MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil

**Marcelo Mário Gonçalves Júnior**

# Analise geométrica e dimensionamento de muros de arrimo por flexão em concreto armado.

**Ouro Preto - MG**
**2025**

**Marcelo Mário Gonçalves Junior**
marcelo.mario@aluno.ufop.edu.br

# Analise geométrica e dimensionamento de muros de arrimo por flexão em concreto armado.

Monografia apresentada ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Área de concentração: Estruturas

**Orientador:** Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula

**Ouro Preto - MG**
**2025**

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
REITORIA
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**FOLHA DE APROVAÇÃO**

**Marcelo Mário Gonçalves Júnior**

**Análise geométrica e dimensionamento de muros de arrimo por flexão em concreto armado**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil

Aprovada em 10 de abril de 2025

Membros da banca

DSc. Geraldo Donizetti de Paula - Orientador - Universidade Federal de Ouro Preto
MSc. Marcela Paula Grobério - Universidade Federal de Ouro Preto
DSc. Rovadavia Aline de Jesus Ribas - Universidade Federal de Ouro Preto

Geraldo Donizetti de Paula, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 06/05/2025

Documento assinado eletronicamente por **Geraldo Donizetti de Paula**, **PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 06/05/2025, às 10:42, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015.

A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0 , informando o código verificador **0904680** e o código CRC **264012A9**.



R. Diogo de Vasconcelos, 122, - Bairro Pilar Ouro Preto/MG, CEP 35402-163
Telefone: 3135591546 - www.ufop.br

Dedico este trabalho a minha companheira Rafiza Moreira de Oliveira

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos os envolvidos, em especial, a minha companheira Rafiza Fernanda Moreira de Oliveira e ao Professor orientador Doutor Geraldo Donizetti de Paula. A minha mãe que sempre acreditou em mim e por todo suporte financeiro até o fim do meu ensino superior. A todos os moradores e ex-alunos da República UAI MANO que foram meus irmãos e parceiros durante a minha vida universitária. Todos foram responsáveis pelo meu amadurecimento pessoal e crescimento profissional.

## RESUMO

A estabilização de taludes e a utilização de muros de arrimo são práticas fundamentais para manter a segurança de terrenos em declive e possíveis estruturas presentes. Uma análise computacional da influência da geometria dos muros de arrimos por flexão sobre os esforços resultantes na estrutura de concreto armado visa compreender como variações geométricas afetam os coeficientes de segurança dessas estruturas essenciais na engenharia civil. Este trabalho tem como objetivo principal realizar uma revisão bibliográfica aprofundada de métodos capazes de identificar os parâmetros do solo necessários para o dimensionamento adequado de um muro de arrimo, sendo a análise baseada em dados obtidos a partir de relatórios de sondagem SPT. Além disso, responde à questão de pesquisa sobre como as variações na geometria dos muros de arrimos por flexão impactam nos coeficientes de segurança quando feitos em concreto armado, proporcionando processos críticos de projeto que garantem a estabilidade e resistência das obras, imprescindíveis numa prática projetual segura e eficiente.



Palavras Chave: Muro, arrimo, contenção, flexão, secção transversal e geometria dimensionamento.

## ABSTRACT

The stabilization of slopes and the use of retaining walls are fundamental practices for ensuring the safety of sloped terrains and any existing structures. A computational analysis of the influence of the geometry of cantilever retaining walls on the resulting forces in reinforced concrete structures aims to understand how geometric variations affect the safety factors of these essential structures in civil engineering. The main objective of this work is to conduct an in-depth literature review of methods capable of identifying the soil parameters required for the proper design of a retaining wall, with the analysis based on data obtained from SPT (Standard Penetration Test) reports. Furthermore, it addresses the research question of how variations in the geometry of cantilever retaining walls impact the safety factors when made of reinforced concrete, contributing to critical design processes that ensure the stability and strength of these structures—crucial for a safe and efficient design practice.

Keywords: Wall, retaining, containment, bending, cross-section, geometry, design.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Machu Picchu. ..... 11
Figura 2 – Muro de alvenaria de pedra. ..... 15
Figura 3 – Muro de concreto ciclópico. ..... 16
Figura 4 – Muro de gabiões. ..... 17
Figura 5 – Muro de contenção crib wall “fogueira”. ..... 18
Figura 6 – Muro de contenção saco solo cimento. ..... 19
Figura 7 – Muro de contenção solo pneu. ..... 20
Figura 8 – Muros por flexão. ..... 21
Figura 9 – Tirantes em muros por flexão. ..... 23
Figura 10 – Muro por flexão com contrafortes. ..... 24
Figura 11 – Influência de contrafortes em muros por flexão. ..... 25
Figura 12 – Empuxos e deslocamentos assumidos. ..... 27
Figura 13 – Estabilidades de muros de arrimo ..... 28
Figura 14 – Esquema de forças do muro 41b. ..... 31
Figura 15 – Relatório de sondagem SP-15 próximo ao muro 41b ..... 32
Figura 16 – Esquema do muro com as camadas do solo. ..... 35
Figura 17 – Esquema do Muro de Arrimo Elástico de concreto armado ..... 41
Figura 18 – Geometria original do muro ..... 43
Figura 19 – Geometrias Analisadas ..... 44
Figura 20 – Forças consideradas na análise ..... 46
Figura 21 – Distribuição de tensões na sapata do muro ..... 52
Figura 22 – Esquema estático de um bloco ..... 53

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Peso específico de solos argilosos .....34
Tabela 2: Peso específico de solos Arenosos .....34
Tabela 3: Coeficiente de Poisson .....34
Tabela 4: Parâmetros Médios do Solo .....37
Tabela 5: Dados Obtidos Através das Correlações .....38
Tabela 6: Fatores de capacidade de carga.....39
Tabela 7: Quadro roteiro para especificar as medidas das geometrias a serem analisadas.....42
Tabela 8: Valores dos coeficientes $\gamma c$ e $\gamma s$ .....55
Tabela 9: Resultados - Tombamento e Deslizamento .....59
Tabela 10: Resultados - Capacidade De Carga da Fundação e Ruptura Global 60
Tabela 11: Resultados - Armadura da Haste do Muro.....61

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS ..... 5
RESUMO ..... 6
LISTA DE FIGURAS ..... 8
LISTA DE TABELAS ..... 9
SUMÁRIO ..... 10
1 INTRODUÇÃO ..... 11
1.1 Justificativa ..... 12
1.2 Objetivos ..... 12
1.2.1 Objetivo geral ..... 12
1.2.2 Objetivos específicos ..... 13
1.3 Estrutura do trabalho ..... 13
2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA ..... 14
2.1 Tipos de muro ..... 14
2.1.1 Muros por gravidade ..... 15
2.1.1.1 Muros de alvenaria de pedra ..... 15
2.1.1.2 Muros de concreto ciclópico ou concreto gravidade ..... 16
2.1.1.3 Muros de gabião ..... 17
2.1.1.4 Muros em fogueira “crib wall” ..... 17
2.1.1.5 Muros de sacos de solo-cimento ..... 18
2.1.1.6 Muros de pneus ..... 19
2.1.2 Muros por flexão em concreto armado ..... 21
2.1.2.1 Presença de tirantes ..... 22
2.1.2.2 Utilização de contrafortes ..... 23
2.2 Utilização de muros de arrimo em ambientes urbanos ..... 25
2.3 Empuxos e sua definição ..... 27
2.4 Estabilidade de muros de arrimo ..... 28
3 METODOLOGIA ..... 30
3.1 Descrição do muro e seus esforços ..... 30
3.2 Identificação dos parâmetros do solo ..... 33

3.2.1 Ângulo de atrito, coesão, peso especifico, coeficiente de Poisson e ângulo de atrito solo muro ..... 33
3.2.2 Tensão admissível no solo da fundação ..... 38
4 DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO ..... 41
4.1 Pré-dimensionamento e definição das geometrias ..... 41
4.2 Dimensionamento com software ..... 45
4.2.1 Calculo dos empuxos ..... 46
4.2.1.1 Empuxo ativo por Coulomb: ..... 47
4.2.1.2 Empuxo passivo por Rankine e Mazindrani ..... 48
4.2.2 Fator de segurança contra deslizamento ..... 50
4.2.3 Fator de segurança contra tombamento ..... 51
4.2.4 Capacidade de carga do solo da fundação ..... 51
4.2.5 Verificação quanto a ruptura global ..... 53
4.2.6 Dimensionamento das armaduras ..... 54
4.2.6.1 Dimensionamento a flexão sem força normal ..... 54
4.2.6.2 Dimensio-namento ao cisalhamento ..... 56
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES ..... 59
5.1 Apresentação dos resultados ..... 59
5.2 Analise dos resultados ..... 61
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS ..... 64
6.1 Conclusão ..... 64
6.2 Sugestões para trabalhos futuros ..... 65
REFERÊNCIAS ..... 67
APÊNDICE ..... 69
Relatório Modelo Geo5 ..... 69
G0 ..... 69

# 1 INTRODUÇÃO

Muro de arrimo pode ser definido como uma estrutura em uma fundação rasa ou profunda cujo objetivo principal é suportar e reter um terreno que esteja em desnível pequeno ou médio em relação ao terreno adjacente. Geralmente, são utilizados para nivelar terrenos acidentados, prevenir deslizamentos de terra, proteger construções próximas e melhorar o uso do espaço. Dependendo do método construtivo, os muros de arrimo também podem desempenhar uma função estética, integrando-se harmoniosamente à paisagem e valorizando propriedades.

A utilização de muros de arrimo remonta a civilizações antigas. Registros indicam que os romanos empregavam técnicas como o *opus caementicium* (concreto) e o *opus reticulatum* (parede de tijolos) em suas edificações. Na América do Sul, a civilização Inca, especialmente em Machu Picchu, figura 1, construiu terraços agrícolas sustentados por muros de contenção de pedra, permitindo o cultivo em terrenos montanhosos e mostrando avançadas técnicas de engenharia (PROTZEN e NAIR,2013).

Figura 1 – Machu Picchu.

Fonte: Erika Skogg, 2018.

Durante a Idade Média, a construção de castelos e fortificações levou ao desenvolvimento de técnicas mais avançadas, como os muros de alvenaria de pedra, projetados para resistir a ataques e suportar o peso das estruturas. Com a Revolução Industrial, a introdução de novos materiais, como ferro e aço, permitiu projetos mais eficientes e duráveis. No século XX, avanços na mecânica dos solos e na engenharia geotécnica aprimoraram o entendimento do comportamento do solo, resultando em muros de arrimo mais eficazes e seguros.

Atualmente, os muros de arrimo são fundamentais na engenharia civil, desempenhando um papel crucial na estabilização de terrenos inclinados e na criação de espaços utilizáveis. Eles oferecem vantagens significativas, como a prevenção de deslizamentos de terra, proteção costeira e uso eficiente de terrenos irregulares. Além disso, contribuem para a segurança de infraestruturas, como estradas e ferrovias, e permitem o desenvolvimento urbano ordenado em áreas com relevo acidentado. A correta aplicação e manutenção desses muros são essenciais para garantir a integridade de construções e a segurança das comunidades.

## 1.1 Justificativa

A utilização de ferramentas de análise computacional de estruturas é de extrema importância na engenharia civil, especialmente no contexto de muros de arrimo, que desempenham um papel vital na estabilização de terrenos e na segurança de edificações. A geometria desses muros, particularmente os de concreto armado sujeitos a flexão, tem impacto considerável nos esforços resultantes e, consequentemente, nos coeficientes de segurança da estrutura.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é analisar diferentes geometrias de muro de arrimo por flexão em concreto armado e estabelecer critérios teóricos que auxiliem na definição da geometria mais adequada para cada obra.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Estudar superficialmente os vários tipos de muro de arrimo, apresentando suas características e dar ênfase ao estudo sobre os muros de arrimo por flexão;
- Revisão bibliográfica de métodos para identificar parâmetros do solo necessário para o dimensionamento de muro de arrimo a partir de um relatório de sondagem SPT;
- Explicitar como a geometria da secção transversal pode afetar o equilíbrio de foças internas da estrutura e seus coeficientes de segurança;
- Definir critérios que facilitem a escolha da geometria de uma seção transversal adequada para um muro em concreto armado;

## 1.3 Estrutura do trabalho

Capítulo 1: Faz-se a apresentação do tema explicitando-se os objetivos que o trabalho visa alcançar.

Capítulo 2: É mostrada uma revisão bibliográfica sobre o tema objeto de estudo, diferentes modelos de arrimo e quais são as principais verificações de segurança.

Capítulo 3: Uma situação real para dimensionamento de um arrimo em ambiente urbano e são apresentados os métodos para se obter os parâmetros do solo a partir de correlações com ensaio SPT.

Capítulo 4: Apresenta um processo de pré-dimensionamento das geometrias do muro de arrimo por flexão em concreto armado, e é descrito como o software faz o dimensionamento da estrutura e o formulário utilizado.

Capítulo 5: Apresentam-se os resultados obtidos e uma análise e interpretação dos dados obtidos, onde são apontados os desempenhos das geometrias em cada uma das verificações de segurança.

Capitulo 6: Apresentam-se as conclusões do trabalho em forma de considerações finais e sugestões para pesquisas futuras

Na sequência, estão as referências utilizadas no estudo.

# 2 REVISÃO BIBLIOGRAFICA

## 2.1 Tipos de muro

Os muros de arrimo desempenham um papel fundamental na engenharia civil, sendo utilizados para conter terrenos em desnível e garantir a estabilidade de encostas, estradas e edificações. Essas estruturas podem ser classificadas em dois grandes grupos, de acordo com o mecanismo estrutural predominante: muros por gravidade e muros por flexão.

Os muros de gravidade dependem do próprio peso para contrapor às forças do solo. São construídos com materiais de alta densidade, como alvenaria de pedra, concreto ciclópico, gabiões ou pneus preenchidos com terra ou entulho compactado. Para Gerscovich (2010) a estabilidade desses muros é garantida pela massa e pelo atrito entre a estrutura e o solo. Eles são mais indicados para alturas moderadas, geralmente até cinco metros, pois, à medida que a altura aumenta, a base precisa ser ampliada para manter a estabilidade, tornando-se menos viáveis economicamente e demandando grandes áreas de implantação.

Os muros de flexão, por outro lado, utilizam a resistência do concreto armado para combater os esforços gerados pelo empuxo do solo. Esses muros são projetados para distribuir as cargas internas da flexão da estrutura. Em sua configuração mais comum, apresentam formato em "L" ou "T" invertido, com uma base que contribui para a estabilização. Além disso, podem incluir reforços estruturais como contrafortes e tirantes. Os contrafortes são elementos verticais posicionados na face posterior do muro para aumentar a rigidez e reduzir o momento fletor na estrutura. Já os tirantes são cabos de aço ancorados no solo, que ajudam a resistir ao empuxo, permitindo a construção de muros mais altos e eficientes em espaços reduzidos.

A escolha entre um muro por gravidade e um muro por flexão depende de diversos fatores, como altura necessária, disponibilidade de espaço, características do solo e custo da obra. Enquanto os muros por gravidade são mais simples e econômicos para contenções de menor altura, os muros por flexão são ideais para projetos mais complexos, especialmente em áreas urbanas onde a otimização do espaço é essencial. Além disso, a análise geotécnica detalhada e o dimensionamento preciso são fundamentais para garantir a segurança e a durabilidade dessas estruturas.

### 2.1.1 Muros por gravidade

Os muros por gravidade são aqueles cujo peso próprio e as forças de atrito gerados por ele são suficientes para combater o empuxo lateral e o momento de tombamento. Para Gerscovich (2010) é possível utilizar esse grupo para combater desníveis de até cinco metros.

#### 2.1.1.1 Muros de alvenaria de pedra

Muros de alvenaria de pedra são estruturas feitas de pedras justapostas com ou sem argamassa, que são empilhadas para formar um muro sólido, figura 2. Para a utilização sem argamassa recomenda-se que o muro tenha no máximo dois metros de altura, mas com o uso de argamassa é possível ampliar sua capacidade para até três metros, entretanto deverá utilizar algum sistema de drenagem. Eles têm sido usados em todo o mundo há milhares de anos como uma forma de construção robusta e durável (Aveiro, 2022).

Os muros de alvenaria de pedra são considerados uma forma de arte, e muitos são decorados com motivos esculpidos, tais como motivos religiosos, animais, e outros desenhos geométricos. Além disso, eles são uma forma de arquitetura sustentável, já que são feitos de materiais naturais e duráveis que não precisam de manutenção constante e podem durar centenas de anos.

Figura 2 – Muro de alvenaria de pedra.

Fonte: Guia da engenharia, 2023.

### 2.1.1.2 Muros de concreto ciclópico ou concreto gravidade

Muros de concreto ciclópico ou concreto gravidade são tipos de muros de contenção que utilizam a força da gravidade e o peso do próprio muro para resistir às pressões laterais do solo, figura 3. Eles são feitos de concreto, que é moldado em grandes blocos e empilhado sem a necessidade de argamassa. Os furos de drenagem devem ser estrategicamente posicionados para atenuar o impacto visual causado pelas manchas resultantes do fluxo de água na face frontal do muro. Como alternativa, a drenagem pode ser realizada na face posterior (tardoz) por meio de uma manta geossintética, como um geotêxtil. Nesse método, a água é coletada por tubos de drenagem corretamente posicionados, garantindo um escoamento eficiente e minimizando os efeitos da umidade na estrutura (Gerscovich, 2010).

Os muros de concreto ciclópico são construídos com blocos de concreto que são maiores e mais pesados na base e vão se reduzindo de tamanho e peso à medida que são empilhados. Isso faz com que o muro tenha uma base mais ampla e pesada, que ajuda a resistir às pressões laterais do solo. Em geral esse tipo de muro é economicamente viável para altura de até quatro metros, não sendo recomendado para alturas maiores apesar de ainda ser fisicamente viável (Gerscovich, 2010).

Figura 3 – Muro de concreto ciclópico.

Fonte: Guia da engenharia, 2023.

### 2.1.1.3 Muros de gabião

Muros de gabião são estruturas de contenção que utilizam gaiolas metálicas preenchidas com pedras ou outros materiais para estabilizar o solo e prevenir a erosão, figura 4. As gaiolas são feitas de arame galvanizado ou malha de aço, com aberturas que variam de acordo com o tamanho das pedras utilizadas.

Os muros de gabião são populares por sua flexibilidade e baixo custo, e podem ser utilizados em uma variedade de aplicações, como muros de contenção em encostas, proteção contra enchentes, estabilização de margens de rios e lagos, e reforço de taludes.

Uma das principais vantagens dos muros de gabião é a sua capacidade de se adaptar às condições do solo e ao ambiente local. As pedras utilizadas nos gabiões podem ser escolhidas de acordo com as características do solo e da paisagem, e a estrutura dos gabiões permite a livre circulação da água através do muro, o que reduz o risco de erosão.

Figura 4 – Muro de gabiões.

Fonte: Guia da engenharia, 2023.

### 2.1.1.4 Muros em fogueira "*crib wall*"

Muros em fogueira, também conhecidos como *crib walls*, figura 5, são uma técnica de

construção de muros de contenção que utilizam caixões ou "*cribs*" de madeira ou concreto preenchidos com pedras ou outro material para criar uma estrutura de apoio que resiste à pressão do solo.

A construção dos muros em fogueira começa com a instalação de uma fundação adequada. Em seguida, são montados os caixões de madeira ou concreto, que podem ser pré-fabricados ou montados no local da obra. Os caixões são preenchidos com pedras ou outro material, e a estrutura é ancorada no solo com tirantes ou cabos de aço para garantir sua estabilidade.

Figura 5 – Muro de contenção crib wall “fogueira”.

Fonte: diprotecgeo, 2023.

### 2.1.1.5 Muros de sacos de solo-cimento

Muros de sacos de solo-cimento, figura 6, também conhecidos como muros de sacos de terra ou muros de sacos de cal, são uma técnica de construção de muros de contenção que utilizam sacos de polipropileno preenchidos com uma mistura de solo e cimento para criar uma estrutura de apoio que resiste à pressão do solo.

