



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA E CIÊNCIAS AMBIENTAIS
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LUANA JOYCE DE ALMEIDA GONDIM

**DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA PARA CÁLCULO DE ESFORÇOS E
ESTABILIDADE COM DETALHAMENTO DESCRITIVO DE MURO DE FLEXÃO**

MOSSORÓ

2021

LUANA JOYCE DE ALMEIDA GONDIM

**DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA PARA CÁLCULO DE ESFORÇOS E
ESTABILIDADE COM DETALHAMENTO DESCRITIVO DE MURO DE FLEXÃO**

Trabalho Final de Graduação apresentado a
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
como requisito para obtenção do título de
Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. John Eloi Bezerra

MOSSORÓ

2021

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

G637d Gondim, Luana Joyce de Almeida.
DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA PARA CÁLCULO DE
ESFORÇOS E ESTABILIDADE COM DETALHAMENTO
DESCRITIVO DE MURO DE FLEXÃO / Luana Joyce de
Almeida Gondim. - 2021.
68 f. : il.

Orientador: John Eloi Bezerra.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2021.

1. Estrutura de Contenção. 2. Dimensionamento
descritivo. 3. Muro de Arrimo. 4. Software Excel.
I. Bezerra, John Eloi, orient. II. Título.

Ficha catalográfica elaborada por sistema gerador automático em conformidade
com AACR2 e os dados fornecidos pelo(a) autor(a).
Biblioteca Campus Mossoró / Setor de Informação e Referência
Bibliotecária: Keina Cristina Santos Sousa e Silva
CRB: 15/120

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

LUANA JOYCE DE ALMEIDA GONDIM

**DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA PARA CÁLCULO DE ESFORÇOS E
ESTABILIDADE COM DETALHAMENTO DESCRITIVO DE MURO DE FLEXÃO**

Trabalho Final de Graduação apresentado a
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
como requisito para obtenção do título de
Engenheira Civil.

Defendida em: 18 / 11 / 2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. John Eloi Bezerra, Prof. Dr. (UFERSA)
Presidente

Alisson Gadelha de Medeiros, Prof. Dr. (UFERSA)
Membro Examinador

José Daniel Jales Silva, Prof. (UFERSA)
Membro Examinador

DEDICATÓRIA

Com muito carinho e respeito, dedico esta monografia à minha família. Mãe, pai, irmãos, sobrinho e cunhada. Esses que me ensinam diariamente como o amor se manifesta em pequenos cuidados, gestos e lares. Eles que não apenas moldaram meu caráter, mas também me ensinaram como o bom humor, o otimismo e a afinidade são necessários para viver bem.

Agradeço a minha mãe, Raildene, que transborda amor em tudo que faz, por ter me dado o primeiro e mais importante exemplo de ser mulher. Protetora, esforçada, gentil, carinhosa e honesta, acolhe a todos com seu afeto.

Agradeço também ao meu pai, Gilson, um homem bom com as melhores intenções que alguém pode ter, por todos os ensinamentos prestados, desde verificar o óleo do carro até os importantes aprendizados sobre esforço, trabalho, família, carinho, zelo e amor.

Agradeço aos meus irmãos, Rayana e Júnior, por toda a amizade compartilhada desde o início da nossa existência. Esses que, em meio a divergências e concordâncias, compartilho uma relação regada de muita alegria, afeto e apoio. Eles que trouxeram adições significativas à nossa família: Ian, o sobrinho mais carinhoso do mundo, e Layanne, uma amiga atenciosa e amorosa.

Também com imenso afeto e apreço, dedico o trabalho à família de escolha. Essa que não trago desde o berço, mas que espero levar para sempre. Compartilhando e celebrando a cumplicidade, o apoio e o universo que cabe em uma noite de jogos, filmes ou conversa.

Agradeço a Amannda, o meu duo e alma gêmea, por estar sempre ao meu lado, em momentos incríveis e também nos mais dolorosos que tivemos que passar. Construímos uma das relações mais bonitas que já conheci.

Agradeço a Thereza, por tanto amor e afinidade regados a bom humor, similaridades, implicâncias e intimidade. Para você, o meu peito está sempre mais aberto que o mar da Bahia.

Agradeço a Clara, a criatura mais engraçada do planeta, pela lealdade e pela atenção. Tenho muito estima por você e por tudo que compõe nossa amizade: a identificação imediata, a compreensão e todo o lazer do mundo que sempre melhora com a sua presença.

Agradeço à personificação do acolhimento, Bia, pelas milhares de conversas divididas. Por todo o amor e carinho que compartilhamos de forma recíproca e por todas as noites de barulho, jogos e risadas.

Dedico aos que não consigo estar sempre em contato, por algum motivo. Toni, Débora, Caio e Mari. Carrego-os com muita saudade e amor, aguardando sempre pela possibilidade de um próximo ponto de contato.

Dedico, por fim, à Daninha (*in memoriam*). Minha amiga, meu refúgio e a minha risada que agora se tornou a minha saudade. Sou muito grata por tudo que não consigo sintetizar verbalmente, mas que sentimos e vivemos juntas.

“A educação é o poder das mulheres.”

YOUSAFZAI, Malala.

RESUMO

Estruturas de contenção são comumente utilizadas quando existe a necessidade de sanar problemas apresentados em encostas e regiões onde se faz necessária a estabilização de alguma massa de solo (corte, aterro ou até mesmo ações contra desmoronamento). Dentro dessa categoria, surge o muro de flexão que é, por sua vez, um muro de arrimo construído em um formato idealizado para utilizar as massas de solos em favor da estrutura. O dimensionamento desse elemento estrutural envolve métodos numéricos, cálculo de esforços, estabilidade e uma série de verificações (estabilidade ao deslizamento, tombamento e capacidade de carga do solo) para garantir um padrão de segurança requisitado. Dito isso, objetiva-se desenvolver uma ferramenta, através do Microsoft Excel, que seja capaz de realizar os cálculos do dimensionamento de forma automática e, ainda, detalhar de forma descritiva a contenção mencionada. Tem-se, portanto, um instrumento que visa auxiliar os profissionais e estudantes da engenharia civil no desenvolvimento de projetos de Muro de Flexão. Ressalta-se, porém, a imprescindibilidade do conhecimento teórico que deve acompanhar tal ferramenta, onde o engenheiro terá o dever de analisar com cautela os resultados providos pela planilha. A metodologia empregada nesse estudo se trata de uma pesquisa bibliográfica. A mesma será fundamentada em livros, artigos e dissertações já publicadas acerca do tema. Vale salientar que, além do estudo teórico, o software Excel será utilizado como ferramenta facilitadora do processo de cálculo e detalhamento descritivo. Como resultado da pesquisa, obteve-se uma planilha confiável acompanhada de uma interface intuitiva que é capaz de gerar um relatório detalhando de muros de flexão.

Palavras-chave: Estrutura de Contenção. Dimensionamento descritivo. Muro de Arrimo. Software Excel.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: muro de contenção de gravidade em gabiões	17
Figura 2: Muros de arrimo por gravidade	18
Figura 3: Muros de concreto ciclópico.....	19
Figura 4: Muro de gabiões com degraus externos e internos	20
Figura 5: Muro de flexão.....	20
Figura 6: Terminologia.....	21
Figura 7: Empuxo ativo.....	22
Figura 8: Empuxo Passivo.....	23
Figura 9: deslizamento em espiral logarítmica.....	24
Figura 10: Método de Coulomb. A: esforços atuantes; B: equilíbrio de forças; C: superfície crítica ..	24
Figura 11: Empuxo passivo.....	26
Figura 12: Deslocamento de estrutura de contenção.....	28
Figura 13: Círculo de Mohr (estados limites e repouso).....	28
Figura 14: Mohr em solo coesivo.....	29
Figura 15: Empuxo segundo Rankine com sobrecarga distribuída.....	31
Figura 16: Exemplo pré-dimensionamento	33
Figura 17: modelo de pré-dimensionamento.....	33
Figura 18: Ruptura global	34
Figura 19: Deslizamento da base	35
Figura 20: variáveis envolvidas.....	35
Figura 21: Tombamento do muro.....	37
Figura 22: Capacidade de carga do solo de fundação	38
Figura 23: Tensões na base do muro	38
Figura 24: Material não resistente a tração	39
Figura 25: Seções do muro de flexão	42
Figura 26: detalhe do dobramento de barras	48
Figura 27: Conversor.....	51
Figura 28: Interface da planilha	Erro! Indicador não definido.
Figura 29: dados de entrada requeridos.....	52
Figura 30: dados de entrada do solo	53
Figura 31: Pré-dimensionamento	53
Figura 32: Janela da ferramenta solver	54
Figura 33: Representação do muro de flexão pré-dimensionado	54

Figura 34: Divisão do muro em 7 áreas	55
Figura 35: Tabela para cálculo do momento	56
Figura 36: Verificação contra o deslizamento.....	56
Figura 37: Verificação contra o tombamento.....	56
Figura 38: Verificação contra o tombamento.....	57
Figura 39: Divisão do muro de flexão em seções	57
Figura 40: Variáveis atuantes na estrutura	58
Figura 41: Tabela para cálculo de esforços em cada seção (simulação)	58
Figura 42: Representação da armadura do muro principal.....	59
Figura 43: Ks como dado de entrada.....	59
Figura 44: Relatório emitido pela planilha.....	60
Figura 45: Exemplo resolvido de Muro de Flexão.....	61
Figura 46: Dados de entrada do exercício	61
Figura 47: Dados de entrada do exercício	62
Figura 48: Dimensões propostas por Moliterno	62
Figura 49: Dimensões propostas pela planilha elaborada	63
Figura 50: Tabela com os Cortantes e Momentos por seção segundo Moliterno.....	63
Figura 51: Tabela com os Cortantes e Momentos por seção da planilha.	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: valores de m_1 associados a razão c/b	39
Tabela 2: Fatores de capacidade de carga	41
Tabela 3: valores de $\rho_{\min}$	43
Tabela 4: Comprimento de ancoragem.....	45
Tabela 5: Relação entre K_c , K_s	48

$\emptyset$: ângulo de talude natural;
 γ_t : massa específica aparente da terra;
 σ_s : tensão admissível do solo;
 q : sobrecarga atuante no muro;
 γ : peso específico, coeficiente;
 h_0 : altura de terra equivalente;
 K_a : coeficiente de empuxo ativo;
 K_p : coeficiente de empuxo passivo;
 H : altura total;
 E_a : empuxo de terra ativo;
 E_p : empuxo de terra passivo;
 Y : ponto de aplicação do empuxo;
 M : momento fletor;
 M_d : momento fletor de cálculo;
 d : altura útil;
 b_s : largura da base;
 r : comprimento da ponta da sapata;
 t : comprimento do talão da sapata;
 N : normal atuante;
 T : força tangencial atuante;
 e : excentricidade;
 $\mathcal{E}$: equilíbrio elástico;
 σ_m : tensão média;
 σ_1 : tensão máxima;
 σ_2 : tensão mínima;
 Q : esforço cortante;
 Δ_d : variação de espessura do muro;
 b_w : largura do elemento estrutural;
 K_c : coeficiente de área de aço;
 K_s : coeficiente de área de aço;
 A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
 A_{smin} : área de armadura mínima;
 M_p : momento fletor na ponta;

