global;

OM = ponto de interseção entre a tangente e a estabilidade;

OA = ponto de interseção com a densidade de grampeamento.

2.4.2.5 Suporte à tração dos grampos

Para definir o suporte a tração dos grampos, primeiro é essencial calcular a área efetiva dos grampos diminuindo 4 milímetros através da Equação 19, devido a possibilidade de corrosão. Posteriormente, com a Equação 20 define-se a tração para cada diâmetro de grampo (CALA *et al.*, 2012).

$$Ag_{ef} = \frac{\pi \cdot (D-4)^2}{4} \quad (19)$$

Onde:

Ag_{ef} = área do grampo efetiva (mm²);

D = diâmetro do grampo (mm).

$$T_R = Ag_{ef} \frac{fy}{1,15} \quad (20)$$

Onde:

T_R = capacidade de suporte à tração;

Ag_{ef} = área do grampo efetiva;

fy = tensão de escoamento.

2.4.2.6 Suporte ao cisalhamento dos grampos

Com a Equação 21 é possível definir também o suporte ao cisalhamento de cada grampo no que se diz respeito a tensão de escoamento (CALA *et al.*, 2012).

$$S_R = Ag_{ef} \cdot \frac{fy}{\sqrt{3}} \quad (21)$$

Onde:

S_R = capacidade de suporte ao cisalhamento;

$A_{g_{ef}}$ = área do grampo efetiva;

f_y = tensão de escoamento.

2.4.2.6.1 Resistência a aderência unitária

As forças de tração geradas nos grampos são propagadas por meio do contato entre o solo e o reforço, tornando essencial verificar a resistência ao arrancamento. Essa verificação é dada pela Equação 22 (CLOUTERRE, 1991).

$$\tau_{m\acute{a}x} = \pi \cdot D_f \cdot L_a \cdot q_s \quad (22)$$

Onde:

$\tau_{m\acute{a}x}$ = resistência a aderência unitária;

D_f = diâmetro do furo do grampo;

L_a = extensão do reforço atrás da superfície de ruptura;

q_s = resistência de aderência.

2.5 MURO DE ARRIMO À FLEXÃO

São construções mais esbeltas, com uma seção transversal em formato de “L” que suporta forças de flexão, empregando uma porção do próprio peso do maciço adjacente que apoia em sua base para se manter em equilíbrio (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

Esses elementos consistem essencialmente em duas lajes de concreto reforçadas. A laje vertical é inserida na base com sua parte superior projetada para fora, criando um balanço. Enquanto isso, a laje horizontal se sustenta no solo, desempenhando um papel estrutural ao equilibrar as forças laterais e funcionando como uma espécie de sapata (DOMINGUES, 1997).

As paredes dos muros de arrimo enfrentam forças verticais e horizontais que tendem a deslocar a estrutura de seu equilíbrio estático. Entre essas forças, é importante destacar o empuxo ativo e o empuxo passivo (RIBEIRO; AUGUSTO, 2022).

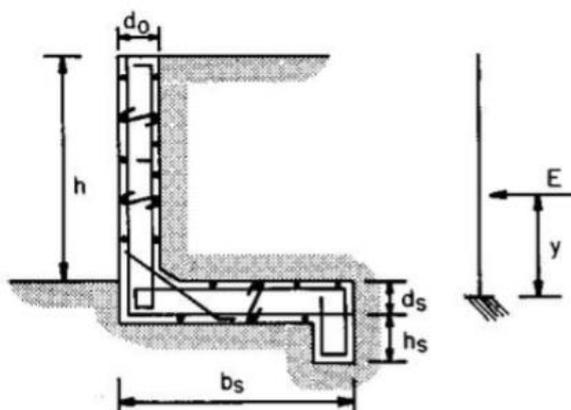
À semelhança das estruturas de gravidade, esses elementos não exigem escoramentos e são ideais para terrenos com fundações sólidas. São frequentemente empregados como estruturas permanentes de contenção, geralmente em alturas que não ultrapassam 8 metros (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

A seleção desse tipo de muro requer uma análise dos seguintes fatores: a complicação da compactação do aterro nas junções das lajes, o aumento da área necessária para o serviço, e a preparação das formas, das armaduras, do processo de concretagem e do período de cura. Os muros sem contrafortes são caracterizados por quatro perfis fundamentais: o perfil em L, o perfil clássico, perfis especiais e os muros tirantados. Existem também os muros com contraforte, que são elementos estruturais cujo objetivo é transmitir as cargas provenientes das lajes da cortina para a sapata (DOMINGUES, 1997).

2.5.1 Perfil em L

De acordo com Moliterno (1994, p.27), “utilizados para alturas até 2,0 metros”. O perfil transversal está ilustrado conforme a Figura 14.

Figura 14 - Perfil transversal em L

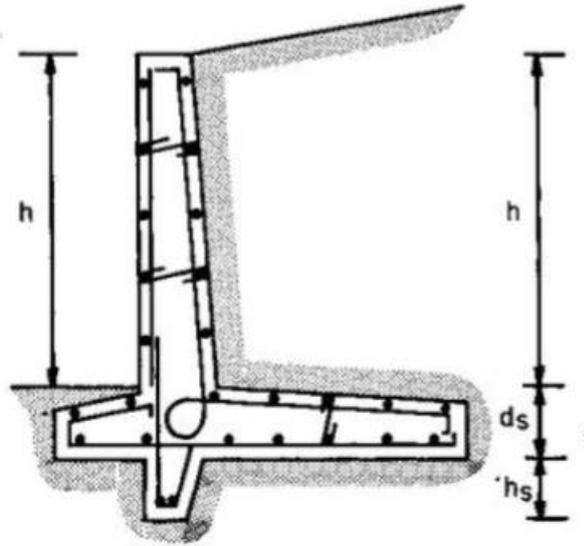


Fonte: Moliterno (1994).

2.5.2 Perfil clássico

Moliterno (1994) determina que para este perfil as alturas indicadas para projeto estão limitadas de 2,0 a 4,0 metros. Na Figura 15 encontra-se o perfil transversal deste modelo.

Figura 15 - Perfil transversal clássico



Fonte: Moliterno (1994).

2.5.3 Perfis especiais

A parede de formato especial representada na Figura 16 é empregada em alturas que variam de 2,0 a 4,0 metros. Essas paredes são concebidas com lajes intercaladas para reduzir a pressão do empuxo do solo, proporcionando uma ação de ruptura do terreno no lado interno do muro. Esse tipo de perfil visa diminuir os esforços exercidos sobre a estrutura (DOMINGUES, 1997).

Figura 16 - Perfil transversal especial



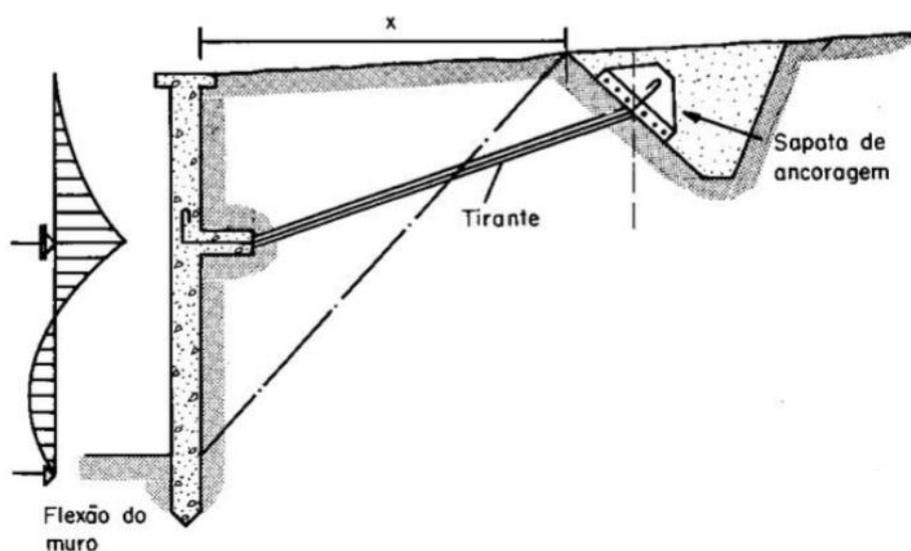
Fonte: Moliterno (1994).

2.5.4 Muro atirando

A parte superior do muro é ancorada por tirantes ligados a uma placa de ancoragem. Esta placa é firmemente inserida em uma rocha ou apenas terreno resistente para evitar movimentos (DOMINGUES, 1997).

Moliterno (1994) recomenda que estes muros devem ser usados em alturas entre 4,0 a 6,0 m. A Figura 17 proporciona a visualização do perfil de um muro atirantado.

Figura 17 - Perfil transversal de muro atirantado

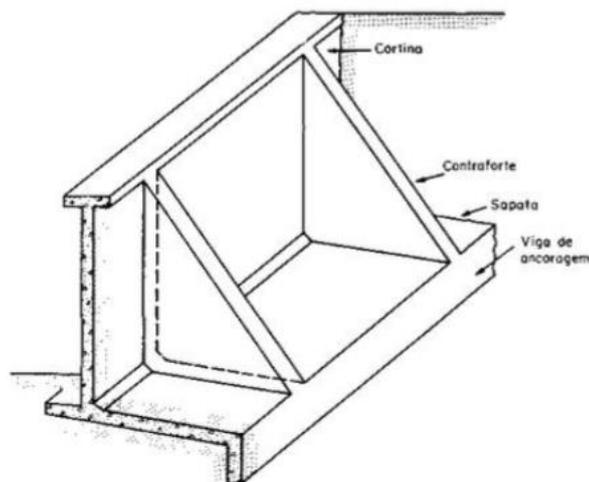


Fonte: Moliterno (1994).

2.5.5 Muro arrimo com contrafortes

Eles são concebidos para encostas com alturas variando de 6,0 a 9,0 metros. No processo de dimensionamento dos contrafortes, os momentos de flexão na laje vertical em razão a pressão lateral exercida pelo empuxo, bem como os pesos próprios da laje e do contraforte, são considerados. Quanto ao dimensionamento da sapata, leva-se em conta tanto o empuxo total exercido nas lajes quanto os pesos combinados da terra e do muro (DOMINGUES, 1997). A Figura 18 representa um muro de arrimo com contraforte posicionado para o lado do terreno.

Figura 18 - Perfil do muro de arrimo com contrafortes do lado da terra



Fonte: Moliterno (1994).

2.5.6 Execução

O processo de construção deste tipo de muro de contenção começa com a escavação especialmente próximo ao muro para garantir segurança e espaço adequado para o trabalho. Após a escavação, o fundo das covas é compactado e uma camada de concreto magro é aplicada para criar uma superfície uniforme. As estruturas e as armações da base do muro são instaladas conforme o projeto, permitindo a conexão adequada com a parede do muro. Em seguida, a base do muro é concretada, seguindo as diretrizes do projeto. Após a conclusão da base, as armações da laje vertical são montadas, seguidas pelas formas, garantindo a geometria da parede. Se necessário, um sistema de drenagem é instalado para lidar com as águas. Por fim, a parede do muro é concretada, com atenção à altura de lançamento para evitar a segregação do concreto (CEHOP, 2022).

2.5.7 Dimensionamento

O dimensionamento inicia-se determinando as dimensões, que serão condicionadas por meio de um pré-dimensionamento. Em seguida, realiza-se uma verificação da estabilidade do conjunto, analisando a segurança contra o tombamento e deslizamento. Ao estabelecer as dimensões, a única informação conhecida é a altura do muro (H), visto que as elevações do

terreno, tanto na parte inferior quanto na superior, são especificadas no projeto de implantação (DOMINGUES, 1997).

2.5.7.1 Empuxo de terra

Moliterno (1994) ressalta que para obter-se o valor de empuxo de um terreno deve-se começar calculando a altura de terra equivalente a sobrecarga do terreno através da Equação 23. Posteriormente, aconselha-se determinar o coeficiente de empuxo com a Equação 24.

$$h_o = \frac{q}{\gamma_t} \quad (23)$$

Onde:

h_o = altura de terra equivalente a sobrecarga;

q = sobrecarga;

γ_t = peso específico do solo.

$$K = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (24)$$

Onde:

K = coeficiente de empuxo;

φ = ângulo de atrito natural do solo.

Posteriormente, precisa-se determinar a altura total com a Equação 25 e o ponto de aplicação do empuxo com a Equação 26. Assim, com a Equação 27, consegue-se determinar a grandeza do empuxo (MOLITERNO, 1994).

$$H = h_o + h \quad (25)$$

Onde:

H = altura total;

h_o = altura de terra equivalente a sobrecarga;

h = altura do talude.

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{2h_0 + H}{h_0 + H} \quad (26)$$

Onde:

y = ponto de aplicação do empuxo;

h = altura do talude;

H = altura total;

h_0 = altura de terra equivalente a sobrecarga.

$$E = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma_t \cdot (H^2 - h_0^2) \quad (27)$$

Onde:

E = empuxo;

γ_t = peso específico do solo.

K = coeficiente de empuxo;

H = altura total;

h_0 = altura de terra equivalente a sobrecarga.

Moliterno (1994) considera em seu método o muro de contenção como uma laje vertical, engastada e em balanço. Desta forma o momento fletor, calculado pela Equação 28, para a base do muro será em relação a força de empuxo.

$$M = E \cdot y \quad (28)$$

Onde:

M = momento fletor;

E = empuxo;

y = ponto de aplicação do empuxo.

2.5.7.2 Determinação das dimensões

Para a definição da espessura da base do muro utiliza-se da Equação 29, posteriormente adiciona-se ao valor encontrado o cobrimento de concreto necessário para a classe de agressividade ambiental de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023). Já espessura do topo do

muro necessita-se aderir o diâmetro máximo do agregado graúdo, conforme a Equação 30, também definido pela norma ABNT NBR 6118 (2023) de acordo com a especificação do projeto (MOLITERNO, 1994).

$$d_i = 10 \cdot \sqrt{M} + c \quad (29)$$

Onde:

d_i = espessura da base do muro;

M = momento fletor;

c = cobrimento.

$$d_o = 4 \cdot \Phi_{agr.graúdo} \quad (30)$$

Onde:

d_o = espessura da parede do topo do muro;

$\Phi_{agr.graúdo}$ = diâmetro do agregado graúdo.

Moliterno (1994) diz que as larguras das sapatas normalmente correspondem a valores entre 50 a 60% da altura do muro, tendo isso em consideração, determina-se através das Equações 31 e 32, a largura e a ponta da sapata respectivamente. Considerando estes valores, a Equação 33 define o comprimento interno da sapata.

$$b_s = 0,5 \cdot h \quad (31)$$

Onde:

b_s = largura total da sapata;

h = altura do muro.

$$r = \frac{1}{6} \cdot h \quad (32)$$

Onde:

r = largura da ponta externa da sapata;

h = altura do muro.

$$t = b_s - (r + d_i) \quad (33)$$

Onde:

t = largura da ponta interna da sapata;

b_s = largura total da sapata;

r = largura da ponta externa da sapata;

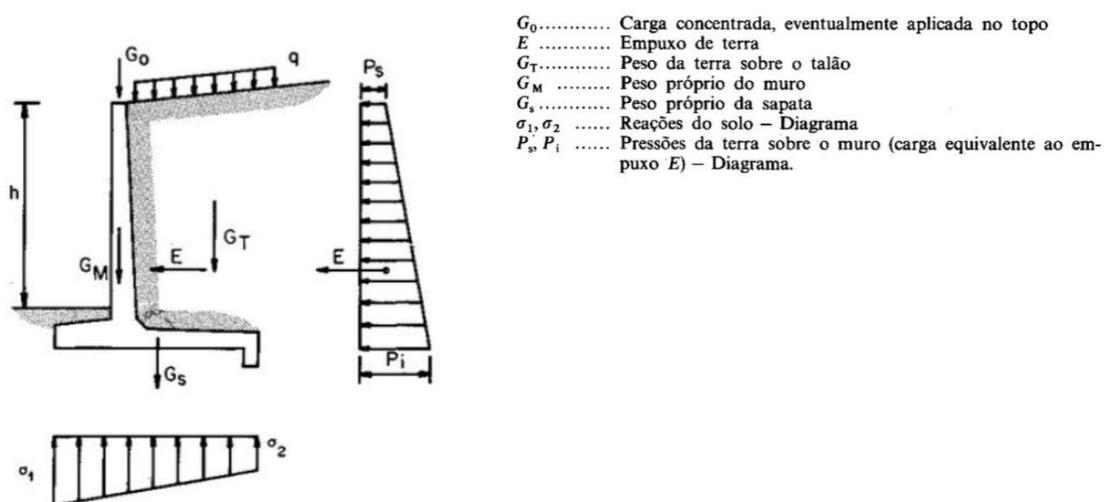
d_i = espessura da base do muro.

Quanto a espessura da fundação, Moliterno (1994) diz que ela pode ser variável. Por esta razão aconselha-se uma única condição, de que a espessura total da sapata deve ser maior que a espessura da base do muro, satisfazendo assim o engastamento da sapata com o muro.

2.5.7.3 Equilíbrio estático

Antes de seguir com o procedimento de dimensionamento e determinar as armaduras, faz-se necessário realizar uma verificação de estabilidade do conjunto (muro e sapata) para garantir que as dimensões pré-dimensionadas estão corretas. A Figura 19 apresenta um esquema das ações e cargas a serem determinadas para essas verificações (MOLITERNO, 1994).

Figura 19 - Cargas verticais atuantes no muro



Fonte: Moliterno, 1994.

2.5.7.3.1 Cargas verticais

Segundo Moliterno (1994) para definir o peso próprio do muro e o peso próprio da sapata, deve-se levar em consideração as dimensões já pré-definidas juntamente com o peso específico do concreto, assim com a Equação 34 e 35 obtêm-se estas cargas. Já para o caso do peso de solo sobre a fundação, recomenda-se determinar primeiramente o comprimento do talão com a Equação 36 e posteriormente encontrá-lo com a Equação 37. A carga no topo deve ser considerada aos cálculos apenas se há algum tipo de intervenção ou construção que aplique diretamente uma carga vertical no muro.

$$G_m = \frac{1}{2} \cdot h \cdot \gamma_c \cdot (d_o + d_i) \quad (34)$$

Onde:

G_m = peso próprio do muro;

h = altura do muro;

γ_c = peso específico do concreto;

d_o = espessura da parede do topo do muro;

d_i = espessura da base do muro.

$$G_s = d_s \cdot \gamma_c \cdot b_s \quad (35)$$

Onde:

G_s = peso próprio da sapata;

d_s = espessura da sapata;

γ_c = peso específico do concreto;

b_s = largura total da sapata.

$$a = (t + d_i) - (d_o) \quad (36)$$

Onde:

a = comprimento do talão da sapata;

t = largura da ponta interna da sapata;

d_o = espessura da parede do topo do muro;

d_i = espessura da base do muro.

$$G_T = \frac{h}{2} \cdot \gamma_t \cdot (t + a) \quad (37)$$

Onde:

G_T = peso da terra sobre talão da sapata;

h = altura do muro;

γ_t = peso específico do solo;

t = largura da ponta interna da sapata;

a = comprimento do talão da sapata;

2.5.7.3.2 Cargas horizontais

Moliterno (1994) define em seu método o empuxo ativo como a única carga horizontal a ser considerada.

2.5.7.3.3 Momentos

A determinação dos momentos é esquematizada de acordo com a Figura 20, onde observa-se a posição dos carregamentos verticais e horizontais provenientes, bem como seus “braços” para ocorrer a tendência de giro. O momento total do conjunto é obtido com a Equação 38.

$$M = M_i - M_e \quad (38)$$

Onde:

M = momento total do conjunto;

M_i = somatório dos momentos das cargas verticais;

M_e = momento devido a força de empuxo.

Onde:

K_o = coeficiente de empuxo passivo;

φ = ângulo de atrito natural do solo.

$$E_o = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot \gamma_t \cdot (Z_o^2) \quad (41)$$

E = empuxo do dente;

γ_t = peso específico do solo.

K_o = coeficiente de empuxo passivo;

Z_o = altura total do dente mais altura da sapata.

2.5.7.3.5 Tombamento

A Equação 42 define o coeficiente de segurança para a verificação contra o tombamento. Este deve ser maior ou igual ao valor de 1,5, por determinação de normas (MOLITERNO, 1994).

$$\varepsilon_2 = \frac{M_i}{M_e} \geq 1,5 \quad (42)$$

Onde:

ε_2 = fator de segurança contra o tombamento;

M_i = somatório dos momentos das cargas verticais;

M_e = momento devido a força de empuxo

2.5.8 Esforços solicitantes

Para calcular os esforços internos exigidos, a estrutura de contenção é dividida em duas partes: a sapata e o muro. O *layout* do muro é realizado considerando uma viga em balanço, com carregamento trapezoidal, resultando em esforços por metro quadrado. A Equação 43 e 44 determinam os carregamentos no topo e na base do muro respectivamente (MOLITERNO, 1994).

$$P_s = K \cdot \gamma_t \cdot h_o \quad (43)$$

Onde:

P_s = carregamento no topo;

K = coeficiente de empuxo;

γ_t = peso específico do solo;

h_0 = altura de terra equivalente a sobrecarga.

$$P_i = K \cdot \gamma_t \cdot H \quad (44)$$

P_i = carregamento na base;

K = coeficiente de empuxo;

γ_t = peso específico do solo;

H = altura total.