Essa técnica de construção é considerada uma alternativa de baixo custo e de fácil execução e Marangon (1992) comenta que um muro de arrimo de solo-cimento com

altura entre dois e cinco metros tem custo na ordem de 60% do custo de um muro de igual altura executado em concreto armado. Sendo amplamente utilizada em regiões onde a disponibilidade de materiais de construção é limitada ou em situações de emergência, como em áreas afetadas por desastres naturais.

A construção dos muros de sacos de solo-cimento começa com a preparação do solo, que deve estar livre de detritos e compactado. Em seguida, os sacos de polipropileno são preenchidos com uma mistura de solo e cimento e empilhados em camadas. Os sacos são compactados com um soquete ou com um martelo para garantir a estabilidade da estrutura.

Uma das principais vantagens dos muros de sacos de solo-cimento é a sua facilidade de construção e baixo custo, já que os materiais utilizados são acessíveis e disponíveis em muitas regiões. Além disso, a técnica pode ser adaptada para diferentes alturas e condições do solo, e a flexibilidade dos sacos permite que o muro se ajuste à topografia do terreno.

Figura 6 – Muro de contenção saco solo cimento.

Fonte: diprotecgeo, 2023.

#### 2.1.1.6 Muros de pneus

Muros de pneus são uma técnica de construção de muros de contenção que utiliza pneus usados empilhados e preenchidos com solo ou outro material de enchimento,

como pedras ou entulhos, figura 7. Essa técnica é considerada uma forma de reciclagem e uma alternativa sustentável e de baixo custo para a construção de muros de contenção.

Os muros de pneus são estruturados em camadas, onde os pneus são empilhados e preenchidos com material de enchimento compactado entre eles. Para garantir estabilidade, os pneus são fixados entre si por meio de estacas de madeira ou aço. De acordo com Gerscovich (2010) a face externa desses muros deve ser revestida para evitar tanto a erosão e o carreamento do solo de enchimento quanto riscos como vandalismo e incêndios. O revestimento deve possuir resistência adequada, ser flexível, apresentar uma estética satisfatória e permitir uma construção simplificada. As alternativas mais comuns para esse revestimento incluem alvenaria em blocos de concreto, concreto projetado sobre tela metálica, placas pré-moldadas ou cobertura vegetal.

Uma das principais vantagens dos muros de pneus é a sua baixa pegada ambiental, posto que são utilizados materiais reciclados evitando-se a disposição inadequada de pneus usados, que podem representar um problema ambiental sério. Além disso, a técnica é relativamente simples e fácil de ser executada, podendo ser adaptada a diferentes condições do solo e topografias.

Figura 7 – Muro de contenção solo pneu.

Fonte: diprotecgeo, 2023.

### 2.1.2 Muros por flexão em concreto armado

O muro de arrimo por flexão é uma estrutura muito utilizada para segurar taludes ou terrenos em desnível. Ele é composto por uma parede de concreto reforçada com barras de aço (armadura), figura 9, que conferem resistência e estabilidade à estrutura.

O concreto armado é um material muito utilizado na construção civil, pois apresenta grande resistência à compressão e boa capacidade de resistir à tração quando reforçado com a armadura. Essas características permitem a construção de estruturas mais esbeltas e eficientes, reduzindo o volume de concreto utilizado e, consequentemente, os custos da obra.

Os muros de arrimo em concreto armado podem ser construídos em diferentes formatos, como L e T e outros, de acordo com as necessidades do terreno e do projeto. Eles devem ser dimensionados por um engenheiro especializado, levando em consideração o tipo de solo, o ângulo de inclinação do talude, a altura do muro, entre outros fatores. Moliterno (1994) aponta que a base deve apresentar entre 50 a 70% da altura do muro, sendo que essa altura pode chegar a até cinco metros.

A construção do muro de arrimo em concreto armado pode ser um pouco mais complexa e exigir mão de obra especializada, mas garante uma estrutura resistente e durável, capaz de suportar grandes esforços e garantir a segurança do terreno e das construções próximas.

Figura 8 – Muros por flexão.

Fonte: Carluc, 2023.

#### 2.1.2.1 Presença de tirantes

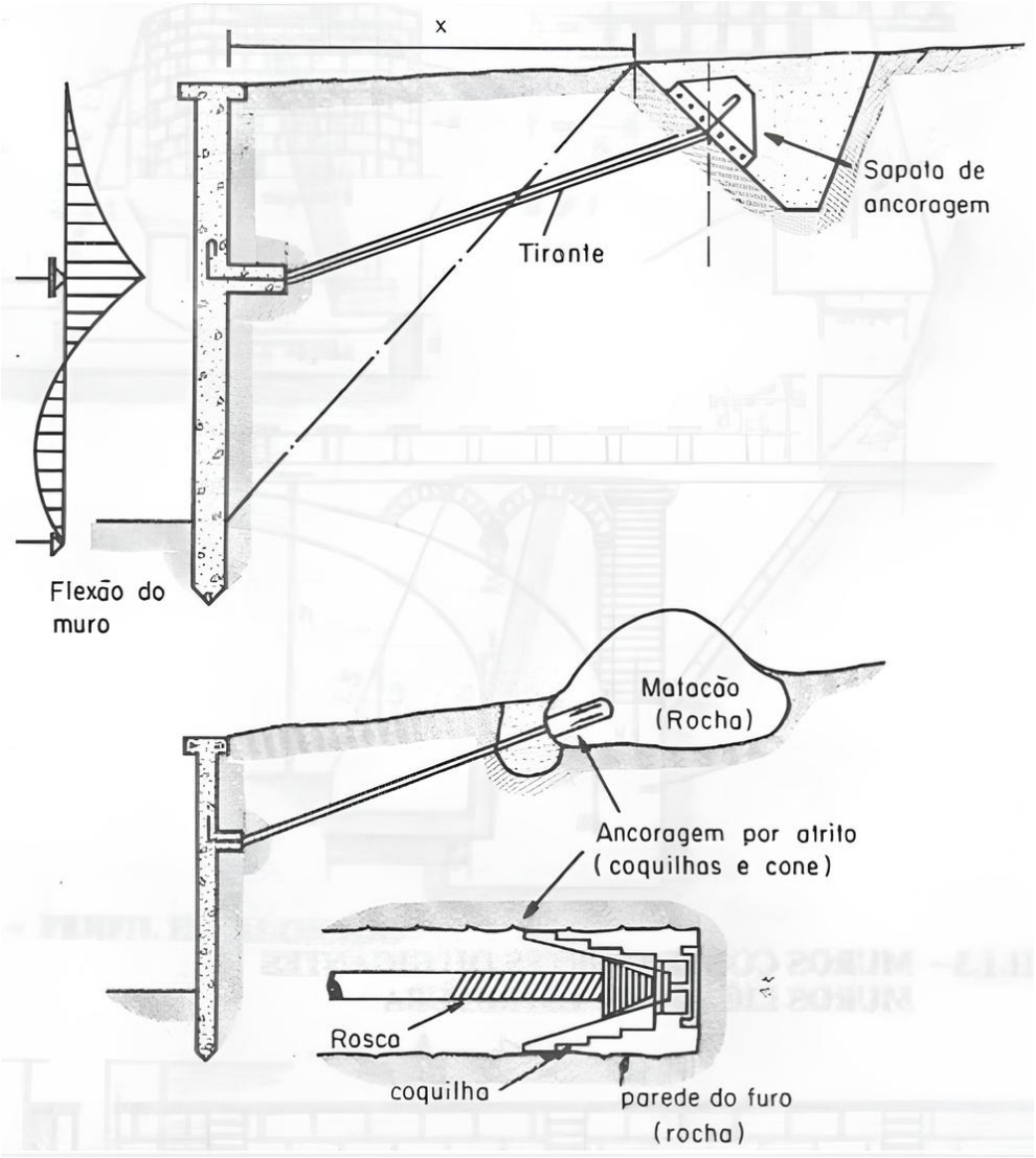
Para muros de arrimo com altura superior a 5 metros, é necessário um projeto específico, que considere o tipo de solo, a inclinação do talude, a carga a ser suportada e outras características do terreno.

Os tirantes são elementos estruturais utilizados em muros de arrimo em concreto armado para reforçar a sua estabilidade e resistência aos esforços horizontais gerados pelo empuxo do solo, figura 9. Eles são cabos de aço ou barras de aço que são fixados ao muro principal e ancorados em uma camada de solo mais profunda.

Muros de flexão podem ser ancorados na base por meio de tirantes ou chumbadores, especialmente em terrenos com material competente, como rocha sã ou alterada. Essa solução estrutural é recomendada quando há restrições de espaço que impedem a ampliação da base do muro para garantir sua estabilidade. A utilização desses elementos auxilia na distribuição dos esforços, aumentando a segurança e eficiência da contenção (Gerscovich, 2010).

Porém, é importante ressaltar que a eficácia dos tirantes depende da sua adequada dimensão, posição e ancoragem, que devem ser definidas por um engenheiro especializado em estruturas de contenção. A execução adequada da obra e a manutenção periódica também são essenciais para garantir a durabilidade e a segurança da estrutura. Para Moliterno (1994) é possível utilizar tirantes para alturas de até seis metros de altura. Entretanto ele destaca que a técnica de cortinas atirantadas são consideradas superiores.

Figura 9 – Tirantes em muros por flexão.




Fonte: Moliterno,1994.

### 2.1.2.2 Utilização de contrafortes

Os contrafortes são paredes verticais de concreto armado que são construídas perpendicularmente ao muro principal, em intervalos regulares, e conectadas a ele por meio de vigas de concreto ou ferragens, figura11. A função dos contrafortes é distribuir as cargas horizontais geradas pelo empuxo do solo para o solo adjacente, reduzindo as tensões no muro principal e garantindo a estabilidade da estrutura.

Para muros de arrimo com alturas superiores a aproximadamente cinco metros, a utilização de contrafortes ou nervuras é recomendada para aumentar a estabilidade

contra o tombamento. Quando a sapata de base está localizada sob o retroaterro, os contrafortes devem ser devidamente armados para suportar os esforços de tração. Já no caso de sapata externa ao retroaterro, os contrafortes atuam sob compressão, embora essa configuração seja menos comum devido à redução do espaço útil na parte jusante da estrutura de contenção. Em geral, os contrafortes são dispostos com um espaçamento equivalente a cerca de 70% da altura do muro (Gerscovich, 2016).

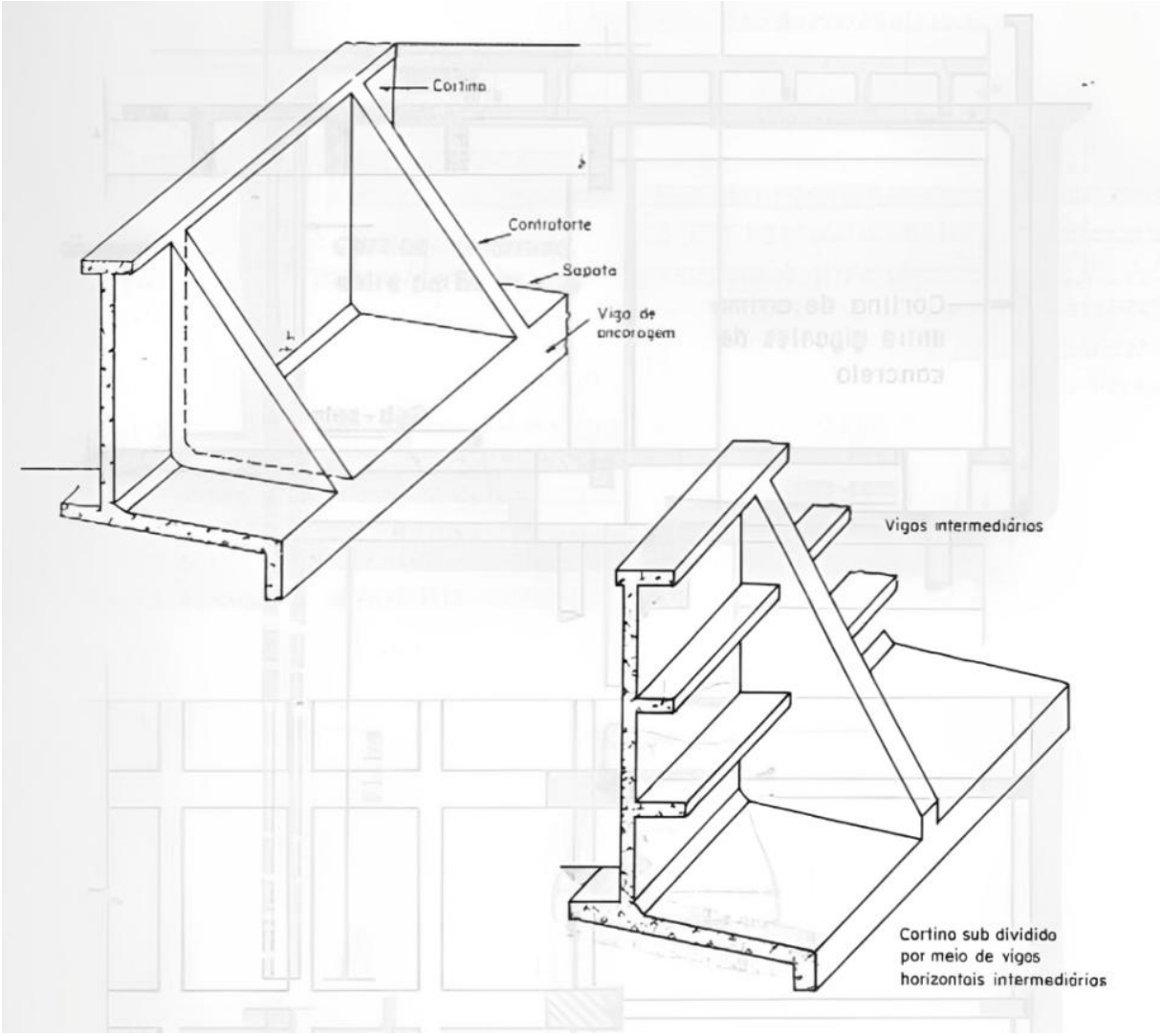
Os contrafortes também conferem rigidez e estabilidade à estrutura, evitando o deslocamento ou a deformação excessiva do muro principal. Eles permitem a construção de muros de arrimo em concreto armado com altura e inclinação maiores, tornando a estrutura mais eficiente e econômica.

Segundo Moliterno (1994), a utilização de contrafortes com vigas intermediarias ligando esses contrafortes e o uso de estacas sob os mesmos possibilitam que o muro alcance nove metros de altura.

Figura 10 – Muro por flexão com contrafortes.

Fonte: Archiexpo, 2023.

Figura 11 – Influência de contrafortes em muros por flexão.




Fonte: Moliterno,1994.

## 2.2 Utilização de muros de arrimo em ambientes urbanos

Os muros de arrimo por flexão em concreto armado apresentam diversas vantagens em relação aos muros de gravidade, especialmente em ambientes urbanos. Uma das principais razões para essa escolha é a otimização do espaço, pois esses muros possuem uma estrutura mais esbelta, ocupando menos área na base.

Em contraste, os muros de gravidade dependem de grandes volumes de material para garantirem estabilidade, como indica Gerscovich (2010), o que pode ser inviável em terrenos urbanos com restrições de espaço. Além disso, a menor carga aplicada ao solo pelos muros de flexão reduz impactos sobre edificações vizinhas, tornando sua aplicação mais segura em áreas densamente construídas.

Outro fator relevante é a adaptabilidade a diferentes condições de solo. Enquanto os muros de gravidade precisam de um solo com boa capacidade de suporte para resistir ao peso próprio, os muros de flexão podem ser projetados para diversas situações geotécnicas, permitindo o uso de fundações profundas quando necessário como aponta Moliterno (1994). Essa flexibilidade estrutural também favorece a construção em terrenos com baixa resistência, onde a aplicação de muros de gravidade seria inviável ou exigiria reforços significativos.

A eficiência na construção é outro ponto positivo dos muros de flexão. Eles requerem menor volume de materiais e permitem um processo construtivo mais ágil, o que reduz custos e minimiza impactos no entorno urbano. Além disso a facilidade de integração com outras infraestruturas, como drenagens e redes de serviço urbano, também os torna uma solução mais versátil para projetos complexos.

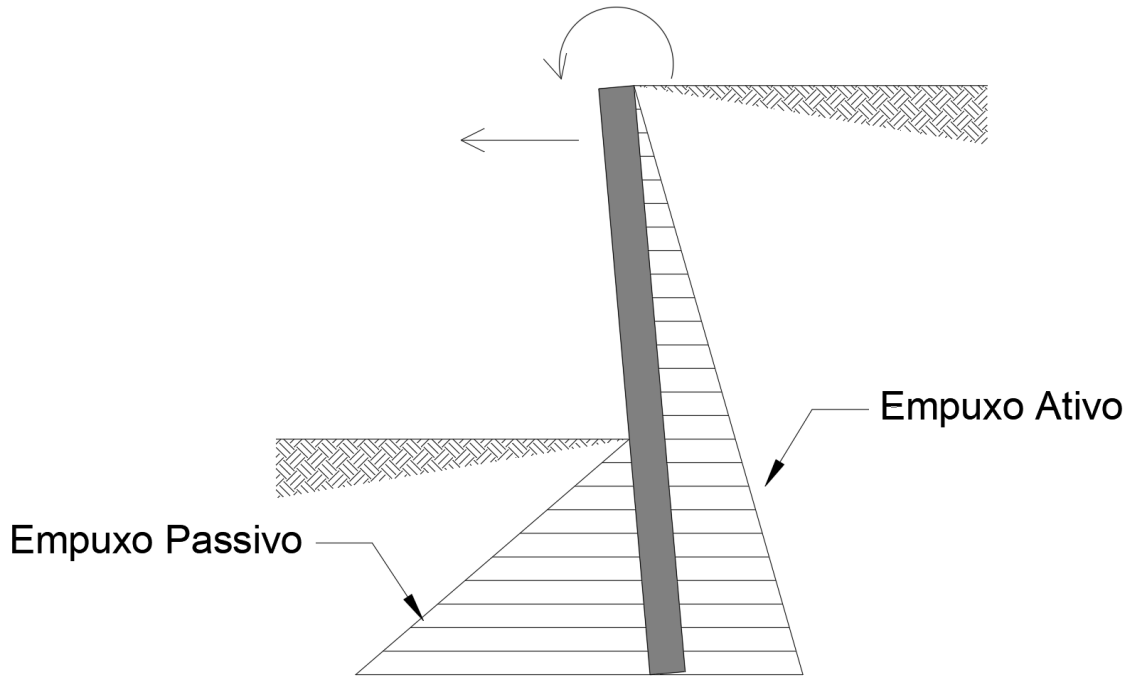
Diante dessas vantagens, os muros de arrimo por flexão em concreto armado são uma escolha eficiente em ambientes urbanos, onde o espaço é limitado e as exigências estruturais são elevadas. Sua melhor distribuição de esforços, adaptabilidade ao solo e facilidade de execução os tornam uma alternativa mais segura e viável que os muros de gravidade, garantindo estabilidade sem comprometer a ocupação do terreno.

## 2.3 Empuxos e sua definição

Entende-se por empuxo de terra a ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre as estruturas com ele em contato. Em outras palavras, o empuxo de terra, figura 12, é a resultante da distribuição das tensões horizontais atuantes em uma estrutura de contenção (Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016).

- Empuxo Ativo: Ocorre quando a pressão lateral resulta no movimento da estrutura para longe do solo contido, permitindo que o solo se expanda.
- Empuxo Passivo: Ocorre quando a pressão lateral faz com que a estrutura se mova no sentido do solo contido, comprimindo e ajudando a conter a massa de solo.
- Empuxo em Repouso: Além dos empuxos ativo e passivo, existe também o empuxo em repouso, que ocorre quando a estrutura de contenção está estática, sem se mover nem para dentro nem para fora, representando um equilíbrio das forças.