M_t : momento fletor no talão;

C : cobrimento;

f_{ck} : resistência característica do concreto;

f_{yk} : resistência característica do escoamento do aço;

$A_{s, dist}$: armadura de distribuição.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Objetivos	16
1.1.1 Objetivo geral.....	16
1.1.2 Objetivos específicos.....	16
2 REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1 Tipos de muros de contenção	18
2.1.1 Muros de Gravidade	18
2.1.2 Muros de Flexão.....	20
3 METODOLOGIA	22
3.1 Forças atuantes no muro de flexão	22
3.1.1 Empuxo de terra	22
3.2 Cálculo do Empuxo	23
3.2.1 Teoria de Coulomb.....	23
3.2.2 Teoria de Rankine	27
3.3 Dimensionamento da Armadura de Muro de Flexão.....	32
3.3.1 Pré-dimensionamento.....	32
3.3.3 Dimensionamento da armadura.....	41
3.4 Elaboração da Planilha Eletrônica	49
3.4.1 Interface.....	50
3.4.2 Dados de Entrada	52
3.4.3 Dados do solo	52
3.4.4 Pré-dimensionamento.....	53
3.1.5 Cálculo do Empuxo.....	55
3.1.6 Verificações.....	55
3.1.7 Armaduras	57
3.1.8 Relatório	59
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	61
4.1 Exemplo de muro de flexão calculados através da planilha	61
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
6 REFERÊNCIA	66

1 INTRODUÇÃO

O muro de arrimo é uma estrutura comumente utilizada para sanar problemas apresentados em encostas e regiões onde se faz necessária a estabilização de alguma massa de solo (corte, aterro ou até mesmo ações contra desmoronamento). Dentro dessa categoria, surge o muro de flexão que é, por sua vez, um muro de arrimo construído em um formato pensado para utilizar as massas de solos em favor da estrutura.

De acordo com Souza (2015), o muro em questão dispõe de dimensões mais esbeltas e são configurados em formato semelhante à letra “L” ou, até mesmo, “T” invertido. A seção transversal idealizada no formato mencionado resiste aos empuxos do maciço por flexão, aproveitando-se do próprio peso do solo para permanecer em equilíbrio. São comumente construídos em concreto armado, o que implica em uma rentabilidade desvantajosa quando sua altura supera os 5 metros. A laje de base costuma representar 50 a 70% da altura da contenção. Dependendo dos esforços requeridos, essa estrutura pode ser reforçada e enrijecida através de vigas e contrafortes para evitar tombamentos.

O dimensionamento desse elemento estrutural envolve métodos numéricos, cálculo de esforços, estabilidade e uma série de verificações (são essas: estabilidade ao deslizamento, tombamento e capacidade de carga do solo) com intuito de garantir um padrão de segurança requisitado.

Dito isso, objetiva-se desenvolver uma ferramenta, através do Microsoft Excel, que seja capaz de realizar os cálculos do dimensionamento de forma automática e, ainda, detalhar descritivamente a contenção mencionada. Elaborando assim um instrumento que visa auxiliar os profissionais e estudantes da engenharia civil no desenvolvimento de projetos de Muro de Flexão. Ressalta-se, porém, a imprescindibilidade do conhecimento teórico que deve acompanhar tal ferramenta, onde o engenheiro terá o dever de analisar com cautela os resultados providos pela planilha.

Esse trabalho é pertinente devido à necessidade de realizar o estudo do dimensionamento de muros de flexão, de forma a compreender características construtivas, conceitos de flexão e definições necessárias com intuito de garantir segurança e bem-estar em localidades que apresentem movimentos de terra.

É possível encontrar alguns programas e softwares especializados que abordam dimensionamento e detalhamento estrutural de estruturas de contenção, dentre elas, o Muro de

Flexão: o *Conten*, da TQS e o *Dynamic CAD*. Porém, ambos requerem o pagamento de licenças mensais ou anuais, o que limita seu acesso para boa parte do público alvo desta pesquisa.

Ademais, o presente trabalho reforça sua importância devido ao contexto de escassez de ferramentas acessíveis e familiares a discentes do curso de Engenharia Civil e Engenheiros Juniores que, por sua vez, dispõem de poucos softwares gratuitos que auxiliem no cálculo, dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais no geral.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é desenvolver uma ferramenta em software de código aberto que seja acessível para o cálculo necessário para dimensionamento e também para detalhamento descritivo de um Muro de Flexão.

1.1.2 Objetivos específicos

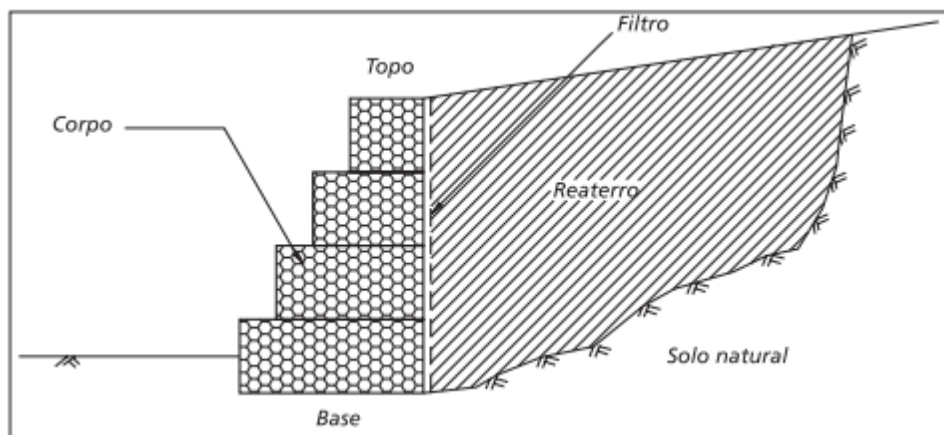
- Auxiliar na compreensão e segurança do cálculo de esforços e estabilidade em elementos estruturais de muros de flexão;
- Construir uma interface gráfica interativa e prática para os usuários da ferramenta;
- Possibilitar a construção e geração de detalhamento descritivo e relatórios analíticos a respeito da contenção;
- Auxiliar no ensino de componentes curriculares relacionados e, também, na prática de profissionais da área.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

As obras realizadas com intuito de garantir estabilidade e suporte de maciços de terra, evitando deslizamentos causados por carregamentos externos ou pelo peso próprio, são conhecidas por estrutura de contenção ou de arrimo. Dentre essas, existem os muros que utilizam de seu peso próprio para prover essa estabilidade, sendo classificados como Muros de Gravidade.

Pedras argamassadas, concreto ciclópico e gabiões são geralmente os materiais utilizados dentro dessa categoria. Abaixo, Figura 1, pode ser observado os elementos envolvidos em muros de gravidade.

Figura 1: muro de contenção de gravidade em gabiões



Fonte: Manual de Obras de Contenção (2021)

Essas estruturas podem ser classificadas de acordo com os materiais utilizados para a obra, sendo consideradas Estruturas Rígidas quando os materiais não admitem deformações (concreto ciclópico, por exemplo) e Estruturas Flexíveis quando os materiais aceitam deformação, admitindo inclusive movimentações do terreno sem comprometer sua eficácia (como gabiões).

Segundo o Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros (2021), diversos fatores devem ser levados em consideração na escolha da estrutura de contenção que será realizada, dentre esses se pode citar os fatores geotécnicos (como o tipo de solo e o nível da água), físicos (sobrecarga e altura da estrutura) e econômicos (disponibilidade de materiais e mão de obra qualificada).

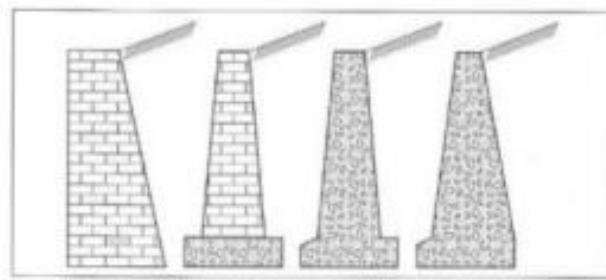
2.1 Tipos de muros de contenção

Considerados estruturas de simples execução por não necessitar de maquinário sofisticado, os muros de arrimo podem ser classificados também de acordo com seu modo de trabalhar: muro de gravidade e muro de flexão.

2.1.1 Muros de Gravidade

Os muros que trabalham por gravidade, como exhibe a Figura 2, resistem ao empuxo do terreno devido ao seu peso próprio que, por sua vez, proporciona uma força de atrito com o solo, evitando seu desligamento e tombamento. Para isto, necessita-se de grande porte e elevado peso, sendo construídos por materiais como concreto simples, blocos de pedra ou gabiões.

Figura 2: Muros de arrimo por gravidade



Fonte: Souza, 2016.

2.1.1.1 Muro de alvenaria de pedras

De acordo com Ribeiro (2015), seguindo a mesma estratégia de muros de gravidade, o muro em alvenaria de pedras também utiliza seu peso próprio para suportar o terreno a montante. Também como em muros gravíticos em geral, eles podem apresentar variáveis espessuras que, por sua vez, aumenta de acordo com a profundidade com intuito de trazer equilíbrio às tensões causadas pelo maciço de terra.

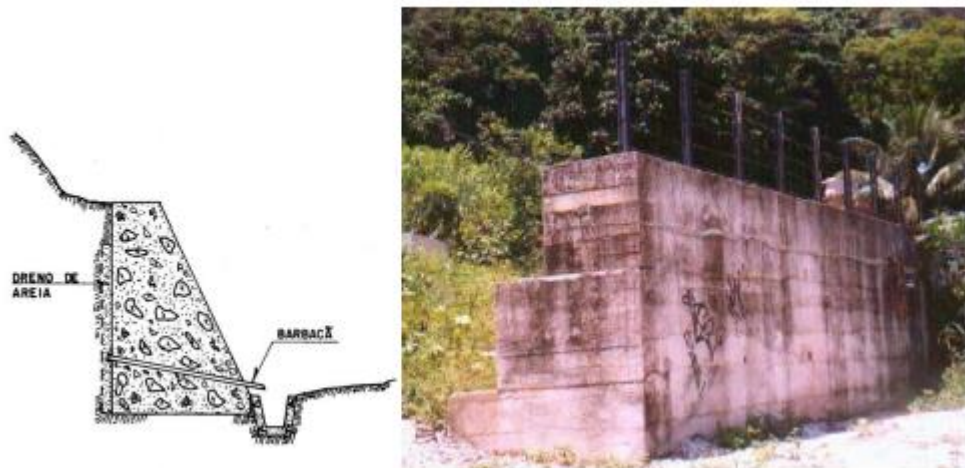
Do ponto de vista financeiro, evita-se que os muros em questão apresentem altura acima de 2 metros. Essas estruturas de contenção são constituídas pela interligação de blocos de pedra. Portanto, em condições normais, considera-se que muros em alvenaria de pedras são naturalmente drenados.

2.1.1.2 Muro de concreto ciclópico

Também conhecidos por muros de concreto gravidade (detalhados na Figura 3), são considerados economicamente viáveis, exceto quando sua altura ultrapassa 4 metros. Segundo Gerscovich, (2010), trata-se de uma estrutura executada através de uma fôrma preenchida com concreto simples e rochas de variadas dimensões. Diferente do muro em alvenaria de pedras, esse exige um sistema de drenagem por ser impermeável.