2.5.9 Tensões admissíveis

A ABNT NBR 6122 (2022) define que uma fundação está sujeita a uma carga excêntrica quando esta é exposta a qualquer combinação de forças que gere momento.

Moliterno (1994) define que as tensões máxima e mínima sejam obtidas através das Equações 45 e 46 respectivamente. Se acaso o valor de tensão mínima for menor que zero, recomenda-se considerar a tensão máxima excluindo a zona tracionada de acordo com a Equação 47. Para questões de segurança os valores encontrados devem ser menores que a tensão admissível do solo.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{b_s} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_s}\right) \quad (45)$$

Onde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima;

N = componente normal;

b_s = largura total da sapata;

e = excentricidade.

$$\sigma_{min} = \frac{N}{b_s} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b_s}\right) \quad (46)$$

Onde:

σ_{min} = tensão mínima;

N = componente normal;

b_s = largura total da sapata;

e = excentricidade.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2.N}{3.u} \quad (47)$$

Onde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ = tensão máxima;

N = componente normal;

u = posição do centro de pressão.

A excentricidade, de acordo com Moliterno (1994), deve ser determinada através da Equação 48.

$$e = \frac{b_s}{2} - u \quad (48)$$

Onde:

e = excentricidade;

b_s = largura total da sapata;

u = posição do centro de pressão.

A localização do centro de pressão é obtida com a Equação 49 (MOLITERNO, 1994).

$$u = \frac{M}{N} \quad (49)$$

Onde:

u = posição do centro de pressão;

M = momento total do conjunto;

N = componente normal.

2.5.10 Dimensionamento das armaduras

Na medida que os esforços exigidos são especificados, as armaduras são projetadas para cada metro de contenção ao decorrer da altura da parede e da sapata. Esse dimensionamento segue as diretrizes condicionais na norma ABNT NBR 6118 (2023), onde são calculadas as armaduras necessárias (DOMINGUES, 1997).

2.5.10.1 Dimensionamento de vigas

Adorna, Parizotto e Lazzari (2012) afirmam que para fazer um projeto de vigas em concreto armado, é essencial conhecer os esforços a que estão sujeitos, afim de então determinar a quantidade e a posição específica da armadura dimensionada. O dimensionamento à flexão de vigas retangulares exige uma análise minuciosa, levando em conta todas as ações relevantes a serem consideradas na estrutura.

Vigas com armaduras simples, também conhecidas como vigas simplesmente armadas, são aquelas em que as barras de aço são posicionadas apenas no banzo tracionado. Na região comprometida, a responsabilidade de equilibrar os resultados de especificações recai somente sobre o concreto (CAMACHO, 2015).

As Equações 50 e 51 determinam, respectivamente, a altura das resultantes da compressão e a área de aço (CAMACHO, 2015).

$$y = d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \quad (50)$$

Onde:

y = altura da resultante de compressão do concreto;

d = altura útil;

M_d = momento solicitante de cálculo;

b = largura da seção;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto.

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y}{f_{yd}} \quad (51)$$

Onde:

A_s = área de aço;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

b = largura da seção;

y = altura da resultante de compressão do concreto;

f_{yd} = resistência do aço.

A Equação 52 apresenta a condição para a quantidade mínima de armadura. Caso a taxa de armadura calculada seja inferior ao mínimo estabelecido, aconselha-se optar pelo uso da quantidade mínima. A Tabela 1 determina os coeficientes de taxa de armadura mínima conforme a ABNT NBR 6118 (2023) (ARAÚJO, 2010).

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A_c \quad (52)$$

Onde:

$A_{s,min}$ = área de aço mínima;

ρ_{min} = taxa mínima de armadura;

A_c = área da seção transversal.

Tabela 1- Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da Seção	Valores de ρ_{min}^a ($A_{s,min}/A_c$) %							
	20	25	30	35	40	45	50	55
Retangular	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208	0,21
	60	65	70	75	80	85	90	
	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256	

^a os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso do aço CA-50, $d/h=0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso estes fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023).

2.5.10.2 Dimensionamento da sapata

No dimensionamento de fundações do tipo sapata, o cálculo das armaduras de flexão é determinado conforme a aplicação da Equação 53 (BASTOS, 2023).

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (53)$$

Onde:

A_s = área de aço;

M_d = momento solicitante de cálculo;

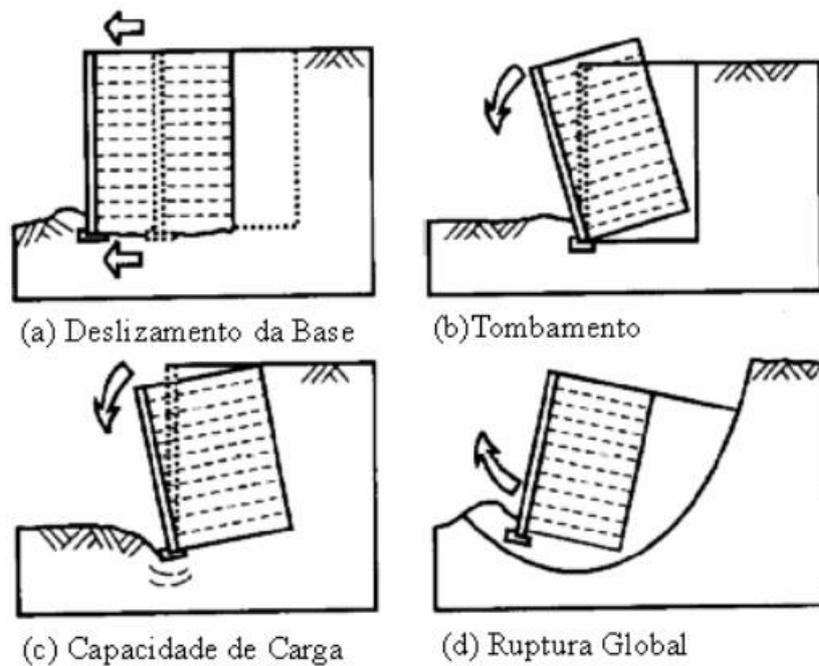
d = altura útil da sapata;

f_{yd} = resistência do aço.

2.6 ESTABILIDADE

Ao avaliar a estabilidade de um muro de contenção, independentemente de sua seção, é crucial examinar as seguintes condições: tombamento, deslizamento da base, capacidade de carga da fundação e ruptura global conforme demonstrado na Figura 21 (GERSCOVICH, 2010).

Figura 21 - Verificações para a estabilidade



Fonte: Gerscovich (2010).

2.6.1 Segurança contra o deslizamento

O descolamento da estrutura ocorre quando a capacidade de resistência ao longo da base da contenção combinado com o empuxo passivo presente à sua frente, não é adequada para contrabalançar o empuxo ativo (BARROS, 2017).

Para garantir a estabilidade contra o deslizamento, deve-se verificar se as forças horizontais em ação estão equilibradas, utilizando um fator de segurança apropriado, conforme a Equação 54 (GERSCOVICH, 2010).

$$FS_{desl} = \frac{\sum F_{res}}{\sum F_{solic}} \geq 1,5 \quad (54)$$

Onde:

FS_{desl} = fator de segurança contra o deslizamento;

$\sum F_{res}$ = somatório dos esforços resistentes;

$\sum F_{solic}$ = somatório dos esforços solicitantes.

2.6.2 Segurança contra o tombamento

Domingues (1997) salienta que, para garantir a estabilidade da estrutura e prevenir o colapso em um ponto crítico no encontro da contenção com o solo, é essencial que a soma dos momentos solicitantes seja menor que os momentos resistentes, de acordo com a Equação 55.

$$FS_{tombamento} = \frac{\sum M_{res}}{\sum M_{solic}} \quad (55)$$

Onde:

$FS_{tombamento}$ = fator de segurança contra o tombamento;

$\sum M_{res}$ = somatório dos momentos resistentes;

$\sum M_{solic}$ = somatório dos momentos solicitantes.

Conforme a ABNT NBR 11682 (2009), uma parede de arrimo só é considerada segura quando o fator de segurança contra o tombamento é maior que 1,5 para solos arenosos e 2 em solos siltosos e argilosos.

2.7 MÉTODO DE BISHOP

Esse método, proposto por Bishop em 1955, analisa a estabilidade de um talude dividindo a cunha de escorregamento em várias fatias. Trata-se, na verdade, de uma modificação do método *Fellenius*, que incorpora as reações entre as fatias adjacentes (FIORI, 2015).

O método de Bishop foi originalmente criado levando em conta as forças de atrito entre as lamelas. No entanto, para simplificação, essas forças foram posteriormente excluídas dos cálculos, resultando no método conhecido como Bishop Simplificado. A ausência dessas forças nos cálculos resulta em um erro de 1% no valor do fator de segurança (STEIN *et. al*, 2021).

Este método assume que as forças entre as fatias são horizontais e considera que a força normal atua no centro da base de cada fatia. O cálculo da força normal é feito a partir do somatório das forças verticais, desconsiderando o somatório das forças horizontais (FERNANDES, 1998).

Foi inicialmente desenvolvido para superfícies de ruptura circulares, mas pode ser ajustado para superfícies não circulares. Este método assume que as forças entre as fatias são nulas. O fator de segurança é obtido através da soma dos momentos em um ponto comum (STRAUSS, 1998).

3 METODOLOGIA DE PESQUISA

Neste capítulo, foram incluídas as especificações técnicas e os métodos empregados na análise estrutural das contenções apresentadas. Isso inclui a definição das propriedades do local onde estão instaladas, juntamente com os procedimentos essenciais para o pré-dimensionamento.

3.1 MATRIZ DE ANÁLISE

Neste estudo, foram realizadas análises estruturais de três modelos de contenção para um mesmo talude, todos possuindo as mesmas características em relação ao tipo de solo, altura e comprimento. Essa abordagem permite uma comparação direta do desempenho de estruturas diferentes de contenção sob condições idênticas. Após esta análise estrutural, foi feita uma avaliação econômica, considerando apenas os custos de material com base nas tabelas de insumos do mês de abril do SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) e também por consulta de orçamentos com os fornecedores das empresas Incotep e DYWIDAG. Esse processo de avaliação econômica é importante para determinar uma previsão financeira básica e comparativa de materiais para cada modelo de contenção.

Com base nos resultados das análises estruturais e econômicas, é possível fazer um comparativo detalhado para identificar a solução que não apenas oferece a estrutura mais adequada para a situação, mas também aquela que é mais economicamente eficiente.

3.2 ÁREA DE ESTUDO

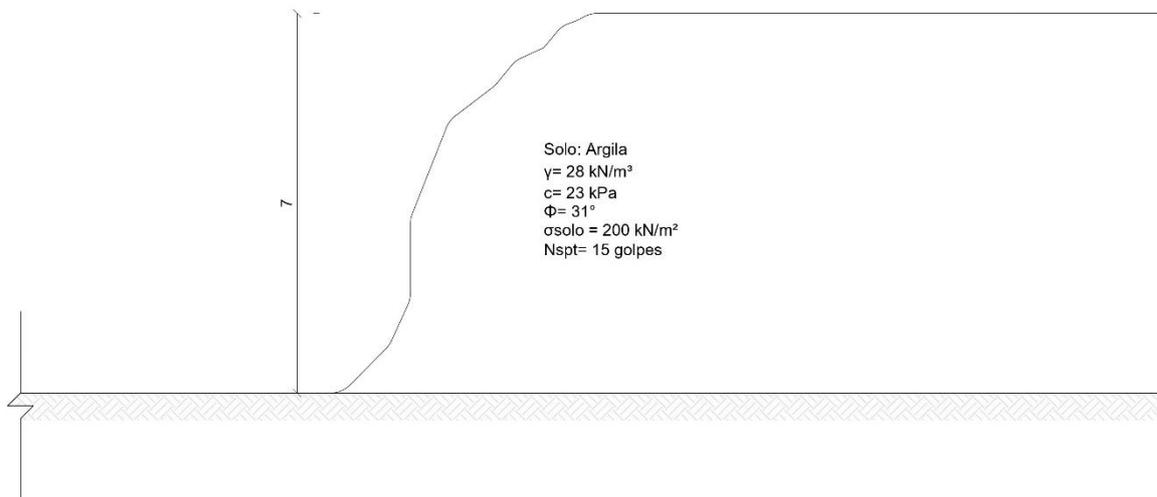
Este estudo consistiu na elaboração de um projeto para conter um talude hipotético, considerando dados específicos de um solo do tipo argila. A proposta tem como objetivo evitar os deslizamentos em encostas de estradas. A estrutura do talude a ser dimensionada tem uma altura de 7 metros e um comprimento de 15 metros.

3.2.1 Características geotécnicas do talude e carregamento

Usualmente, as características geotécnicas de um maciço de terra se dão por meio de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*). Porém, no presente trabalho, estas características foram determinadas através de quadros e tabelas anteriormente citados no referencial teórico.

Adota-se para o presente método um subsolo homogêneo, sem lençol freático e as seguintes características geotécnicas para um solo argiloso de um talude. Com base nos dados do referencial, assume-se então um peso específico (γ) de 28 kN/m³, coesão (c) de 23 kPa e um valor de ângulo de atrito de 31°. A tensão admissível do solo é de 200 kN/m². O número de golpes igual a 15 do ensaio de SPT também foi arbitrário para fins de determinação da aderência unitária. Os parâmetros e o talude podem ser observados conforme a Figura 22.

Figura 22 - Esquema de parâmetros para o talude



Fonte: a autora (2024).

3.3 PARÂMETROS DE PROJETO

Os três tipos de contenção analisados estão submetidos aos mesmos parâmetros de projeto, permitindo a condução de um estudo comparativo. Dessa forma, ao empregar as mesmas configurações de projeto para os três tipos de contenção específica, estabelece-se uma base uniforme que viabiliza a relação de um estudo comparativo preciso e abrangente. Quando as variáveis são mantidas constantes permite-se avaliar de uma forma mais objetiva as características e desempenhos específicos de cada tipo de contenção.

Na composição estrutural, optou-se pelo concreto com resistência a compressão característica C30 ($f_{ck} = 30$ MPa), e a utilização do aço tipo CA-50, o que representa uma

resistência ao escoamento ($f_y=500$ MPa). O agregado graúdo adotado é o granito, cujo o módulo de elasticidade secante resulta em 27 GPa. O peso específico do concreto (γ) utilizado é de 25 kN/m³. Os coeficientes de ponderação utilizados provêm da ABNT NBR 6118 (2023) a qual especifica que para o aço deve-se utilizar um coeficiente de $\gamma_s=1,15$ e para o concreto $\gamma_c=1,4$. Foi considerado classe de agressividade ambiental II, para áreas urbanas com agressividade moderada para deterioração, com cobrimento de 3,0 cm.

No Quadro 3 consta todos os parâmetros a serem levados em consideração para o projeto dos três tipos de contenção.

Quadro 3 - Parâmetros de projeto para os três tipos de contenção

Parâmetro	Valor adotado	Unidade
γ_{solo}	28	kN/m ³
c	23	kPa
Φ	31°	
σ_{solo}	200	kN/m ³
N_{spt}	15	golpes
$\gamma_{concreto}$	25	kN/m ³
E_{cs}	27	GPa
Cobrimento	3	cm
C30 MPa	Aço CA-50	
γ_c	1,4	
γ_s	1,15	
h	7	m
l	15	m

Fonte: a autora (2024).

3.3.1 Pré-dimensionamento de cortina atirantada

O pré-dimensionamento da cortina atirantada seguiu o método de Costa Nunes, com os detalhes descritos a partir do tópico 2.2.3. A primeira etapa consiste em estabelecer o ângulo do talude em relação a horizontal, ângulo dos tirantes em relação a horizontal e espaçamento horizontal conforme indicado na Tabela 2. Ressalta-se que, para essas considerações, o talude já está aterrado.

Tabela 2 - Determinações iniciais para cortinas atirantadas

(continua)

Parâmetro	Valor adotado
<i>i</i>	90°

(conclusão)	
α	20°
e_h (m)	2

Fonte: a autora (2024).

O primeiro parâmetro a ser determinado pelo método é o ângulo crítico, de acordo com a Equação 56.

$$\theta_{cr} = \frac{90^\circ + 31^\circ}{2} \quad (56)$$

$$\theta_{cr} = 60,5^\circ$$

Com a Equação 57, delimita-se o ângulo formado pelos tirantes com o plano crítico para o deslizamento.

$$\beta = 60,5^\circ + 20^\circ \quad (57)$$

$$\beta = 80,5^\circ$$

A próxima etapa é a definição das dimensões que compõem a cunha de ruptura, com as Equações 58 e 59, respectivamente.

$$l = \frac{7}{\cos(90^\circ - 60,5^\circ)} \quad (58)$$

$$l = 8,04 \text{ m}$$

$$X = 7 \cdot \tan(90^\circ - 60,5^\circ) \quad (59)$$

$$X = 3,96 \text{ m}$$

Necessita-se agora encontrar a força peso que atua na cunha com a Equação 60, aqui o fator de sobrecarga é zero devido a não ter sido considerada neste pré-dimensionamento.

$$P = \frac{7 \times 3,96}{2} \cdot 28 + 0,3,96 \quad (60)$$

$$P = 388,08 \text{ kN/m}$$

Neste momento, calculou-se o primeiro fator de segurança, o fator de segurança mínimo, que é relacionado ao plano crítico de deslizamento com a Equação 61.

$$FS_{min} = \frac{23,8,04 \cdot \cos 31^\circ}{388,08 \cdot \sin(60,5^\circ - 31^\circ)} \quad (61)$$

$$FS_{min} = 0,83 < 1,5$$

Como o coeficiente mínimo exigido em norma não se satisfaz, o método de Culmann propõe, através da Equação 62, que se faça uma redução do ângulo crítico com a horizontal através do método de tentativa e erro. Na qual, testam-se vários ângulos na equação até que se obtenha um fator de segurança igual ou superior ao mínimo exigido. Realizando-se testes, definiu-se o ângulo de 40° que satisfaz a condição.

$$FS_p = \frac{\frac{2,23}{28,7} \sin(90^\circ) \cdot \cos(31^\circ)}{\sin(90^\circ - 40^\circ) \cdot \sin(40^\circ - 31^\circ)} \quad (62)$$

$$FS_p = 1,67$$

Adotado o coeficiente de segurança obtido, se obteve a relação entre o FS_p e o FS_{min} , com a Equação 63. O valor encontrado superou o exigido pela norma, então pode-se seguir o pré-dimensionamento.

$$\lambda = \frac{1,67}{0,83} \quad (63)$$

$$\lambda = 2,01 > 1,5$$

A Equação 64 definiu a força de ancoragem, essa força está diretamente relacionada a quantidade de tirantes necessários para a cortina.

$$F_{anc} = \frac{2,01-1}{2,01} \cdot 388,08 \cdot \frac{\sin(60,5^\circ - 31^\circ)}{\cos(80,5^\circ - 31^\circ)} \quad (64)$$

$$F_{anc} = 147,86 \text{ kN/m}$$

O tirante escolhido para a execução será o de monobarra, que possui em sua característica a alta resistência mecânica. Na Tabela 3, estão as especificações do tirante monobarra da empresa Incotep de diâmetro nominal de 30 mm. Posteriormente, com estas informações, calculou-se o número de tirantes necessários através da Equação 65.

Tabela 3 - Propriedades do tirante

Fornecedor	Tirante monobarra	Diâmetro (mm)		Área (mm ²)	Cargas (tf)		
		Nominal	Efetivo		Escoamento	Ruptura	Trabalho
Incotep	Inco 22D	30	28,7	648,0	38,9	46,7	20

Fonte: Adaptado Incotep (não datado).

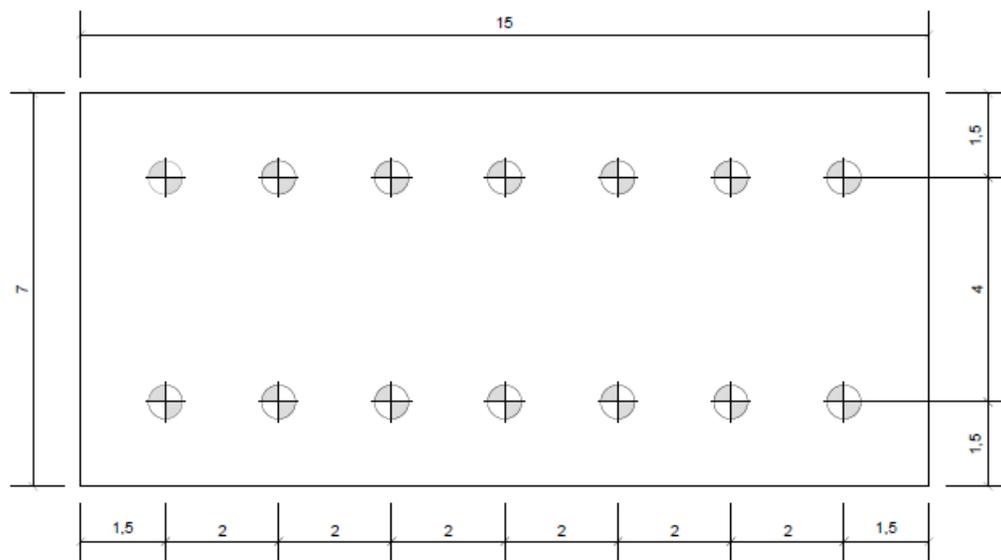
$$N_t = \frac{147,86.2}{200} \quad (65)$$

$$N_t = 1,47$$

$$N_t = 2 \text{ tirantes}$$

A Figura 23 representa a condição inicial da cortina pré-dimensionada.