Figura 12 – Empuxos e deslocamentos assumidos.

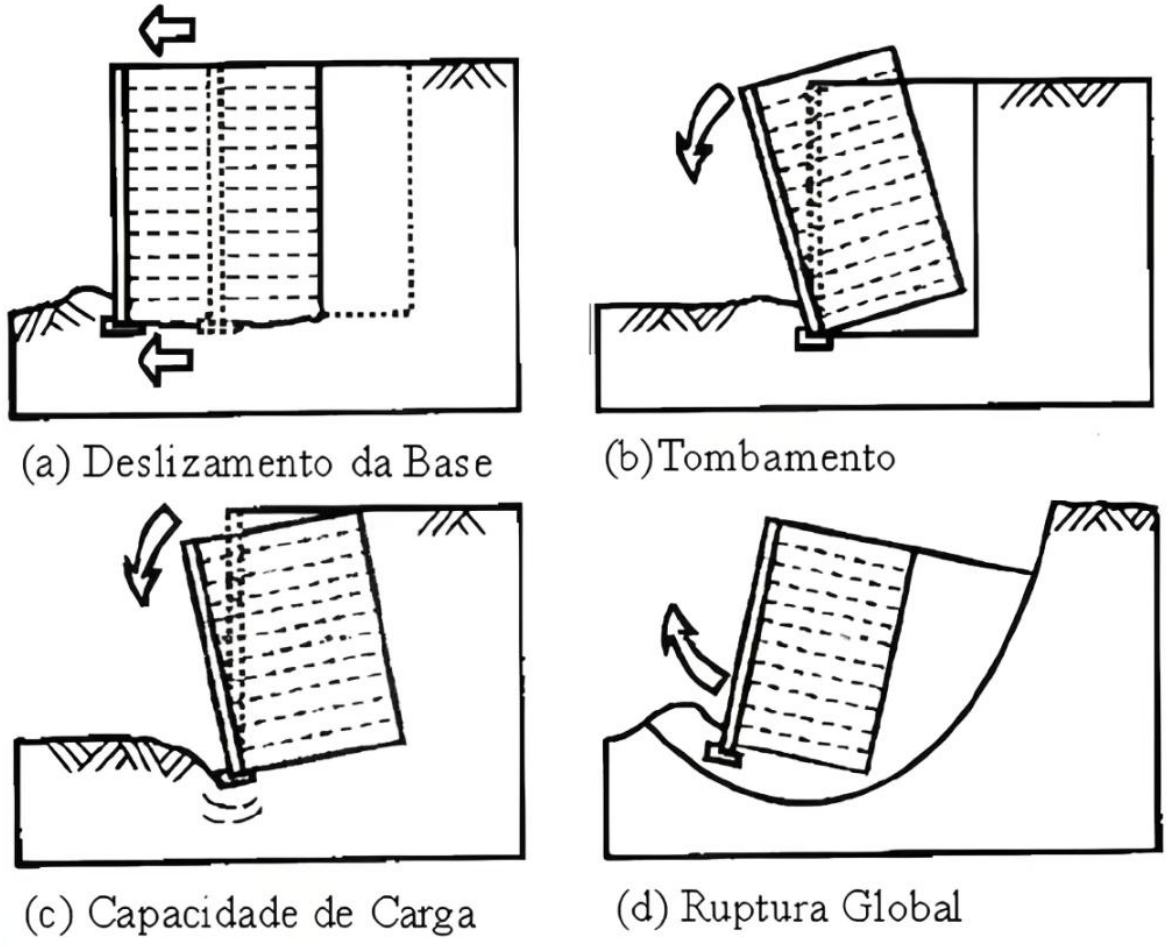



Fonte: Adaptado de Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016.

## 2.4 Estabilidade de muros de arrimo

Segundo Gerscovichh (2010), na verificação de um muro de arrimo, seja qual for a sua seção, devem ser investigadas as seguintes condições de estabilidade: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global, figura 13.

Figura 13 – Estabilidades de muros de arrimo




Fonte: Gerscovich, 2010.

Cada um desses critérios reflete um possível modo de falha que pode comprometer a estrutura, exigindo uma análise criteriosa durante o projeto e a execução. A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado (Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016). O deslizamento da base ocorre quando o empuxo do solo sobre o muro supera a resistência ao cisalhamento entre a base da sapata e o solo de fundação, podendo provocar deslocamento horizontal da estrutura. Para evitar esse problema, é essencial que o atrito entre a base do muro e o solo seja

suficiente para resistir às forças atuantes, além de ser possível considerar o uso de chumbadores ou estacas para aumentar a aderência e evitar a movimentação.

O tombamento refere-se à rotação do muro devido à ação do empuxo do solo, podendo levar à inclinação excessiva e ao colapso da estrutura. Esse fenômeno ocorre quando o momento resistente gerado pelo peso próprio do muro e pelo solo sobre sua base não é suficiente para equilibrar o momento gerado pelo empuxo ativo (Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016). Para evitar essa falha, o projeto deve garantir uma base suficientemente larga e uma distribuição de peso adequada, além de considerar a inclinação da face do muro e eventuais reforços estruturais.

Outra condição fundamental a ser analisada é a capacidade de carga da fundação, que determina se o solo pode suportar as tensões transmitidas pelo muro sem apresentar recalques excessivos ou ruptura. A capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação (Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016). Caso a capacidade do solo seja insuficiente, pode ser necessário adotar soluções como o aumento da base de fundação, uso de solo compactado ou reforço com estacas para redistribuir melhor as cargas.

Por fim, a ruptura global é uma condição que afeta não apenas o muro, mas toda a massa de solo que interage com ele. A construção do muro e o desnível entre suas regiões de montante e jusante podem gerar tensões cisalhantes críticas e deflagrar uma superfície de escorregamento passando por baixo do muro (Gerscovich, Danziger e Saramago, 2016). Esse tipo de falha pode ocorrer em terrenos inclinados ou em solos com baixa resistência ao cisalhamento, resultando no deslocamento em larga escala do muro e da encosta. A verificação desse critério exige uma análise de estabilidade de taludes, considerando possíveis superfícies de ruptura e a necessidade de reforços, como drenagem eficiente, contenções adicionais e o uso de materiais de maior resistência.

A avaliação dessas quatro condições é essencial para garantir a segurança da estrutura e a durabilidade do muro, evitando falhas que podem resultar em prejuízos financeiros, riscos à vida humana e impactos no entorno da obra.

# 3 METODOLOGIA

Foi analisado um caso real que requer a execução de um muro de arrimo. Para essa solução, foram testados diferentes modelos de muros de flexão em concreto armado, variando suas geometrias, com o objetivo de abordar casos de complexidade variada e observar como cada configuração geométrica influencia o desempenho geotécnico e estrutural. Isso pode permitir a seleção de critérios teóricos que facilitem a escolha da geometria mais adequada para uma situação específica.

Inicialmente, os parâmetros do solo foram determinados com base em correlações obtidas por meio do ensaio SPT. Com esses dados, foi possível iniciar a análise do talude e o pré-dimensionamento dos muros de arrimo por flexão. Em seguida, foram definidas as geometrias de cada seção transversal e procedeu-se ao dimensionamento com *software* e à análise dos fatores de segurança contra tombamento, deslizamento e capacidade de carga do solo associados a cada geometria.

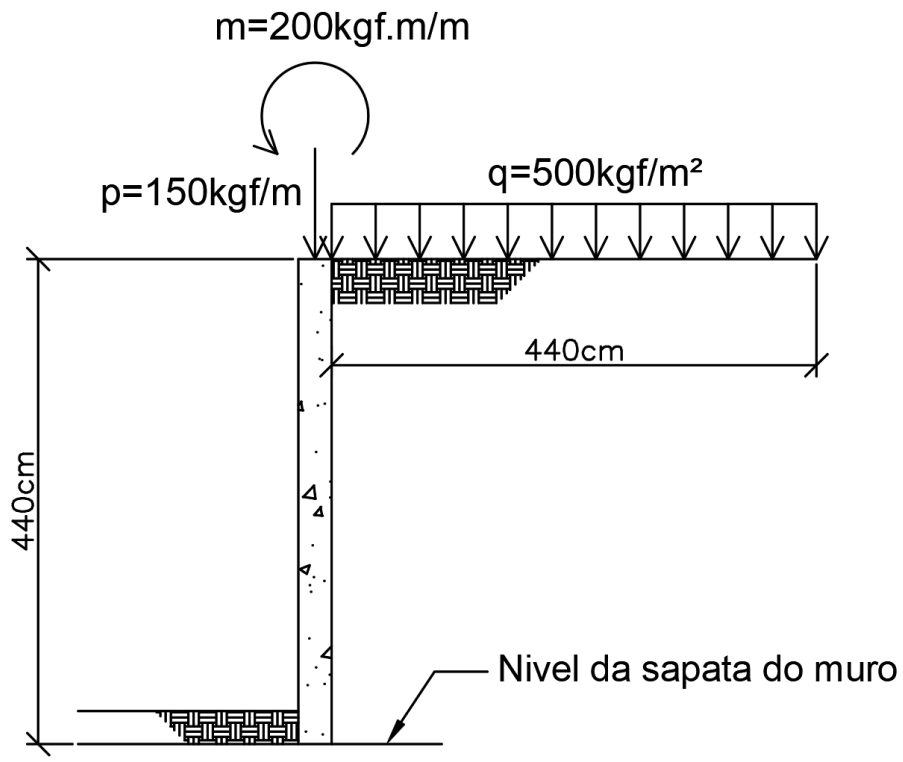
Após as análises geotécnicas e a determinação dos esforços, avalia-se a eficiência das estruturas em concreto armado, verificando como as diferentes geometrias afetam o equilíbrio de forças internas na estrutura. A geometria mais eficiente foi considerada aquela que obteve melhores resultados nos valores dos fatores de segurança.

## 3.1 Descrição do muro e seus esforços

Para este estudo teórico foram utilizados dados do Apêndice VI a - Memorial Descritivo Projetos Engenharia relativo a Elaboração de Projetos de Infraestrutura e de Edificações do Orçamento Participativo 2013/2014 Vila Ventosa Empreendimento 74 disponibilizado no site da prefeitura de Belo Horizonte. Para ser mais preciso, foi utilizado o relatório de sondagem e cargas de dimensionamento utilizadas para o muro 41b.

O muro em questão apresenta segundo seu relatório de origem algumas cargas para seu dimensionamento que devem ser consideradas: Uma carga distribuída de 500kgf/m² sobre o terreno adjacente, uma carca pontual p=150kgf/m devido a presença de um muro de blocos com altura 2,5 metros localizado acima do arrimo e um momento m=200kgf.m devido a ação de vento de 60km/h sobre esse muro.

Figura 14 – Esquema de forças do muro 41b.




Fonte: Autor, 2024.

Para o dimensionamento do muro foi considerado o relatório de sondagem “RELATÓRIO Nº: SEA.0035/2020” SP-15 para o dimensionamento desse muro.

Adequando as unidades dos carregamentos têm-se os seguintes valores aproximados:

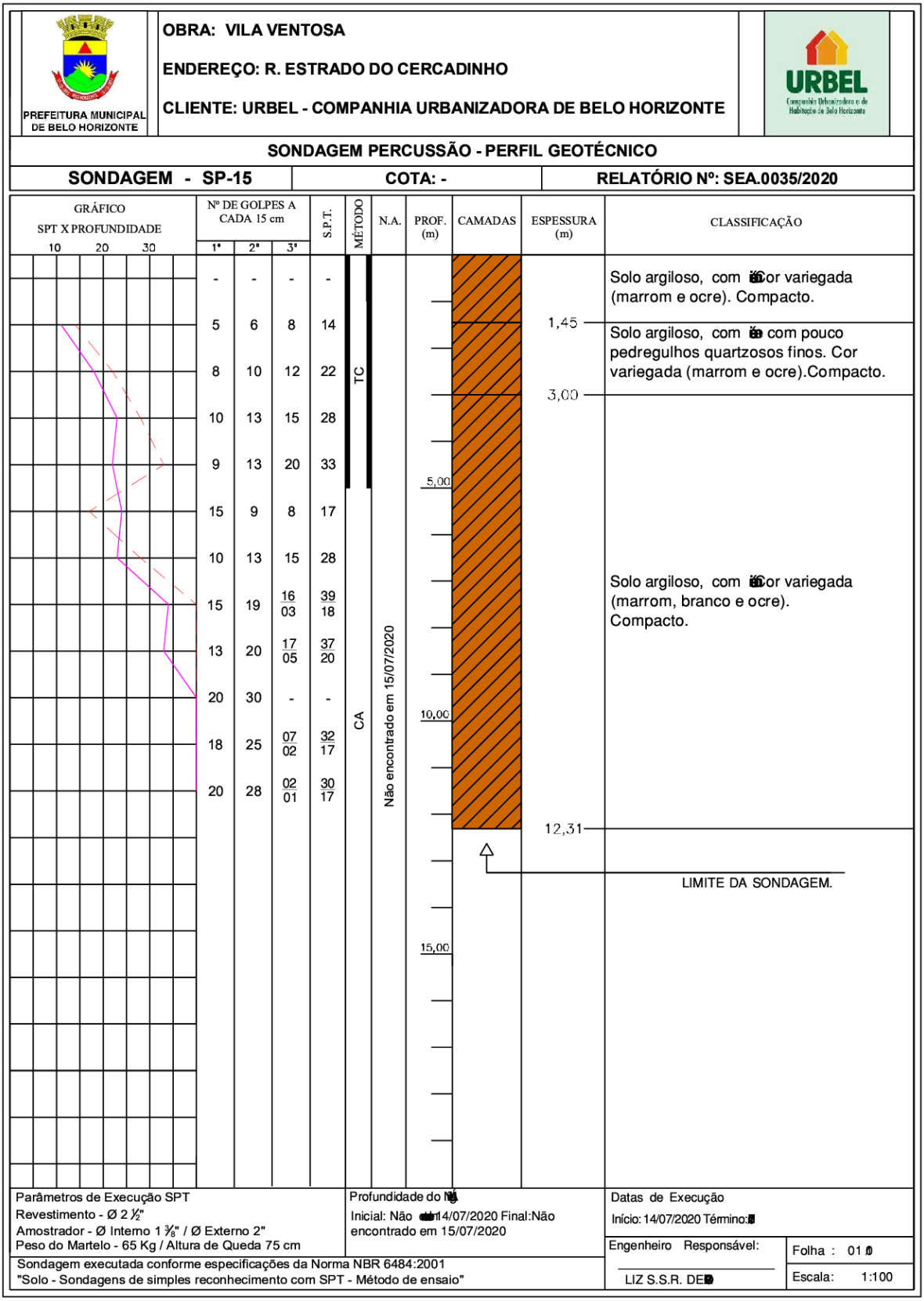
$p = 1{,}5kN/m$

$m = 2{,}0kNm$

$q = 5{,}0kN/m^2$

Concreto de 25MPa e Aço CA 50

Figura 15 – Relatório de sondagem SP-15 próximo ao muro 41b




Fonte: Apêndice VI a - Memoria Descritivo do Empreendimento 74, 2022.

## 3.2 Identificação dos parâmetros do solo

Para dar início ao dimensionamento, foi necessário determinar informações fundamentais sobre o solo, tais como ângulo de atrito, coesão, peso específico, ângulo de atrito solo-muro, coeficiente de Poisson, tensão admissível na sapata do muro e classificação do solo. Idealmente, esses dados seriam obtidos por meio de ensaios laboratoriais. No entanto, para este estudo, não há necessidade de um rigor extremo nessa etapa, tornando viável o uso de correlações entre esses parâmetros e os dados do relatório de sondagem SPT para atender ao dimensionamento e à verificação das geometrias do muro.

Diversas formulações empíricas correlacionam os valores da sondagem SPT com esses parâmetros. Além disso, há vários estudos que comparam essas correlações com testes laboratoriais, como os de Almeida e Oliveira (2018) e Vaz, Fiori e Silveira (2018). Com base na análise desses estudos, foram selecionadas correlações específicas para a determinação desses parâmetros.

### 3.2.1 Ângulo de atrito, coesão, peso especifico, coeficiente de Poisson e ângulo de atrito solo muro

Para o ângulo de atrito foi usada a Equação $(1)$ de Teixeira (1996), para a coesão foi aplicada a Equação $(2)$ de Berbearian (2015) e para o ângulo de atrito solo muro foi aplicada a Equação $(3)$ de Terzaghi (1943).

$$\varphi = 15º + \sqrt{20 \times Nspt} \quad (1)$$

$$c = \frac{Nspt}{0{,}35}\ [kPa] \quad (2)$$

$$\delta = \varphi \times (2/3) \quad (3)$$

onde:

$\varphi \rightarrow$ ângulo de atrito interno do solo
$c \rightarrow$ coesão não drenada

$\delta \rightarrow$ ângulo de atrito entre a estrutura e o solo ou ângulo de atrito solo muro

$\gamma \rightarrow$ peso especifico do solo

$Nspt \rightarrow$ Índice de Resistência à Penetração do Solo (quantidade de golpes para os últimos 30cm do amostrador)

Para o peso especifico e coeficiente de Poisson foram utilizadas as seguintes tabelas

Tabela 1: Peso específico de solos argilosos

| Peso Específico de Solos Argilosos | | |
|---|---|---|
| $N_{SPT}$ | Consistência | Peso Específico (kN/m³) |
| ≤2 | Muito mole | 13 |
| 3 a 5 | Mole | 15 |
| 6 a 10 | Média | 17 |
| 11 a 19 | Rija | 19 |
| ≥20 | Dura | 21 |

Fonte: (Godoy,1972)

Tabela 2: Peso específico de solos Arenosos

| Peso Específico de Solos Arenosos | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $N_{SPT}$ | Consistência | Peso Específico (kN/m³) | | |
| | | Seco | Úmida | Saturada |
| ≤5 | Fofa | 16 | 18 | 19 |
| 5 a 8 | Pouco Compacta | 16 | 18 | 19 |
| 9 a 18 | Medianamente Compacta | 17 | 19 | 20 |
| 19 a 40 | Compacta | 17 | 19 | 20 |
| ≥40 | Muito Compacta | 18 | 20 | 21 |

Fonte: (Moraes,1978)

Tabela 3: Coeficiente de Poisson

| Solo | $\nu$ |
|---|---|
| Areia pouco compacta | 0,2 |
| Areia compacta | 0,4 |
| Silte | 0,3-0,5 |
| Argila saturada | 0,4-0,5 |
| Argila não saturada | 0,1-0,3 |

Fonte:(Teixeira e Godoy, 1996)

Utilizando esses métodos de correlação pode-se estimar os parâmetros do solo para cada camada, e para isso foi utilizada uma média ponderada de cada camada do solo

com o Nspt obtido a cada metro. Assim obtém-se os seguintes valores:

- 1ª Camada(0,00-1,45m):

$$Nspt = \frac{(0 \times 1) + (14 \times 0{,}45)}{1{,}45} = 4{,}34$$

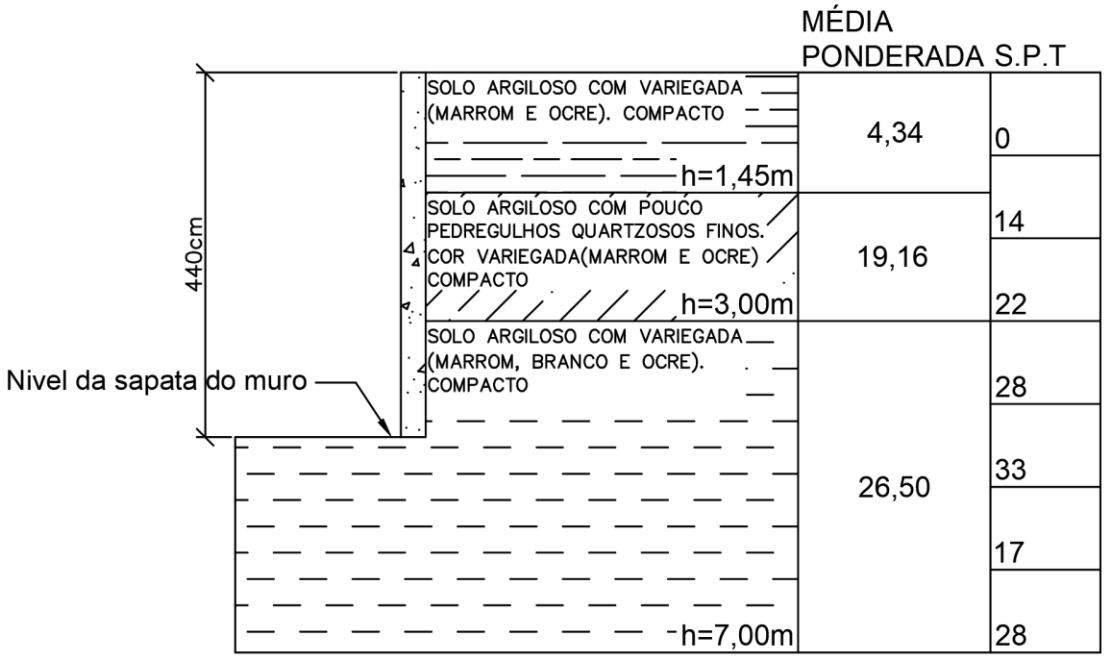
- 2ª Camada(1,45-3,00m):

$$Nspt = \frac{(14 \times 0{,}55) + (22 \times 1)}{1{,}55} = 19{,}16$$

- 3ª Camada(3,00-7,00m):

$$Nspt = \frac{(28 \times 1) + (33 \times 1) + (17 \times 1) + (28 \times 1)}{4} = 26{,}50$$

Figura 16 – Esquema do muro com as camadas do solo.