A largura da base possui cerca de 50% da altura do muro. Para melhorar o cenário no ponto de vista financeiro, é recomendada a construção do muro com faces inclinadas ou em degraus para, assim, economizar com material.

Figura 3: Muros de concreto ciclópico



Fonte: Gerscovich, 2010

2.1.1.3 Muro de gabião

Segundo Barros (2021), são estruturas de contenção compostas por elementos metálicos fabricados com telas de malha hexagonal preenchido com pedras de granulometria adequada, observe a Figura 4.

A montagem e o enchimento destes elementos podem ser realizados manualmente ou com equipamentos mecânicos comuns. Para a união das malhas são utilizados arames de mesma característica, tornando-a uma estrutura monolítica. A malha, por sua vez, deve apresentar alta resistência mecânica, resistência à corrosão e flexibilidade.

Figura 4: Muro de gabiões com degraus externos e internos

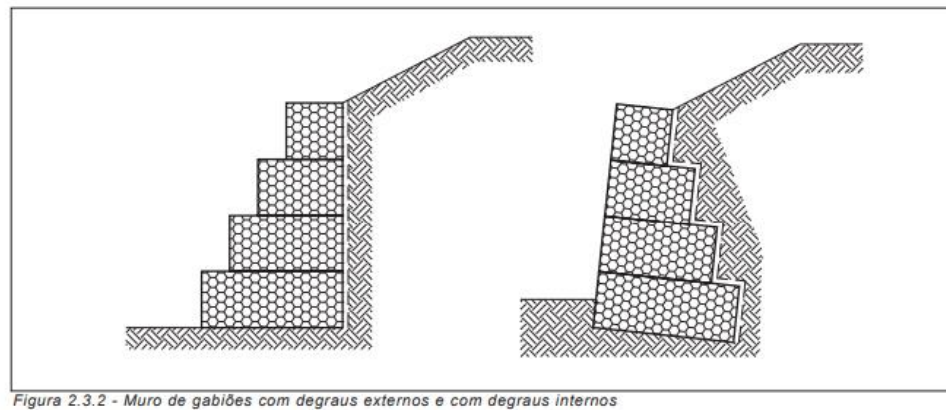


Figura 2.3.2 - Muro de gabiões com degraus externos e com degraus internos

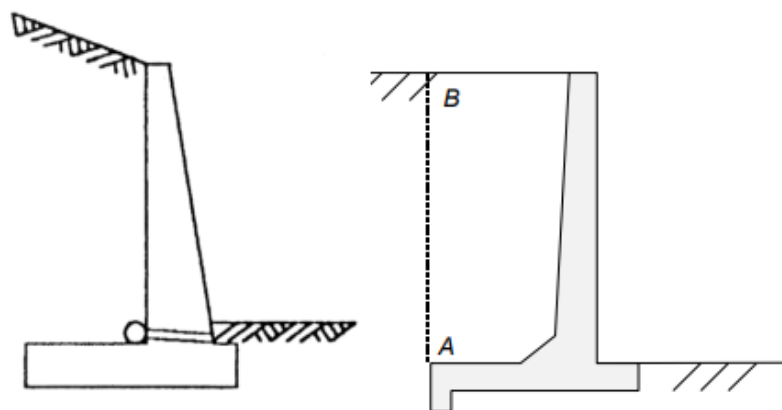
Fonte: Gerscovich, 2010

2.1.2 Muros de Flexão

Os muros de flexão, por sua vez, não necessitam de elevado peso, sendo normalmente executados com concreto armado. Segundo Cardoso (2002), o formato similar a um “L” invertido (observe a Figura 5 abaixo) é pensado para compensar o seu menor peso (em comparação com muros de gravidade), pois sua forma utiliza o peso do próprio maciço a seu favor para obter uma maior força de atrito, combatendo assim o deslizamento e o tombamento.

No entanto, como o nome já sugere, os esforços de flexão são elevados e exigem armaduras robustas. Essas estruturas serão o objeto de estudo do presente trabalho.

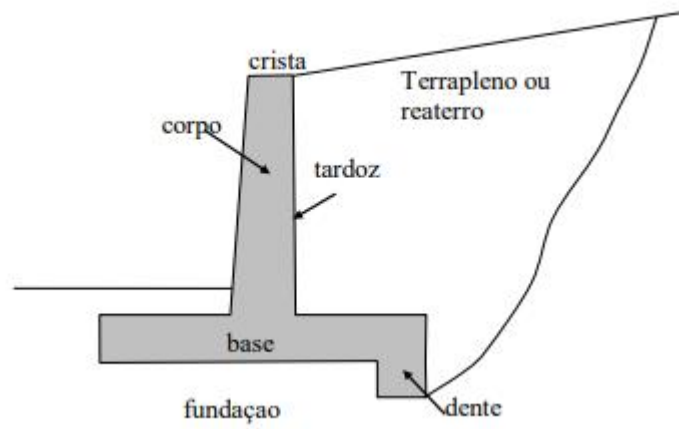
Figura 5: Muro de flexão



Fonte: Gerscovich, 2010

A terminologia desse elemento é exibida na Figura 6.

Figura 6: Terminologia



Fonte: Gerscovich, 2010

3 METODOLOGIA

Além da revisão bibliográfica realizada para o embasamento do referencial teórico, o software Excel foi utilizado como ferramenta facilitadora do processo de cálculo e detalhamento descritivo. A planilha construída segue os cálculos e a linha de raciocínio descritos a seguir.

3.1 Forças atuantes no muro de flexão

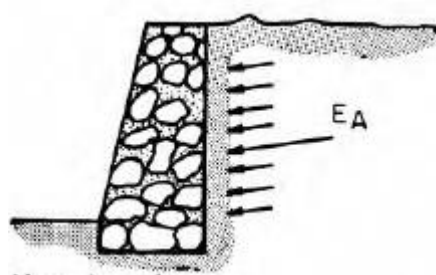
3.1.1 Empuxo de terra

Estruturas de contenção, tanto gravitacionais como de flexão, estão expostas a variadas forças atuantes, uma dessas é o empuxo de terra.

Trata-se de uma ação originada pelo maciço de terra sobre as estruturas que estão em contato com o mesmo. A definição do valor do empuxo da terra é crucial para a análise de obras como muros de contenção. Este pode ser classificado de acordo com a situação em duas categorias: empuxo passivo e empuxo ativo.

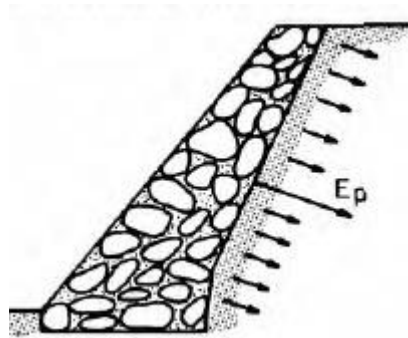
Em situações onde a estrutura de contenção é construída para oferecer suporte e conter o maciço, é percebido o empuxo ativo (Figura 7) que é, portanto, caracterizado por uma situação onde o maciço terroso efetua esforços contra o muro em questão. Por outro lado, percebe-se o empuxo passivo (Figura 8) quando a própria estrutura pressiona e faz esforço para com o maciço.

Figura 7: Empuxo ativo



Fonte: Moliterno, 1980

Figura 8: Empuxo Passivo



Fonte: Moliterno, 1980

Em ambos (passivo e ativo), o empuxo pode ser classificado ainda como coesivo ou não coesivo, a depender do solo em questão (predominantemente argiloso ou arenoso, respectivamente).

3.2 Cálculo do Empuxo

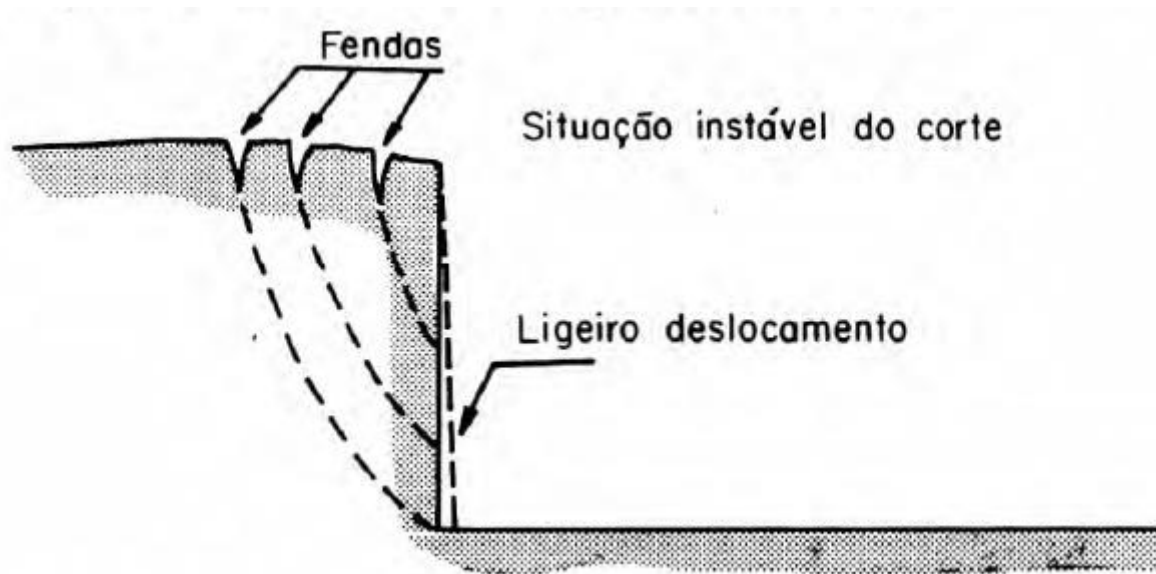
A quantificação da intensidade do empuxo de terra é o dado fundamental para a elaboração do projeto de uma estrutura de contenção. De acordo com Moliterno (1980), os primeiros a teorizar acerca do assunto foram Coulomb em 1773, Poncelet em 1840 e Rankine em 1856. Suas formulações são conhecidas como Teorias Antigas e apresentam até hoje resultados satisfatórios.

3.2.1 Teoria de Coulomb

A teoria de Coulomb se baseia na observação de que as rupturas de muros de contenção se dão em planos de deslizamentos que se aproximam de uma reta. Este plano, por sua vez, recebeu o nome de cunha. A teoria se embasa na hipótese de que esse esforço (empuxo) exercido contra a estrutura de contenção provém dessa cunha de terra.

O plano de ruptura é considerado como uma superfície plana pela praticidade de cálculos, porém o deslizamento ocorre, na verdade, ao longo de uma superfície curva, na forma de uma espiral logarítmica, observe a Figura 9.