Figura 23 - Cortina atirantada pré-dimensionada



Fonte: a autora (2024).

3.3.2 Pré-dimensionamento de solo grampeado

Os parâmetros já pré-definidos seguem as recomendações descritas no item 2.3.2.1 e item 2.3.2.2. Foram preliminarmente determinados por escolha o espaçamento horizontal e vertical, a inclinação dos grampos, o seu comprimento e o diâmetro, conforme observados na Tabela 4.

Tabela 4 - Determinações iniciais para solo grampeado

Parâmetro	Valor adotado
S_v (m)	1,8
S_h (m)	2
Ângulo de inclinação dos grampos	20°
L (m)	5,6
D_{furo} (mm)	100

Fonte: a autora (2024).

A Equação 66 define a aderência unitária para um valor de N_{spt} . Como não se obteve para este trabalho um ensaio, adotou-se o valor arbitrário de 15 golpes, já citado anteriormente na Tabela 6.

$$q_s = 67 + 60 \cdot \ln 15 \quad (66)$$

$$q_s = 229,48 \text{ kN/m}^2$$

Com a relação da aderência unitária, se propõe dividi-la por um fator de segurança igual a 2 para determinar a aderência unitária admissível de projeto. O comprimento dos grampos é determinado pela condição imposta por Clousterre, com isso, estipulou-se a força máxima de tração suportada gerada pelos grampos conforme a Equação 67.

$$\tau_{m\acute{a}x} = \pi \cdot 0,1 \cdot 5,6 \cdot \frac{229,48}{2} \quad (67)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 201,86 \text{ kN/m}$$

Posteriormente, estabeleceu-se a densidade de grampeamento de acordo com a Equação 68. Como o valor obtido é maior do que a condição imposta, adota-se a densidade de grampeamento igual a 1.

$$d = \frac{201,86}{28 \cdot 1,8 \cdot 2} \quad (68)$$

$$d = 2,0$$

$$d = 1,0$$

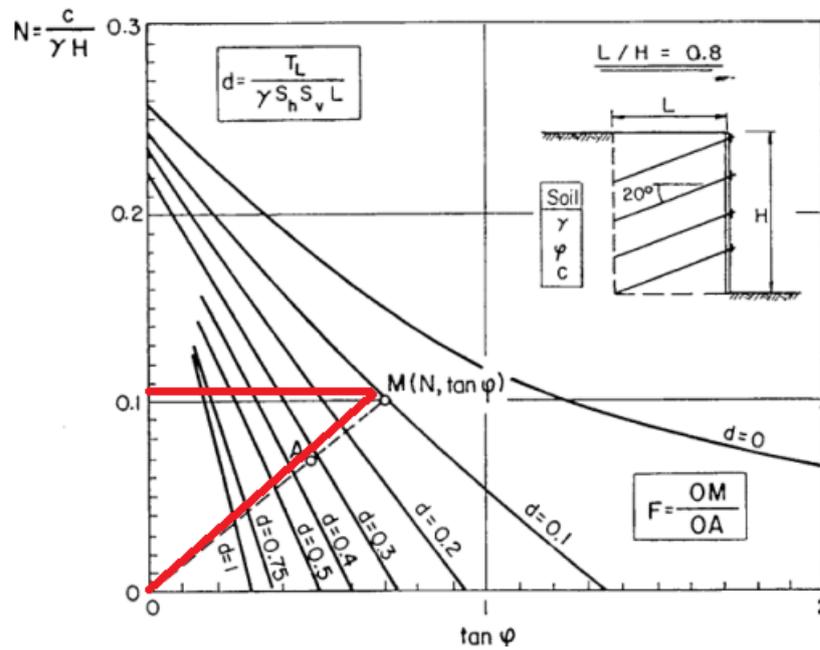
Seguiu-se para a Equação 69, onde se determinou a relação de estabilidade. Assim que encontrado o valor, pode-se traçar os respectivos comprimentos de OM e OA conforme a Figura

24, para relação $L/H=0,8$ e tangente do ângulo de atrito igual a 0,6, onde se estipulou o fator de segurança igual a 2,7.

$$N = \frac{23}{28.7} \quad (69)$$

$$N = 0,12$$

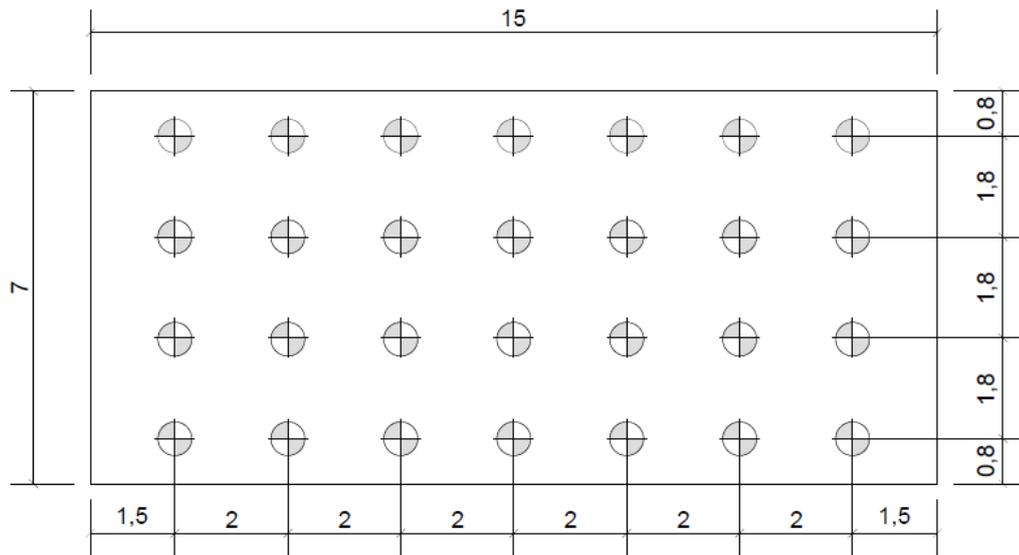
Figura 24 - Fator de segurança segundo Clouterre



Fonte: Adaptado Clouterre (2024).

A Figura 25 representa o solo grampeado já pré-dimensionado, com um total de 28 grampos dispostos ao longo do talude.

Figura 25 - Solo grampeado pré-dimensionado



Fonte: a autora (2024).

3.3.1 Pré-dimensionamento de muro de arrimo de flexão

Como este dimensionamento não leva em consideração a sobrecarga, define-se uma altura mínima de terra de 0,15 metros acima da sapata de fundação. O primeiro parâmetro a ser determinado foi o coeficiente de empuxo com a Equação 70.

$$K = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{31^\circ}{2} \right) \quad (70)$$

$$K = 0,32$$

Com a altura do talude mais a altura de terra sobre a sapata, estipulou-se com a Equação 71 a altura total do muro.

$$H = 0,15 + 7 \quad (71)$$

$$H = 7,15 \text{ m}$$

O ponto de aplicação do empuxo pode ser obtido com a Equação 72. Já a força de empuxo é definida pela Equação 73 e leva em consideração alguns parâmetros já calculados.

$$y = \frac{7}{3} \cdot \frac{2,0,15+7,15}{0,15+7,15} \quad (72)$$

$$y = 2,38 \text{ m}$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot 0,32 \cdot 28 \cdot (7,15^2 - 0,15^2) \quad (73)$$

$$E = 228,93 \text{ kN/m}$$

$$E = 22,89 \text{ tf/m}$$

Encontrado os valores de empuxo e seu ponto de aplicação, determina-se então o valor de momento com a Equação 74.

$$M = 22,89 \cdot 2,38 \quad (74)$$

$$M = 54,48 \text{ tfm/m}$$

$$M = 544,8 \text{ kNm/m}$$

A altura útil da base do muro é relacionada ao momento de empuxo e foi obtida com a Equação 75 mais o valor de cobrimento indicado pela norma devido a classe de agressividade. O valor final é arredondado para múltiplos de 5 para facilitação do projeto.

$$d_i = 10 \cdot \sqrt{54,48} + 3 \text{ cm} \quad (75)$$

$$d_i = 76,81 \text{ cm}$$

$$d_i = 80 \text{ cm}$$

$$d_i = 0,8 \text{ m}$$

A espessura do muro é dimensionada na Equação 76 de acordo com o diâmetro de agregado graúdo de 25 mm, para esse projeto foi utilizado a brita 2.

$$d_o = 4 \cdot 2,5 \quad (76)$$

$$d_o = 10 \text{ cm}$$

$$d_o = 0,1 \text{ m}$$

A largura total da sapata tem sua medida estabelecida pela Equação 77 e está relacionada à altura do talude. A largura da ponta externa e interna foram dimensionadas de acordo com as Equações 78 e 79 respectivamente.

$$b_s = 0,5 \cdot 7 \quad (77)$$

$$b_s = 3,5 \text{ m}$$

$$r = \frac{1}{6} \cdot 7 \quad (78)$$

$$r = 1,17 \text{ m}$$

$$r = 1,20 \text{ m}$$

$$t = 3,5 - (1,20 + 0,8) \quad (79)$$

$$t = 1,5 \text{ m}$$

As cargas do equilíbrio estático vertical peso próprio do muro, peso próprio da sapata foram determinadas a partir das Equações 80, 81 e 82 nesta ordem. O comprimento do talão da sapata é encontrado pela Equação 83.

$$G_m = \frac{1}{2} \cdot 7 \cdot 2,5 \cdot (0,1 + 0,8) \quad (80)$$

$$G_m = 7,88 \text{ tf/m}$$

$$G_m = 78,8 \text{ kN/m}$$

$$G_s = 0,8 \cdot 2,5 \cdot 3,5 \quad (81)$$

$$G_s = 7 \text{ tf/m}$$

$$G_s = 70 \text{ kN/m}$$

$$G_T = \frac{7}{2} \cdot 2,8 \cdot (1,5 + 2,2) \quad (82)$$

$$G_T = 36,26 \text{ tf/m}$$

$$G_T = 362,6 \text{ kN/m}$$

$$a = (1,5 + 0,8) - (0,1) \quad (83)$$

$$a = 2,2 \text{ m}$$

O resumo das forças e dos braços de alavancas para determinação do momento estão resumidos na Tabela 5 abaixo. A relação para definição do braço dos momentos é feita analiticamente de acordo com a Figura 21 e com as dimensões já pré-determinadas pelos cálculos anteriores.

Tabela 5 - Resumo dos momentos

Força (tf/m)		Braço (m)	Momento (tfm)	Momento (kNm)
G_m	7,88	1,47	11,58	115,8
G_s	7	1,75	12,25	122,5
G_T	36,26	2,56	92,83	928,3
E	22,89	3,18	72,79	727,9

Fonte: a autora (2024).

Com o resumo dos momentos, pode-se então estabelecer o momento total do conjunto com a Equação 84.

$$M = (11,58 + 12,25 + 92,83) - 72,79 \quad (84)$$

$$M = 43,87 \text{ tf/m}$$

Assim, tem-se a primeira verificação quanto ao coeficiente de escorregamento na Equação 85, e ele deve ser maior de 1,5. A força normal é composta pelo somatório das forças verticais de peso próprio, enquanto a força tangencial é o valor de empuxo.

$$\varepsilon_1 = 0,55 \cdot \frac{51,14}{22,89} \geq 1,5 \quad (85)$$

$$\varepsilon_1 = 1,22 < 1,5$$

Como este valor não satisfaz, deve-se então adicionar um dente a sapata para ampliar a ação do empuxo passivo. Inicialmente este dente terá a altura de 0,5 metros. Assim, calcula-se o coeficiente de empuxo passivo e o próprio empuxo passivo com as Equações 86 e 87.

$$K_o = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{31^\circ}{2} \right) \quad (86)$$

$$K_o = 3,12$$

$$E_o = \frac{1}{2} \cdot 3,12 \cdot 2,8 \cdot (0,5 + 0,80)^2 \quad (87)$$

$$E_o = 7,38 \text{ tf/m}$$

$$E_o = 73,8 \text{ kN/m}$$

Define-se novamente o fator de segurança imposto pela Equação 88, corrigindo a força tangencial, diminuindo o valor do empuxo pelo empuxo passivo.

$$\varepsilon_1 = 0,55 \cdot \frac{51,14}{(22,89 - 7,38)} \geq 1,5 \quad (88)$$

$$\varepsilon_1 = 1,81 \geq 1,5$$

Além de corrigir as forças se faz necessário corrigir os momentos calculados, a Tabela 6 demonstra como ficam após está correção. Usou-se da Equação 89 para determinar o momento total do conjunto.

Tabela 6 - Resumo de momentos corrigidos

Força (tf/m)		Braço (m)	Momento (tfm)	Momento (kNm)
G_m	7,88	11,58	11,58	115,8
G_s	7	12,25	12,25	122,5
G_T	36,26	92,83	92,83	928,3
E	22,89	72,79	72,79	727,9
E₀	7,38	4,43	4,43	44,3

Fonte: a autora (2024).

$$M = (11,58 + 12,25 + 92,83) - (72,79 - 4,43) \quad (89)$$

$$M = 48,3 \text{ tfm}$$

$$M = 483 \text{ kNm}$$

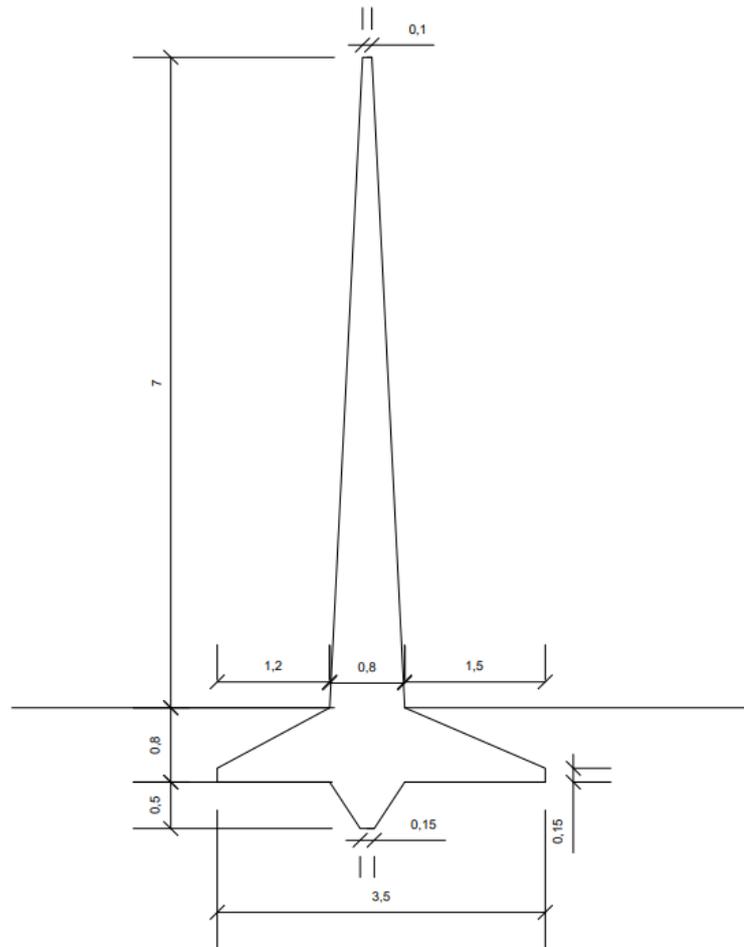
Assim, com os momentos corrigidos pode-se calcular o segundo coeficiente de segurança contra o tombamento conforme a Equação 90, que relaciona o somatório dos momentos das forças verticais com o somatório dos momentos de empuxo.

$$\varepsilon_2 = \frac{116,96}{77,22} \geq 1,5 \quad (90)$$

$$\varepsilon_2 = 1,51 > 1,5$$

Como os coeficientes de segurança foram atendidos, pode-se observar na Figura 26 o dimensionamento final da estrutura do muro de arrimo a flexão.

Figura 26 - Muro de arrimo à flexão pré-dimensionado



Fonte: a autora (2024).

3.4 UTILIZAÇÃO DO *SOFTWARE*

Para a análise de estabilidade das contenções dimensionadas foi utilizado o *software* GEO5 que fornece soluções geotécnicas através do método dos elementos finitos. Este *software* fornece verificações e análise estrutural para sistemas variados de contenção e permite realizar o seu dimensionamento analisando as forças atuantes na estrutura.

É necessário introduzir no *software* parâmetros de solo já mencionados, bem como definir a norma que rege os materiais, sendo esta a NBR 6118 do ano de 2014.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS E DISCUSSÕES

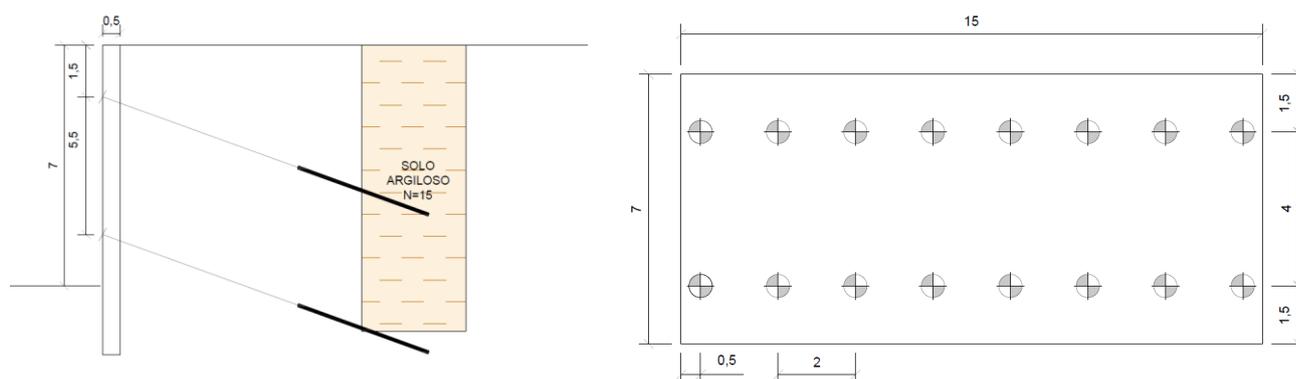
Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir do pré-dimensionamento das estruturas de contenção. Além disso, serão discutidas as dificuldades e soluções encontradas ao longo do estudo.

4.1 DIMENSIONAMENTO CORTINA ATIRANTADA

Utilizando o *software* Geo 5 - Estabilidade de Encostas, foi possível inserir a configuração obtida através do pré-dimensionamento da contenção do tipo cortina atirantada. Ao inserir a estrutura, o *software* realizou a análise de sua estabilidade no pré-dimensionamento.

O resultado do dimensionamento realizado pelo *software* é ilustrado na Figura 27. De acordo com o método de dimensionamento utilizado, o programa adicionou um tirante a mais em cada linha, totalizando 16 tirantes de 30 mm de diâmetro, cada um com 10 metros de comprimento, dos quais 6 metros são de comprimento livre e 4 metros são de comprimento ancorado. Além disso, foi dimensionado uma parede de concreto armado com 0,5 metros de espessura, no qual teve-se que aumentar sua altura para 9 metros.

Figura 27 - Dimensionamento cortina atirantada



Fonte: a autora (2024).

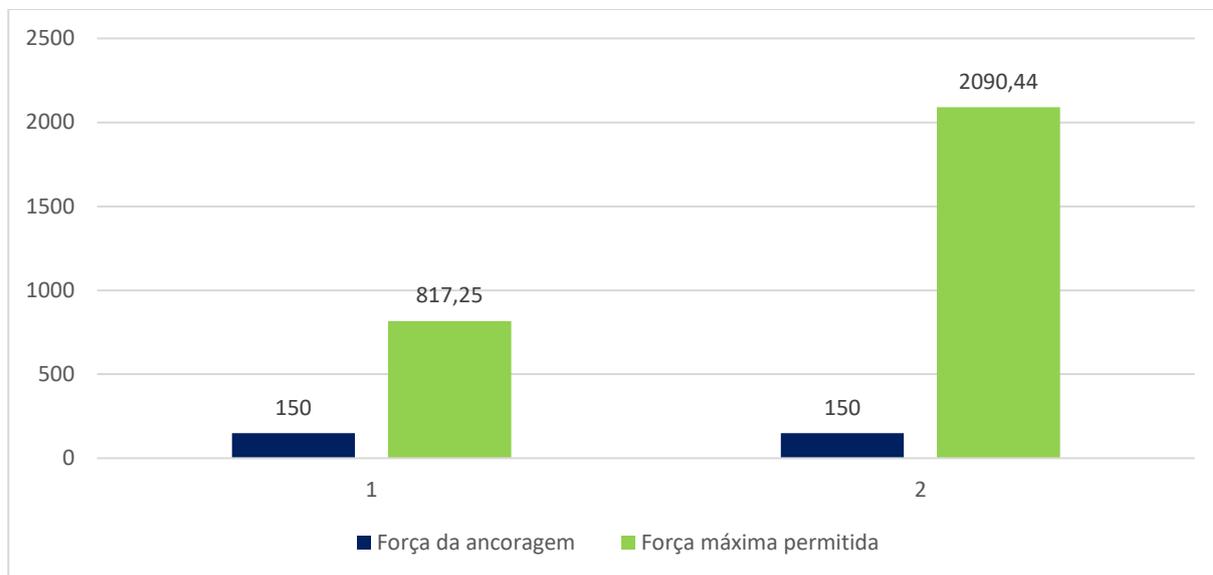
4.1.1 Estabilidade interna

A estabilidade interna do sistema de ancoragens em contenções é determinada para cada camada de forma independente. A análise de verificação calcula a força de ancoragem

necessária para equilibrar o sistema de forças atuantes em um bloco de solo. Esse bloco é delimitado pela contenção, pelo terreno, pela linha que une a base da estrutura à raiz da ancoragem, e por uma linha vertical que atravessa o centro da raiz da ancoragem e do terreno.