Fonte: Autor

Apesar da terceira camada de solo ir até o impenetrável na profundidade de 12,31 metros, a partir dos 8 metros essa camada apresenta uma qualidade alta de golpes para penetração, por isso foi excluído dos cálculos de parâmetros de solo.

Assim obtêm-se os seguintes valores:

- 1ª Camada(0,00-1,45m):

$\varphi = 15º + \sqrt{20 \times 4{,}34} = 24{,}32º$

$c = \frac{4{,}34}{0{,}35} = 12{,}40kPa$

$\delta = 24{,}32 \times \left(\frac{2}{3}\right) = 16{,}21º$

$\gamma = 13{,}00kN/m^3$ (solo argiloso)

$\nu = 0{,}1$ (Argila não Saturada)

- 2ª Camada(1,45-3,00m):

$\varphi = 15º + \sqrt{20 \times 19{,}16} = 34{,}58º$

$c = \frac{19{,}16}{0{,}35} = 54{,}74kPa$

$\delta = 34{,}58 \times \left(\frac{2}{3}\right) = 23{,}05º$

$\gamma = 19{,}00kN/m^3$ (solo argiloso)

$\nu = 0{,}1$ (Argila não Saturada)

- 3ª Camada(3,00-7,00m):

$\varphi = 15º + \sqrt{20 \times 26{,}50} = 38{,}02º$

$c = \frac{26{,}50}{0{,}35} = 75{,}71kPa$

$\delta = 38{,}02 \times \left(\frac{2}{3}\right) = 25{,}35º$

$\gamma = 21{,}00kN/m^3$ (solo argiloso)

$\nu = 0{,}1$ (Argila não Saturada)

Ressalta-se que diversos estudos e autores desenvolveram equações e métodos para

correlacionar os dados da sondagem SPT com a determinação dos parâmetros do solo. Um exemplo disso é Joppert (2007) que disponibiliza a Tabela 4 com essas correlações. Além disso, o software Geo 5 também fornece parâmetros para alguns tipos específicos de solo com base em catálogos.

No entanto, é fundamental evidenciar que esses métodos podem apresentar divergências significativas em relação aos resultados obtidos por meio de ensaios laboratoriais.

Tabela 4: Parâmetros Médios do Solo

| PARAMETROS MEDIOS DO SOLO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Tipo de solo** | **Faixa de SPT** | **Peso específico (kN/m³)** | | **Ângulo de atrito efetivo (°)** | **Coesão efetiva (kPa)** |
| | | **natural** | **saturado** | | |
| **Areia pouco siltosa / pouco argilosa** | 0 - 4 | 17 | 18 | 25 | - |
| | 5 - 8 | 18 | 19 | 30 | - |
| | 9 - 18 | 19 | 20 | 32 | - |
| | 19 - 41 | 20 | 21 | 35 | - |
| | ≥ 41 | 20 | 21 | 38 | - |
| **Areia média e fina muito argilosa** | 0 - 4 | 17 | 18 | 25 | 0,00 |
| | 5 - 8 | 18 | 19 | 28 | 5,00 |
| | 9 - 18 | 19 | 20 | 30 | 7,50 |
| | 19 - 41 | 20 | 21 | 32 | 10,00 |
| **Argila porosa vermelha e amarela** | 0 - 2 | 15 | 17 | 20 | 7,50 |
| | 3 - 5 | 16 | 17 | 23 | 15,00 |
| | 6 - 10 | 17 | 18 | 25 | 30,00 |
| | ≥ 10 | 18 | 19 | 25 | 30,00 -70,00 |
| **Argila siltosa pouco arenosa (terciário)** | 0 - 2 | 17 | 18 | 20 | 7,50 |
| | 3 - 5 | 18 | 19 | 23 | 15,00 |
| | 6 - 10 | 19 | 19 | 24 | 20,00 |
| | 11 - 19 | 19 | 19 | 24 | 30,00 |
| | 20 - 30 | 20 | 20 | 25 | 40,00 |
| | ≥ 30 | 20 | 20 | 25 | 50,00 |
| **Argila arenosa pouco siltosa** | 0 - 2 | 15 | 17 | 15 | 10,00 |
| | 3 - 5 | 17 | 18 | 15 | 20,00 |
| | 6 - 10 | 18 | 19 | 18 | 35,00 |
| | 11 - 19 | 19 | 19 | 20 | 50,00 |
| | ≥ 20 | 20 | 20 | 25 | 65,00 |
| **Silte arenoso pouco argiloso (residual)** | 5 - 8 | 18 | 19 | 25 | 15,00 |
| | 9 - 18 | 19 | 20 | 26 | 20,00 |
| | 19 - 41 | 20 | 20 | 27 | 30,00 |
| | ≥ 41 | 21 | 21 | 28 | 50,00 |

Fonte: (Joppert, 2007)

Tabela 5: Dados Obtidos Através das Correlações

| Dados Obtidos Através das correlações | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **CAMADA** | **FAIXA DE PROFUNDIDADE (m)** | **MÉDIA PONDERADA DO $N_{SPT}$** | **ϕ(º)** | **c(kPa)** | **δ(º)** | **γ(kN/m³)** | **v** |
| **1ª** | 0,00 - 1,45 | 4,34 | 24,32 | 12,40 | 16,21 | 15,00 | 0,10 |
| **2ª** | 1,45 - 3,00 | 19,16 | 34,58 | 54,74 | 23,05 | 21,00 | 0,10 |
| **3ª** | 3,00 - 7,00 | 26,50 | 38,02 | 75,71 | 25,35 | 21,00 | 0,10 |

Fonte: Tabela elaborada pelo autor

É importante destacar que a coesão é um parâmetro que reduz significativamente o empuxo do solo. Tanto na tabela de Joppert (2007) quanto nas classificações disponíveis no software Geo 5, é raro que o valor da coesão efetiva ultrapasse 30 kPa.

A alternativa escolhida é zerar a coesão no cálculo, o que resulta em um projeto ainda mais conservador quanto a segurança, pois quanto menor a coesão, maior será o empuxo calculado.

### 3.2.2 Tensão admissível no solo da fundação

Para Terzaghi e Peck (1967) a capacidade de suporte de carga do solo é dada por:

$$q_{max} = c'.N_c + q_s.N_q + 0{,}5.\gamma_f.B'.N_\gamma \quad (4)$$

$$B' = b - 2e \quad (5)$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - e' \quad (6)$$

$$e' = \frac{\sum M}{\sum F_v} \quad (7)$$

Onde:

$b \rightarrow$ largura real da base do muro
$B' \rightarrow$ largura equivalente da base do muro
$c' \rightarrow$ coesão do solo de fundação

$\gamma_f \rightarrow$ peso específico do solo de fundação

$N_c, N_q, N_\gamma \rightarrow$ fatores de capacidade de carga (ver tabela de Fatores de capacidade de carga)

$q_s \rightarrow$ sobrecarga efetiva no nível da base da fundação ($q_s = 0$, caso a base do muro não esteja embutida no solo de fundação.)

$\gamma_f \rightarrow$ peso específico do solo de fundação

$e \rightarrow$ excentricidade

$\sum M \rightarrow$ somatório de momentos no ponto de rotação da fundação

$\sum F_v \rightarrow$ somatório de forças verticais

Tabela 6: Fatores de capacidade de carga

| **ϕ(º)** | **$N_c$** | **$N_q$** | **$N_\gamma$** |
|---|---|---|---|
| 0 | 5,14 | 1,00 | 0,00 |
| 2 | 5,63 | 1,20 | 0,15 |
| 4 | 6,19 | 1,43 | 0,34 |
| 6 | 6,81 | 1,72 | 0,57 |
| 8 | 7,53 | 2,06 | 0,86 |
| 10 | 8,35 | 2,47 | 1,22 |
| 12 | 9,28 | 2,97 | 1,69 |
| 14 | 10,37 | 3,59 | 2,29 |
| 16 | 11,63 | 4,34 | 3,06 |
| 18 | 13,10 | 5,26 | 4,07 |
| 20 | 14,83 | 6,40 | 5,39 |
| 22 | 16,88 | 7,82 | 7,13 |
| 24 | 19,32 | 9,60 | 9,44 |
| 26 | 22,25 | 11,85 | 12,54 |
| 28 | 25,80 | 14,72 | 16,72 |
| 30 | 30,14 | 18,40 | 22,40 |
| 32 | 35,49 | 23,18 | 30,22 |
| 34 | 42,16 | 29,44 | 41,06 |
| 36 | 50,59 | 37,75 | 56,31 |
| 38 | 61,35 | 48,93 | 78,03 |
| 40 | 75,31 | 64,20 | 109,41 |
| 42 | 93,71 | 85,38 | 155,55 |
| 44 | 118,37 | 115,31 | 224,64 |
| 46 | 152,10 | 158,51 | 330,35 |
| 48 | 199,26 | 222,31 | 496,01 |
| 50 | 266,89 | 319,07 | 762,89 |

Fonte: (Vesic, 1975)

Entretanto para este trabalho foi utilizado o método semi-empírico da correlação com o ensaio SPT. Em Rebello (2008), utiliza-se o NSPT médio ($\bar{N}$) para obter a tensão admissível no solo da fundação (σadm). O método também é aplicável a variados tipos de solo (PORTUGAL, PINHO e CARVALHO,2021).

$$\sigma_{adm} = \frac{Nspt}{5} \times 100\ [kPa] \qquad (8)$$

No caso, utilizando a média da profundidade 5-7m tem-se:

$$Nspt = \frac{33 + 17 + 28}{3} = 26$$

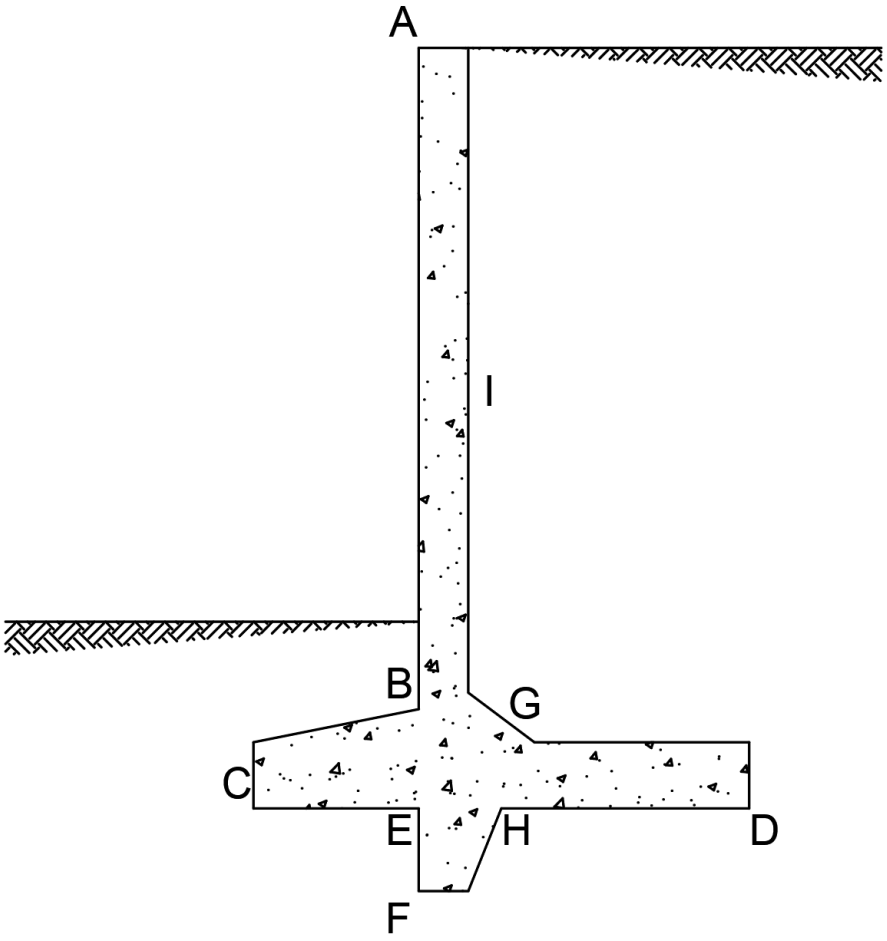
$$\sigma_{adm} = \frac{26}{5} \times 100 = 520kPa$$

# 4 DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO

## 4.1 Pré-dimensionamento e definição das geometrias

Moliterno (1994) definiu a seguinte terminologia para as partes de um muro de arrimo:

Figura 17 – Esquema do Muro de Arrimo Elástico de concreto armado




Fonte: adaptado de Moliterno,1994.

Terminologia de acordo com Moliterno:

a) Trecho AB – Muro ou parede;
b) Trecho CD – Sapata;
c) G – Misula;
d) Trecho EF – Dente de Ancoragem;
e) Trecho CE – Ponta da sapata – parte que se projeta fora da terra (talude);
f) Trecho HD – Talão da sapata – parte que se projeta do lado da terra (talude);
g) I – Tardoz.

Neste estudo, utilizou-se de diferentes configurações geométricas, baseadas em princípios definidos a partir da geometria original do muro (Figura 18). Esses princípios, tabela 7, foram adotados com o objetivo de permitir variações no projeto que possibilitem a comparação entre os modelos, sem que haja alterações drásticas nas dimensões da geometria de referência. A proposta é manter uma base consistente para análise, ao mesmo tempo em que se exploram soluções alternativas que preservem a essência estrutural do modelo original.

Tabela 7: Quadro roteiro para especificar as medidas das geometrias a serem analisadas.

| | |
|---|---|
| Espessura do muro: | Fixa → 10% da altura do muro (mínimo =10cm); |
| | Variável → 1/3 da largura fixa no ponto mais alto até a mesma espessura fixa (mínimo =10cm); |
| Espessura da sapata: | Fixa → 15% da altura do muro (mínimo =10cm); |
| | Variável → 30cm – 30% da altura do muro (mínimo =10cm); |
| Largura da sapata: | Valor entre 65%~75% da altura do muro (mínimo =10cm); |
| Especificações de medidas: | As medidas foram arredondadas para múltiplos de 5cm mais próximos. ex: A espessura do muro fixa seguindo os pré-requisitos teria 44cm de espessura, o valor utilizado foi de 45cm; |
| Conexão muro sapata: | A espessura mínima aceitável para a sapata na conexão com o muro é no mínimo a mesma espessura da parede do muro. A finalidade desse pré-requisito é evitar uma fragilidade estrutural na conexão do muro com a sapata. |
| Áreas das sessões | As geometrias analisadas devem ser no máximo 15% maior que a área da geometria original G0. |

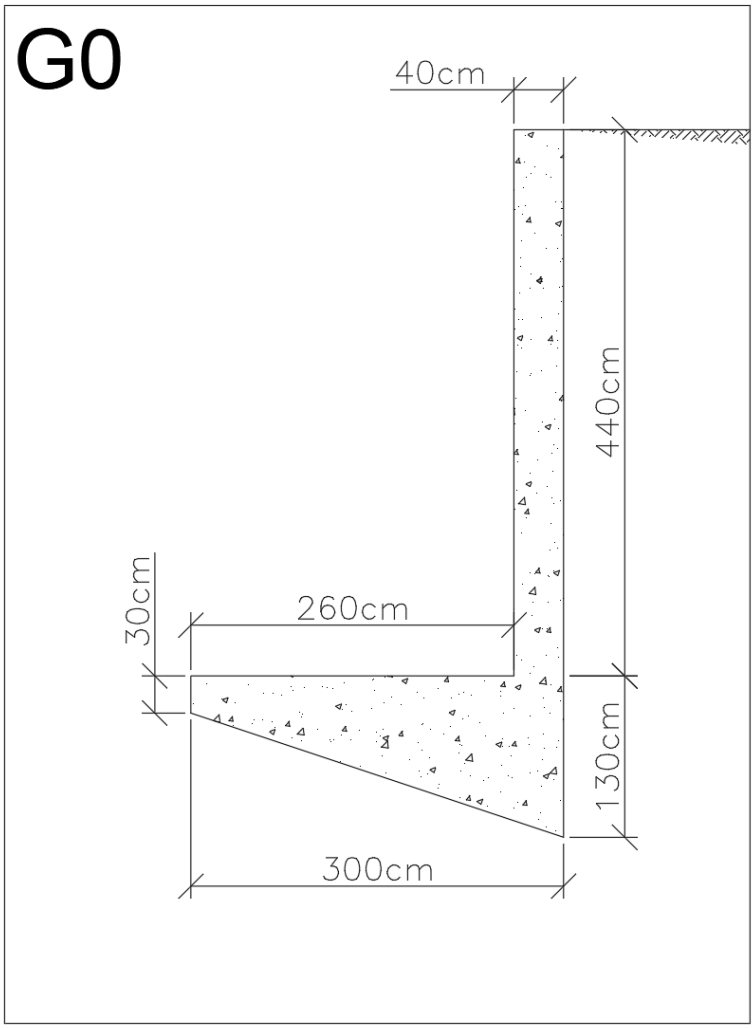
Fonte: Tabela elaborada pelo autor

Visando propor geometrias que sejam fáceis de serem executadas, não foram utilizados os trechos G “mísula”, EF “Dente de Ancoragem”, além do trecho BC não ter inclinação. As geometrias que são estudadas são as geometrias em L, T invertido e L espelhado, sendo consideradas três versões de cada geometria, uma onde suas

partes tem espessura fixa e outra com espessura variável.