Figura 9: deslizamento em espiral logarítmica



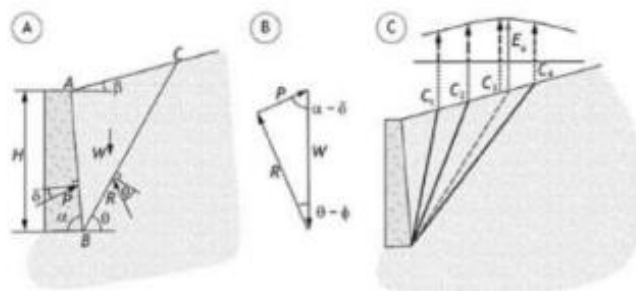
Fonte: Moliterno, 1980

3.2.1.1 Empuxo ativo por Coulomb

Uma vez conhecido o comportamento do deslizamento de uma estrutura de contenção, é necessário realizar repetidas simulações com o intuito de encontrar a cunha crítica, ou seja, a condição mais desfavorável possível. Tendo conhecimento da situação mais adversa, é realizado o equilíbrio das forças que atuam na cunha para encontrar qual a reação necessária que o muro precisa apresentar de forma a conter o deslizamento.

Portanto, a Teoria de Coulomb delimita que se deve encontrar uma condição onde os esforços do maciço que deslizará podem ser calculados, através de tentativa e erro, com intuito de determinar a cunha crítica (Figura 10) e, conseqüentemente, ao que a contenção necessitará resistir.

Figura 10: Método de Coulomb. A: esforços atuantes; B: equilíbrio de forças; C: superfície crítica



Fonte: Gerscovich et al, 2016

No plano de ruptura do solo acima, destacam-se três forças atuantes: E_p , W e R , com a última sendo a resultante das outras duas. A atuante P representa o peso do maciço e de possíveis sobrecargas no terreno e pode ser calculada por (GERSCOVICH et al., 2016):

$$W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right]$$

A partir da lei dos senos no polígono da Figura 8, pode-se afirmar que:

$$\frac{P}{\text{sen}(\theta - \emptyset)} = \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \emptyset + \delta)}$$

Logo:

$$P = \frac{W \cdot \text{sen}(\theta - \emptyset)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \emptyset + \delta)}$$

Ao combinar essas expressões, obtém-se:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \cdot \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta)} \right] \cdot \frac{\text{sen}(\theta - \emptyset)}{\text{sen}(180^\circ - \alpha - \theta + \emptyset + \delta)}$$

Uma vez encontrada a equação prescrita, deriva-se e iguala o resultado a zero com o intuito de encontrar o maior empuxo:

$$\frac{dP}{d\theta} = 0$$

Chegando à expressão a seguir:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Onde o valor do coeficiente K_a , designado por coeficiente de empuxo ou de Coulomb, é dado pela expressão, segundo Rebhann:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \emptyset)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\emptyset + \delta) \cdot \text{sen}(\emptyset - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Onde:

E_a = Empuxo ativo

K_a = Coeficiente de empuxo ativo

H = Altura do muro

W = Peso da massa de solo deslizando

γ = Peso específico do solo

α = Inclinação do muro em relação a horizontal

θ = Ângulo entre a cunha de solo e a horizontal

β = Ângulo de inclinação com a horizontal do terreno a ser contido

δ = Ângulo de atrito solo-muro

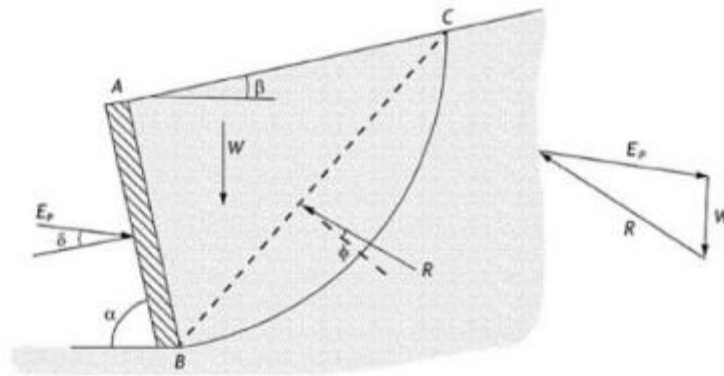
ϕ = Ângulo de atrito do solo

P = Força que o muro exerce para evitar o escorregamento

3.2.1.2 Empuxo passivo por Coulomb

De forma semelhante ao cálculo realizado para obtenção do empuxo ativo, o necessário para encontrar o empuxo passivo segue a mesma lógica: equilíbrio de forças. Porém, agora o que será analisado é o esforço que a estrutura de contenção exerce sobre o solo de forma a provocar o deslizamento da cunha, observe a Figura 11.

Figura 11: Empuxo passivo



Fonte: Gerscovich et al, 2016

Seguindo os passos detalhados no tópico anterior, tem-se:

$$\frac{P}{\sin(\theta + \phi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)}$$

Portanto:

$$P_p = \frac{W \cdot \sin(\theta + \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)}$$

Realizando a combinação das expressões:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \sin^2 \alpha} \cdot \left[\sin(\alpha + \theta) \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\theta - \beta)} \right] \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \theta - \phi - \delta)}$$

Derivando a expressão supracitada, tem-se:

$$\frac{dP}{d\theta} = 0$$

Obtendo-se:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2\alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Onde:

E_p = Empuxo passivo

K_p = Coeficiente de empuxo passivo

H = Altura do muro

W = Peso da massa de solo deslizante

γ = Peso específico do solo

α = Inclinação do muro em relação a horizontal

θ = Ângulo entre a cunha de solo e a horizontal

β = Ângulo de inclinação com a horizontal do terreno a ser contido

δ = Ângulo de atrito solo-muro

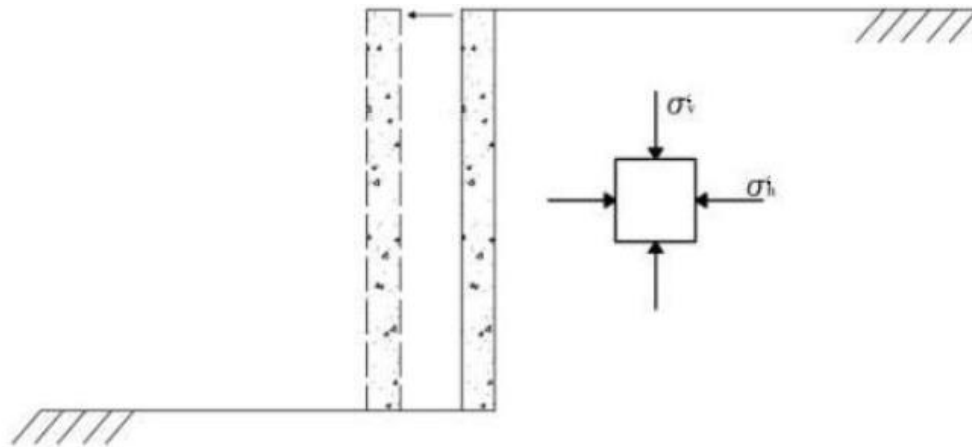
ϕ = Ângulo de atrito do solo

P = Força que o muro exerce para evitar o escorregamento

3.2.2 Teoria de Rankine

Com o intuito de calcular o empuxo de terra atuantes em estruturas de contenção, Rankine teorizou se baseando na Teoria de Equilíbrio Plástico, idealizada a partir do Círculo de Mohr. Para isso, necessitou-se estabelecer algumas hipóteses. Dentre essas que o solo seja homogêneo, isotrópico e que a superfície seja plana, de acordo com Luiz (2014).

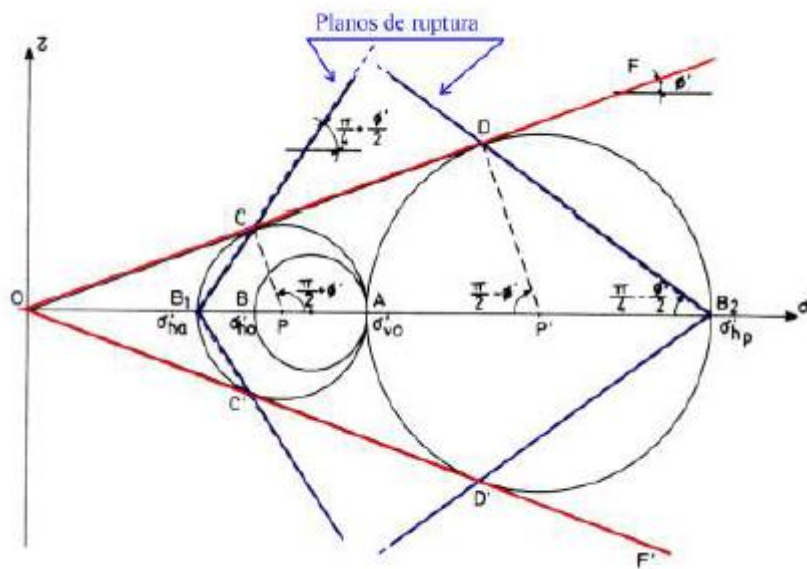
Figura 12: Deslocamento de estrutura de contenção



Fonte: Luiz, 2014

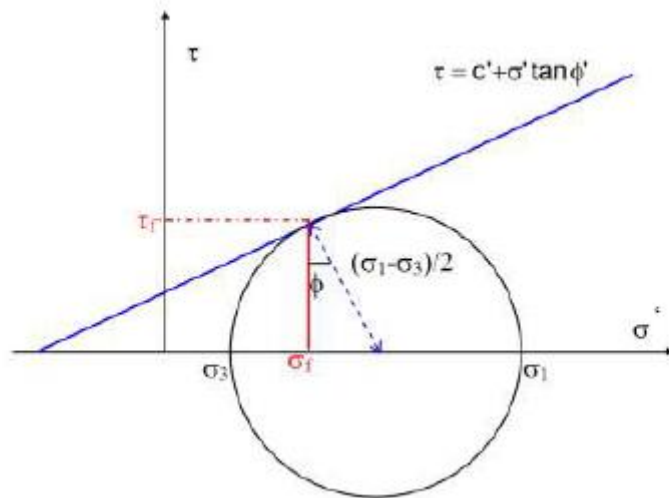
A figura 12 exibe um deslocamento da estrutura de contenção e, nesse caso, a tensão horizontal (σ'_h) diminuirá, possibilitando culminar em uma condição de ruptura (condição ativa). Caso o deslocamento fosse o oposto, a tensão horizontal (σ'_h) aumentaria até a condição de ruptura (condição passiva). Em qualquer um desses cenários (Figura 13 e Figura 14), a tensão efetiva vertical (σ'_v) não é alterada.

Figura 13: Círculo de Mohr (estados limites e repouso)



Fonte: Gerscovich, 2007

Figura 14: Mohr em solo coesivo



Fonte: Gerscovich, 2007

A partir da análise das imagens expostas, as tensões de ruptura (tanto no estado passivo quanto no ativo) podem ser calculadas como é mostrado a seguir (GERSCOVICH, 2007):

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos \phi'$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi'$$

Porém,

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

Portanto:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos \phi' = c' + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin \phi' \right) \cdot \tan \phi'$$

Executando a multiplicação por $\cos \phi'$ e reorganizando a expressão, tem-se:

$$\sigma_3 = -\frac{2 \cdot c' \cdot \cos \phi'}{1 + \sin \phi'} + \sigma_1 \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

Assumindo $\sigma_1 = \sigma'_v$ e $\sigma_3 = \sigma'_h$, é possível obter o caso ativo:

$$\sigma_{h,ativo} = \sigma_v \cdot \left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}}$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

Já ao assumir $\sigma_1 = \sigma'_h$ e $\sigma_3 = \sigma'_v$, é possível obter o caso passivo:

$$\sigma_{h,passivo} = \sigma_v \cdot \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}}$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot k_p + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_p}$$

Sendo:

σ'_v (tensão efetiva vertical) $= \gamma' \cdot z + q$;

c - coesão do solo;

K_a - coeficiente de empuxo ativo;

K_p - coeficiente de empuxo passivo.