O programa, então, determina o valor máximo permitido para a força de ancoragem em cada fileira de ancoragens. Esses valores são comparados com os valores previamente definidos, estipulados em 150 kN. No Gráfico 1 ilustra-se a comparação destes esforços para cada linha de tirante da contenção.

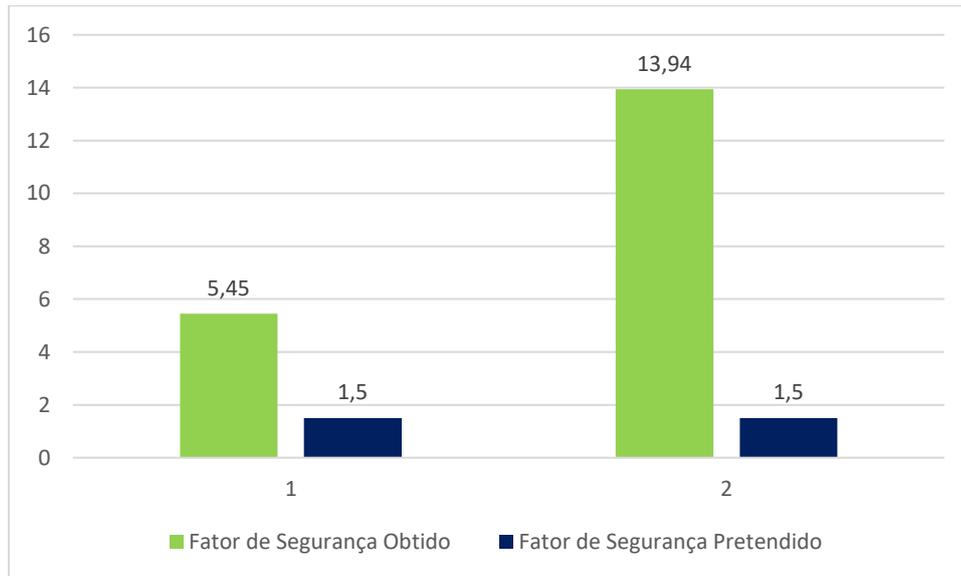
Gráfico 1 - Estabilidade interna: forças (kN)



Fonte: a autora (2024).

Posteriormente, é realizada uma análise considerando um fator de segurança mínimo para garantir a estabilidade do sistema, esses fatores de segurança são mostrados na Gráfico 2. Nota-se que esses fatores estão demasiadamente maiores que o mínimo devido a força que os tirantes suportam serem muito maiores do que a força de ancoragem exigida para o dimensionamento.

Gráfico 2 - Estabilidade interna: fatores de segurança

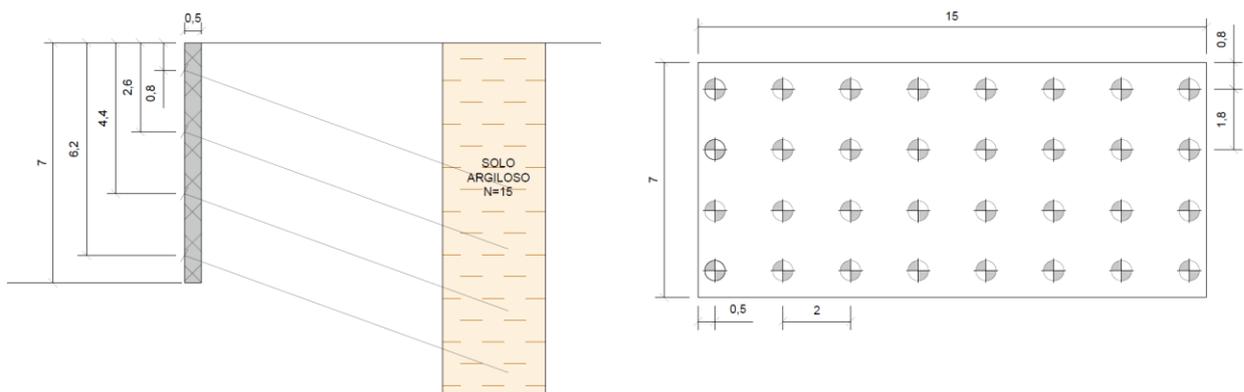


Fonte: a autora (2024).

4.2 DIMENSIONAMENTO SOLO GRAMPEADO

Com o programa Solo Grampeado do Geo 5 foram introduzidas as disposições dos grampos alcançada no pré-dimensionamento, novamente se tem a análise da estabilidade. O resultado da verificação encontra-se na Figura 28.

Figura 28 - Dimensionamento solo grampeado



Fonte: a autora (2024).

O *software* realizou novos ajustes na disposição dos grampos, adicionando mais um em cada fileira. Com isso, o total chegou a 32 grampos de 32 mm de diâmetro e 10 metros de

comprimento, acompanhados por uma parede de concreto projetado com 0,5 metros de espessura.

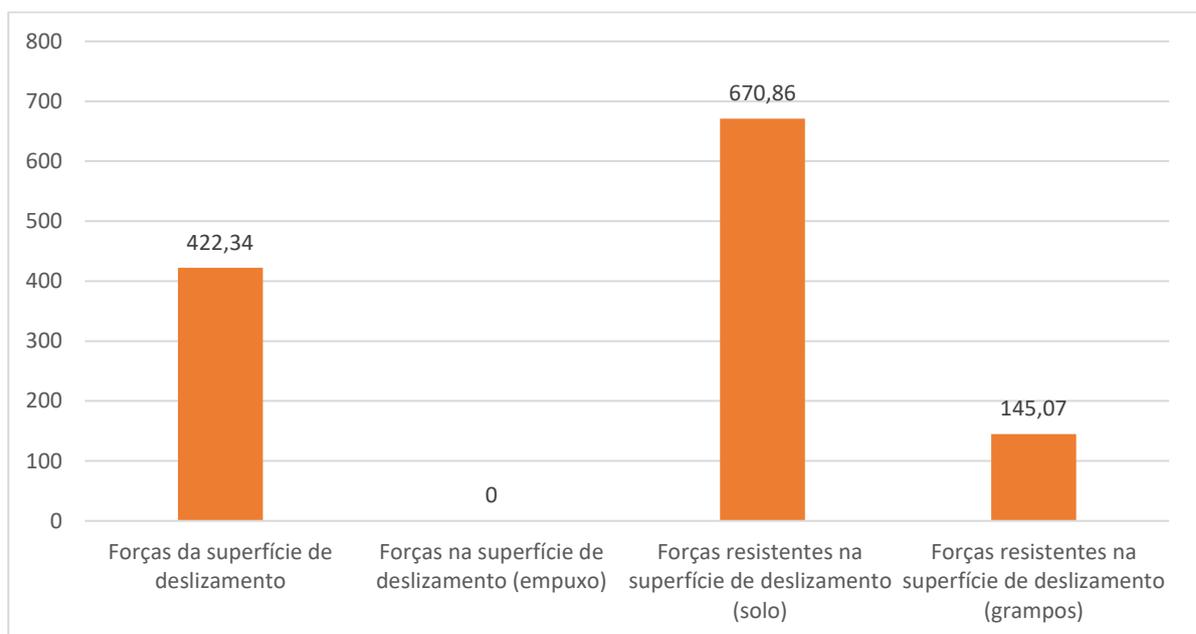
4.2.1 Estabilidade interna

O resultado da análise de estabilidade interna do conjunto é avaliado considerando dois tipos de superfície: contínuas e descontínuas. A análise verifica se há uma proporção segura entre os esforços resistentes e as forças de cisalhamento, comparando esses resultados com o fator de segurança estabelecido.

4.2.1.1 Superfície contínua

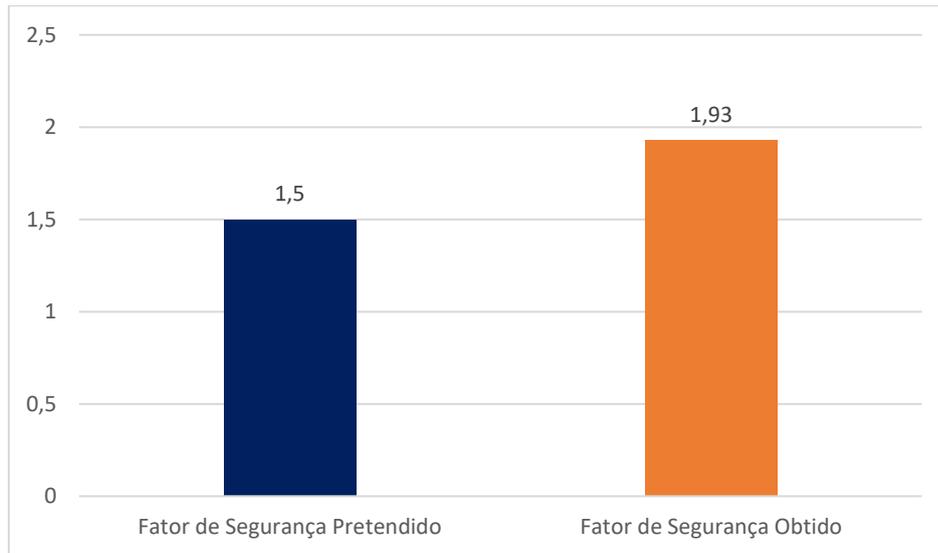
Através de uma análise de otimização, o programa fornece os resultados dos esforços atuantes na superfície no pior cenário, conforme ilustrado no Gráfico 3. Observa-se que as forças contribuintes para a resistência do conjunto são quase duas vezes maiores que as forças de cisalhamento, resultando em um coeficiente de segurança mais elevado, como mostrado no Gráfico 4.

Gráfico 3 - Superfície de deslizamento contínua: esforços (kN/m)



Fonte: a autora (2024).

Gráfico 4 - Superfície contínua: fatores de segurança

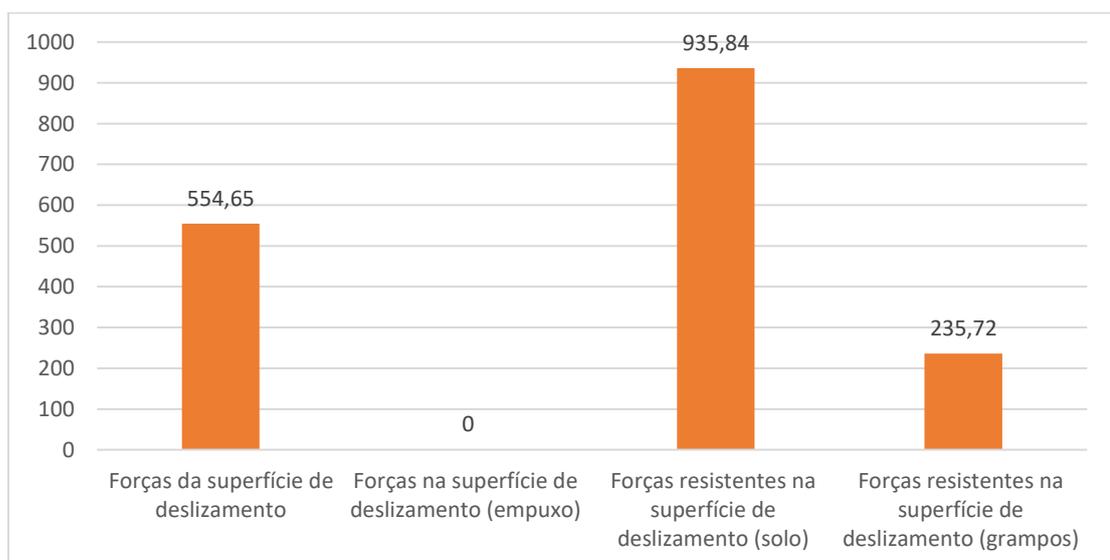


Fonte: a autora (2024).

4.2.1.2 Superfície descontínua

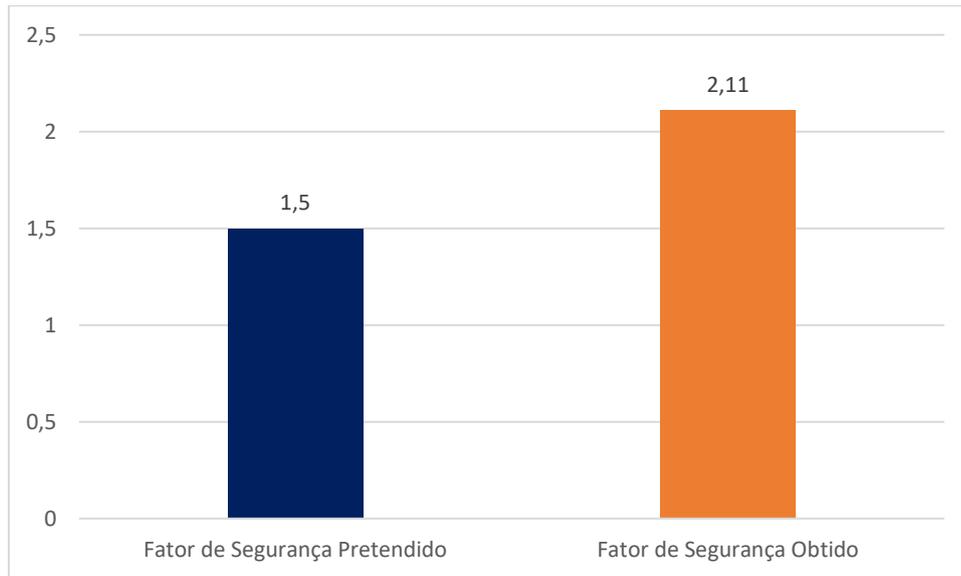
A análise otimizada realizada para a superfície contínua será igualmente aplicada a superfície descontínua. Novamente, os esforços resistentes são superiores aos esforços de cisalhamentos, conforme ilustrado no Gráfico 5. O Gráfico 6 apresenta o fator de segurança em relação a esses esforços.

Gráfico 5 - Superfície de deslizamento descontínua: esforços (kN/m)



Fonte: a autora (2024).

Gráfico 6 - Superfície descontinua: fatores de segurança

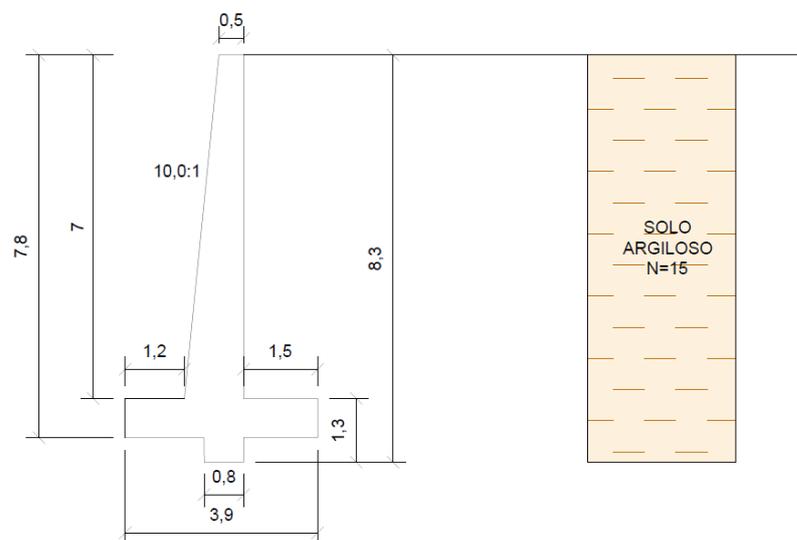


Fonte: a autora (2024).

4.3 DIMENSIONAMENTO MURO DE ARRIMO À FLEXÃO

O *software* empregado foi o Muro a Flexão do Geo5, que permite a análise de muros de arrimo do tipo à flexão. As dimensões determinadas no pré-dimensionamento precisaram ser ajustadas devido as limitações do *software*, resultando na configuração apresentada na Figura 29.

Figura 29 - Dimensionamento muro de arrimo à flexão



Fonte: a autora (2024).

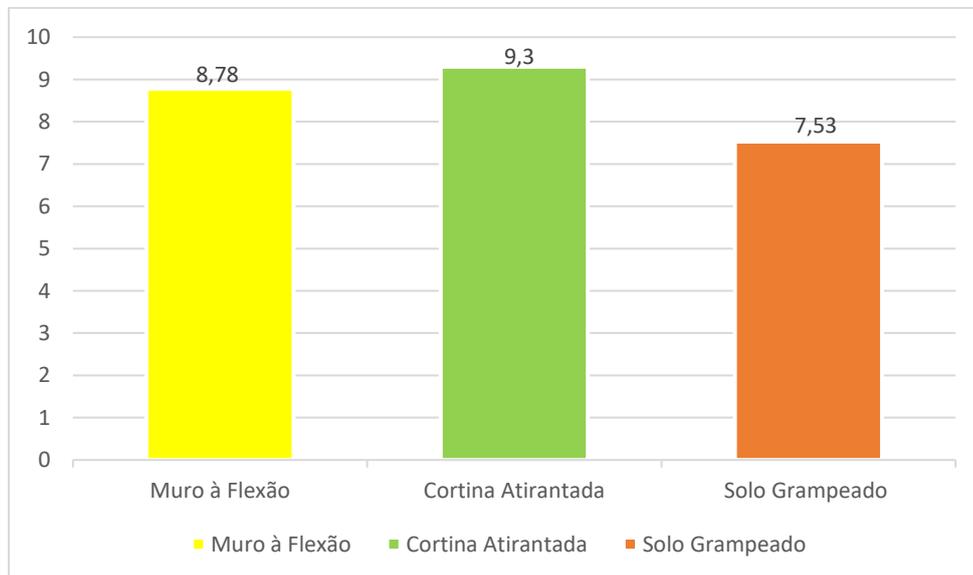
4.4 COMPARAÇÕES

O *software* permite realizar algumas das mesmas análises para diferentes modelos de contenção, possibilitando uma comparação detalhada e abrangente de seus resultados. Dessa forma, foi possível comparar as análises de estabilidade pelo método de Bishop para os três modelos de contenção e realizar verificações de deslizamento e tombamento para as contenções do tipo solo grampeado e muro de arrimo à flexão.

4.4.1 Estabilidade - Método de Bishop

O programa realiza novamente uma análise de otimização para determinar a pior situação para cada tipo de contenção. O método escolhido para essa análise foi o de Bishop, que identificou a superfície potencial de ruptura de cada contenção. O Gráfico 7 apresenta um comparativo dessas superfícies de ruptura.

Gráfico 7 - Superfície de ruptura: raio (m)

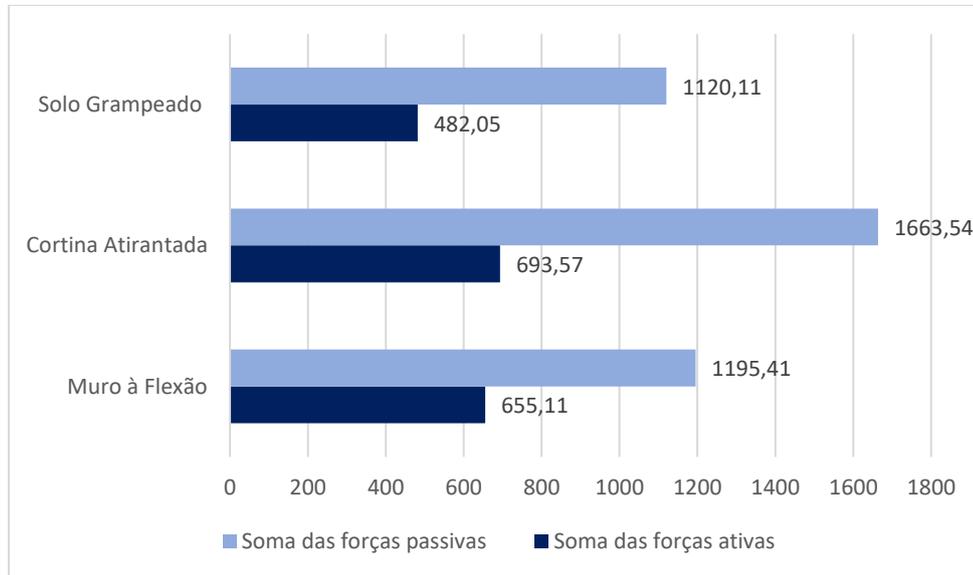


Fonte: a autora (2024).