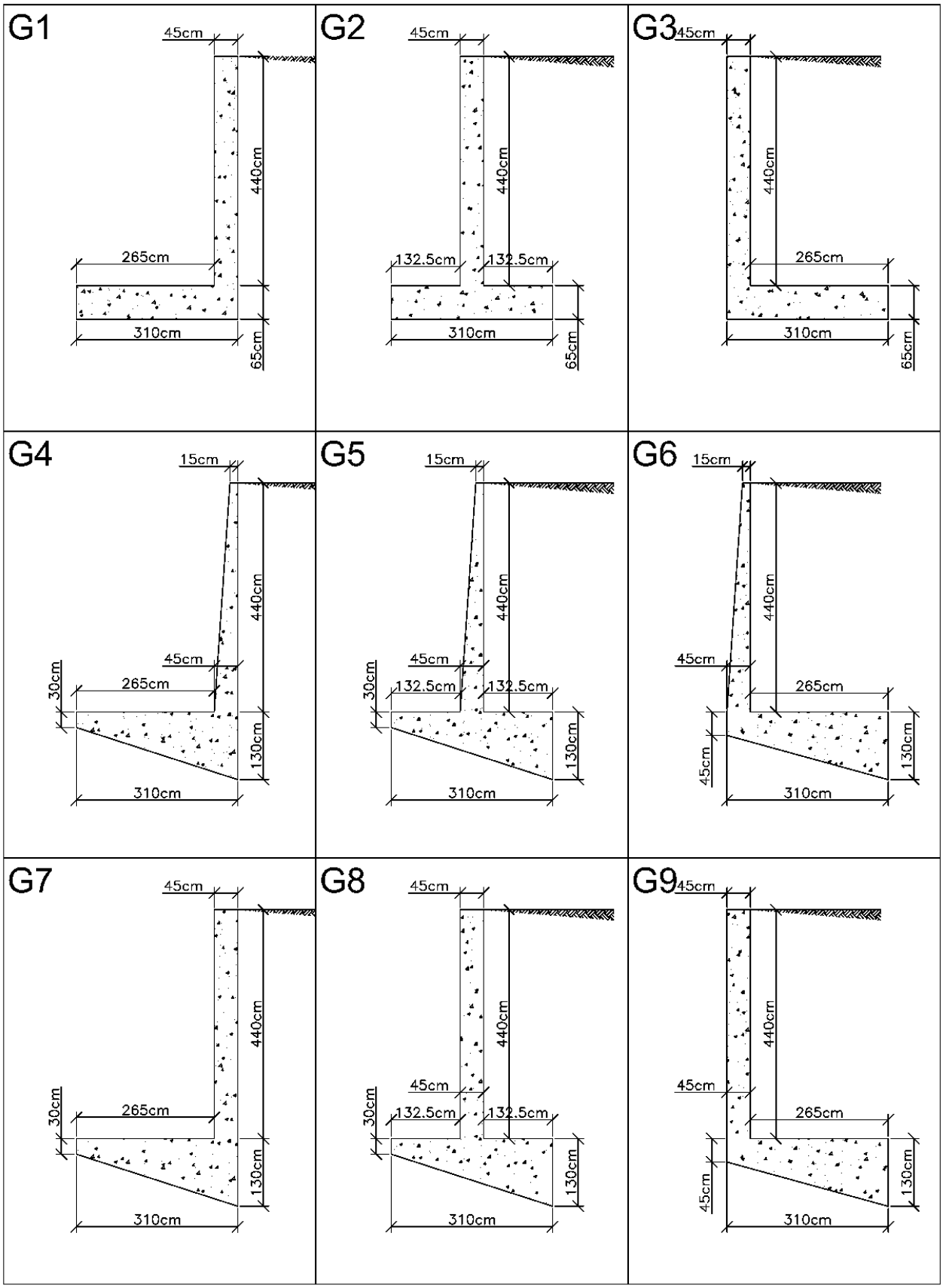
Foram analisadas além da geometria original do muro apresentadas na figura 18, e mais 9 geometrias apresentadas na figura 19, que foram criadas a partir do quadro

Figura 18 – Geometria original do muro




Fonte: Adaptado do Apêndice VI-a Do Orçamento Participativo 2013/2014 Vila Ventosa Empreendimento 74

Figura 19 – Geometrias Analisadas




Fonte: Autor, 2024.

## 4.2 Dimensionamento com software

Neste trabalho, foi utilizado o software comercial GEO5, especificamente o módulo voltado para o dimensionamento de estruturas de contenção, denominado "Muros de Flexão". Desenvolvido pela empresa FINE Engineering Software Ltd., da República Tcheca, o GEO5 foi escolhido por sua ampla aplicação na prática regional, reconhecida pela precisão e confiabilidade nos cálculos.

Segundo a empresa FINE Engineering Software Ltd. o programa Geo5 considera a seguinte lista de esforços sobre o muro:

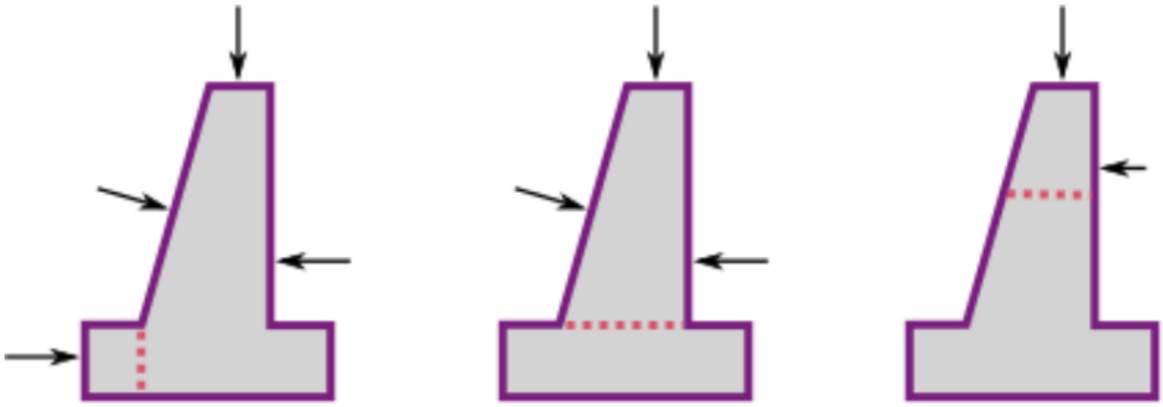
- Peso próprio do muro - depende da forma e peso volumétrico do muro (definido através da caixa de diálogo "Material") - é considerado o empuxo para muros com fundação abaixo do nível freático;
- Resistência da face frontal - ao introduzir a resistência da face frontal, a força correspondente atua como empuxo em repouso, empuxo passivo ou empuxo passivo reduzido;
- Forças gravíticas em cunhas de terra - essas forças podem ser geradas dependendo da forma da parede;
- Empuxo ativo ou empuxo em repouso atuante na estrutura - carregamento base da estrutura devido a empuxos de terra - dependendo da opção selecionada na janela "Configurações", o empuxo é computado de forma a considerar, ou não, a redução dos valores característicos do solo introduzidos;
- Forças devido à influência do nível freático ou pressão nos poros;
- Forças devido a sobrecargas - cada força corresponde a uma sobrecarga introduzida. Se o valor da força devido à sobrecarga for nulo (a sobrecarga não tem qualquer efeito na estrutura), a sobrecarga não aparece na imagem, sendo apenas visível na tabela;
- Forças aplicadas - as forças consideradas na análise são visíveis;
- forças devido à ação sísmica - a análise sísmica considera várias forças - aumento do empuxo de terra atuante na estrutura, redução do empuxo na face frontal da estrutura, ou força devido ao fluxo de água atrás da estrutura;

- Após calcular as forças que atuam na estrutura, o programa determina todas as forças internas para a secção em análise (força normal N, força de cisalhamento Q e momento M) e verifica a capacidade de suporte da secção, aplicando a configuração selecionada na secção "Análise de Muro".

Após calcular as forças que atuam na estrutura, o programa determina todas as forças internas para a secção em análise (força normal N, força de cisalhamento Q e momento M) e verifica a capacidade de suporte da secção, aplicando a configuração selecionada na secção "Análise de Muro".

Apenas as forças que atuam acima da seção, figura 20, são consideradas para o dimensionamento. Essas forças não são multiplicadas por nenhum coeficiente de dimensionamento.

Figura 20 – Forças consideradas na análise



Fonte: https://www.finesoftware.com.br/

O avanço frontal da estrutura, assim como o avanço posterior, são verificados para o carregamento devido ao momento fletor e à força de cisalhamento.

### 4.2.1 Calculo dos empuxos

O software Geo5 emprega diversos métodos consagrados para o cálculo dos empuxos de solo, sendo empregados nesse estudo o empuxo ativo por Coulomb e o empuxo passivo por Rankine e Mazindrani.

#### 4.2.1.1 Empuxo ativo por Coulomb:

A opção de cálculo do empuxo ativo ($\sigma_\alpha$) escolhida para ser utilizada pelo software GEO5 foi método de Coulomb, sendo considerado pelo software as seguintes equações fornecidas pelo *site* da FINE Engineering Software Ltd:

$$\sigma_\alpha = \sigma_z . K_a - 2c_{ef} . K_{ac} \tag{9}$$

Onde:

$\sigma_z$ → tensão vertical geostática

$c_{ef}$ → coesão efetiva do solo

$K_a$ → coeficiente de empuxo ativo

$K_{ac}$ → coeficiente de empuxo ativo devido à coesão

O coeficiente de empuxo ativo ($K_a$) é dado por:

$$K_a = \frac{cos^2(\varphi - \alpha)}{cos^2\alpha . \cos(\alpha + \delta) . \left(1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi + \delta) . sen(\varphi - \beta)}{cos(\alpha + \delta) . cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} \tag{10}$$

O coeficiente de empuxo ativo devido à coesão é dado por:

$$para\ \alpha < \frac{\pi}{4} \rightarrow\ K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{cos(\alpha + \delta)} \tag{11}$$

$$para\ \alpha \geq \frac{\pi}{4} \rightarrow\ K_{ac} = \sqrt{K_a} \tag{12}$$

Onde:

$$K_{ahc} = \frac{cos\varphi . cos\beta . \cos(\delta + \alpha) . (1 + \tan(\alpha) . tan\beta)}{1 + sen(\varphi + \delta + \alpha - \beta)} \quad (13)$$

Onde:

$\varphi \rightarrow$ ângulo de atrito interno do solo
$\delta \rightarrow$ ângulo de atrito entre a estrutura e o solo ou ângulo de atrito solo muro
$\beta \rightarrow$ inclinação do talude
$\alpha \rightarrow$ inclinação da parede da estrutura

As componentes horizontal e vertical do empuxo ativo são dadas por:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a . \cos(\alpha + \delta) \quad (14)$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a . \text{sen}(\alpha + \delta) \quad (15)$$

#### 4.2.1.2 Empuxo passivo por Rankine e Mazindrani

Já o empuxo passivo ($\sigma_p$) no software GEO5 foi determinado pelo método de Rankine adaptado por Mazindrani e Ganjali (1997):

$$\sigma_p = \sigma_z . K_p = \gamma . z . K'_p . cos\beta \quad (16)$$

Onde:

$\sigma_z \rightarrow$ tensão vertical geostática
$K_p \rightarrow$ coeficiente de empuxo passivo segundo Rankine
$\beta \rightarrow$ inclinação do talude
$\gamma \rightarrow$ peso especifico do solo
$z \rightarrow$ profundidade
$K'_p \rightarrow$ coeficiente de empuxo passivo segundo Mazindrani
O coeficiente de empuxo passivo $K'_p$ é dado por:

$$K'_p = \frac{1}{cos^2\varphi}\left[2.cos^2\beta + 2.\left(\frac{c}{\gamma z}\right).cos\varphi.sen\varphi + \sqrt{4.cos^2\beta.(cos^2\beta - cos^2\varphi) + 4.\left(\frac{c}{\gamma z}\right)^2.cos^2\varphi + 8.\left(\frac{c}{\gamma z}\right).cos^2\beta.sen\varphi.cos\varphi}\right] - 1 \quad (17)$$

Onde:

$\varphi \rightarrow$ ângulo de atrito interno do solo
$c \rightarrow$ coesão do solo
$\beta \rightarrow$ inclinação do talude

Se não existir atrito $(\delta = 0)$ entre a estrutura e solos não coesivos $(c = 0)$, a superfície do terreno for horizontal $(\beta = 0)$ e a superfície de deslizamento resultante for plana com inclinação:

$$\left(\vartheta_p = 45° - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (18)$$

A teoria de Mazindrani fica reduzida à teoria de Rankine. O coeficiente de empuxo passivo é dado por:

$$K_p = \frac{1 + sen\varphi}{1 - sen\varphi} = tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (19)$$

O empuxo passivo $\sigma_p$ segundo Rankine para solos não coesivos é dado por:

$$\sigma_p = \gamma.z.K_p \quad (20)$$

Onde:

$K_p \rightarrow$ coeficiente de empuxo passivo segundo Rankine

$\gamma \rightarrow$ peso especifico do solo

$z \rightarrow$ profundidade

### 4.2.2 Fator de segurança contra deslizamento

Segundo Gerscovich (2010), a segurança contra o deslizamento é avaliada por meio da verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, utilizando um fator de segurança apropriado

$$FS_{DESLIZ} = \frac{\sum F_R}{\sum F_S} \geq 1{,}5 \qquad (21)$$

Onde:

$\sum F_R \rightarrow$ somatório dos esforços resistentes

$\sum F_S \rightarrow$ somatório dos esforços solicitantes

$FS_{DESLIZ} \rightarrow$ fator de segurança contra o deslizamento

Assim, a verificação contra o deslizamento aplicado pelo Geo5 é:

$$FS_{DESLIZ} = \frac{\left[\frac{\left(N.tan\,\varphi + c.(d-2e)\right)}{\mu} + F_{RES}\right]}{H} \geq 1{,}5 \qquad (22)$$

Onde:

$N \rightarrow$ força normal atuante na base da fundação

$\varphi \rightarrow$ ângulo de atrito interno do solo

$c \rightarrow$ coesão do solo

$d \rightarrow$ largura do dente da base do muro

$e \rightarrow$ excentricidade

$H \rightarrow$ força de cisalhamento atuante na base da fundação

$F_{RES} \rightarrow$ força resistente (de geo reforços e malhas metálicas)

$FS_{DESLIZ} \rightarrow$ fator de segurança contra o deslizamento

$\mu \rightarrow$ coeficiente de redução do contacto base-solo

Em que a excentricidade calculada pelo Geo5 e dada pela equação:

$$e = \frac{M_{ovr} - M_{res} + \frac{N.d}{2}}{N} \quad (23)$$

Onde:

$M_{ovr}$ → momento desestabilizador
$M_{res}$ → momento resistente
$N$ → força normal atuante na base da fundação
$d$ → largura do dente da base do muro

### 4.2.3 Fator de segurança contra tombamento

Para a verificação ao tombamento, tem-se tanto para Gerscovich (2010), quanto para o programa Geo5 a seguinte equação:

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{res}}{M_{ovr}} \geq 1{,}5 \quad (24)$$

Onde:

$M_{ovr}$ → momento desestabilizador
$M_{res}$ → momento resistente

### 4.2.4 Capacidade de carga do solo da fundação

Os esforços de carregamento do solo para o programa Geo5 pode ser calculado como uma variação linear podendo ser definidas as tensões máxima e mínima por meio das equações:

$$\sigma_1 = \frac{N}{d^2}\left[4d - 6\left(\frac{d}{2} - e\right)\right] \quad (25)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{d^2}\left[-2d + 6\left(\frac{d}{2} - e\right)\right] \quad (26)$$

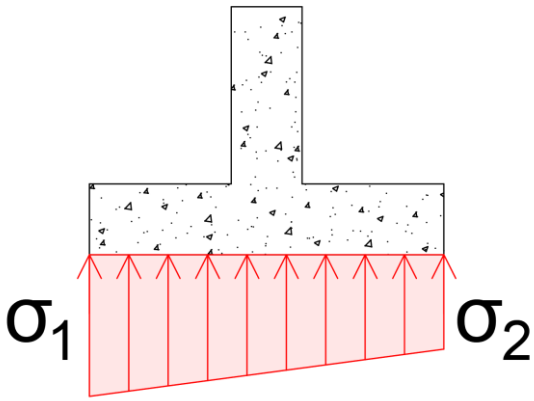
Onde:

$e \rightarrow$ excentricidade da força normal N

$d \rightarrow$ largura da fundação da parede

$N \rightarrow$ força normal atuante na base da fundação

Figura 21 – Distribuição de tensões na sapata do muro




Fonte: modificado https://www.finesoftware.com.br/

Já a verificação da capacidade de carga do solo o é verificada através da equação:

$$FS_{cap} = \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_1} \geq 2{,}5 \quad (27)$$

Onde:

$\sigma_{adm} \rightarrow$ tensão admissível no solo da fundação

$FS_{cap} \rightarrow$ largura da fundação da parede

### 4.2.5 Verificação quanto a ruptura global

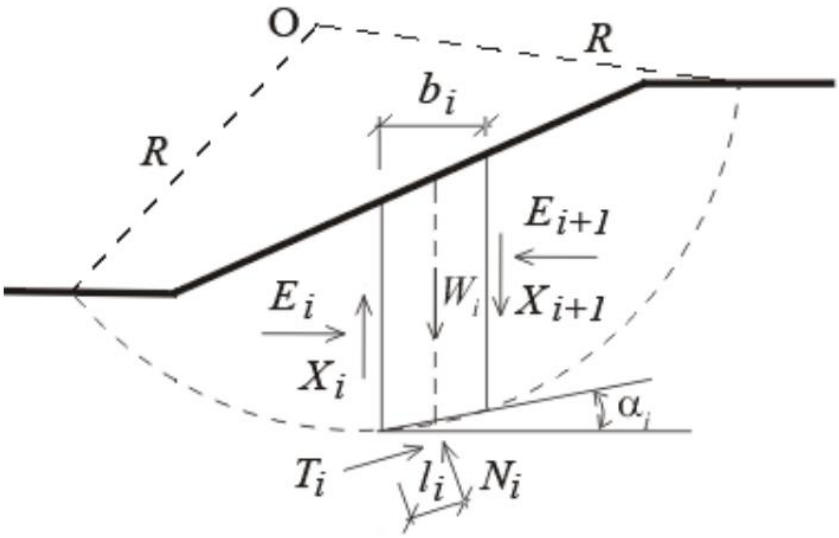
O Geo5 disponibiliza a verificação da ruptura global por diversos métodos, mas o escolhido para esse trabalho foi o método de Bishop que considera a equação do equilíbrio dos momentos atuantes ao longo de uma superfície circular de ruptura. A análise envolve dividir a superfície de ruptura em fatias e calcular o equilíbrio de momentos das forças em cada fatia do talude e pode ser calculado através da equação:

$$FS_{global} = \frac{1}{\sum_i W_i . sen\ \alpha_i} \sum_i \frac{c_i . b_i + (W_i - u_i . b_i)\ tan\ \varphi_i}{cos\ \alpha_i + \frac{tan\ \varphi_i . sen\ \varphi_i}{FS}} \geq 1{,}5 \qquad (28)$$

Onde:

$FS_{global}$ → fator de segurança global
$FS$ → fator de segurança local no cálculo da fatia
$u_i$ → tensão admissível no solo da fundação
$c_i$, $\varphi_i$ → Valores efetivos dos parâmetros do solo
$W_i$ → peso do bloco
$\alpha_i$ → inclinação do segmento da superfície de deslizamento
$b_i$ → largura do bloco

Figura 22 – Esquema estático de um bloco




Fonte: https://www.finesoftware.com.br/

### 4.2.6 Dimensionamento das armaduras

A versão do Geo5 disponibiliza diversas normas internacionais para o dimensionamento das armaduras em concreto armado, e a norma NBR disponível na versão do programa utilizada é a NBR 6118 (2014).