Segundo Marchetti (2007), em um terreno inclinado, o coeficiente de empuxo ativo é dado por:

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

Na mesma situação (terreno inclinado), o coeficiente de empuxo passivo pode ser calculado por:

$$K_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}$$

Em terrenos horizontais, o coeficiente ativo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

E o coeficiente de empuxo passivo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Onde:

γ = Peso específico do solo;

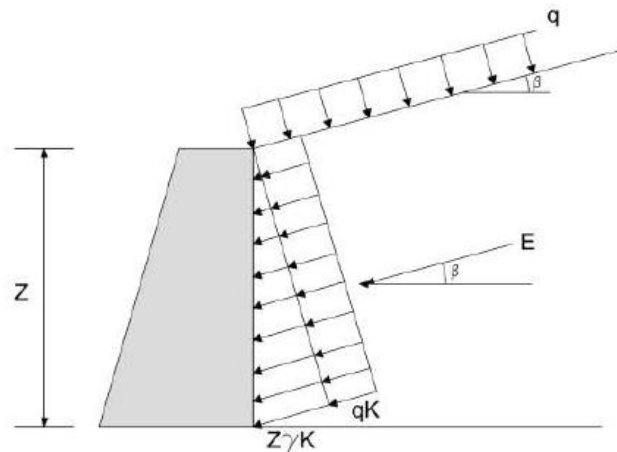
Z = Profundidade do solo;

q = Possível sobrecarga no terreno;

β = Inclinação do reaterro em relação a horizontal.

Em situações em que exista sobrecarga distribuída, a tensão vertical será elevada em “ q ” ao longo de todo o maciço, o que implica na tensão horizontal aumentando o equivalente a: $q \cdot k$, como pode ser observado na Figura 15.

Figura 15: Empuxo segundo Rankine com sobrecarga distribuída



Fonte: Luiz, 2014

Quando se trata de solos coesivos, é incorporada uma parte constante nas tensões horizontais, já que a coesão não depende da altura da estrutura e sim do tipo do solo.

Logo, para o cálculo do empuxo de terra nesses solos com coesão, é necessário considerar Z_0 como a profundidade em que, no estado ativo, a tensão lateral distribuída é anulada (Figura 13). Ou seja, acima desse trecho não há necessidade de contenção, já que, de acordo com Luiz (2014), o maciço não apresenta tensões laterais positivas.

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot k_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} + q \cdot k_a = 0$$

$$\sigma'_v \cdot k_a = 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} - q \cdot k_a$$

$$\gamma \cdot Z_0 \cdot k_a = 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a} - q \cdot k_a$$

$$Z_0 = \frac{2 \cdot c'}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

Os empuxos, por sua vez, podem ser encontrados através da integral da tensão lateral do estado ativo em função da profundidade:

$$E_a = \frac{\gamma h^2 \cdot K_a}{2} - 2chK_a + qK_a h$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 \cdot K_p}{2} + 2chK_p + qK_p h$$

Já para solos não coesivos, os empuxos são obtidos através das expressões a seguir:

$$E_a = \frac{\gamma h^2 \cdot K_a}{2} + qK_a h$$

$$E_p = \frac{\gamma h^2 \cdot K_p}{2} + qK_p h$$

Segundo Gerscovich (2016), essa teoria resulta em maiores valores de empuxo, porém continua sendo a mais utilizada. Isso se explica devido a mesma apresentar uma maior facilidade de resolução. Inclusive, este será o método utilizado na planilha referente ao presente estudo.

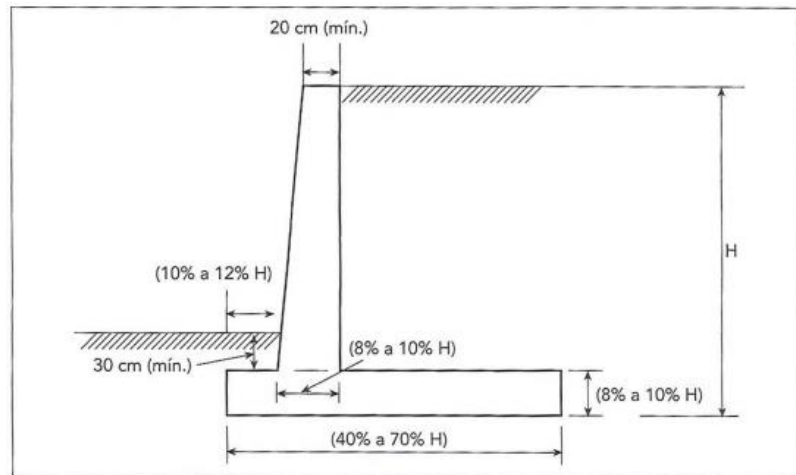
3.3 Dimensionamento da Armadura de Muro de Flexão

3.3.1 Pré-dimensionamento

O primeiro passo para realizar um dimensionamento adequado é partir de um pré-dimensionamento embasado para, então, analisar os esforços atuantes na estrutura e, por conseguinte, fazer as verificações necessárias. Para que seja considerado um dimensionamento apto, o muro deve provar que oferece estabilidade contra tombamento, deslizamento, capacidade de carga da base e, por fim, ruptura global do terreno (HACHICH *et al.*, 1998).

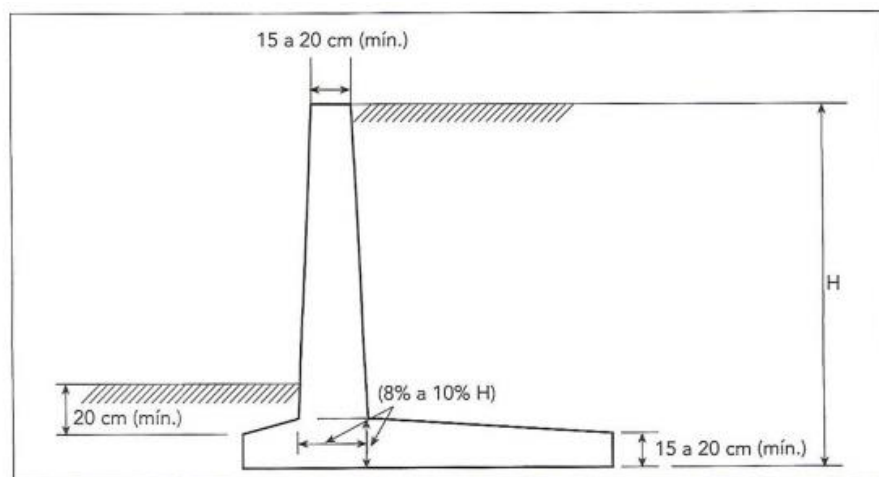
A seguir, nas Figuras 16 e 17, são exibidas duas opções de pré-dimensionamento, onde H representa a altura do muro de flexão:

Figura 16: Exemplo pré-dimensionamento



Fonte: Marchetti, 2007.

Figura 17: modelo de pré-dimensionamento



Fonte: Marchetti, 2007.

3.3.2 Estabilidade da Estrutura

Para garantir a segurança e eficiência da estrutura de contenção pré-dimensionada, deve ser realizada uma análise de estabilidade de possíveis causas de ruptura. Portanto, são feitas verificações de segurança contra deslizamento na base, tombamento, ruptura de solo de fundação (capacidade de carga) e ruptura global.

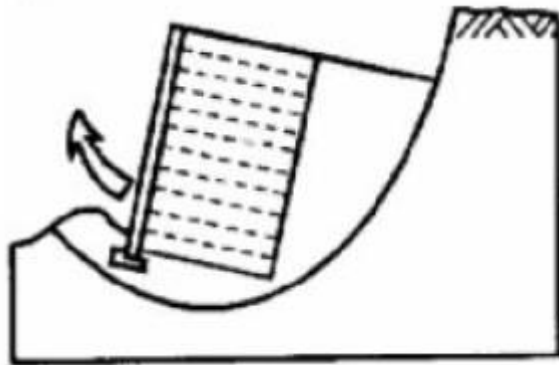
3.3.2.1 Verificação contra ruptura global

Os principais mecanismos que oferecem perigo em relação à ruptura global (Figura 18) não estão ligados ao dimensionamento da estrutura em si, mas sim ao maciço na qual esta foi

construída. Dentre as causas relevantes estão as características geométricas e geotécnicas do terreno, como sua resistência, nível do lençol freático e espessuras das camadas do solo.

A chance de ruptura de um talude não é tão facilmente tangível e/ou previsível, para tal análise é necessário um diagnóstico do mesmo para tomar conhecimento do fator de segurança da massa potencial instável. No entanto, devido sua complexidade, o presente estudo não apresentará tal abordagem.

Figura 18: Ruptura global



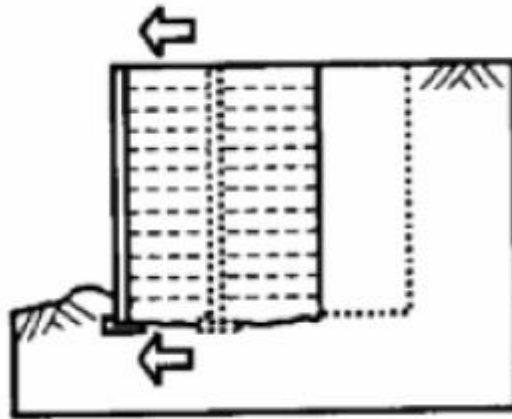
Fonte: Gerscovich, 2010

3.3.2.2 Verificação contra deslizamento

Essa verificação tem o intuito de prevenir o deslocamento da base do muro (Figura 19). Para garantir a segurança, são levantados os esforços solicitantes que atuam na estrutura (desde empuxo, sobrecarga) e os esforços resistentes (Figura 20) para determinar o peso necessário para oferecer essa estabilidade.