Apesar da cortina atirantada ter a maior superfície de ruptura com 9,3 metros, e o solo grampeado o menor, com 7,53 metros, a diferença entre esses valores é relativamente pequena, correspondendo a 19,03%. Enquanto o muro a flexão teve o valor intermediário com 8,78 metros.

Também foi determinada a relação entre os esforços. No Gráfico 8, apresenta-se inicialmente a relação entre as forças passivas e ativas de cada tipo de contenção.

Gráfico 8 - Forças (kN/m)

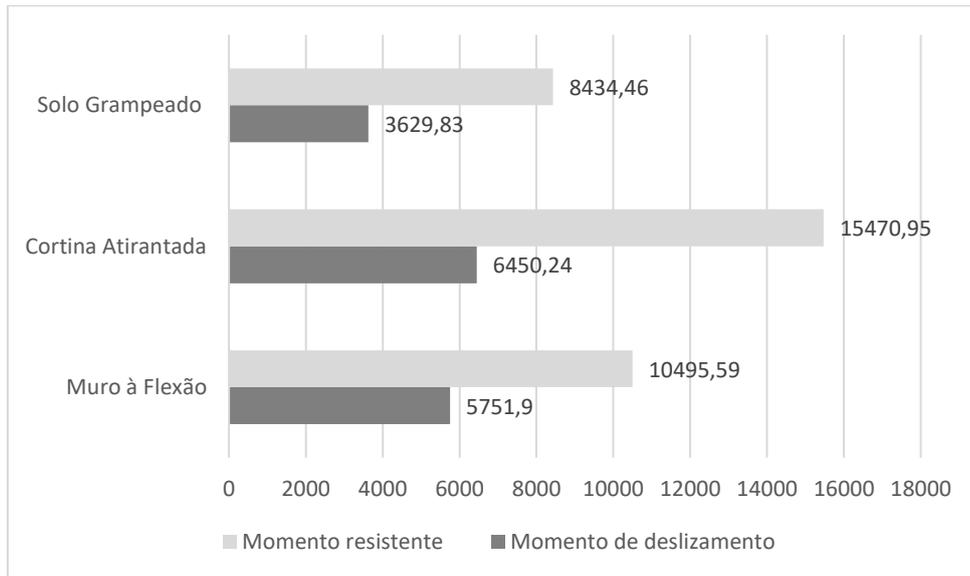


Fonte: a autora (2024).

No gráfico acima, é apresentado um comparativo tanto das forças passivas, que se opõem ao movimento do solo, quanto das forças ativas, além de uma comparação dos esforços entre as diferentes contenções. Observa-se que a cortina atirantada possui o maior valor de forças que contribuem para a estabilidade, enquanto o solo grampeado e o muro a flexão possuem valores esforços mais próximos entre si. No entanto, todas as contenções apresentaram valores de forças passivas significativamente superior às forças ativas, garantindo uma boa estabilidade do conjunto.

O Gráfico 9 apresenta os valores dos momentos resultantes da análise, comparando os momentos resistentes com os momentos de tombamento. Todos os tipos de contenção obtiveram resultados satisfatórios. Na comparação entre os modelos, a cortina atirantada novamente obteve os maiores valores para os momentos que contribuem para a estabilidade, enquanto o solo grampeado apresentou o menor valor.

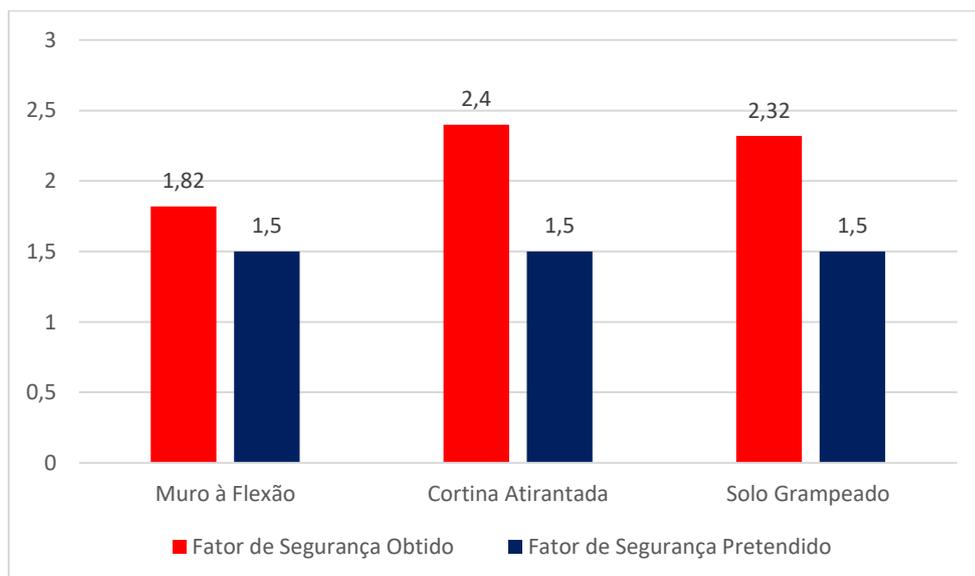
Gráfico 9 - Momentos (kNm/m)



Fonte: a autora (2024).

O *software* também disponibiliza os coeficientes de segurança com relação a estabilidade. No Gráfico 10, tem-se a ilustração desses resultados comparando com o mínimo esperado, todas as contenções tiveram fatores de segurança acima do mínimo. O maior valor de fator de segurança ficou com a cortina atirantada com 2,4 representando um aumento de 60% a mais do que o mínimo esperado, enquanto o muro a flexão teve seu coeficiente em 1,82 o que representa em termos de porcentagem 21,33% acima do mínimo exigido.

Gráfico 10 - Fator de segurança



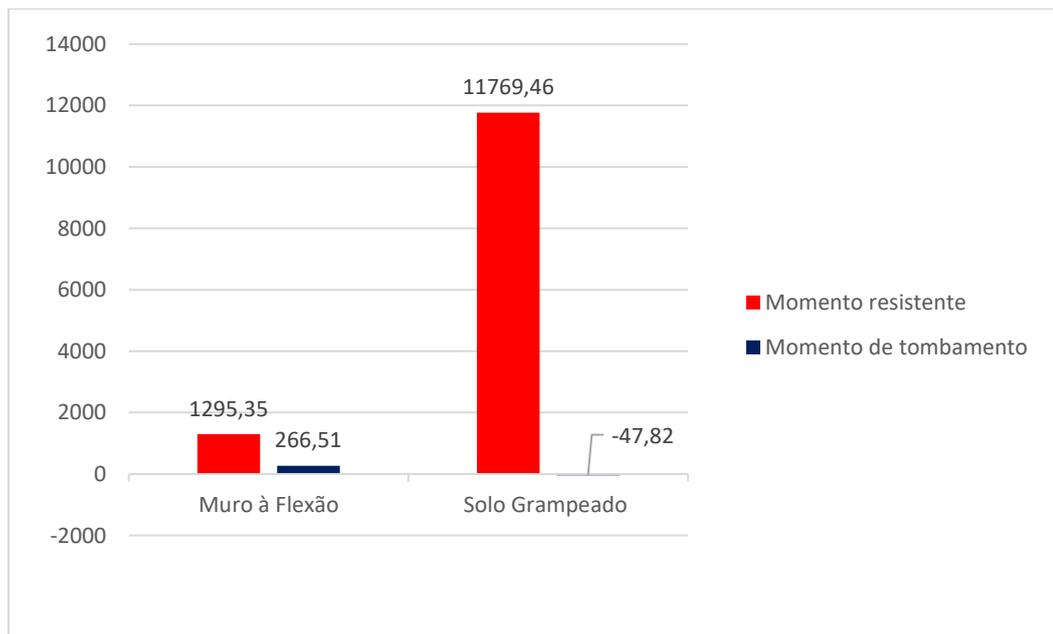
Fonte: a autora (2024).

4.4.2 Verificação contra o tombamento

A verificação quanto ao tombamento foi realizada para dois tipos de contenção: o solo grampeado e o muro de arrimo a flexão. No entanto, devido à falta de um programa específico para a cortina atirantada no *software* Geo5, a verificação deste tipo de contenção para esta análise não pode ser incluída.

O Gráfico 11 demonstra uma comparação entre os valores dos momentos resistentes da análise e os momentos de tombamento. Observa-se que o solo grampeado exibe um momento resistente significativamente maior em relação ao seu momento que tombamento, o qual registrou um valor negativo. Por outro lado, o muro à flexão também apresenta um resultado considerável, porém menos demasiado em comparação ao solo grampeado.

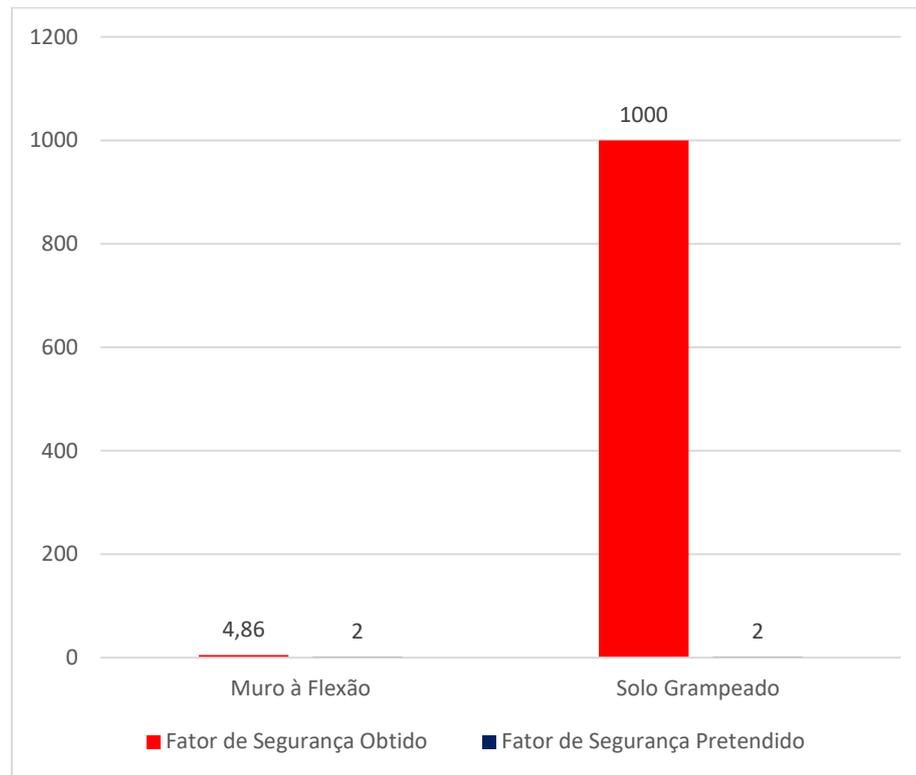
Gráfico 11 - Verificação da estabilidade ao tombamento: momentos (kNm/m)



Fonte: a autora (2024).

O Gráfico 12 representa os fatos de segurança referentes a essa relação dos momentos em comparação com o mínimo exigido pela Norma ABNT NBR 11682 (2009). Entende-se que devido ao momento de tombamento do solo grampeado apresentar um valor negativo o seu fator de segurança excede e passa a ser 1000. Enquanto o valor do fator de segurança do muro à flexão, também satisfatório, apresenta um aumento de 143% em relação ao mínimo.

Gráfico 12 - Verificação da estabilidade ao tombamento: fator de segurança

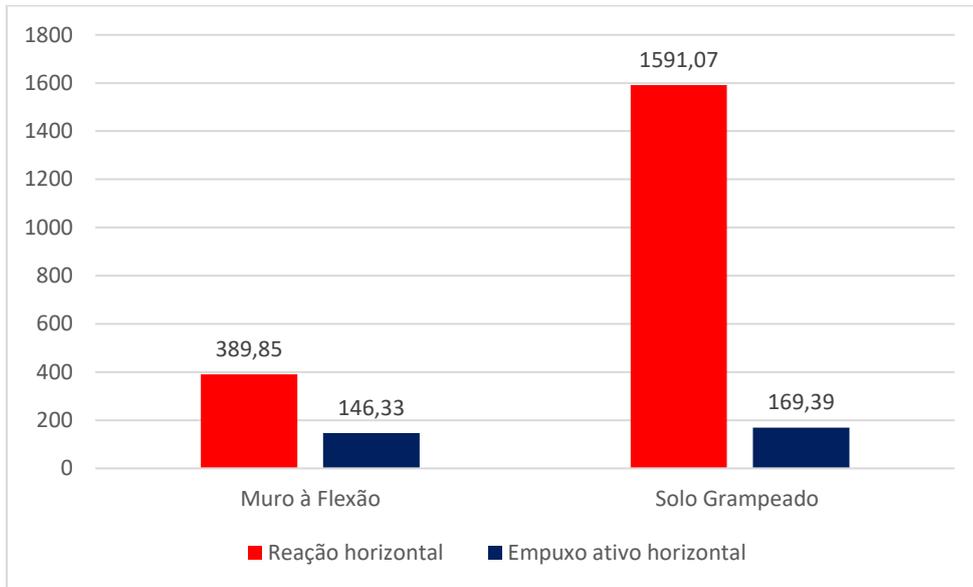


Fonte: a autora (2024).

4.4.3 Verificação contra o deslizamento

Nesta análise foram verificados os esforços horizontais que atuam contra o empuxo, prevenindo o deslizamento. No Gráfico 13, são apresentadas as reações obtidas por essas verificações. O solo grampeado se destaca como a contenção com os maiores esforços horizontais de resistência ao deslizamento, registrando um valor cerca de 839,3% superior ao empuxo. Ao mesmo tempo que o muro à flexão também tem esse resultado satisfatório.

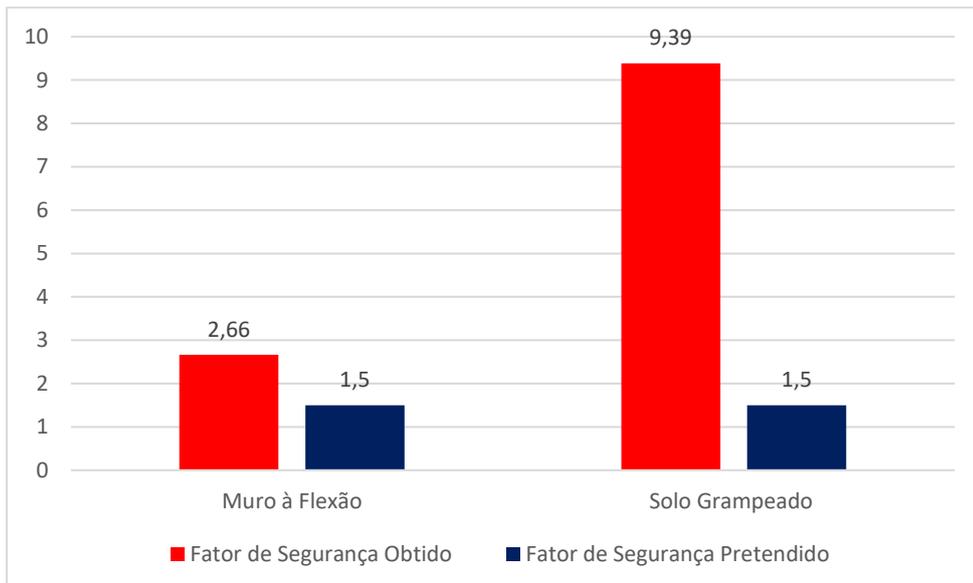
Gráfico 13 - Verificação da estabilidade ao tombamento: esforços (kN/m)



Fonte: a autora (2024).

Relacionando estes esforços, obtêm-se o Gráfico 14 onde encontram-se os fatores de segurança. Novamente são comparados com o mínimo exigido pela norma ABNT NBR 11682 (2009).

Gráfico 14 - Verificação da estabilidade ao tombamento: fator de segurança



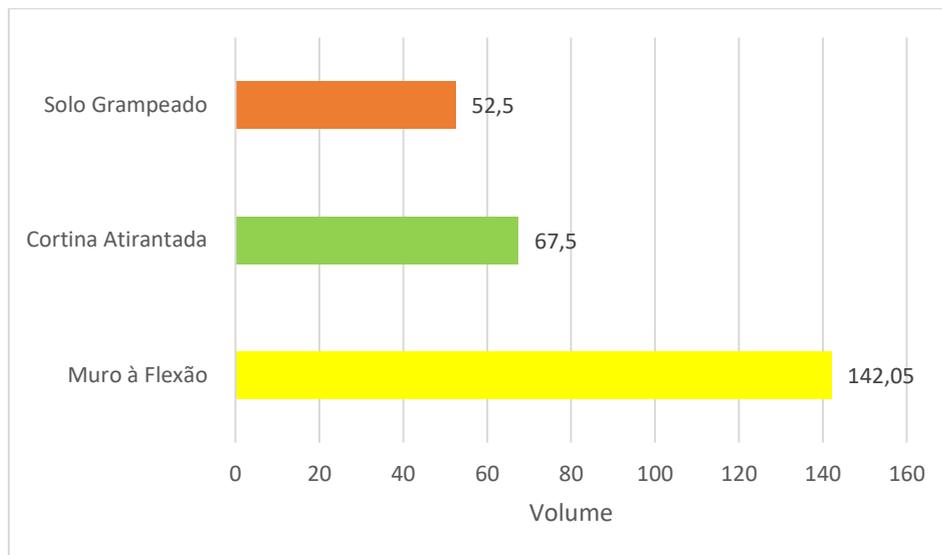
Fonte: a autora (2024).

Os fatores obtidos são satisfatórios com relação ao mínimo. Nota-se, todavia que, estes coeficientes estão demasiadamente maiores que o esperado.

4.5 MATERIAIS

Verificada as situações de estabilidade fez-se um levantamento de um quantitativo dos materiais, visto que será feito um comparativo em questões de orçamentos. No Gráfico 15, ilustra-se em unidades de volume o quantitativo de concreto que será utilizado nos três tipos de contenção.

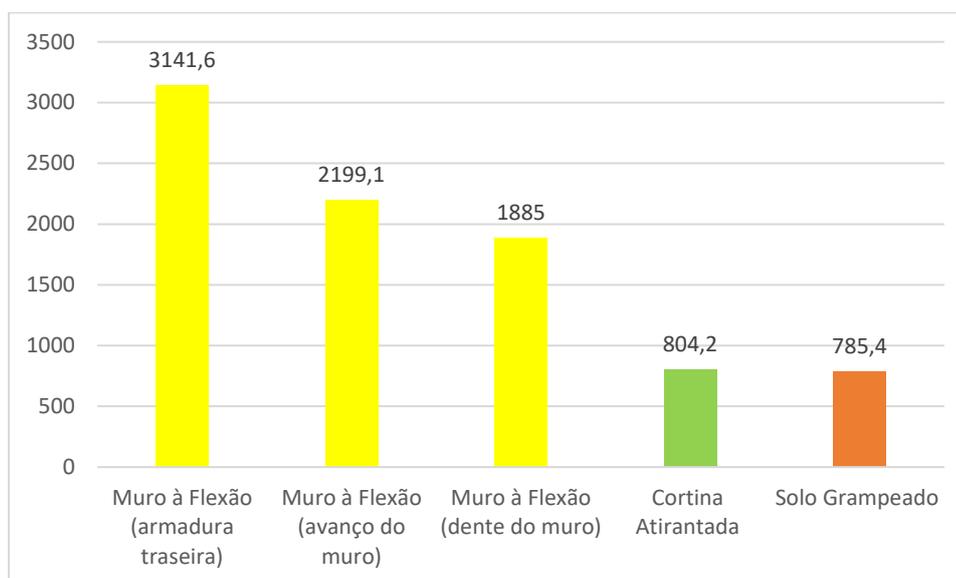
Gráfico 15 - Concreto (m³)



Fonte: a autora (2024).

A contenção que tem mais volume deste material é o muro de arrimo à flexão que utilizará de 142,05 metros cúbicos de concreto, visto que esta é a principal componente para a estabilidade, seguida pela cortina atiranta e o solo grampeado.

No Gráfico 16, é mostrada a representação da área de aço das contenções. Para o muro de arrimo à flexão, há três áreas devido às diferentes localizações das armaduras ao longo do muro. O solo grampeado possui a menor área de aço, enquanto o muro de arrimo à flexão apresenta valores consideravelmente maiores, explicados anteriormente devido à predominância do concreto armado em sua composição.

Gráfico 16 - Área de aço (mm²)

Fonte: a autora (2024).