#### 4.2.6.1 Dimensionamento a flexão sem força normal

No Geo5 o dimensionamento quanto a flexão sem força normal é realizada pelas equações:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \tag{29}$$

$$M_{Rd} = \lambda . x . b . \alpha_c . \eta_c . f_{cd} (d - 0{,}5 . \lambda . x) \tag{30}$$

$$x = \frac{A_s . f_{yd}}{\lambda . b . \alpha_c . \eta_c . f_{cd}} \tag{31}$$

$$\lambda = 0{,}8; \;\; f_{ck} > 50MPa \tag{32}$$

$$\lambda = 0{,}8 - \frac{f_{ck} - 50}{200}; \;\; f_{ck} \leq 50MPa \tag{33}$$

$$\alpha_c = 0{,}85; \;\; f_{ck} \leq 50MPa \tag{34}$$

$$\alpha_c = 0{,}85 \left[1 - \frac{f_{ck} - 50}{400}\right]; \;\; f_{ck} > 50MPa \tag{35}$$

$$\eta_c = 1{,}0; \;\; f_{ck} \leq 40MPa \tag{36}$$

$$\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}};\ \ f_{ck} > 40MPa \tag{37}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{38}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \tag{39}$$

Tabela 8: Valores dos coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$

| **Combinações** | **Concreto** | **Aço** |
|---|---|---|
| | $\boldsymbol{\gamma_c}$ | $\boldsymbol{\gamma_s}$ |
| Normais | 1,40 | 1,15 |
| Especiais ou de construção | 1,20 | 1,15 |
| Excepcionais | 1,20 | 1,00 |

Fonte: (NBR 6118, 2023)

Onde:

$M_{Rd}$ → momento fletor resistente de cálculo
$M_{Sd}$ → momento fletor solicitante de cálculo
$\lambda$ → índice de esbeltez
$x$ → altura da linha neutra
$b$ → largura da seção
$\alpha_c$ → parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão
$\eta_c$ → coeficiente de redução da resistência de cálculo do concreto
$\alpha_c$ → resistência de cálculo à compressão do concreto
$d$ → altura útil da seção
$A_s$ → área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
$f_{yd}$ → tensão de escoamento de cálculo do aço
$f_{cd}$ → resistência de cálculo à compressão do concreto
$f_{ck}$ → resistência característica à compressão do concreto
$f_{yk}$ → tensão de escoamento característica do aço
$\gamma_c$ → coeficiente de ponderação da resistência do concreto

$\gamma_s$ → coeficiente de ponderação da resistência do aço

Seguidamente o programa verifica se a localização do eixo neutro x é menor que a localização limite do eixo neutro $x_{max}$, dada por:

$$x_{max} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}} \quad (40)$$

Onde:

$x_{max}$ → altura máxima da linha neutra (em relação a borda comprimido da viga)
$\epsilon_{cu}$ → deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
$\epsilon_{yd}$ → deformação do aço no escoamento

#### 4.2.6.2 Dimensionamento ao cisalhamento

O programa começa por computar a resistência ao cisalhamento máxima do concreto VRd1

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (41)$$

$$V_{Rd1} = 0{,}6.\, f_{ctd}.\, b_w.\, d \quad (42)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctd,inf}}{\gamma c} \quad (43)$$

$$f_{ctd,inf} = 0{,}7\, .\, f_{ct,m} \quad (44)$$

$$f_{ct,m} = 0{,}3\, .\, {f_{ck}}^{2/3} \quad (45)$$

Onde:

$V_{Sd}$ → força cortante solicitante de cálculo

$V_{Rd}$ → força cortante resistente de cálculo

$V_{Rd1}$ → força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante

$d$ → altura útil da seção

$b_w$ → largura da alma da viga (para o muro de arrimo é a largura da seção)

$f_{ctd}$ → resistência de cálculo à tração do concreto

$f_{ctd,inf}$ → resistência inferior de cálculo à tração do concreto

$f_{ct,m}$ → resistência média à tração do concreto

Se a resistência ao cisalhamento máxima do concreto for excedida, verifica-se a força máxima de resistência ao cisalhamento máxima VRd2:

$$V_{Rd2} = 0{,}27.\alpha_{v2}.f_{cd}.b_w.d \quad (46)$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)\ (MPa) \quad (47)$$

Onde:

$V_{Rd2}$ → força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

$\alpha_{v2}$ → Coeficiente de segurança adicional para resistência ao cisalhamento

$f_{cd}$ → resistência de cálculo à compressão do concreto

$b_w$ → largura da alma da viga (para o muro de arrimo é a largura da seção)

$d$ → altura útil da seção

Seguidamente, a área de armadura á calculada através de:

$$A_{sw} = \frac{V_{Sd} - V_{Rd1}}{0{,}9.\, f_{ywd}.\, d} \qquad (48)$$

Onde:

$A_{sw} \rightarrow$ área da seção transversal dos estribos de força cortante

$V_{Sd} \rightarrow$ força cortante solicitante de cálculo

$V_{Rd1} \rightarrow$ força cortante resistente de cálculo, relativa a elementos sem armadura para força cortante

$f_{ywd} \rightarrow$ tensão na armadura transversal passiva

$d \rightarrow$ altura útil da seção

# 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

## 5.1 Apresentação dos resultados

Os resultados obtidos a partir do programa estão apresentados nas tabelas 9,10,11

Tabela 9: Resultados - Tombamento e Deslizamento

| Geometrias | Área da seção (m²) | TOMBAMENTO | | | DESLIZAMENTO | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $MT_{res}$ (kNm/m) | $MT_{sol}$ (kNm/m) | $FS_T$ | $H_{res}$ (kN/m) | $H_{sol}$ (kN/m) | $FS_D$ |
| G0 | 4,16 | 328,71 | 78,72 | 4,18 | 118,32 | 23,02 | 5,14 |
| G1 | 4,00 | 299,76 | 107,71 | 2,78 | 98,19 | 55,81 | 1,76 |
| G2 | 4,00 | 460,50 | 116,39 | 3,96 | 175,65 | 60,84 | 2,89 |
| G3 | 4,00 | 511,70 | 116,07 | 4,41 | 262,29 | 60,72 | 4,32 |
| G4 | 3,80 | 313,05 | 78,72 | 3,98 | 111,44 | 27,25 | 4,09 |
| G5 | 3,80 | 495,89 | 85,63 | 5,79 | 186,40 | 1,83 | 101,78 |
| G6 | 4,03 | 574,73 | 96,54 | 5,95 | 274,04 | -18,75 | 1000,00 |
| G7 | 4,46 | 358,43 | 78,72 | 4,55 | 123,72 | 22,18 | 5,58 |
| G8 | 4,46 | 516,93 | 85,63 | 6,04 | 198,53 | -3,40 | 1000,00 |
| G9 | 4,69 | 576,38 | 96,54 | 5,97 | 286,48 | -23,12 | 1000,00 |

Fonte: Tabela elaborada pelo autor

Onde:

$MT_{res}$ → momento resistente ao tombamento

$MT_{sol}$ → momento de tombamento solicitante

$FS_T$ → fator de segurança ao tombamento

$H_{res}$ → reação horizontal

$H_{sol}$ → empuxo ativo horizontal

$FS_D$ → fator de segurança ao deslizamento

Tabela 10: Resultados - Capacidade De Carga da Fundação e Ruptura Global

| Geometrias | Área da seção (m²) | CAP. CARGA | | | RUPTURA GLOBAL | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\sigma max$ (kPa) | $\sigma adm$ (kPa) | $FS_F$ | $MRG_{res}$ (kNm/m) | $MRG_{sol}$ (kNm/m) | $FS_G$ |
| G0 | 4,16 | 50,44 | 520,00 | 10,31 | 2864,15 | 1412,63 | 2,03 |
| G1 | 4,00 | 42,15 | 520,00 | 12,34 | 1529,49 | 1016,01 | 1,51 |
| G2 | 4,00 | 75,49 | 520,00 | 6,89 | 1384,74 | 2365,36 | 1,71 |
| G3 | 4,00 | 185,85 | 520,00 | 2,80 | 3881,84 | 1944,04 | 2,00 |
| G4 | 3,80 | 45,98 | 520,00 | 11,31 | 2632,54 | 1307,35 | 2,01 |
| G5 | 3,80 | 76,66 | 520,00 | 6,78 | 3605,97 | 1600,68 | 2,25 |
| G6 | 4,03 | 166,23 | 520,00 | 3,13 | 5313,72 | 2181,56 | 2,44 |
| G7 | 4,46 | 51,00 | 520,00 | 10,19 | 2864,31 | 1402,95 | 2,04 |
| G8 | 4,46 | 81,91 | 520,00 | 6,35 | 3885,76 | 1699,85 | 2,29 |
| G9 | 4,69 | 186,30 | 520,00 | 2,79 | 5096,31 | 2099,59 | 2,43 |

Fonte: Tabela elaborada pelo autor

Onde:

$\sigma max$ → tensão máxima na base da sapata

$\sigma adm$ → tensão admissível no solo da fundação

$FS_F$ → fator de segurança quanto a capacidade de carda do solo sob a fundação

$MRG_{res}$ → momento resistente ao deslizamento da superfície de ruptura

$MRG_{sol}$ → momento solicitante ao deslizamento da superfície de ruptura

$FS_G$ → fator de segurança a ruptura global

Tabela 11: Resultados - Armadura da Haste do Muro

| GEOMETRIAS | ARMADURA DA HASTE DO MURO | | |
|---|---|---|---|
| | Msd (KNm) | Vsd (Kn) | As,haste (mm²) |
| G0 | 134,24 | 80,95 | 906,00 |
| G1 | 134,44 | 80,90 | 770,80 |
| G2 | 134,44 | 80,95 | 770,80 |
| G3 | 134,44 | 80,95 | 770,80 |
| G4 | 132,14 | 80,95 | 756,70 |
| G5 | 132,14 | 80,95 | 756,70 |
| G6 | 132,14 | 80,95 | 756,70 |
| G7 | 134,20 | 80,95 | 769,30 |
| G8 | 134,20 | 80,95 | 769,30 |
| G9 | 134,20 | 80,95 | 769,30 |

Fonte: Tabela elaborada pelo autor

Onde:

$M_{Sd}$ → momento fletor solicitante de cálculo

$V_{Sd}$ → força cortante solicitante de cálculo

$A_s, haste$ → área da seção transversal da armadura longitudinal de tração na haste do muro

## 5.2 Analise dos resultados

Os muros de arrimo analisados podem ser classificados de duas formas principais: pelo formato da geometria, que lembra letras do alfabeto, e pela variabilidade das dimensões estruturais. Dentro da classificação por formato, temos as geometrias "L", "L espelhado" e "T invertido". Já na classificação pela variabilidade das dimensões, existem geometrias com medidas fixas, geometrias com muro fixo e sapata variável, e geometrias totalmente variáveis.

As geometrias do tipo "L" (G3, G6 e G9) apresentam a sapata coberta por solo, o que influencia diretamente na estabilidade da estrutura e na distribuição dos esforços. Esse tipo de geometria tende a ter uma interação maior com o solo, o que pode impactar os coeficientes de segurança tanto positivamente quanto negativamente, dependendo das condições geotécnicas.

As geometrias "L espelhado" (G0, G1, G4 e G7) possuem a sapata não coberta por

solo. Essa configuração pode favorecer a capacidade de carga, pois a distribuição de pressão sobre o solo é mais uniforme e direta. Além disso, uma vantagem das geometrias "L espelhado" é que elas podem ser utilizadas em solos mais "moles" de menor capacidade de carga em sua fundação, já que exigem menos carga para obter um fator de segurança satisfatório na verificação de ruptura do solo. Essas geometrias também podem apresentar um menor bulbo de pressões, afetando menos fundações vizinhas que possam estar presentes em uma situação real de implementação do muro.

As geometrias "T invertido" (G2, G5 e G8) são caracterizadas por possuírem parte da sapata coberta por solo e parte exposta, conferindo um comportamento intermediário entre os tipos "L" e "L espelhado". Essa configuração pode apresentar vantagens em termos de estabilidade e redução de deslocamentos, dependendo da distribuição de cargas e do empuxo ativo do solo.

Quando consideramos a variabilidade das dimensões, as geometrias com medidas fixas (G1, G2 e G3) mantêm dimensões constantes tanto no muro quanto na sapata. Essa caracterização resulta em um comportamento previsível dos esforços e dos fatores de segurança, podendo ser benéfica em situações de carga bem definidas e onde a homogeneidade do solo é garantida.

As geometrias com muro fixo e sapata variável (G7, G8 e G9) apresentam uma combinação de estabilidade no muro e adaptação na base, permitindo um ajuste na distribuição das forças transmitidas ao solo. Isso pode ser vantajoso em terrenos com diferentes capacidades de suporte, onde a base precisa ser ajustada para melhor resistir às cargas aplicadas.

Por fim, as geometrias totalmente variáveis (G4, G5 e G6) possuem flexibilidade tanto no muro quanto na sapata, permitindo um ajuste otimizado conforme as condições estruturais e geotécnicas. Esse tipo de configuração pode apresentar melhor desempenho em termos de distribuição de esforços e estabilidade global, mas também pode exigir um dimensionamento mais preciso para evitar problemas estruturais.

A análise detalhada mostra que:

- Tombamento: As geometrias G8, G9 e G6 tiveram os melhores desempenhos.
- Deslizamento: G6, G8 e G9 apresentaram os melhores coeficientes, com adaptação da base resultando em maior estabilidade.
- Capacidade de Carga: G1 apresentou o maior FS (12,34), sendo ideal para solos de baixa resistência.
- Ruptura Global: G6, G9 e G8 tiveram os melhores desempenhos, garantindo estabilidade estrutural.

Ao comparar os desempenhos, observa-se que as geometrias "L" tiveram os melhores coeficientes de segurança contra tombamento e ruptura global, especialmente quando suas dimensões eram variáveis. Devido a esse bom desempenho, seria possível reduzir o tamanho da sua sapata para economizar material e ainda assim obter um rendimento satisfatório, mantendo os fatores de segurança dentro de limites aceitáveis. Por outro lado, as geometrias "L espelhado" mostraram melhor capacidade de carga, com destaque para as versões de medidas fixas.

As geometrias "T invertido" apresentaram um comportamento intermediário, sem liderar em nenhum critério, mas mantendo equilíbrio entre estabilidade e capacidade de carga. Esse tipo de geometria pode ser vantajoso quando é necessária uma solução versátil para diferentes condições do solo.

Individualmente, a geometria G8 apresentou o melhor fator de segurança contra tombamento. No critério de deslizamento, a melhor performance foi da geometria G6, que também teve o melhor desempenho em ruptura global. Para capacidade de carga, a geometria G1 mostrou o fator de segurança mais elevado.

Diante dessa análise, é possível concluir que as geometrias "L" com medidas variáveis apresentam maior estabilidade global, enquanto as geometrias "L espelhado" com medidas fixas são mais eficientes na distribuição de carga para a fundação. As geometrias "T invertido" representam um compromisso entre os dois tipos, proporcionando uma solução intermediária. A escolha da melhor configuração depende das condições do solo e dos critérios de estabilidade mais relevantes para cada projeto.

# 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

## 6.1 Conclusão

Este estudo teve como objetivo principal investigar a influência da geometria na estabilidade e no dimensionamento de muros de arrimo por flexão em concreto armado. A partir de uma abordagem computacional, foi possível analisar diferentes configurações geométricas e avaliar seu desempenho em relação aos fatores de segurança, como tombamento, deslizamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global. A análise desses fatores permitiu compreender como as variações geométricas impactam na eficiência estrutural e na segurança dessas estruturas, que desempenham um papel fundamental na contenção de solos em diversas aplicações da engenharia civil.

Os resultados demonstraram que a variação geométrica impacta significativamente na eficiência estrutural do muro de arrimo. As geometrias "L" com medidas variáveis apresentaram um melhor desempenho global em estabilidade, garantindo elevados fatores de segurança contra tombamento e ruptura global. Por outro lado, as geometrias "L espelhado" mostraram vantagens em solos com menor capacidade de carga, reduzindo impactos sobre fundações vizinhas e garantindo um comportamento adequado em condições onde a resistência do solo é um fator limitante. Já as geometrias "T invertido" se mostraram uma solução intermediária, oferecendo um equilíbrio entre estabilidade e ocupação do solo, sendo uma alternativa viável para projetos onde há restrições de espaço e necessidade de adaptação às condições geotécnicas locais.

Outro aspecto relevante identificado neste estudo foi a possibilidade de otimização das dimensões das sapatas dos muros de arrimo sem comprometer a segurança da estrutura. A partir das análises realizadas, verificou-se que o desempenho estrutural pode ser mantido ou até mesmo melhorado com um dimensionamento mais eficiente, permitindo uma redução do consumo de materiais e, consequentemente, uma maior economia no projeto. Isso é particularmente relevante em projetos de infraestrutura urbana, onde as limitações espaciais e os custos de construção são fatores determinantes na escolha da melhor solução estrutural.

Além da análise dos fatores de segurança, este estudo também mostrou a importância

da interação solo-estrutura no comportamento dos muros de arrimo. A presença do solo sobre a sapata em algumas geometrias influenciou diretamente na estabilidade da estrutura, mostrando que essa variável deve ser cuidadosamente considerada no dimensionamento. As geometrias que apresentaram sapatas cobertas por solo demonstraram uma maior estabilidade geral, enquanto aquelas com sapatas expostas apresentaram melhor desempenho em termos de capacidade de carga. Essa interação ressalta a necessidade de um estudo detalhado das condições do solo antes da definição da geometria ideal para um muro de arrimo.

O estudo também contribui para o entendimento da influência da distribuição de cargas e do empuxo ativo sobre os muros de arrimo. Verificou-se que a forma como a carga é transmitida para a base e a distribuição das tensões influenciam diretamente na segurança da estrutura. Dessa forma, a escolha da geometria do muro deve ser feita levando em consideração não apenas os fatores de segurança, mas também a resposta estrutural às forças aplicadas, garantindo um comportamento estável e seguro ao longo do tempo.

Diante dessas considerações, este trabalho reforça a importância do dimensionamento criterioso de muros de arrimo por flexão, levando em conta as variações geométricas e seus impactos na estabilidade e na segurança estrutural. Os resultados obtidos podem servir de base para futuros estudos e aprimoramentos no projeto dessas estruturas, fornecendo diretrizes para a escolha da geometria mais adequada conforme as condições do solo e os requisitos de projeto. Além disso, a análise realizada pode contribuir para o desenvolvimento de soluções mais econômicas e sustentáveis, otimizando o uso de materiais e reduzindo o impacto ambiental da construção de muros de contenção.

## 6.2 Sugestões para trabalhos futuros

- Influência de Materiais Alternativos no Desempenho Estrutural dos Muros de Arrimo
- Comparação entre Diferentes Métodos de Cálculo de Empuxo de Solo
- Influência da Inclinação da Face do Muro no Comportamento Estrutural
- Aplicação de Inteligência Artificial na Otimização do Dimensionamento de Muros de Arrimo

- Análise Comparativa da Eficiência de Muros de Arrimo por Gravidade e por Flexão em Concreto Armado sob a Ação de Cargas Cinéticas de Tráfego Médio de Veículos Pesados e Leves

## REFERÊNCIAS


ABNT.NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

ABNT.NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023.

ABNT.NBR 11682: Estabilidade de encostas. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.

ABNT.NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023.

Aveiro, Y. H. de. PROJETO DE MURO DE FLEXÃO DE CONCRETO ARMADO PARA UM TALUDE VERTICAL. Dissertação de final de curso— Ilha Solteira: UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”,2022.

MARANGON, M. UTILIZAÇÃO DE SOLO-CIMENTO EM UMA SOLUÇÃO ALTERNATIVA DE MURO DE ARRIMO. Dissertação de Mestrado, PUC/RJ, Rio de Janeiro, 1992.

MOLITERNO, A. CADERNO DE MUROS DE ARRIMO. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1994. 208 p.

VAZ, A. P. de M. e S.; FIORI, A. P.; SILVEIRA, C. T. da. MÉTODOS DE OBTENÇÃO DE VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO: COMPARAÇÃO ENTRE O ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO E CÁLCULO BASEADO NO SPT. Boletim Paranaense de Geociências, v. 74, n. 1, p. 1-10, 2018.

FARCIMAR. MUROS DE CONTENÇÃO. DISPONÍVEL EM: https://www.archiexpo.com/pt/prod/farcimar/product-149371-1653178.html. Acesso em: 31 mar. 2023.

CARLUC. MURO DE ARRIMO – DEFINIÇÃO, TIPOS E ETAPAS. DISPONÍVEL EM: https://carluc.com.br/estruturas-de-contencao/muro-de-arrimo/. Acesso em: 31 mar. 2023.