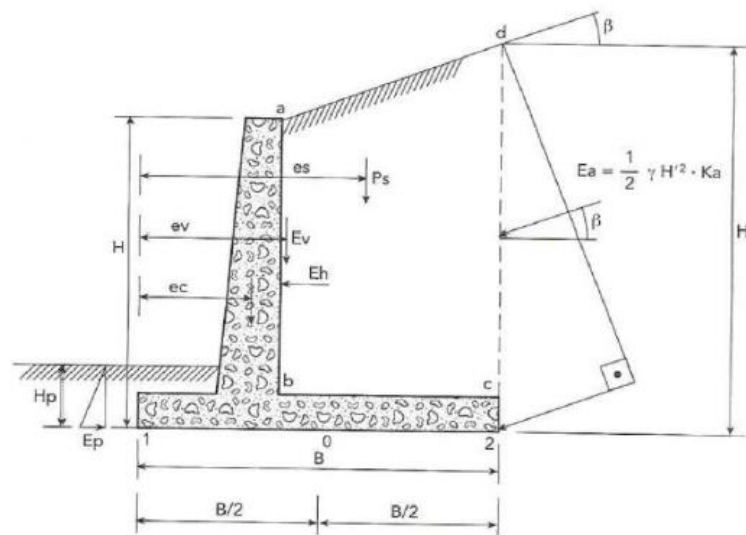
Para elevar o suporte da fundação, o muro costuma ser enterrado de 50 a 70 centímetros. No entanto, por mais que o empuxo passivo atue a favor da estrutura, seu valor é desconsiderado em prol da segurança e, também, para eventuais escavações que possam existir próximas à estrutura. O Fator de Segurança requerido para a verificação contra deslizamento é de, no mínimo, 1,5 para solos não coesivos e 2 para solos coesivos (LUIZ, 2014).

Figura 19: Deslizamento da base



Fonte: Gerscovich, 2007

Figura 20: variáveis envolvidas



Fonte: Marchetti, 2007.

Fonte: Marchetti, 2007

Segundo Marchetti (2007), essa verificação pode ser embasada a partir das expressões a seguir:

$$C' = 0,5c \text{ a } 0,67c$$

Onde:

C = coesão do solo,

$$f = 0,67 \cdot \tan \phi \text{ a } \tan \phi$$

Com “ ϕ ” sendo o ângulo de atrito do solo,

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Onde o empuxo passivo (E_p) depende do peso específico do solo (γ), da altura do muro (H) e do coeficiente de empuxo passivo (K_p). E o empuxo ativo (E_a) é calculado de forma similar.

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

O empuxo ativo, tanto na vertical quanto na horizontal, depende do ângulo de inclinação com a horizontal do maciço (β).

$$E_v = E_a \cdot \sin \beta$$

$$E_h = E_a \cdot \cos \beta$$

A Força Resistente (F_r), por sua vez, depende do peso do solo (P_s), do muro de concreto (P_c), do empuxo ativo vertical (E_v), da coesão (C'), da largura da base do muro (B) e do empuxo passivo (E_p). Porém, como supracitado, o último (E_p) será descartado em prol da segurança.

$$F_r = (P_s + P_c + E_v) \cdot f + C' \cdot B$$

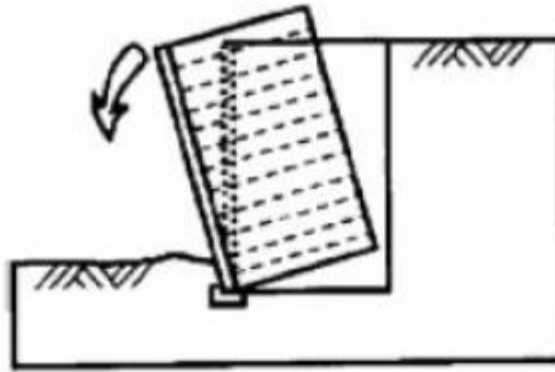
O fator de segurança é dado pela razão entre a força que a estrutura resiste e o empuxo horizontal e, só é considerado apto quando satisfaz a proporção mencionada, a depender da natureza do solo:

$$FS = \frac{F_r}{E_h} \geq \begin{cases} 1,5 (\text{solos não coesivos}) \\ 2,0 (\text{em solos coesivos}) \end{cases}$$

3.3.2.3 Verificação contra tombamento

Como o nome sugere, essa verificação tem o objetivo de prevenir o tombamento (Figura 21) da estrutura e, para isso, a resistência desta deve ser superior do que o solicitado. O momento solicitante é o provocado pelo empuxo no ponto da extremidade externa do muro.

Figura 21: Tombamento do muro



Fonte: Gerscovich, 2010

Ao realizar o equilíbrio de forças utilizando como base a figura 18, tem-se que:

$$M_{solicitante} = E_a \cdot \left(\frac{H'}{3} \right)$$

$$M_{resistente} = P_s \cdot e_s + P_c \cdot e_c + E_v \cdot e_v$$

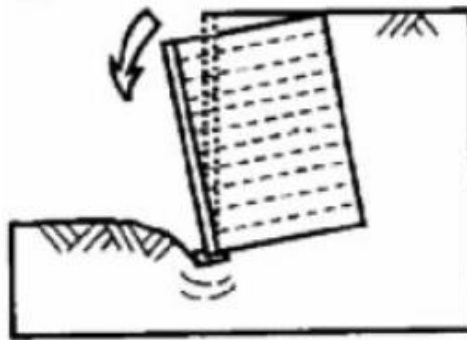
Segundo Marchetti (2007), o Fator de Segurança é dado pela razão entre as duas expressões apresentadas, devendo a resistente superar a solicitante em 150% para casos de solos não coesivos e 200% para solos coesivos, ou seja:

$$FS = \frac{M_{resistente}}{M_{solicitante}} \geq \begin{cases} 1,5 (\text{solos não coesivos}) \\ 2,0 (\text{em solos coesivos}) \end{cases}$$

3.3.2.4 Verificação de capacidade de carga

A verificação de capacidade de carga do solo (Figura 22) tem o objetivo de averiguar eventuais deformações do terreno que possam causar sua ruptura. De acordo com Marchetti (2007), para essa análise, considera-se uma distribuição linear dos esforços na base e o muro como elemento rígido.

Figura 22: Capacidade de carga do solo de fundação



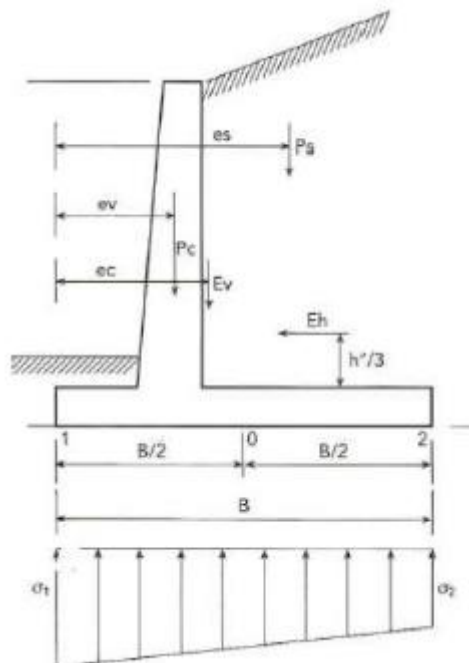
Fonte: Gerscovich, 2010

O fator de segurança exigido nessa verificação é de 2,5, segundo Gerscovich (2016). Portanto, a tensão suportada pelo solo deve superar em 250% a tensão real na base do muro. Para facilitar o cálculo essas tensões, é definida uma carga vertical V que é a resultante do peso do solo, do muro de concreto e do empuxo ativo vertical.

$$V = P_s + P_c + E_v$$

Analisando a Figura 23, tem-se que o momento em relação ao centro da base pode ser expressa por:

Figura 23: Tensões na base do muro



Fonte: Marchetti, 2007

$$M_o = -P_s \cdot (e_s - 0,5B) + P_c \cdot (0,5B - e_c) + E_v \cdot (0,5B - e_v) + E_h \cdot \frac{h'}{3}$$

Aplicando o raciocínio por faixa de metro do muro e observando a figura 21, é possível obter:

$$\sigma = \frac{V}{B} \pm \frac{6M_o}{B^2}$$

Logo σ_1 e σ_2 são expressos por:

$$\sigma_1 = \frac{V}{B} + \frac{6M_o}{B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B} - \frac{6M_o}{B^2}$$

Com V já previamente definido, as expressões acima podem ser reescritas como:

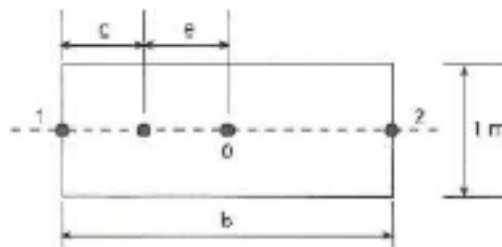
$$\sigma_1 = \frac{P_s + P_c + E_v}{B} + \frac{6M_o}{B^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{P_s + P_c + E_v}{B} - \frac{6M_o}{B^2}$$

Para casos onde a σ_2 é um valor positivo, conclui-se que a base apresenta tensões de tração e σ_1 precisa ser considerado como material não resistente a tração (MARCHETTI, 2007).

A partir da Figura 24 abaixo, Marchetti (2007) deduz:

Figura 24: Material não resistente a tração



Fonte: Marchetti, 2007

$$c = \frac{b}{2} - e$$

Onde o equivalente ao σ_1 não resistente a tração é dado por:

$$\sigma_1 = m_1 \cdot \frac{V}{c}$$

Por sua vez, m_1 pode ser obtido pela Tabela 1, através da razão entre as dimensões c e b (figura 22):

Tabela 1: valores de m_1 associados a razão c/b

c/b	$\leq 0,25$	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
m_1	0,6665	0,6665	0,665	0,64	0,585	0,50

Fonte: Marchetti, 2007

Segundo Gerscovich (2016), a tensão resistente do solo pode ser definida através do Método de Terzaghi, analisando a base do muro como componente similar a uma fundação em sapata.

$$q_{m\acute{a}x} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma$$

$$q_s = \gamma_f \cdot H_e$$

$$B' = B - 2e$$

$$e = \frac{M_o}{V}$$

Onde:

N_c, N_q, N_γ = Fatores de capacidade de carga segundo Terzaghi (Tabela 2);

c' = coesão do solo;

e = excentricidade da carga vertical;

B' = largura equivalente da base do muro;

γ_f = peso específico do solo;

H_e = altura do entalhamento da base da estrutura no maciço

Tabela 2: Fatores de capacidade de carga

Tabela 1 - Fatores de capacidade de carga.

ϕ (graus)	Nc	Nq	Ny
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: Gerscovich et al., 2016.

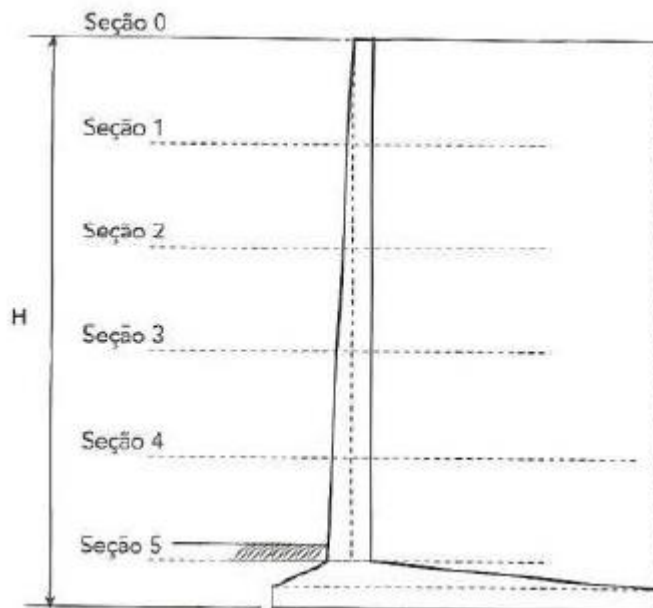
Fonte: Gerscovich et al., 2016

3.3.3 Dimensionamento da armadura

Após ter realizado o pré-dimensionamento de acordo com o descrito e, em seguida, analisar a aptidão da estrutura através das verificações exibidas, faz-se necessário o dimensionamento das armaduras do muro de flexão.