4.6 MINIMIZANDO COEFICIENTES

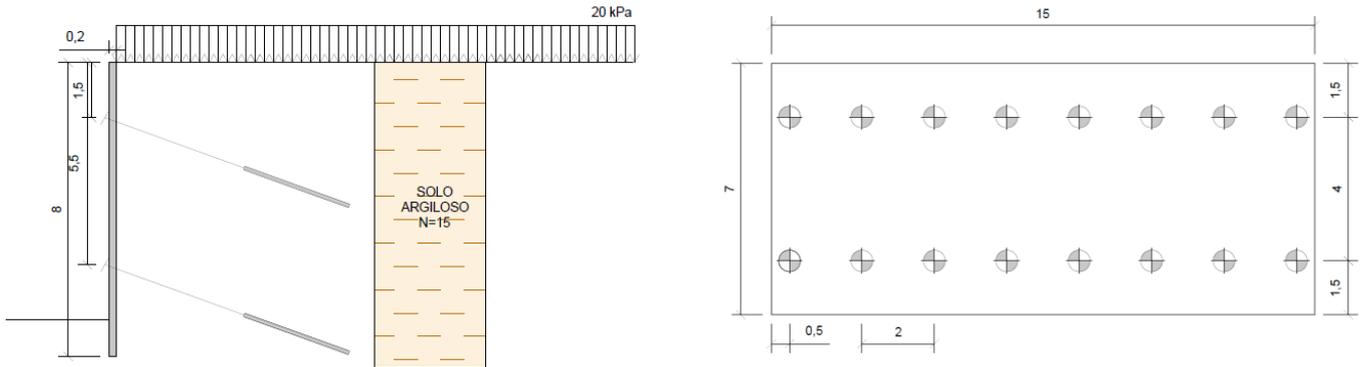
Foram realizadas novas análises com base nos perfis dimensionados anteriormente, com o objetivo de reduzir custos e coeficientes, otimizando assim as contenções para determinar a solução mais eficiente. Muitos dos resultados das análises indicaram que é possível minimizar os coeficientes dessas contenções, que atualmente estão elevados, visando uma redução significativa nos orçamentos.

Para esta nova análise foram considerados os mesmos parâmetros de solo, com o adicional de uma sobrecarga acidental de 20 kPa que estará uniformemente distribuída sobre o terreno, determinado pela norma ABNT NBR 11682 (2009).

4.6.1 Cortina atirantada

Analisando o perfil, foram realizadas algumas modificações com o objetivo de reduzir coeficientes e minimizar custos. Como resultado, a cortina atirantada passou por ajustes, como a diminuição do comprimento dos tirantes para 7 metros, com 4 metros de trecho livre e 3 metros para o trecho ancorado. Além disso, a espessura da parede de concreto armado foi reduzida para 0,2 metros e sua altura ajustada para 8 metros. A disposição da contenção foi estabelecida conforme ilustrado na Figura 30.

Figura 30 - Dimensionamento final cortina atirantada

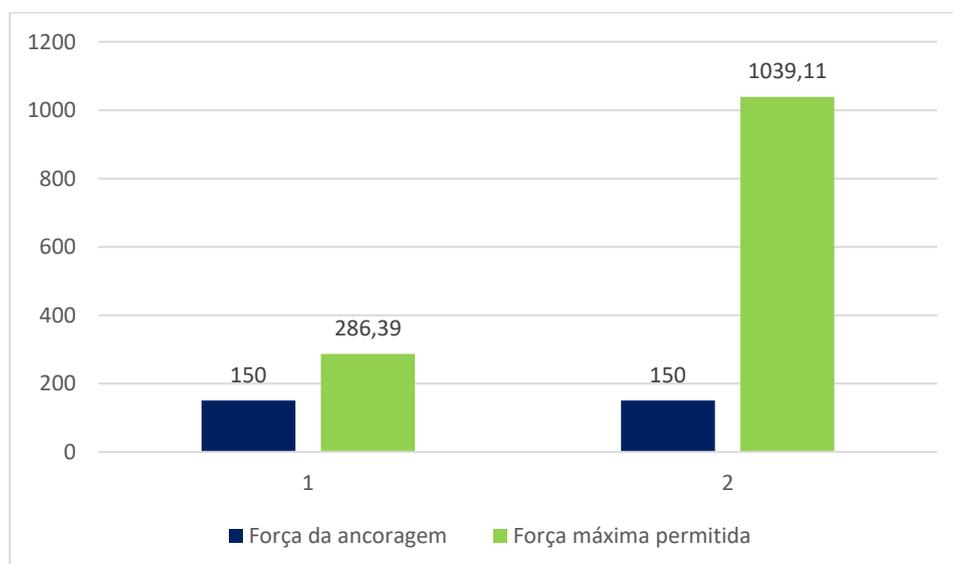


Fonte: a autora (2024).

4.6.1.1 Estabilidade interna

Com o novo layout, a análise foi refeita para verificar a estabilidade da contenção e confirmar a minimização dos coeficientes. O Gráfico 17 apresenta os novos valores das forças permitidas em cada fileira de tirantes. Os resultados para ambas as fileiras foram considerados satisfatórios. Embora a segunda fileira de tirantes ainda esteja suportando um valor significativamente mais alto do que o exigido, houve uma redução considerável nesse valor.

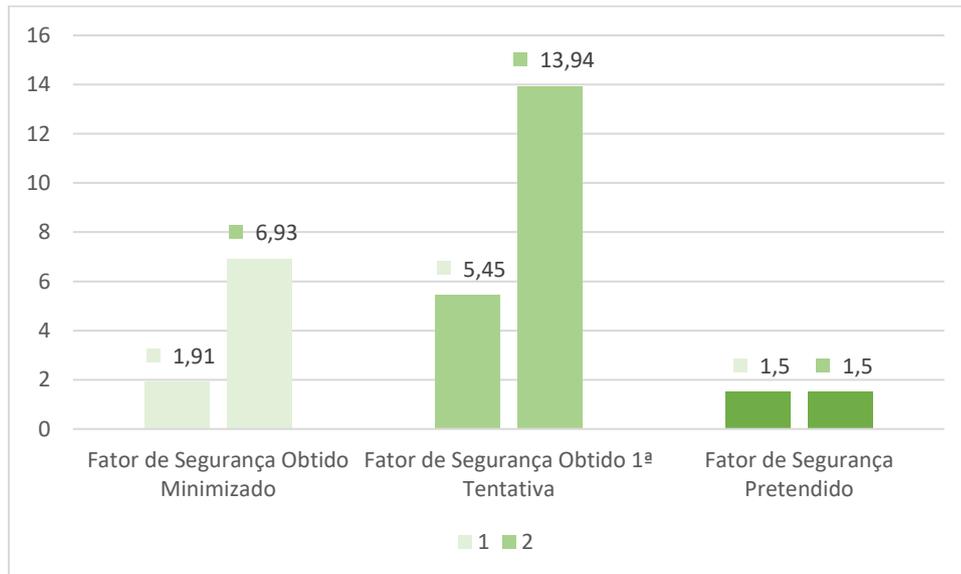
Gráfico 17 - Estabilidade interna: forças minimizadas (kN)



Fonte: a autora (2024).

O Gráfico 18 apresenta os novos valores dos fatores de segurança. Comparando com a primeira análise, observa-se uma redução de 64,95% no coeficiente da primeira linha de tirantes, enquanto a segunda linha teve uma redução de 50,3%. Esses valores indicam uma redução significativa.

Gráfico 18 - Estabilidade interna: fatores de segurança final

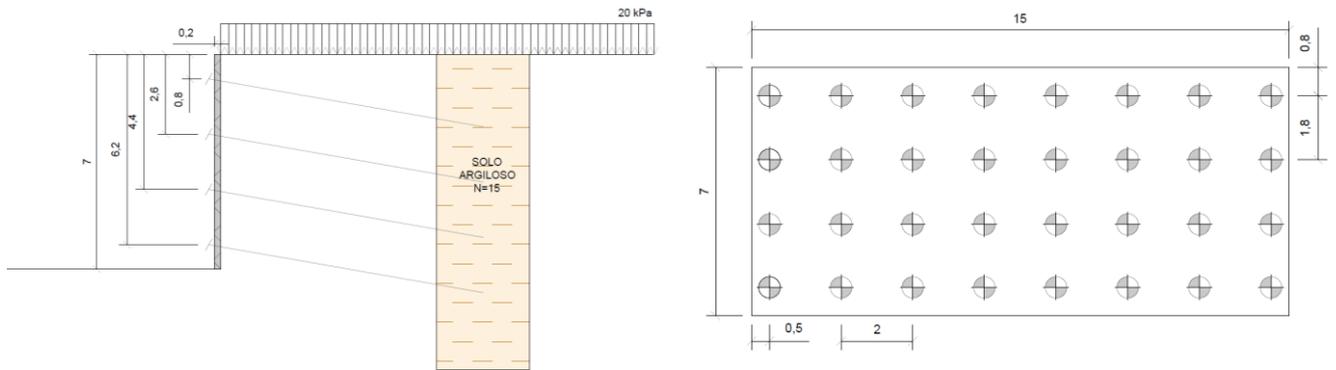


Fonte: a autora (2024).

4.6.2 Solo grampeado

As mudanças neste tipo de contenção envolveram do comprimento dos grampos, que passou a ser de 9 metros, e a alteração de seu diâmetro para 25 mm. Além disso, a inclinação dos grampos foi ajustada para 10°. A nova disposição está ilustrada na Figura 31.

Figura 31 - Dimensionamento final solo grampeado



Fonte: a autora (2024).

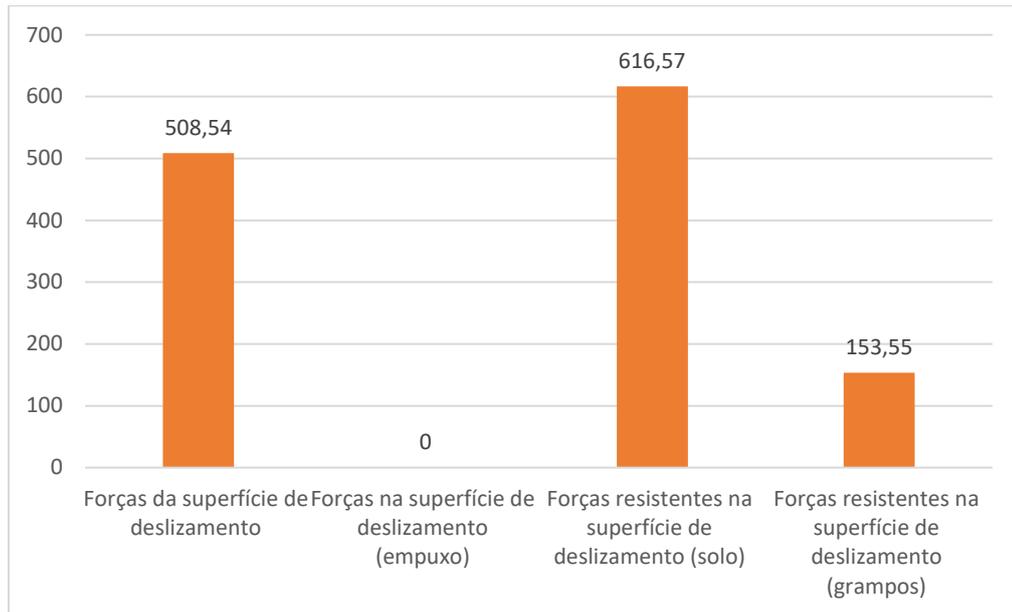
4.6.2.1 Estabilidade interna

Os resultados da estabilidade interna foram novamente analisados para as duas superfícies, a contínua e a descontínua, a fim de confirmar a estabilidade do conjunto e verificar a redução dos coeficientes.

4.6.2.1.1 Superfície contínua

No Gráfico 19, que apresenta os esforços resultantes da análise da superfície contínua, observa-se um aumento nas forças aplicadas na superfície de deslizamento, enquanto as forças no solo apresentam uma leve diminuição.

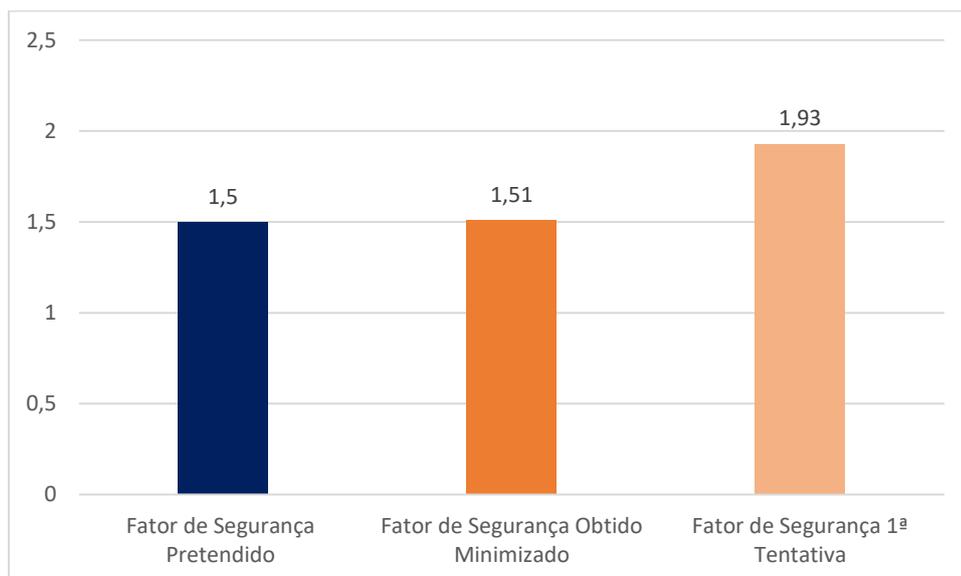
Gráfico 19 - Superfície contínua: esforços minimizados (kN/m)



Fonte: a autora (2024).

No Gráfico 20, são apresentados os valores finais do coeficiente de segurança para a superfície contínua. Nota-se que o coeficiente está próximo ao mínimo aceitável, sugerindo que a estrutura está segura, mas no limite do seu fator de segurança para esta análise. Em comparação com a primeira tentativa de análise, houve uma redução de 21,76% nesse valor.

Gráfico 20 - Superfície contínua: fator de segurança final

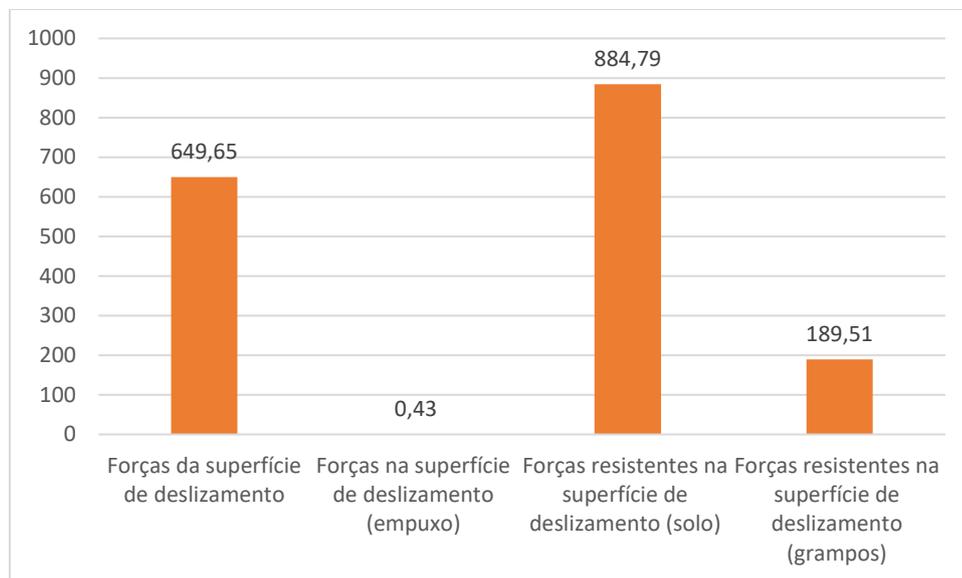


Fonte: a autora (2024).

4.6.2.1.2 Superfície descontínua

Para as análises de superfície descontínua, utilizamos o Gráfico 21 como principal referência para os resultados. Nesse gráfico, observa-se claramente o aumento das forças de atrito na superfície de deslizamento, além da ocorrência de um leve empuxo, enquanto anteriormente esse valor era nulo. Ao mesmo tempo, é possível notar a diminuição dos demais esforços.

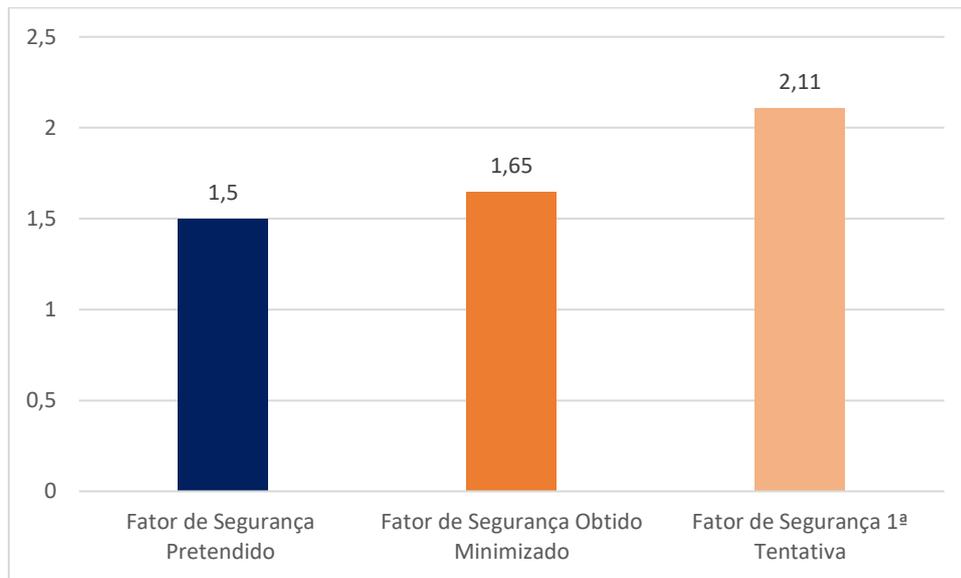
Gráfico 21 - Superfície descontínua: esforços minimizados (kN/m)



Fonte: a autora (2024).

No Gráfico 22, são apresentados os valores atualizados dos fatores de segurança para análise de superfície descontínua. Observa-se uma redução significativa de 21,8% nos valores obtidos na primeira tentativa, refletindo-se também na situação de minimização.

Gráfico 22 - Superfície descontínua: fatores de segurança final



Fonte: a autora (2024).

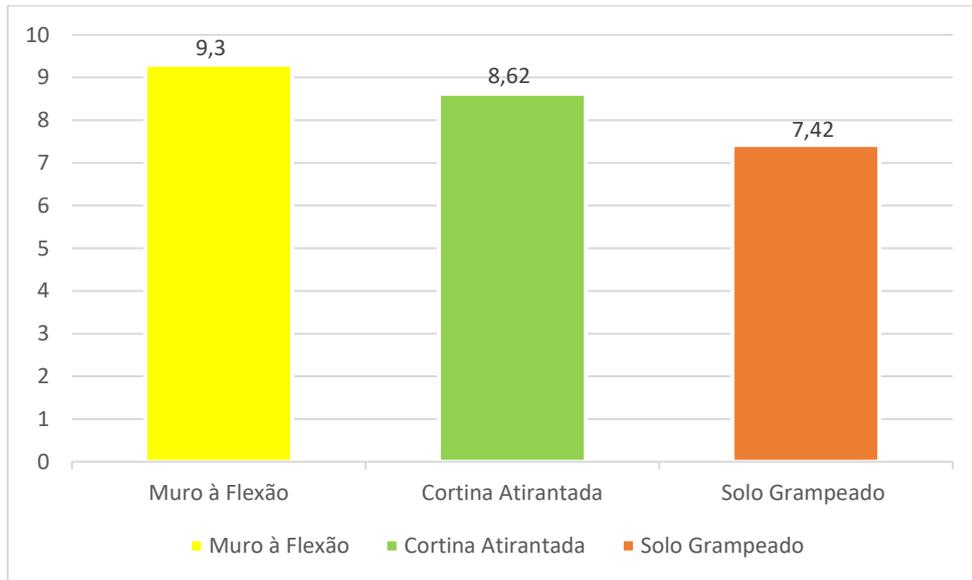
4.6.3 Muro de arrimo à flexão

Para este caso, não houve a necessidade de reduzir as dimensões, uma vez que as análises realizadas para esse tipo de contenção e seus respectivos coeficientes já apresentavam um nível de satisfação considerável em comparação aos outros dois modelos avaliados. Essa decisão foi tomada com base na eficácia do dimensionamento existente, evitando alterações desnecessárias que poderiam comprometer sua eficiência ou estabilidade.

4.6.4 Método de Bishop final

Ao reavaliar as análises de estabilidade pelo método de Bishop, foi possível obter uma nova superfície de ruptura. Conforme ilustrado no Gráfico 23, essa nova superfície apresentou um aumento de 5,92% para o muro de arrimo à flexão em relação ao resultado anterior, devido à adição do carregamento na superfície do terreno. Em contraste, a cortina atirantada apresentou uma redução de 7,31%, enquanto o solo grampeado teve uma redução de 1,46%, sendo este o que sofreu menos alteração em sua superfície.