GUIA DA ENEGENHARIA. TIPOS DE MURO DE ARRIMO. DISPONÍVEL EM: https://www.guiadaengenharia.com/muros-arrimo-tipos/. Acesso em: 31 mar. 2023

ARCHIEXPO. MURO DE CONTENÇÃO EM CONCRETO ARMADO L. DISPONÍVEL EM: https://www.archiexpo.com/pt/prod/farcimar/product-149371-1653178.html. Acesso em: 31 mar. 2023.

PREFEITURA DE BELO HORIZONTE. RDC 10004/2023 – MEMORIAL DESCRITIVO. Disponível em: https://prefeitura.pbh.gov.br/sites/default/files/estrutura-de-governo/urbel/licitacoes/2023/rdc10004-2023_apendicevia_memorialdescritivo.pdf. Acesso em: 3 jan. 2024.

PREFEITURA DE BELO HORIZONTE. REGIME DIFERENCIADO DE CONTRATAÇÃO 10004/2023. Disponível em: https://prefeitura.pbh.gov.br/urbel/licitacao/regime-diferenciado-de-contratacao-10004-2023. Acesso em: 3 jan. 2024.

FINE SOFTWARE. EMPUXO PASSIVO – TEORIA DE RANKINE E MAZINDRANI. Disponível em: https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/empuxo-passivo-teoria-de-rankine-and-mazindrani-01/. Acesso em: jan. 2024.

OPPERT JR, I. FUNDAÇÕES E CONTENÇÕES DE EDIFÍCIOS. 1. ed. São Paulo: Editora PINI Ltda., 2007.

ALMEIDA, M. A. de; OLIVEIRA, R. M. M. de. ESTIMATIVA DO ÂNGULO DE ATRITO E COESÃO ATRAVÉS DE ÍNDICES DE RESISTÊNCIA OBTIDOS PELA SONDAGEM SPT EM SOLO LATERÍTICO E COLAPSÍVEL CARACTERÍSTICO DA CIDADE DE CASCAVEL NO ESTADO DO PARANÁ. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG 2018), 28 ago. - 01 set. 2018, Salvador, Bahia. Anais [...]. Salvador: ABMS, 2018.

NATIONAL GEOGRAPHIC BRASIL. GALERIA DE FOTOS: SEGREDOS SOBRE MACHU PICCHU, A RUÍNA INCA NO PERU. Disponível em: https://www.nationalgeographicbrasil.com/photography/2018/11/galeria-foto-segredos-sobre-machu-picchu-ruina-inca-peru?image=92484. Acesso em: 9 mar. 2025.

PROTZEN, J.P.; NAIR, S. THE STONES OF TIAHUANACO: A STUDY OF ARCHITECTURE AND CONSTRUCTION. LOS ANGELES: Cotsen Institute of Archaeology Press, University of California, 2013.

GERSCOVICH, D. M. S. MUROS DE ARRIMO. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Departamento de Estruturas e Fundações, 2010.

GERSCOVICH, D. M. S.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. P. CONTENÇÕES: TEORIA E APLICAÇÕES EM OBRAS. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. ISBN 978-85-7975-248-3.

# APÊNDICE

## Relatório Modelo Geo5

## G0



### Análise do muro de flexão

### Introduzir dados

#### Projeto

Tarefa : Muro 41b
Data : 28/09/2024

#### Configurações

(apenas para a tarefa atual)

#### Materiais e Normas

Estruturas de concreto : NBR 6118-2014
Fator parcial para concreto : 1,40

#### Análise de muro

Metodologia de verificação : Fatores de segurança
Cálculo do empuxo de terra ativo : Coulomb
Cálculo do empuxo de terra passivo : Mazindrani (Rankine)
Análise sísmica : Mononobe-Okabe
Forma da cunha de terra : Calcular com inclinação
Avanço da fundação : O avanço da fundação é considerada como sapata inclinada
Excentricidade permitida : 0,333

| Fatores de segurança | | | |
|---|---|---|---|
| Situação permanente do projeto | | | |
| Fator de segurança para tombamento : | $SF_o$ = | 1,50 | [–] |
| Fator de segurança para a resistência ao deslizamento : | $SF_s$ = | 1,50 | [–] |
| Fator de segurança para a capacidade de carga : | $SF_b$ = | 2,50 | [–] |

#### Material da estrutura

Peso específico γ = 25,00 kN/m$^3$
Análise das estruturas de concreto realizadas de acordo com a norma NBR 6118-2014.

**Concreto: C25**
Resistência à compressão cilíndrica $f_{ck}$ = 25,00 MPa
Resistência à tração $f_{ct,m}$ = 2,56 MPa

**Armadura longitudinal: CA-50**
Tensão de escoamento $f_{yk}$ = 500,00 MPa

#### Geometria da estrutura

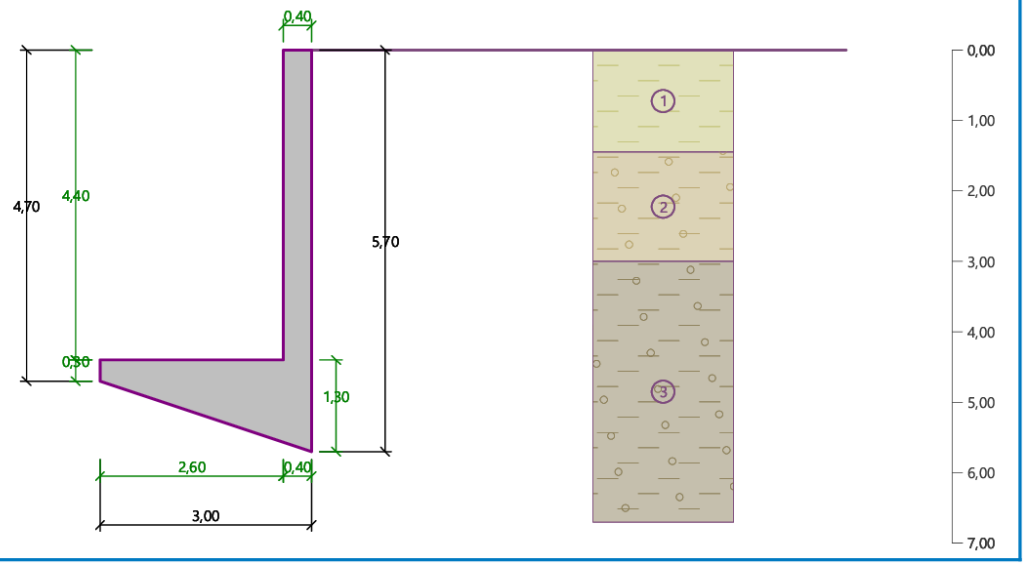
| No. | Coordenada X [m] | Prof. Z [m] |
|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,00 | 4,40 |
| 3 | 0,00 | 5,70 |
| 4 | -3,00 | 4,70 |
| 5 | -3,00 | 4,40 |
| 6 | -0,40 | 4,40 |
| 7 | -0,40 | 0,00 |

A origem [0,0] está localizada no ponto superior direito da parede.
Área da secção da parede = 4,16 m$^2$.



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

**Nome : Geometria** | **Etapa - análise : 1 - 0**




## Parâmetros básicos do solo

| No. | Nome | Padrão | $\varphi_{ef}$ [°] | $c_{ef}$ [kPa] | $\gamma$ [kN/m³] | $\gamma_{su}$ [kN/m³] | $\delta$ [°] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1ª | | 24,32 | 0,00 | 15,00 | 5,00 | 16,21 |
| 2 | 2ª | | 34,58 | 0,00 | 21,00 | 11,00 | 23,05 |
| 3 | 3ª | | 38,02 | 0,00 | 21,00 | 11,00 | 25,35 |

Todos os solos são considerados como coesos para a análise do empuxo em repouso.

## Parâmetros do solo

**1ª**

Peso específico : $\gamma$ = 15,00 kN/m³
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef}$ = 24,32 °
Coesão do solo : $c_{ef}$ = 0,00 kPa
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta$ = 16,21 °
Solo : não coesivo
Peso específico saturado : $\gamma_{sat}$ = 15,00 kN/m³

**2ª**

Peso específico : $\gamma$ = 21,00 kN/m³
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef}$ = 34,58 °
Coesão do solo : $c_{ef}$ = 0,00 kPa
Ângulo de atrito estru.-solo : $\delta$ = 23,05 °
Solo : não coesivo
Peso específico saturado : $\gamma_{sat}$ = 21,00 kN/m³

**3ª**



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

| | | |
|---|---|---|
| Peso específico : | $\gamma$ = | 21,00 kN/m$^3$ |
| Estado de tensão : | efetivo | |
| Ângulo de atrito interno : | $\varphi_{ef}$ = | 38,02 ° |
| Coesão do solo : | $c_{ef}$ = | 0,00 kPa |
| Ângulo de atrito estru.-solo : | $\delta$ = | 25,35 ° |
| Solo : | não coesivo | |
| Peso específico saturado : | $\gamma_{sat}$ = | 21,00 kN/m$^3$ |

### Perfil geológico e solos atribuídos

| No. | Espessura da camada t [m] | Profundidade z [m] | Solo atribuído | Padrão |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,45 | 0,00 .. 1,45 | 1ª | |
| 2 | 1,55 | 1,45 .. 3,00 | 2ª | |
| 3 | 4,00 | 3,00 .. 7,00 | 3ª | |
| 4 | - | 7,00 .. ∞ | 3ª | |

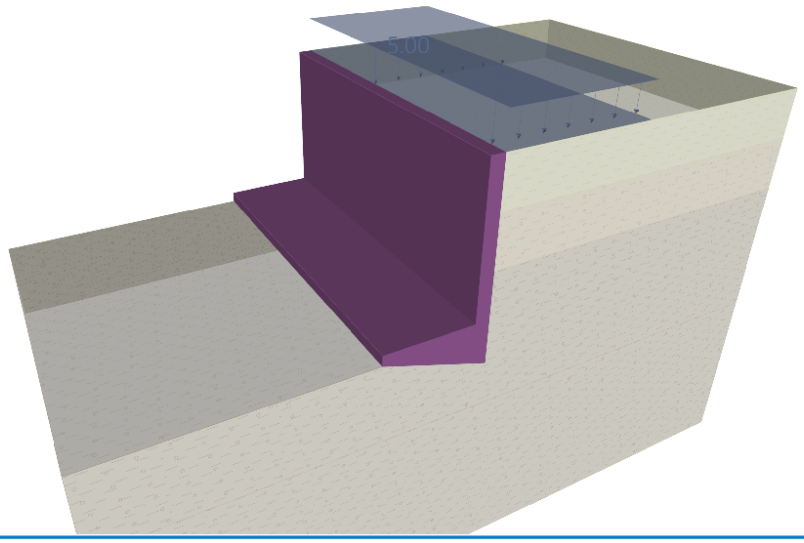
### Fundação

Tipo de fundação : solo do perfil geológico

### Perfil do terreno

O terreno atrás da estrutura é liso.

**Nome : Terreno** | **Etapa - análise : 1 - 0**




### Influência da água

Nível freático está localizado abaixo da estrutura.



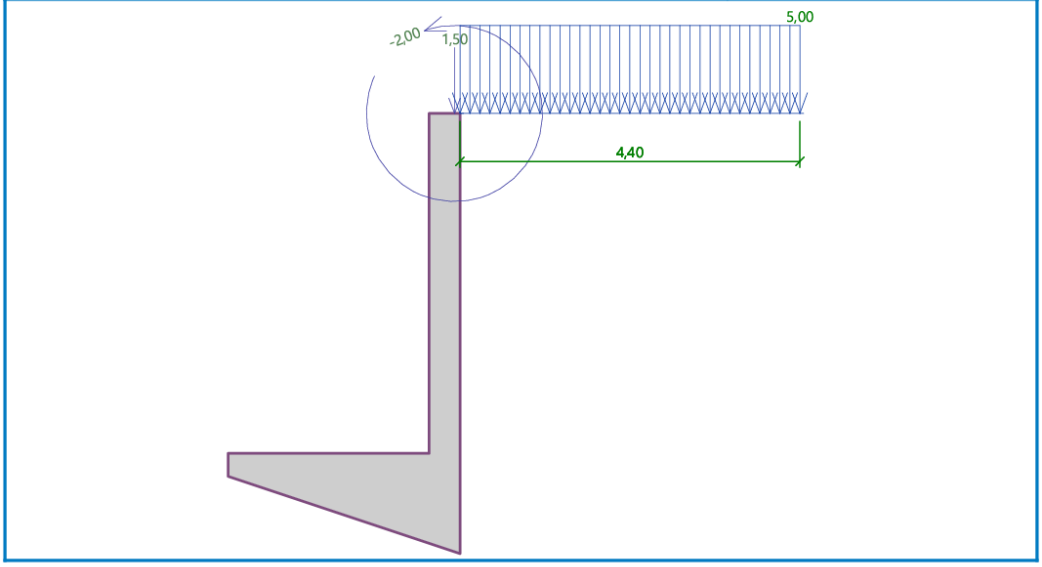
[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

### Inserir sobrecargas superficiais

| No. | Sobrecarga novo | Sobrecarga mudar | Ação | Mag.1 [kN/m²] | Mag.2 [kN/m²] | Ord.x x [m] | Comp. l [m] | Prof. z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Sim | | permanente | 5,00 | | 0,00 | 4,40 | no terreno |

| No. | Nome |
|---|---|
| 1 | q |

**Nome : Sobrecarga** — **Etapa - análise : 1 - 0**




### Resistência na face frontal da estrutura

A resistência na face frontal da estrutura não é considerada.

### Forças aplicadas atuantes na estrutura

| No. | Força novo | Força editar | Nome | Ação | $F_x$ [kN/m] | $F_z$ [kN/m] | M [kNm/m] | x [m] | z [m] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Sim | | p | permanente | 0,00 | 1,50 | 0,00 | -0,07 | 0,00 |
| 2 | Sim | | m | permanente | 0,00 | 0,00 | -2,00 | -0,07 | 0,00 |

### Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente
O muro está livre para se mover. O empuxo ativo é, portanto, assumido.
Redução do ângulo de atrito solo/solo : não reduzir

## Verificação Não. 1

### Forças atuantes na construção

| Nome | $F_{hor}$ [kN/m] | Pt. aplic. z [m] | $F_{vert}$ [kN/m] | Pt. aplic. x [m] | Projeto coeficiente |
|---|---|---|---|---|---|
| Peso - parede | 0,00 | -0,97 | 104,00 | 2,23 | 1,000 |
| Empuxo ativo | 62,77 | -0,98 | 28,06 | 3,00 | 1,000 |
| q | 6,92 | -2,22 | 2,73 | 3,00 | 1,000 |
| p | 0,00 | -4,70 | 1,50 | 2,93 | 1,000 |
| m | 0,00 | -4,70 | 0,00 | 2,93 | 1,000 |



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

## Verificação completa do muro

**Verificação da estabilidade ao tombamento**
Momento resistente $M_{res}$ = 328,71 kNm/m
Momento de tombamento $M_{ovr}$ = 78,72 kNm/m

Fator de segurança = 4,18 > 1,50
**Resistência do muro ao tombamento É SATISFATÓRIA**

**Verificação de deslizamento**
Reação horizontal $H_{res}$ = 118,32 kN/m
Empuxo ativo horizontal $H_{act}$ = 23,02 kN/m

Fator de segurança = 5,14 > 1,50
**Resistência do muro ao deslizamento É SATISFATÓRIA**

**Verificação global - MURO É SATISFATÓRIA**

## Cap. de carga do solo de fundação

**Forças atuantes no centro da base da sapata**

| No. | Momento [kNm/m] | Força norm. [kN/m] | Esfoço cisalhante [kN/m] | Excentricidade [–] | Tensão [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -10,72 | 151,33 | 18,26 | 0,000 | 47,86 |

**Cargas de serviço atuantes no centro da base da sapata**

| No. | Momento [kNm/m] | Força norm. [kN/m] | Esfoço cisalhante [kN/m] |
|---|---|---|---|
| 1 | -10,72 | 151,33 | 18,26 |

### Verificação do solo de fundação

Tensão na base da sapata : trapezoidal

**Verificação de excentricidade**
Excentricidade máx. da força normal e = 0,000
Excentricidade máx. permitida $e_{alw}$ = 0,333

**Excentricidade da força normal É SATISFATÓRIA**

**Verificação da cap. de carga da sapata**
Tensão máx. na base da sapata σ = 50,44 kPa
Cap. de carga do solo de fundação $R_d$ = 520,00 kPa

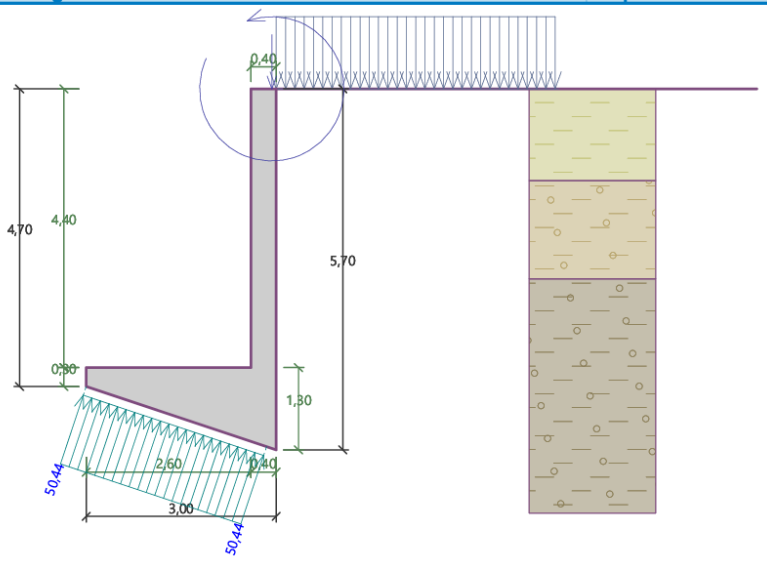
Fator de segurança = 10,31 > 2,50
**Cap. de carga do solo de fundação É SATISFATÓRIA**

**Verificação total - capacidade de carga do solo de fundação É SATISFATÓRIA**



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

| Nome : Cap. de carga | Etapa - análise : 1 - -1 |
|---|---|




## Dimensionamento Não. 1

### Verificação da haste do muro - armadura frontal

### Empuxo em repouso atrás da estrutura - resultados parciais

| Camada No. | Espessura [m] | α [°] | $\varphi_d$ [°] | $c_d$ [kPa] | γ [kN/m³] | $K_r$ | Comentários |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1,45 | 0,00 | 24,32 | 0,00 | 15,00 | 0,588 | |
| 2 | 1,55 | 0,00 | 34,58 | 0,00 | 21,00 | 0,432 | |
| 3 | 1,40 | 0,00 | 38,02 | 0,00 | 21,00 | 0,384 | |

### Distribuição do empuxo no repouso atrás da estrutura(sem sobrecarga)

| Camada No. | Começar[m] Fim[m] | $\sigma_Z$ [kPa] | $\sigma_W$ [kPa] | Pressão [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 1,45 | 21,75 | 0,00 | 12,79 | 12,79 | 0,00 |
| 2 | 1,45 | 21,75 | 0,00 | 9,41 | 9,41 | 0,00 |
| | 3,00 | 54,30 | 0,00 | 23,48 | 23,48 | 0,00 |
| 3 | 3,00 | 54,30 | 0,00 | 20,85 | 20,85 | 0,00 |
| | 4,40 | 83,67 | 0,00 | 32,14 | 32,14 | 0,00 |

### Distribuição de empuxo devida à sobrecarga - q

| Ponto No. | Prof. [m] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|---|---|---|---|
| 1 | 0,00 | 2,94 | 0,00 |
| 2 | 0,16 | 2,94 | 0,00 |
| 3 | 0,33 | 2,94 | 0,00 |
| 4 | 0,49 | 2,94 | 0,00 |
| 5 | 0,65 | 2,94 | 0,00 |
| 6 | 0,81 | 2,94 | 0,00 |



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

| Ponto No. | Prof. [m] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|---|---|---|---|
| 7 | 0,98 | 2,94 | 0,00 |
| 8 | 1,14 | 2,94 | 0,00 |
| 9 | 1,30 | 2,94 | 0,00 |
| 10 | 1,45 | 2,94 | 0,00 |
| 11 | 1,45 | 2,16 | 0,00 |
| 12 | 1,47 | 2,16 | 0,00 |
| 13 | 1,63 | 2,16 | 0,00 |
| 14 | 1,79 | 2,16 | 0,00 |
| 15 | 1,96 | 2,16 | 0,00 |
| 16 | 2,12 | 2,16 | 0,00 |
| 17 | 2,28 | 2,16 | 0,00 |
| 18 | 2,44 | 2,04 | 0,00 |
| 19 | 2,61 | 1,90 | 0,00 |
| 20 | 2,77 | 1,78 | 0,00 |
| 21 | 2,93 | 1,66 | 0,00 |
| 22 | 3,00 | 1,61 | 0,00 |
| 23 | 3,10 | 1,55 | 0,00 |
| 24 | 3,26 | 1,45 | 0,00 |
| 25 | 3,42 | 1,35 | 0,00 |
| 26 | 3,58 | 1,27 | 0,00 |
| 27 | 3,75 | 1,18 | 0,00 |
| 28 | 3,91 | 1,11 | 0,00 |
| 29 | 4,07 | 1,04 | 0,00 |
| 30 | 4,24 | 0,97 | 0,00 |
| 31 | 4,40 | 0,91 | 0,00 |

### Forças atuantes na construção

| Nome | $F_{hor}$ [kN/m] | Pt. aplic. z [m] | $F_{vert}$ [kN/m] | Pt. aplic. x [m] | Projeto coeficiente |
|---|---|---|---|---|---|
| Peso - parede | 0,00 | -2,20 | 43,99 | 0,20 | 1,000 |
| Empuxo em repouso | 71,82 | -1,51 | 0,00 | 0,40 | 1,000 |
| q | 9,13 | -2,62 | 0,00 | 0,40 | 1,000 |
| p | 0,00 | -4,40 | 1,50 | 0,33 | 1,000 |
| m | 0,00 | -4,40 | 0,00 | 0,33 | 1,000 |

### Verificação da haste do muro - armadura frontal

A armadura frontal não é necessária.