Para dar início a essa etapa, o tardo do muro é considerado uma laje engastada e a estrutura é seccionada (Figura 25) para, em seguida, analisar os esforços em cada uma dessas seções. O cálculo é realizado considerando cada faixa de metro do muro e, adiante, será explicitado gradativamente o raciocínio para essa fase.

Figura 25: Seções do muro de flexão



Fonte: Marchetti, 2007

3.3.3.1 Empuxo na seção

Calcular o empuxo atuante na seção, sabendo que:

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2}$$

Onde:

E_a = empuxo ativo na seção

K_a = coeficiente de empuxo ativo

γ = peso específico do maciço

H = profundidade da seção

3.3.3.2 Esforços na seção

Em seguida, é necessário determinar o esforço cortante e o momento fletor na seção.

Para tal, pode-se utilizar as expressões a seguir:

$$V_s = E_a$$

$$V_{sd} = 1,4 \cdot V_s$$

Onde:

V_s = esforço cortante na seção

V_{sd} = valor de projeto do esforço cortante na seção

$$M = E_a \cdot x$$

$$M_d = 1,4 \cdot M$$

Sendo:

M = momento fletor na seção

V_{sd} = valor de projeto do momento fletor na seção

x = distância que gera momento devido ao empuxo na seção

3.3.3.3 Armadura na seção

O intuito dessa etapa é encontrar a área mínima de aço necessária para suportar os esforços na estrutura. A altura útil da seção (d) é equivalente a espessura (e) da seção, exceto o cobrimento (c), ou seja:

$$d = e - c$$

Para encontrar a resistência de projeto do concreto (f_{cd}), basta aplicar um fator de segurança de 1,4 sob a resistência característica do concreto (f_{ck}).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

Já para obter a resistência de projeto do aço, o coeficiente de segurança aplicado é de 1,15 na tensão admissível do aço (f_s). E, seguindo as expressões exibidas, obtém-se a área de aço mínima a ser utilizada na seção ($A_{smín}$) e a área de aço da seção (A_s).

$$f_{yd} = \frac{f_s}{1,15}$$

$$KMD = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$KX = 1,25 - 1,9174 \sqrt{0,425 - KMD}$$

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot KX$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{smín} = \rho_{mín} \cdot bw \cdot e$$

Onde a Tabela 3 fornece uma relação para definir o valor de $\rho_{mín}$.

Tabela 3: valores de $\rho_{mín}$

f_{ck}	20	25	30
$\rho_{mín}$	0,15	0,15	0,17

Fonte: Marchetti, 2007

Diante do exposto, a área de aço utilizada será obtida escolhendo o maior valor entre A_s e $A_{smín}$.

3.3.3.4 Armadura transversal

Nessa etapa, será realizada uma verificação para avaliar a necessidade de armadura transversal na estrutura de contenção. Para isso, é necessário comparar o esforço cortante solicitante e o resistente.

$$V_{rd} \geq V_{sd}$$

Onde:

$$V_{rd} = [\pi r d \cdot k(1,2 + 40\rho)] \cdot b_w \cdot d$$

$$\pi r d = 0,25 \cdot f_{ctd}$$

$$k = |1,6 - d| \geq 1$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{1,4}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Caso o esforço cortante resistente seja superior ao solicitante, é dispensado o uso da armadura transversal.

3.3.3.5 Definir o aço

Tendo a área de aço definida no tópico 2.4.3.3, basta determinar o número de barras de aço necessárias para satisfazer o estabelecido. Para tal, é escolhida uma bitola e realizada a razão entre a área de aço da bitola ($A_{s\emptyset}$) em questão e a área de aço exigida na seção (A_s).

$$N = \frac{A_s}{A_{s\emptyset}}$$

3.3.3.6 Espaçamento entre barras

Com a quantidade de barras utilizadas em mãos, assim como sua dimensão, é intuitivo encontrar o espaçamento entre elas que não pode exceder 20 centímetros e, também, não pode ser superior ao dobro da espessura da seção. Para encontrar o espaçamento (S), é executada a divisão entre a área da bitola de aço escolhida ($A_{s\emptyset}$) e a área de aço total da seção (A_s).

$$S = \frac{A_{s\emptyset}}{A_s}$$

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \cdot e \\ 20cm \end{cases}$$

3.3.3.7 Ancoragem das barras

Existem múltiplas formas de determinar qual o comprimento necessário de ancoragem segundo a norma NBR 6118:2014. O presente estudo se utilizará da Tabela 4 que relaciona a resistência característica do concreto utilizado e a bitola da barra de aço escolhida.

Tabela 4: Comprimento de ancoragem

Comprimento de ancoragem							
ϕ (mm)	fck = 20	fck = 25	fck = 30	fck = 35	fck = 40	fck = 45	fck = 50
5	26,2	22,6	20,0	18,1	16,5	15,3	14,2
6,3	27,5	23,7	21,0	19,0	17,3	16,0	14,9
8	35,0	30,1	26,7	24,1	22,0	20,4	19,0
10	43,7	37,7	33,4	30,1	27,5	25,5	23,7
12,5	54,6	47,1	41,7	37,6	34,4	31,8	29,7
16	69,9	60,3	53,4	48,2	44,1	40,7	38,0
20	87,4	75,3	66,7	60,2	55,1	50,9	47,5
25	109,3	94,2	83,4	75,2	68,8	63,6	59,3
32	139,9	120,5	106,7	96,3	88,1	81,5	75,9

Fonte: Cruz, 2014

3.3.3.8 Armadura de Distribuição

De modo a controlar a fissuração, a armadura de distribuição é requerida como armação positiva adicional, segundo a NBR 6118:2014.

O cálculo da armadura em questão pode ser encontrado através de uma porcentagem do valor calculado para a área de aço da armadura principal. A norma indica o valor de 20% para este cálculo.

$$A_{dist} = 20\% \cdot A_s$$

3.3.3.9 Armadura da base

De acordo com Moliterno (1980), sendo o componente que transmite as cargas que atuam na estrutura de contenção ao terreno, a base precisa apresentar resistência à reação do solo. Em teoria, para obter valores exatos, é preciso conceber a base como placa ou viga sobre base elástica (solo). No entanto, a complexidade dessa solução inviabiliza uma determinação prática. Portanto, é comumente utilizada a soma dos diagramas de carregamento, como proposto por Morsch (Hormigon Armado – Vol.II).

A espessura da base é considerada constante para facilitar os cálculos dos esforços e, então, inicia-se a contabilização das forças verticais. As reações do solo são contabilizadas no sentido positivo (+).

Com as dimensões do muro de flexão já pré-estabelecidas, é possível encontrar as tensões necessárias:

$$\sigma_1 = \sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_{med} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_s}\right)$$

$$\sigma_{med} = \frac{N}{b_s}$$

$$e = \frac{b_s}{2} - u$$

$$u = \frac{M}{N}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{m\acute{i}n} = \sigma_{med} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b_s}\right)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \left(\frac{t + d_i}{b_s}\right)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \left(\frac{t}{b_s}\right)$$

Onde:

b_s = a largura da base;

t = dimensão do talão;

d_i = espessura do tardo na base;

N = soma das componentes verticais (sobrecarga, peso do muro, entre outros).

e = excentricidade;

$\sigma_{m\acute{i}n}$ = tensão mínima;

σ_{med} = tensão média;

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

Já para o cálculo das cargas verticais atuando no sentido negativo (-), é realizada uma subdivisão da base em ponta e talão. Para contabilizar as tensões atuantes na ponta, tem-se:

$$\sigma_p = d_s \cdot \gamma_c$$

Onde:

d_s = espessura da base;

γ_c = peso específico do concreto.

E a carga na base, na ponta é dada pela subtração dessas tensões:

$$\sigma_I = \sigma_I - \sigma_p$$

De forma análoga, podem ser encontradas as outras tensões σ_{II} , σ_{III} e σ_{IV} .

Com os esforços resistentes em mãos, é necessário realizar o cálculo dos solicitantes. De forma semelhante, a base é novamente subdividida em ponta e talão. A força cortante máxima na ponta e no talão podem ser obtidas através das seguintes fórmulas:

$$Q_p = (\sigma_I + \sigma_{med}) \cdot \frac{r}{2}$$

$$Q_t = (\sigma_{II} + \sigma_{IV}) \cdot \frac{t}{2}$$

Onde:

r = dimensão da ponta.

Uma vez encontrado os esforços cortantes máximos, é possível encontrar os momentos fletores máximos que, por sua vez, são indispensáveis para determinar as armaduras da base. Para encontrá-los, no entanto, é necessário calcular os “braços” referentes ao cortante no talão e na ponta.

$$Z_p = \frac{r}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_I + \sigma_{III}}{\sigma_I + \sigma_{III}} \right)$$

$$Z_t = \frac{t}{3} \cdot \left(\frac{2 \cdot \sigma_{II} + \sigma_{IV}}{\sigma_{II} + \sigma_{IV}} \right)$$

Em posse dos valores de cortante máximo e “braço”, o momento fletor máximo é dado por:

$$M_p = Q_p \cdot Z_p$$

$$M_t = Q_t \cdot Z_t$$

O detalhamento da armadura da base é, da mesma forma, realizado obedecendo a divisão entre Ponta e Talão. A área de aço desses componentes é calculada considerando um metro linear de muro, ou seja:

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

Os momentos encontrados previamente devem ser majorados pelo coeficiente de segurança de concreto (1,4). Com a dimensão da base (b_w), a altura útil (d) e o momento de cálculo (M_d), é possível determinar o coeficiente de área de aço (K_c) através da equação exposta a seguir:

$$K_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d}$$

Ao relacionar esse resultado com a resistência característica do concreto (F_{ck}) e o tipo de aço utilizado, é possível encontrar K_s com o auxílio da Tabela 5 elaborada por Alessandro Nascimento e Libânio Pinheiro. E, enfim, encontrar a área de aço para armadura principal da ponta.