Gráfico 23 - Análise final da superfície de ruptura (m)

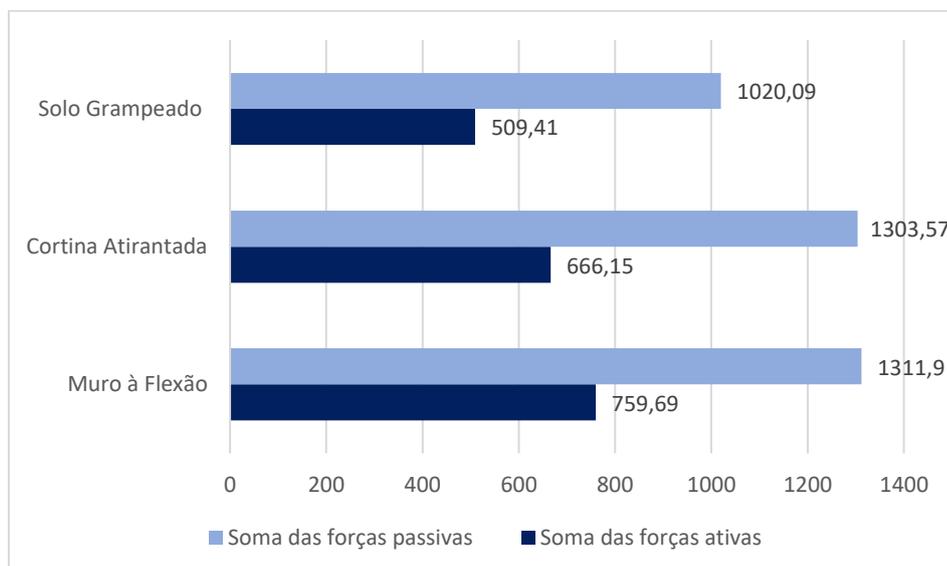


Fonte: a autora (2024).

De acordo com o Gráfico 24, observamos que a cortina atirantada apresentou uma redução tanto nas forças passivas quanto nas forças ativas. Em contraste, o muro de arrimo à flexão mostrou um aumento em ambos os esforços. O solo grampeado manteve suas forças passivas inalteradas, mas houve um aumento nas forças ativas.

Nesta nova análise, a contenção do tipo muro de arrimo à flexão apresenta o maior valor de forças passivas, enquanto o solo grampeado possui o menor valor. Isso difere da primeira análise, onde o muro de arrimo à flexão tinha as menores forças passivas.

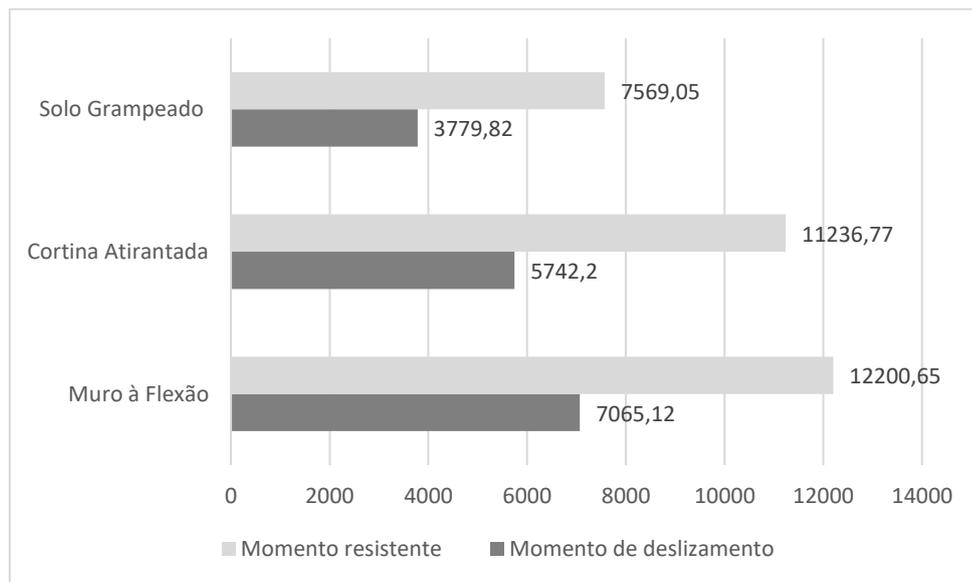
Gráfico 24 - Análise final do somatório dos esforços (kN/m)



Fonte: a autora (2024).

Em relação aos momentos, conforme o Gráfico 25, observa-se que o muro de arrimo à flexão apresentou um aumento significativo tanto no momento de tombamento quanto no momento resistente. O solo grampeado, por sua vez, registrou uma diminuição no momento resistente e um aumento no momento de tombamento. Já a cortina atirantada mostrou uma redução em ambos os momentos.

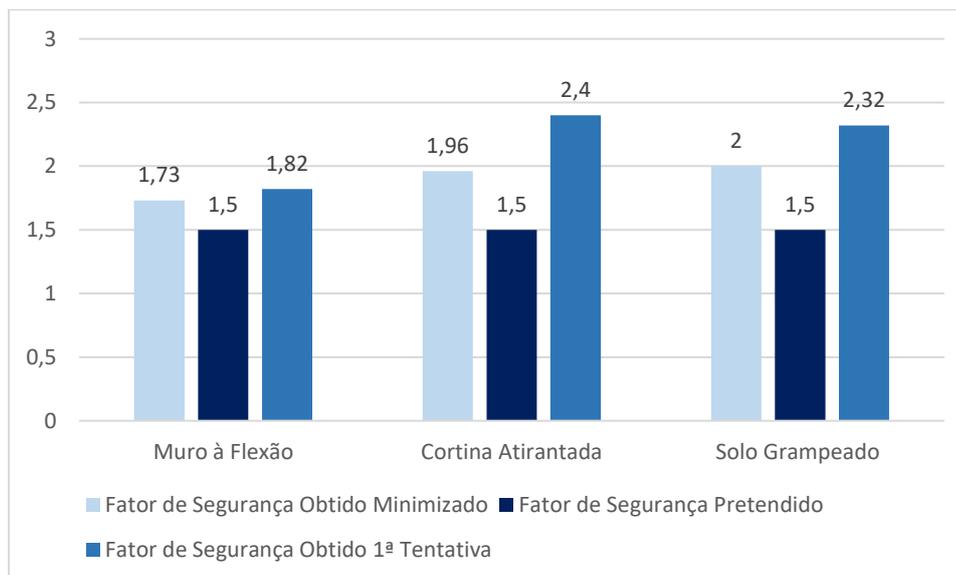
Gráfico 25 - Análise final do somatório dos momentos (kNm/m)



Fonte: a autora (2024).

Conforme apresentado no Gráfico 26, os fatores de segurança mostraram uma redução significativa. Especificamente, houve uma diminuição de 18,33% para a cortina atirantada, 13,8% para o solo grampeado e 4,95% para o muro de arrimo à flexão. Essa redução nos coeficientes de segurança indica que eles estão agora mais otimizados, o que pode resultar em economias consideráveis nos orçamentos dos projetos. Importante ressaltar que, apesar da redução, a segurança estrutural do conjunto continua garantida, assegurando a estabilidade das construções.

Gráfico 26 - Análise final dos fatores de segurança pelo método de Bishop



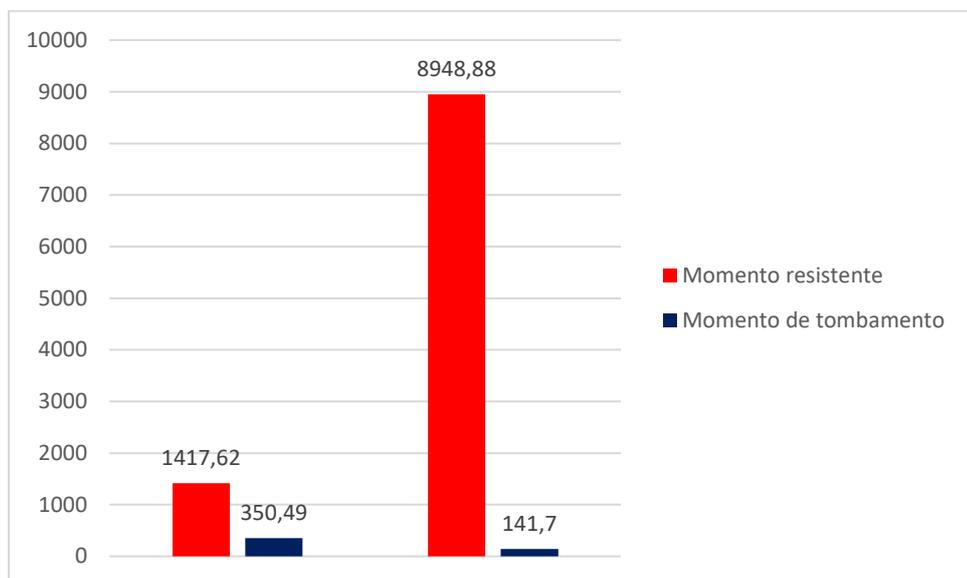
Fonte: a autora (2024).

4.6.5 Verificação final ao tombamento

Para esta análise, serão considerados apenas o muro de arrimo à flexão e o solo grampeado, devido às limitações do *software*. Os resultados apresentados no Gráfico 27 referem-se aos momentos de tombamento e resistentes.

No caso do solo grampeado, houve uma redução significativa no momento resistente, aproximadamente 23,97%. Além disso, o momento de tombamento, que inicialmente apresentava um valor negativo, passou a ser positivo, indicando uma alteração na distribuição de forças e no equilíbrio do solo. Por outro lado, o muro de arrimo à flexão apresentou um aumento nos valores de ambos os momentos. Tanto o momento de tombamento quanto o momento resistente registraram elevações.

Gráfico 27 - Análise final dos momentos para o tombamento (kNm/m)

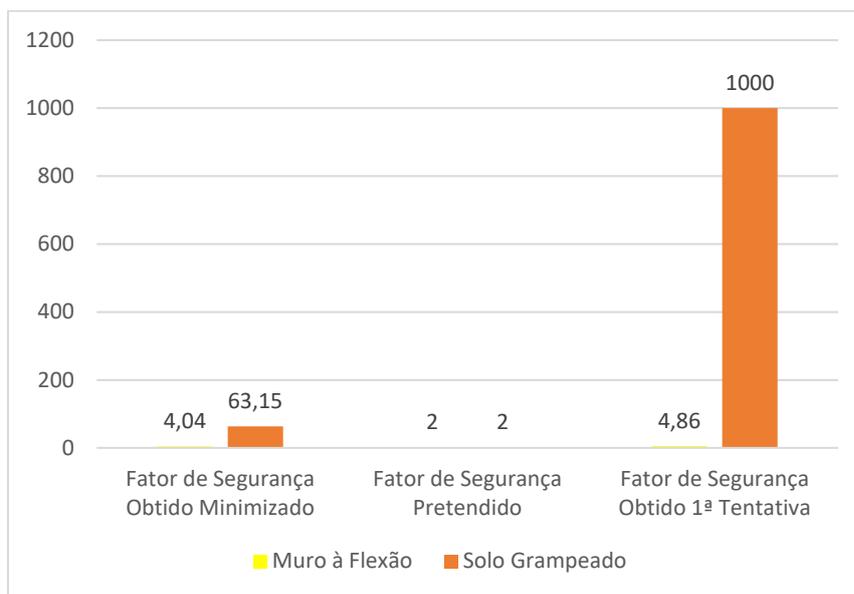


Fonte: a autora (2024).

Embora os resultados do Gráfico 28 sejam satisfatórios para ambos os casos, o solo grampeado se destaca novamente devido ao seu elevado fator de segurança nesta verificação. Este alto fator de segurança é atribuído ao fato de que o momento resistente é significativamente superior ao seu momento de tombamento, garantindo assim uma maior margem de segurança contra a falha estrutural.

Por outro lado, o muro de arrimo à flexão apresentou uma diminuição de 16,87% no seu coeficiente de segurança. Apesar dessa redução, os resultados ainda são considerados satisfatórios, indicando que o muro de arrimo à flexão permanece estável e seguro sob as condições analisadas.

Gráfico 28 - Análise final dos fatores de segurança contra o tombamento

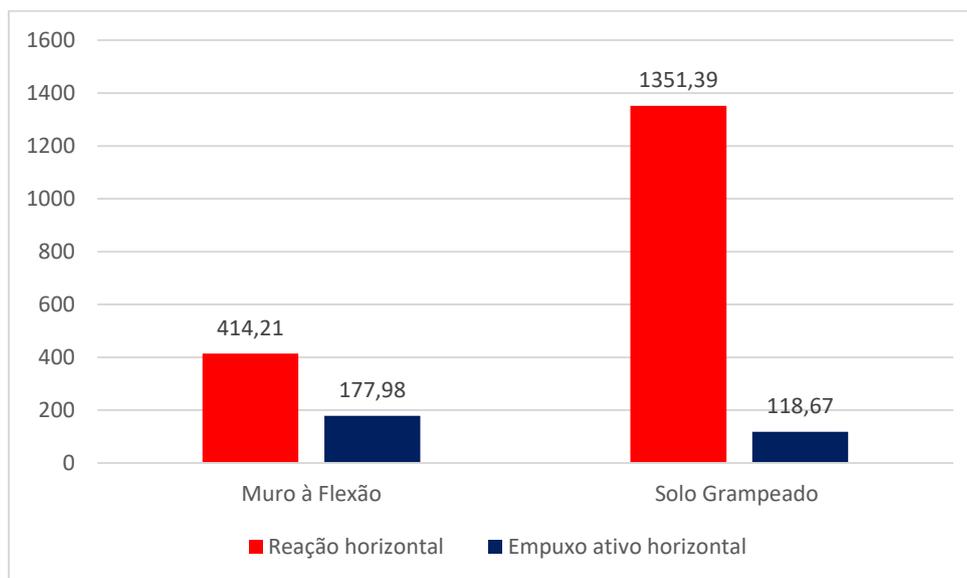


Fonte: a autora (2024).

4.6.6 Verificação final ao deslizamento

Os resultados dos esforços na verificação ao deslizamento, após as mudanças, são apresentados no Gráfico 29. Nele, observa-se que o muro de arrimo à flexão experimentou um aumento significativo em ambos os esforços, tanto nas reações horizontais quanto no empuxo. Esse crescimento indica uma maior demanda estrutural no muro de arrimo, possivelmente devido a cargas adicionais. Por outro lado, o solo grampeado mostrou uma redução em ambos os esforços analisados. Tanto as reações horizontais quanto o empuxo diminuíram, sugerindo uma melhoria na estabilidade do solo grampeado sob as novas condições.

Gráfico 29 - Análise final dos esforços contra o deslizamento (kN/m)

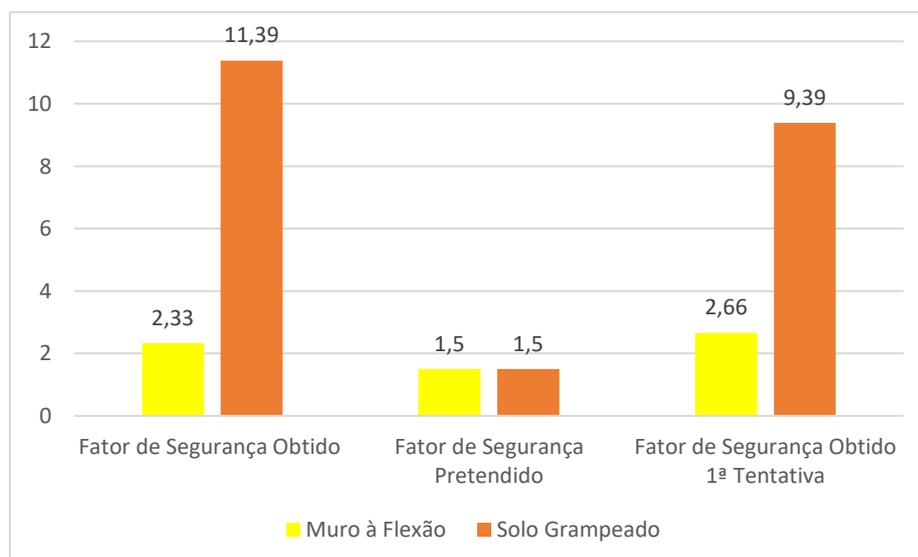


Fonte: a autora (2024).

Por fim, os fatores de segurança para o deslizamento, conforme mostrado no Gráfico 30, revelam uma diminuição de 12,40% para o muro de arrimo à flexão, indicando uma redução na margem de segurança contra o deslizamento. Em contrapartida, o solo grampeado registrou um aumento significativo de 21,3% em seu fator de segurança.

Mesmo que o objetivo fosse reduzir os fatores de segurança, o aumento no fator de segurança do solo grampeado é considerado satisfatório, especialmente porque outras análises de estabilidade mostraram reduções.

Gráfico 30 - Análise final dos fatores de segurança contra o deslizamento

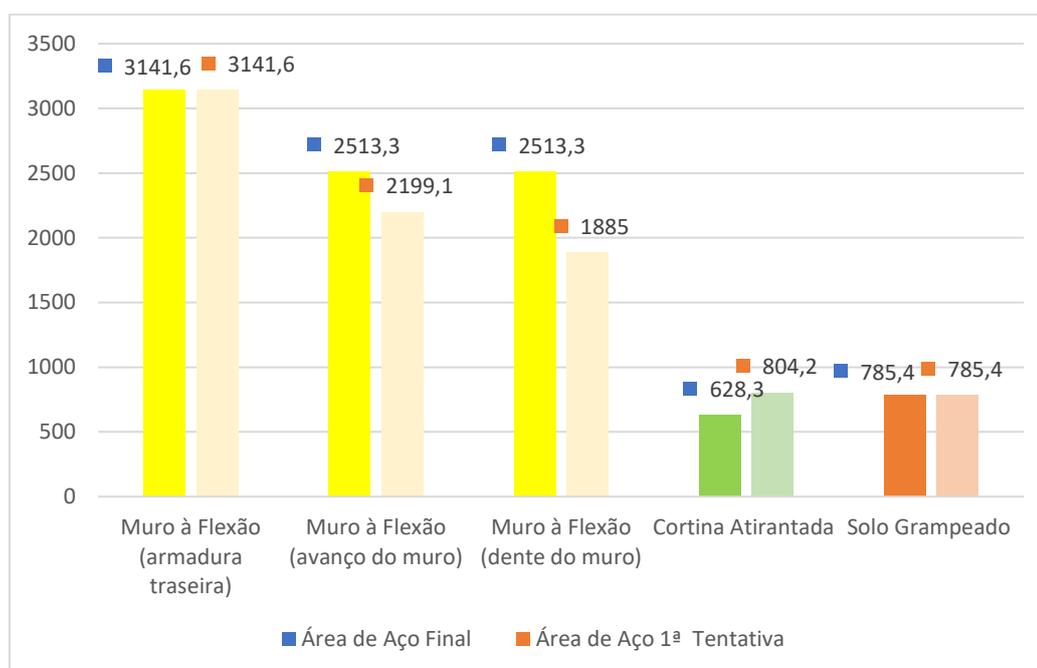


Fonte: a autora (2024).

4.6.7 Quantitativos finais

Para uma comparação dos orçamentos, o Gráfico 31 representa a evolução das áreas de aço utilizadas entre a primeira tentativa, baseada no pré-dimensionamento, e a segunda tentativa, com a minimização dos coeficientes. Observa-se que o muro de arrimo à flexão teve um aumento em suas áreas de armadura devido à sobrecarga adicional, mantendo sua geometria inalterada. Em contrapartida, a cortina atirantada registrou uma diminuição nas áreas de aço, mesmo após modificações realizadas, enquanto o solo grampeado manteve a mesma área devido à utilização da mesma malha de armadura.

Gráfico 31 - Área de aço final (mm²)

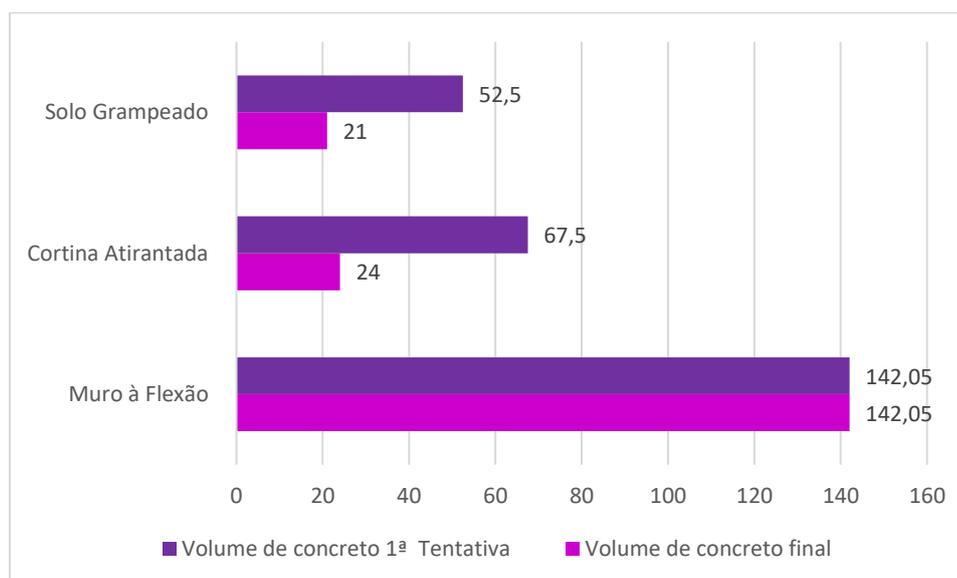


Fonte: a autora (2024).