### Verificação da haste do muro - armadura traseira

### Forças atuantes na construção

| Nome | $F_{hor}$ [kN/m] | Pt. aplic. z [m] | $F_{vert}$ [kN/m] | Pt. aplic. x [m] | Projeto coeficiente |
|---|---|---|---|---|---|
| Peso - parede | 0,00 | -2,20 | 43,99 | 0,20 | 1,000 |
| Empuxo em repouso | 71,82 | -1,51 | 0,00 | 0,40 | 1,000 |
| q | 9,13 | -2,62 | 0,00 | 0,40 | 1,000 |
| p | 0,00 | -4,40 | 1,50 | 0,33 | 1,000 |
| m | 0,00 | -4,40 | 0,00 | 0,33 | 1,000 |

### Verificação da haste do muro - armadura traseira

Verificação da parede na junta construtiva 4,40 m do topo da parede



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

Armadura e dimensões da seção transversal
8 prof. 12,5 mm, revest. 40,0 mm
Área de armadura introduzida = 981,7 $mm^2$
Área de armadura necessária = 906,0 $mm^2$
Largura da seção transversal = 1,00 m
Altura da seção transv. = 0,40 m

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Taxa de armadura | ρ | = | 0,28 | % | > | 0,15 | % | = $\rho_{min}$ |
| Altura da linha neutra | x | = | 0,04 | m | < | 0,09 | m | = $x_{max}$ |
| Esforço de cisalhamento último | $V_{Rd}$ | = | 271,68 | kN | > | 80,95 | kN | = $V_{Ed}$ |
| Momento último | $M_{Rd}$ | = | 146,32 | kNm | > | 134,24 | kNm | = $M_{Sd}$ |

**A seção transversal é SATISFATÓRIA.**

### Verificação do avanço do muro

### Forças atuantes na construção

| Nome | $F_{hor}$ [kN/m] | Pt. aplic. z [m] | $F_{vert}$ [kN/m] | Pt. aplic. x [m] | Projeto coeficiente |
|---|---|---|---|---|---|
| Peso - parede | 0,00 | -0,97 | 104,00 | 2,23 | 1,000 |
| Empuxo ativo | 62,77 | -0,98 | 28,06 | 3,00 | 1,000 |
| q | 6,92 | -2,22 | 2,73 | 3,00 | 1,000 |
| p | 0,00 | -4,70 | 1,50 | 2,93 | 1,000 |
| m | 0,00 | -4,70 | 0,00 | 2,93 | 1,000 |

### Verificação do avanço do muro

Armadura e dimensões da seção transversal
10 prof. 16,0 mm, revest. 40,0 mm
Área de armadura introduzida = 2010,6 $mm^2$
Área de armadura necessária = 1678,0 $mm^2$
Largura da seção transversal = 1,00 m
Altura da seção transv. = 1,17 m

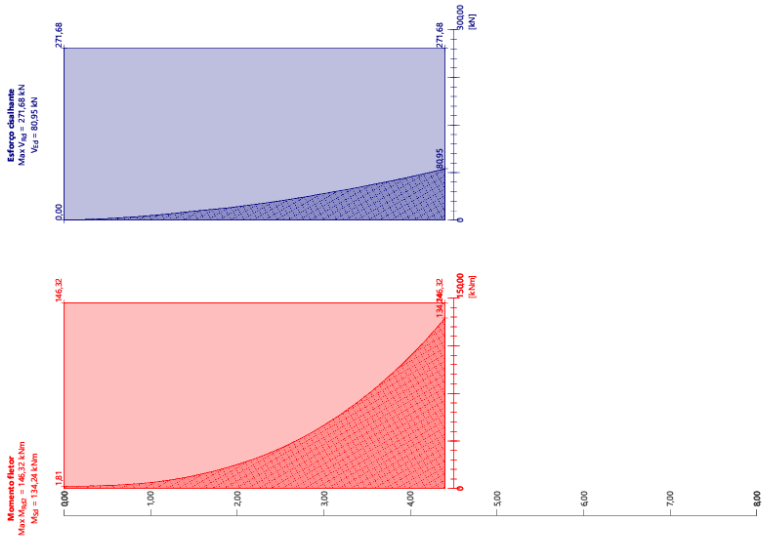
| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Taxa de armadura | ρ | = | 0,18 | % | > | 0,15 | % | = $\rho_{min}$ |
| Altura da linha neutra | x | = | 0,07 | m | < | 0,29 | m | = $x_{max}$ |
| Esforço de cisalhamento último | $V_{Rd}$ | = | 859,11 | kN | > | 55,32 | kN | = $V_{Ed}$ |
| Momento último | $M_{Rd}$ | = | 952,72 | kNm | > | 134,24 | kNm | = $M_{Sd}$ |

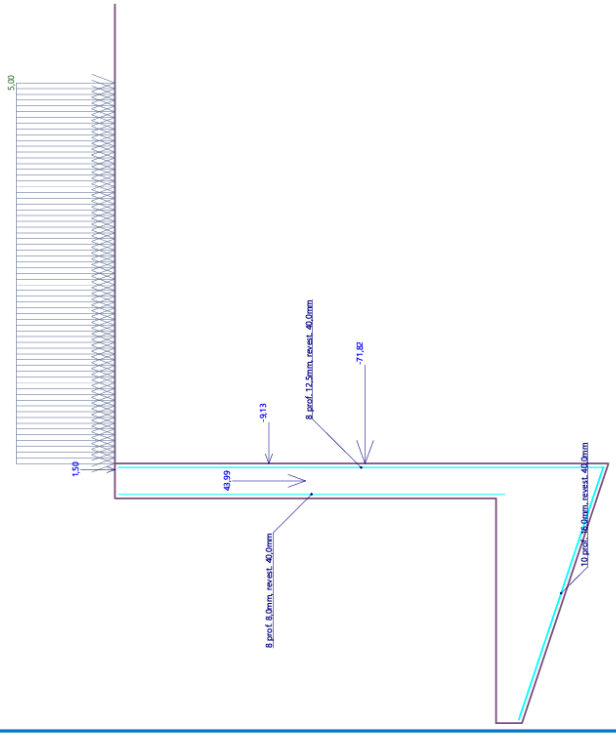
**A seção transversal é SATISFATÓRIA.**



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

**Nome : Dimensionamento** **Etapa - análise : 1 - 1**

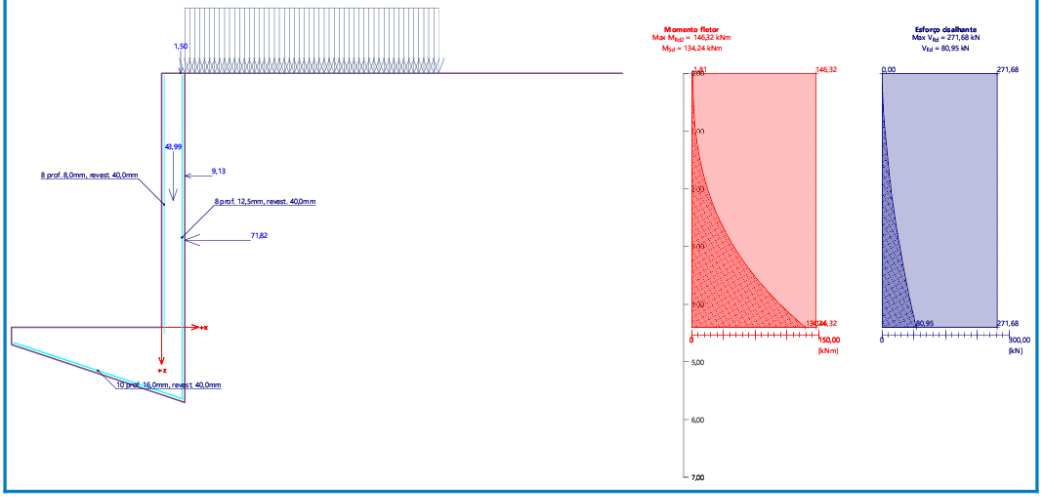





[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

| Nome : Dimensionamento | Etapa - análise : 1 - 1 |
|---|---|




## Análise de estabilidade de talude

## Introduzir dados

### Projeto

### Configurações

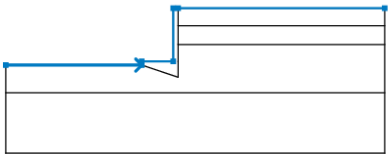
(apenas para a tarefa atual)

### Análise de estabilidade

Metodologia de verificação : Fatores de segurança
Análise sísmica : Norma

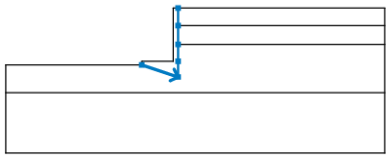
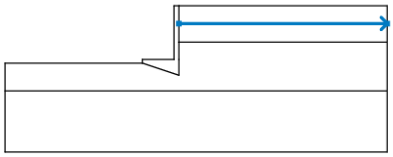
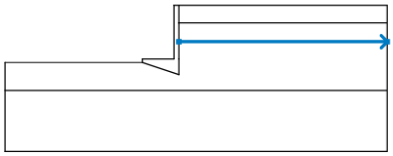
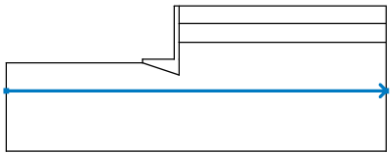
| Fatores de segurança | | | |
|---|---|---|---|
| Situação permanente do projeto | | | |
| Fator de segurança : | $SF_s$ = | 1,50 | [–] |

### Interface

| No. | Localização da interface | Coordenadas dos pontos de interface [m] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x | z | x | z | x | z |
| 1 |  | -14,25 | -4,70 | -3,00 | -4,70 | -3,00 | -4,40 |
| | | -0,40 | -4,40 | -0,40 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | | 17,10 | 0,00 | | | | |



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

| No. | Localização da interface | Coordenadas dos pontos de interface [m] | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x | z | x | z | x | z |
| 2 |  | -3,00 | -4,70 | 0,00 | -5,70 | 0,00 | -4,40 |
| | | 0,00 | -3,00 | 0,00 | -1,45 | 0,00 | 0,00 |
| 3 |  | 0,00 | -1,45 | 17,10 | -1,45 | | |
| 4 |  | 0,00 | -3,00 | 17,10 | -3,00 | | |
| 5 |  | -14,25 | -7,00 | 17,10 | -7,00 | | |

**Parâmetros de solo - estado de tensão efetivo**

| No. | Nome | Padrão | $\varphi_{ef}$ [°] | $c_{ef}$ [kPa] | $\gamma$ [kN/m$^3$] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1ª | | 24,32 | 0,00 | 15,00 |
| 2 | 2ª | | 34,58 | 0,00 | 21,00 |
| 3 | 3ª | | 38,02 | 0,00 | 21,00 |

**Parâmetros de solo - elevação**

| No. | Nome | Padrão | $\gamma_{sat}$ [kN/m$^3$] | $\gamma_s$ [kN/m$^3$] | n [–] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1ª | | 15,00 | | |



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

| No. | Nome | Padrão | $\gamma_{sat}$ [kN/m³] | $\gamma_s$ [kN/m³] | n [–] |
|---|---|---|---|---|---|
| 2 | 2ª | | 21,00 | | |
| 3 | 3ª | | 21,00 | | |

## Parâmetros do solo

**1ª**

Peso específico : $\gamma$ = 15,00 kN/m³
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef}$ = 24,32 °
Coesão do solo : $c_{ef}$ = 0,00 kPa
Peso específico saturado : $\gamma_{sat}$ = 15,00 kN/m³

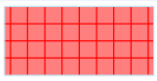
**2ª**

Peso específico : $\gamma$ = 21,00 kN/m³
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef}$ = 34,58 °
Coesão do solo : $c_{ef}$ = 0,00 kPa
Peso específico saturado : $\gamma_{sat}$ = 21,00 kN/m³

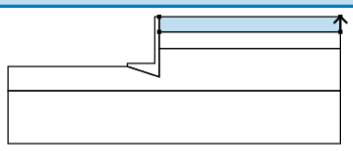
**3ª**

Peso específico : $\gamma$ = 21,00 kN/m³
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\varphi_{ef}$ = 38,02 °
Coesão do solo : $c_{ef}$ = 0,00 kPa
Peso específico saturado : $\gamma_{sat}$ = 21,00 kN/m³

## Corpos rígidos

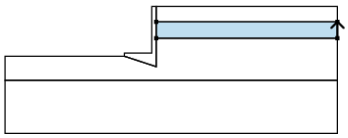
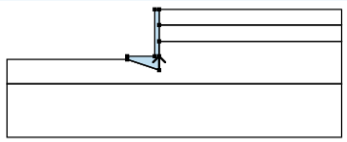
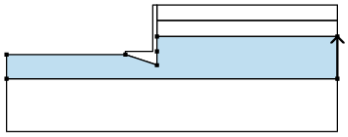
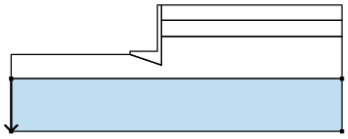
| No. | Nome | Amostra | $\gamma$ [kN/m³] |
|---|---|---|---|
| 1 | Material da estrutura |  | 25,00 |

## Superfícies e atribuições

| No. | Posição da superfície | Coordenadas dos pontos da superfície [m] | | | | Atribuído solo |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x | z | x | z | |
| 1 |  | 17,10 | -1,45 | 17,10 | 0,00 | 1ª |
| | | 0,00 | 0,00 | 0,00 | -1,45 | |



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

| No. | Posição da superfície | Coordenadas dos pontos da superfície [m] | | | | Atribuído |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | x | z | x | z | solo |
| 2 |  | 17,10 | -3,00 | 17,10 | -1,45 | 2ª |
| | | 0,00 | -1,45 | 0,00 | -3,00 | |
| 3 |  | 0,00 | -5,70 | 0,00 | -4,40 | Material da estrutura |
| | | 0,00 | -3,00 | 0,00 | -1,45 | |
| | | 0,00 | 0,00 | -0,40 | 0,00 | |
| | | -0,40 | -4,40 | -3,00 | -4,40 | |
| | | -3,00 | -4,70 | | | |
| 4 |  | 17,10 | -7,00 | 17,10 | -3,00 | 3ª |
| | | 0,00 | -3,00 | 0,00 | -4,40 | |
| | | 0,00 | -5,70 | -3,00 | -4,70 | |
| | | -14,25 | -4,70 | -14,25 | -7,00 | |
| 5 |  | -14,25 | -7,00 | -14,25 | -12,00 | 3ª |
| | | 17,10 | -12,00 | 17,10 | -7,00 | |

### Sobrecarga

| No. | Tipo | Tipo e ação | Posição z [m] | Origem x [m] | Comprimento l [m] | Largura b [m] | Inclinação α [°] | Valor q, $q_1$, f, F, x | Valor $q_2$, z | unidade |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | contínua | permanente | no terreno | x = 0,00 | l = 4,40 | | 0,00 | 5,00 | | kN/m2 |

### Sobrecargas

| No. | Nome |
|---|---|
| 1 | q |

### Nível freático

Tipo de água : Sem água

### Fenda de tração

Fendas de tração não inseridas.

### Sismo

Sismo não incluído.

### Definições da etapa de construção

Situação do projeto : permanente



[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

## Resultados (Etapa de construção 1)

### Análise 1

**Superfície de deslizamento circular**

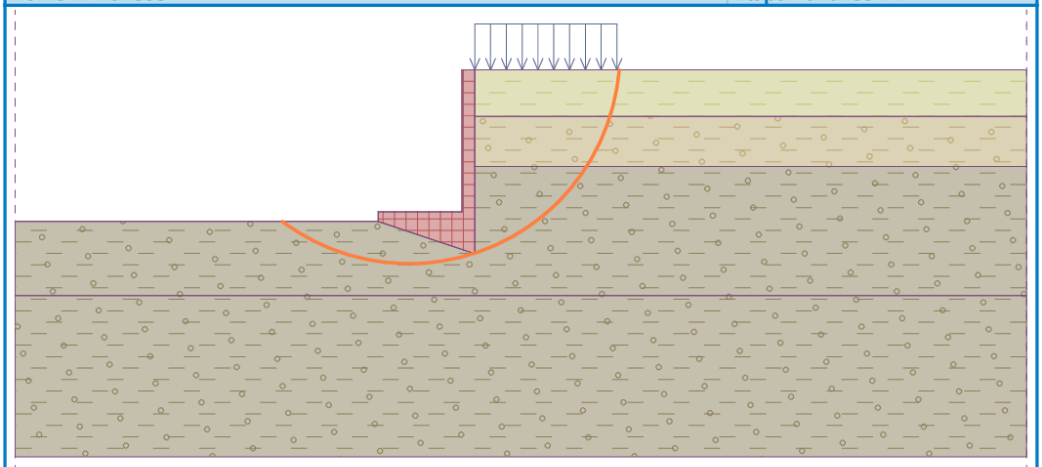
| Parâmetros da superfície de deslizamento | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Centro : | x = | -2,04 | [m] | Ângulos : | $\alpha_1$ = | -36,93 | [°] |
| | z = | 0,52 | [m] | | $\alpha_2$ = | 85,43 | [°] |
| Raio : | R = | 6,53 | [m] | | | | |
| Superfície de deslizamento após otimização. | | | | | | | |

**Verificação da estabilidade de talude (Bishop)**

Soma de forças ativas : $F_a$ = 216,33 kN/m
Soma de forças passivas : $F_p$ = 438,61 kN/m

Momento de deslizamento : $M_a$ = 1412,63 kNm/m
Momento resistente : $M_p$ = 2864,15 kNm/m
Fator de segurança = 2,03 > 1,50
**Estabilidade do talude VERIFICA**

| Nome : Análises | Etapa - análise : 1 - 1 |
|---|---|





[GEO5 - Muro de Flexão (32 bit) | versão 5.2022.62.0 | Copyright © 2022 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]