O volume total de concreto também foi reavaliado devido às alterações nas estruturas de contenção. O muro de arrimo à flexão não teve mudanças em seu volume de concreto, pois sua configuração permaneceu a mesma. Por outro lado, a cortina atirantada registrou uma redução significativa de 64,44% em seu volume de concreto, o que representa uma economia considerável em termos de custos. Da mesma forma, o solo grampeado apresentou uma redução de 60% em seu volume de concreto, resultando em uma maior economia financeira.

Essas mudanças são evidenciadas no Gráfico 32 e refletem os esforços para otimizar os projetos, reduzindo custos sem comprometer a integridade estrutural das contenções.

Gráfico 32 - Volume final de concreto (m³)



Fonte: a autora (2024).

4.7 ORÇAMENTOS

Para uma comparação mais detalhada dos tipos de contenção, além do levantamento quantitativo dos materiais, foi realizado um orçamento dos mesmos. Foram consultadas as tabelas de insumos do SINAPI para materiais como barras de aço e concreto. Para materiais mais específicos, como os tirantes e seus componentes, foi consultada a empresa ICONTEP, localizada no estado de São Paulo e especializada em sistemas de ancoragem para cortinas atirantadas. No caso do solo grampeado, foi consultado um revendedor no Rio Grande do Sul da empresa DYWIDAG, que oferece diversos sistemas de geotecnia, incluindo grampos.

Os quantitativos e os custos dos materiais referentes aos três tipos de contenção podem ser visualizados nas Tabelas 7, 8 e 9.

Tabela 7 - Análise de custos muro de arrimo à flexão

(continua)

MURO A FLEXÃO						
ARMADURA						
Diâmetro	Quant. (barras)	C. Total (m)	Peso (kg/m)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do Orçamento
20 mm	198	2145	2,466	R\$ 8,05	R\$ 42.581,04	SINAPI
CONCRETO						
Descrição	Quant. (m³)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do Orçamento		

(conclusão)

Concreto usinado bombeável C30 com bombeamento e sem o lançamento	142,05	R\$ 553,40	R\$ 78.610,47	SINAPI	
TOTAL:					R\$ 121.191,51

Fonte: a autora (2024).

Tabela 8 - Análise de custos cortina atirantada

(continua)

CORTINA ATIRANTADA						
ARMADURA						
Diâmetro	Quant. (barras)	C.Total (m)	Peso (kg/m)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do Orçamento
20 mm	55	600	2,466	R\$ 8,05	R\$ 11.910,78	SINAPI
CONCRETO						
Descrição	Quant. (m³)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do Orçamento		
Concreto usinado bombeável C30 com bombeamento e sem o lançamento	24	R\$ 553,40	R\$ 13.281,60	SINAPI		
TIRANTES						
Descrição	Quant. (tirantes)	C. Total (m)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do orçamento	
Tirante monobarra INCO22D ø30mm	16	112	R\$ 85,18	R\$ 9.540,16	INCOTEP	
COMPOSIÇÕES DOS TIRANTES						
Descrição	Quantida de (un.)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do orçamento		
Porca de ancoragem INCO 22D	16	R\$ 58,00	R\$ 928,00	INCOTEP		
Anel de grau INCO 22D	16	R\$ 35,60	R\$ 569,60	INCOTEP		
Placa de ancoragem INCO 22D	16	R\$ 168,17	R\$ 2.690,72	INCOTEP		

(conclusão)					
Contra porca INCO 22D	16	R\$ 58,00	R\$ 928,00	INCOTEP	
TOTAL:					R\$ 39.848,86

Fonte: a autora (2024).

Tabela 9 - Análise de custos solo grampeado

SOLO GRAMPEADO						
ARMADURA						
Diâmetro	Quant. (barras)	C. Total (m)	Peso (kg/m)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do Orçamento
10 mm	222	2400	0,785	R\$ 8,02	R\$ 15.109,68	SINAPI
CONCRETO						
Descrição	Quant. (m³)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do Orçamento		
Concreto usinado bombeável C30 com bombeamento e sem o lançamento	21	R\$ 553,40	R\$ 11.621,40	SINAPI		
GRAMPOS						
Descrição	Quant. (grampos)	C. Total (m)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do orçamento	
Grampos GW ø25mm	32	288	R\$ 49,00	R\$ 14.112,00	DYWIDAG	
COMPOSIÇÕES DOS GRAMPOS						
Descrição	Quant. (un.)	Custo unitário	Custo Total	Fonte do orçamento		
Porca Sextavada GW25	32	R\$ 33,02	R\$ 1.056,48	DYWIDAG		
Luva de Emenda GW25	32	R\$ 61,77	R\$ 1.976,64	DYWIDAG		
TOTAL:					R\$ 43.876,20	

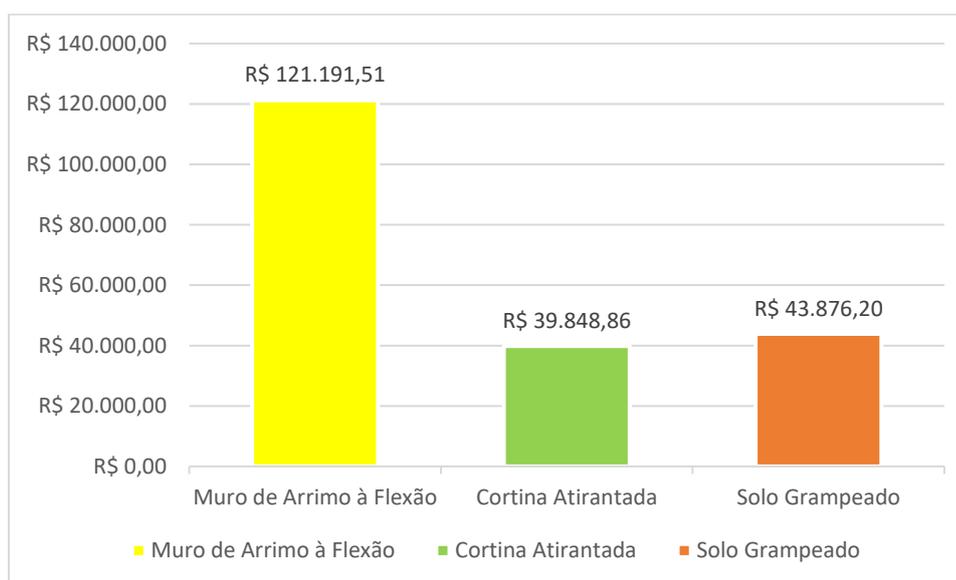
Fonte: a autora (2024).

De acordo com os orçamentos e levantamentos quantitativos das contenções, observou-se que o maior custo em termos de materiais foi do muro de arrimo à flexão, apesar de utilizar um menor número de tipos diferentes de materiais. Por outro lado, a cortina atirantada apresentou o menor custo de materiais, mesmo sendo composta por uma variedade maior de

itens. O solo grampeado, embora não tenha o menor orçamento, ficou consideravelmente mais barato em comparação ao muro à flexão, que é o mais caro.

Para ilustrar melhor os custos finais, apresenta-se o Gráfico 33, que compara os custos das diferentes contenções. O muro de arrimo à flexão é significativamente mais caro, representando aproximadamente 67,12% a mais do que a cortina atirantada e 63,8% a mais do que o solo grampeado. Apesar de utilizar menos tipos de materiais, o muro de arrimo à flexão apresenta um custo substancialmente mais elevado. Vale notar que esta análise não inclui os custos de instalação das obras, mas destaca a disparidade nos custos dos materiais para essa situação.

Gráfico 33 - Comparativo de custos totais



Fonte: a autora (2024).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal realizar uma análise técnica e econômica de três tipos distintos de modelos de contenção: a cortina atirantada, o solo grampeado e o muro de arrimo à flexão, aplicados em uma situação hipotética de um talude.

Inicialmente, foi realizado o pré-dimensionamento dos modelos, seguido por análises de estabilidade utilizando um *software* especializado. Os resultados iniciais mostraram-se satisfatórios, porém, indicaram a necessidade de otimização dos coeficientes de estabilidade para obter uma análise mais precisa e eficiente desses modelos.

A partir da reanálise, foi possível minimizar esses coeficientes e, conseqüentemente, otimizar os modelos de contenção, visando uma melhor elaboração do orçamento final. Essa etapa foi crucial para identificar oportunidades de redução de custos e aprimoramento da eficiência dos projetos.

A comparação das análises de estabilidade para os três modelos foi conduzida utilizando o método de Bishop. Os resultados dessa comparação revelaram que o muro de arrimo à flexão apresentou o melhor desempenho, com o coeficiente de estabilidade mais otimizado. Em seguida, a cortina atirantada demonstrou resultados positivos, enquanto o solo grampeado obteve o menor desempenho entre os três modelos avaliados.

Nos comparativos referentes à análise de tombamento e deslizamento, os coeficientes do muro de arrimo à flexão demonstraram uma maior coerência, apesar de ainda estarem acima do valor mínimo exigido. Em contraste, os coeficientes do solo grampeado, embora tenham apresentado uma melhora para em relação aos custos, continuaram a ser significativamente elevados.

No entanto, ao considerar o quantitativo de materiais, o muro de arrimo à flexão apresentou um valor substancialmente superior aos outros dois modelos. Isso implica que, mesmo com os fatores de segurança otimizados, o orçamento não foi favorável devido à grande quantidade de materiais caros necessários para a construção. Por outro lado, tanto na cortina atirantada quanto no solo grampeado, foi possível reduzir o uso de materiais, resultando em uma maior economia para esses tipos de contenção.

Em resumo, enquanto o muro de arrimo à flexão mostrou superioridade em termos de coeficientes de estabilidade, seu alto consumo de materiais mais onerosos impactou negativamente o orçamento. Por outro lado, a cortina atirantada e o solo grampeado, apesar de apresentarem coeficientes de estabilidade menos favoráveis devido a estarem mais distantes do

mínimo exigido, demonstraram uma vantagem econômica significativa devido à redução no uso de materiais, tornando-os alternativas mais viáveis do ponto de vista financeiro.

Por fim, conclui-se que os objetivos deste trabalho foram alcançados com sucesso, uma vez que foi possível determinar, por meio das análises realizadas, que todas as técnicas de contenção estudadas – a cortina atirantada, o solo grampeado e o muro de arrimo à flexão – são viáveis, independentemente do tipo de solo, mesmo quando submetidas a diferentes condições de construção. Especificamente em relação ao talude e ao tipo de solo analisados no *software*, a cortina atirantada emergiu como a melhor solução. Essa conclusão foi baseada em uma combinação de fatores, incluindo o orçamento de materiais e os coeficientes de estabilidade obtidos. A cortina atirantada destacou-se não apenas por apresentar coeficientes de estabilidade favoráveis, mas também por ser a opção mais econômica em termos de utilização de materiais.

Portanto, embora todas as técnicas de contenção tenham demonstrado sua eficácia, a cortina atirantada foi a que apresentou o melhor desempenho geral, considerando tanto a viabilidade técnica quanto a eficiência econômica para o cenário específico analisado.

Para trabalhos futuros, sugere-se a ampliação das análises para incluir outros modelos de contenção, além de explorar diferentes perfis de muro de arrimo à flexão, além do perfil clássico. O objetivo é verificar se a variação nos perfis pode influenciar a economia e a eficiência estrutural dos projetos. Além disso, recomenda-se a avaliação desses mesmos modelos de contenção em diversos tipos de solo, para determinar se os resultados obtidos neste estudo se mantêm consistentes em outras condições geotécnicas.

REFERÊNCIAS

- ABRAMENTO, Maurício; KOSHIMA, Akira; ZIRLIS, Alberto Casati. **Reforço do terreno**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 18.
- ADORNA, Diego da L.; PARIZOTTO, Liana; LAZZARI, Bruna M.; et al. **Concreto Armado: Vigas e Lajes**. Porto Alegre: Grupo A, 2021. *E-book*. ISBN 9786556901930. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9786556901930/>. Acesso em: 15 novembro 2023.
- ARAÚJO, José Milton. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5926**: Tirantes ancorados no terreno – Projeto e execução. 3 ed. Rio de Janeiro, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Emenda 1. Rio de Janeiro, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. 2 ed. Rio de Janeiro, 2009.
- AZEVEDO, Álvaro F. M. **Método dos elementos finitos**. 1 ed. Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, 2003.
- BARROS, Pérsio Leister de Almeida. **Obras de contenção**: Manual técnico. Jundiaí: Maccaferri, 2017.
- BASTOS, Paulo Sérgio. **Sapatas de Fundação**. São Paulo: Universidade Estadual Paulista, 2023. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Sapatas.pdf>. Acesso em 15 de novembro de 2023.
- CALA, Marek; FLUM, Daniel; RODUNER, Armin; RUEGGER, Rudolf; WARTMANN, Stephan. **Tecco Slope Stabilization System and RUVOLUM Dimensioning Method**. Switzerland: AGH University of Science and Technology, 2012. Disponível em: <https://dokumen.tips/documents/tecco-slope-stabilization-system-and-ruvolum-dimensioning-method.html?page=3>. Acesso em: 15 de novembro de 2023.
- CAMACHO, Jefferson Sidney. **Estudo das vigas**: flexão normal simples. São Paulo, 2015.
- CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118: 2003. 3 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007. Cap. 1.
- CEHOP. **Muros de Arrimo**. Companhia estadual de habitação e obras públicas, 2022. Disponível em: < <http://orse.cehop.se.gov.br/esp/ES00311.pdf> >. Acesso em 04 de outubro de 2023.

CLOUTERRE. **Recommendations Clouterre – Soil Nailing Recommendations for Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing** (English Translation). Paris, France: Scientific Committee of the French National Project Clouterre, ENPC, 1991. Disponível em: <https://bouassidageotechnics.files.wordpress.com/2020/03/clouterre-rec.pdf>. Acesso em 15 de novembro de 2023.

DIAS, Paulo Henrique Vieira; YASSUDA; Carmo T. **Tirantes**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 17.

DIEMER, Francielle; RAMBO, Dimas; SPECHT, Luciano P.; POZZOBON, Cristina E. **Propriedades geotécnicas do solo residual de basalto da região de Ijuí/RS**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.12, p.25-36, 2008.

DOMINGUES, Paulo César. **Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1997.

FAGUNDES, Geandle. **Estudo de dimensionamento e execução de obra de contenção em cortina atirantada na rodovia BR-116/SC**. Joinville: Universidade Federal de Santa Catarina, 2019.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Soil Nail Walls - Reference Manual**. Washington: Federal Highway Administration, 2015. Disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi14007.pdf>. Acesso em 15 de novembro de 2023.

FERNANDES, Michelyne de Oliveira. **Análise de estabilidade de taludes pelo método Felenius, Bishop e Jambu**. Fortaleza: Revista Tecnológica. n. 19, 1998. p. 91-98.

FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aspectos geotécnicos**. 3. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

GERSCOVICH, Denise. M. S. **Estruturas de Contenção: Muro de Arrimo**. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2010.

GERSCOVICH, Denise M. S.; SAYÃO, Alberto S. F. J.; SPRINGER, Fernanda O.; LIMA, André P. **Deformabilidade de escavações com solo pregado**. Lisboa, Portugal: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, abril 2002. v. 3, p. 1579-1588.

GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. **Contenções: Teoria e aplicação em obras**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. Cap. 7.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. 1. Ed. São Paulo: Blucher, 1984.

JOPPERT JÚNIOR, Ivan de Oliveira. **Fundações e contenções de edifícios: Qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1 ed. São Paulo: PINI, 2007.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1997. Cap. 2.

MENDES, Fernando Borges. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada**. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2010.

MOLITERNO, Antonio. Caderno de muros de arrimo. 2 ed. São Paulo: Bluncher, 1994. Cap. 3.

ORTIGÃO, J. A. R.; ZIRLIS, A. C.; PALMEIRA, E. M. **Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970 – 1993**. São Paulo: Solotrat, 1993. Disponível em: <https://www.solotrat.com.br/pdf/1993-experiencia-com-solo-grampeado-no-brasil-1970-1993.pdf>. Acesso em 04 de outubro de 2023.

ORTIGÃO, J. A. R.; SAYAO, A. S. **Handbook of Slope Stabilisation**. Nova York: Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, 2004.

PACHECO, Cassio da. **Avaliação de processos de dimensionamento de cortinas atirantadas**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2019.

PEÃO, Carlos Eduardo A. **Cortina atirantada em concreto armado contém empuxos do solo**. [Entrevista cedida a] Gabriel Bonafé. São Paulo: AECweb, 2016. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/cortina-atirantada-em-concreto-armado-contem-empuxos-do-solo/14268>. Acesso em: 22 de setembro de 2023.

PELAQUIM, Flávia Gonçalves P. **Geotecnia aplicada à estabilidade de encostas e taludes**. São Paulo: Saraiva, 2021.

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

PITTA, Cairbar Azzi; ZIRLIS, Alberto Casati. **Chumbadores injetados: A qualidade do solo grampeado**. São Paulo: Solotrat, 2000. Disponível em: <https://www.solotrat.com.br/pdf/2000-chumbadores-injetados-a-qualidade-do-solo-grampeado.pdf>. Acesso em: 07 de outubro de 2023.

PLÁCIDO, Rafael Ribeiro; KAMIJI, Thelma Sumie M. M.; BUENO, Benedito de Souza. **Análise comparativa de custos para diferentes alternativas de estruturas de contenção**. São Paulo: Cobramseg, 2010.

PRINZ, Gabriela Ferraz; CARVALHO, Leticia Silva de; DAMÁZIO, Amanda Fonseca P.; ZOIA, Beatriz Moreira; SILVA, Flávia Furtado. **Aspectos a serem considerados na construção de cortinas atirantadas**. Campinas: Cobramseg, 2020.

RANZINI, Stelvio M. T.; NEGRO JÚNIOR, Arsenio. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 13.

REIS, Renato Gomes dos. **Análise da influência de grampos verticais nos deslocamentos de solo grampeado.** São Carlos: Universidade de São Paulo (São Carlos), 2022.

RIBEIRO, Kátia Daniela; AUGUSTO, Carlos Henrique José. **Investigação patológica e análise de estabilidade de um muro de arrimo em concreto armado.** v. 9. Passo Fundo: Revista de Engenharia Civil IMED, n. 1, 2022. p. 56-74. Disponível em: <https://seer.atitus.edu.br/index.php/revistaec/article/view/4391/3164>. Acesso em: 11 de outubro de 2023.

RODRIGUES, José Martinho de Azevedo. Método de Culman: **Ancoragens e Tirantes.** Rio de Janeiro: Universidade do Rio de Janeiro, 2011.

SILVA, Danilo Pacheco; ALONSO, Thiago de Paula; PITTA, Cairbar Azzi; SOUZA, Geroge Joaquim Teles; ZIRLIS, Alberto Casati. **Solo Grampeado: A arte de estabilizar, uma técnica moderna e eficaz.** São Paulo: Solotrat, 2010. Disponível em: <https://www.solotrat.com.br/pdf/2010-solo-grampeado-a-arte-de-estabilizar-uma-tecnica-moderna-e-eficaz.pdf>. Acesso em: 07 de outubro de 2023.

SILVA, Rafael Cerqueira. **Comportamento de uma escavação com cortina ancorada e grampeamento em solo residual com camadas reliquias.** Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2017.

STEIN, Ronei T.; FILHO, André L. D P.; SILVEROL, Aline C.; e outros. **Estabilidade de Taludes e Contenções.** Porto Alegre: Grupo A, 2021. E-book. ISBN 9786556901664. Disponível em: <https://integrada.minhabioteca.com.br/#/books/9786556901664/>. Acesso em: 09 julho 2024.

STRAUSS, Marcus. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre.** Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

TACITANO, Marcelo. **Análise de paredes de contenção através de método unidimensional evolutivo.** Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2006.

TAVARES, João Manuel R. S. **Comunicação interna: Introdução ao método dos elementos finitos.** Porto, Portugal: Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, 1998.

WATANABE, Roberto Massaru. **Cortina atirantada em concreto armado contém empuxos do solo.** [Entrevista cedida a] Gabriel Bonafé. São Paulo: AECweb, 2016. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/cortina-atirantada-em-concreto-armado-contem-empuxos-do-solo/14268>. Acesso em: 22 de setembro de 2023.

WICHAN, Victor Hugo Soares. **Dimensionamento de uma cortina atirantada pelo método brasileiro de Costa Nunes.** Rio de Janeiro: Centro Universitário Augusto Motta, 2018.

ZIRLIS, Alberto Casati. **Solo Grampeado: Execução.** São Paulo: Solotrat, 1999. Disponível em: <https://www.solotrat.com.br/pdf/1999-solo-grampeado-execucao.pdf>. Acesso em: 04 de outubro de 2023.