Tabela 5: Relação entre Kc, Ks

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES												
$\beta_c = \frac{x}{d}$	$k_c = \frac{bd^2}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$									$k_s = \frac{A_s d}{M_d} (\text{cm}^2/\text{kN})$		
	C10	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-25	CA-50	CA-60
0,02	103,8	69,2	51,9	41,5	34,6	29,7	25,9	23,1	20,8	0,046	0,023	0,019
0,04	52,3	34,9	26,2	20,9	17,4	15,0	13,1	11,6	10,5	0,047	0,023	0,020
0,06	35,2	23,4	17,6	14,1	11,7	10,1	8,8	7,8	7,0	0,047	0,024	0,020
0,08	26,6	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,7	5,9	5,3	0,048	0,024	0,020
0,10	21,5	14,3	10,7	8,6	7,2	6,1	5,4	4,8	4,3	0,048	0,024	0,020
0,12	18,0	12,0	9,0	7,2	6,0	5,2	4,5	4,0	3,6	0,048	0,024	0,020
0,14	15,6	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,049	0,024	0,020
0,16	13,8	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,8	0,049	0,025	0,021
0,18	12,3	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,050	0,025	0,021
0,20	11,2	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,050	0,025	0,021
0,22	10,3	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,050	0,025	0,021
0,24	9,5	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,051	0,025	0,021
0,26	8,8	5,9	4,4	3,5	3,0	2,5	2,2	2,0	1,8	0,051	0,026	0,021
0,28	8,3	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,052	0,026	0,022
0,30	7,8	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	2,0	1,7	1,6	0,052	0,026	0,022
0,32	7,4	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,053	0,026	0,022
0,34	7,0	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,053	0,027	0,022
0,36	6,7	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,054	0,027	0,022
0,38	6,4	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,054	0,027	0,023
0,40	6,1	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,055	0,027	0,023
0,42	5,9	3,9	3,0	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,055	0,028	0,023
0,438	5,7	3,8	2,9	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	0,023
0,44	5,7	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,056	0,028	
0,46	5,5	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,056	0,028	
0,48	5,3	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,057	0,029	
0,50	5,2	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029	
0,52	5,0	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,3	1,1	1,0	0,058	0,029	
0,54	4,9	3,2	2,4	2,0	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,029	
0,56	4,7	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,059	0,030	
0,58	4,6	3,1	2,3	1,9	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,060	0,030	
0,60	4,5	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,030	
0,628	4,4	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,061	0,031	
0,64	4,3	2,9	2,2	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,062		
0,68	4,2	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	0,9	0,8	0,063		
0,72	4,0	2,7	2,0	1,6	1,3	1,2	1,0	0,9	0,8	0,065		
0,76	3,9	2,6	2,0	1,6	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,066		
0,772	3,9	2,6	1,9	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,8	0,067		
Elaborada por Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro. De acordo com a NBR 6118:2003. Diagrama retangular de tensões no concreto, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Para $\gamma_c \neq 1,4$, multiplicar b por $1,4/\gamma_c$ antes de usar a tabela.												

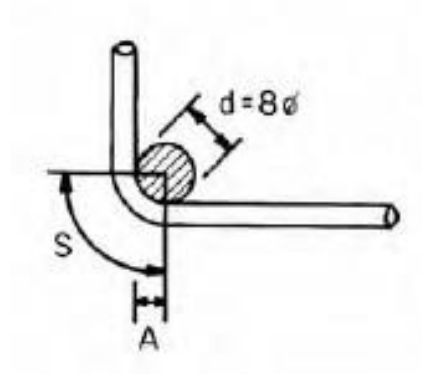
Fonte: Alessandro L. Nascimento e Libânio M. Pinheiro, 2007

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d}$$

De forma semelhante à explicitada no item 2.4.3.8, é necessário determinar a armadura de distribuição, sendo agora 20% da armadura principal da ponta da base.

Por fim, o dobramento das barras (Figura 24) é calculado por:

Figura 26: detalhe do dobramento de barras



Fonte: Moliterno, 1980

$$d = 8 \cdot \varphi$$

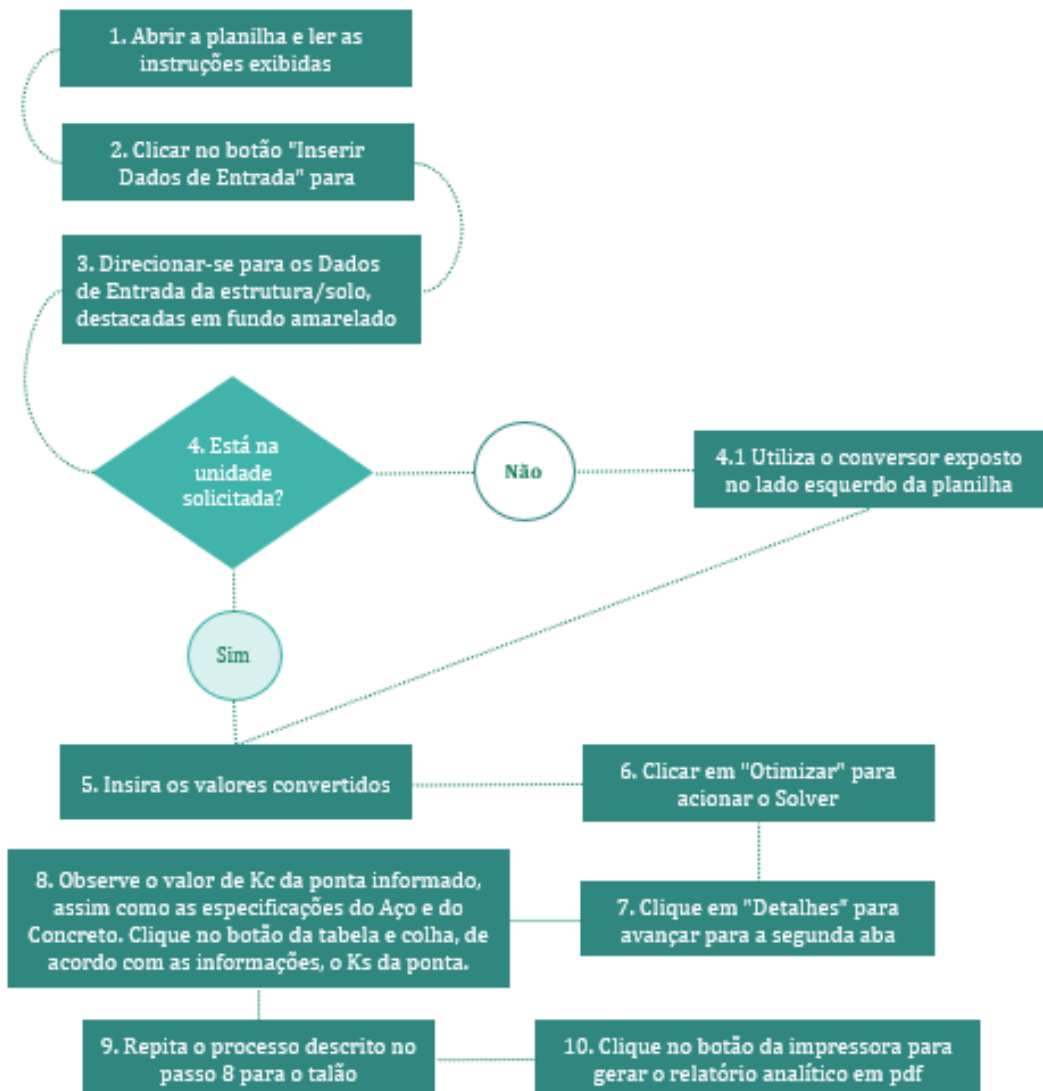
$$s = \frac{\pi \cdot d}{4}$$

Em seguida, todo o processo feito para a Ponta deve ser realizado analogamente para que seja encontrada a armadura principal e de distribuição, assim como comprimento de dobras das barras para o Talão.

3.4 Elaboração da Planilha Eletrônica

De início, são colhidas algumas informações para, em seguida, realizar o pré-dimensionamento. Posteriormente, são realizadas verificações de segurança e, ao final, são calculadas as armaduras necessárias para a execução da estrutura de contenção em questão: o muro de flexão. Uma vez informados, calculados e otimizados, a planilha gera um relatório exibindo as informações mais importantes para o projetista. Observe o passo a passo descrito na Figura 27:

Figura 27: Fluxograma para utilização adequada da planilha eletrônica



Fonte: autoria própria, 2021

O item subsequente desvenda de forma mais minuciosa os passos executados para a construção da ferramenta supracitada.

3.4.1 Interface

A planilha foi pensada de forma que seu uso fosse intuitivo e, principalmente, simples. O layout, em tons neutros, evidencia a necessidade de preenchimento das células correspondentes aos dados de entrada. Alguns códigos em VBA (*Visual Basic for Applications*), linguagem de programação incorporada em todos os programas do *Microsoft Office*, foram empregados com a intenção de tornar seu uso mais fluido e prático. Observe a interface gráfica proposta na Figura 28:

Figura 28: Interface da planilha

UFERSA **FERRAMENTA PARA DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE FLEXÃO** Inserir dados de entrada:  Emitir o relatório: 

Luana Gondim Engenharia Civil 

DADOS DE ENTRADA

Número de camadas de solo=

γ_{muro} =

Altura=

Sobrecarga=

β =

Detalhe a sobrecarga=

f_t de aço=

Tipo de aço=

F_{ck} do concreto=

Cobrimento=

PRÉ-DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES

DADOS DE ENTRADA

Informações Pessoais

Projeto:

Data:

Responsável:

CONVERSOR

Massa específica, γ : Sobrecarga, q :

tf/m^3 kgf/cm^2

0,0000 Kn/m³ 0,00 Kn/m²

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Limites	b_s	d_0	d_i	t	r	d_a
Mínimo	0,00 m	0,15 m	0,30 m	-0,30 m	0,00 m	0,00 m
Calculado	0,00 m	0,20 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m
Entrada/Solver						
Arredondado	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m	0,00 m

OTIMIZAR



VERIFICAÇÃO CONTRA O DESLIZAMENTO

Fator de segurança exigido = 1,50 ✗

Fator de segurança obtido = #DIV/0! ✗

VERIFICAÇÃO CONTRA O TOMBAMENTO

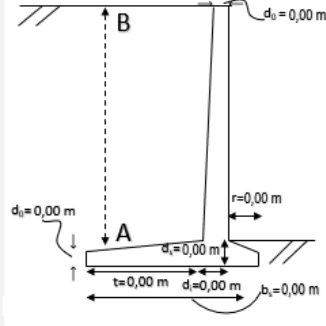
Fator de segurança exigido = 1,50 ✗

Fator de segurança obtido = #DIV/0! ✗

VERIFICAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Fator de segurança exigido = 2,50 ✗

Fator de segurança obtido = #DIV/0! ✗



DETALHES



CÁLCULO



Fonte: autoria própria, 2021

Um conversor (Figura 29) foi inserido para facilitar o uso da ferramenta, pois, apesar das recomendações do Sistema Internacional de Unidades, é mais palpável e corriqueiro a utilização de kN/m³ e kN/m² em cálculos estruturais.

Figura 29: Conversor

CONVERSOR

Massa específica, γ :

1,6

tf/m^3

▼

15,6906 Kn/m³

Sobrecarga, q :

135

kgf/cm^2

▼

13238,98 Kn/m²

Fonte: autoria própria, 2021

Ademais, algumas informações iniciais são recolhidas, tais como: identificação do projeto, data e responsável.

O botão “Otimizar” está atrelado à ferramenta *solver* que, por sua vez, foi programado para encontrar as menores dimensões possíveis para o pré-dimensionamento sem que sejam descumpridas as verificações de segurança.

O atalho “Cálculo” exhibe (ou oculta) todos os cálculos, equações e funções necessários para embasar os resultados da ferramenta.

Já o atalho “Detalhes” encaminha o usuário para uma segunda aba da planilha que será melhor explorada posteriormente, ao abordar o cálculo de armaduras. Também é nessa segunda aba, intitulada “Armadura”, que é gerado o relatório no formato “.pdf”.

3.4.2 Dados de Entrada

Os dados de entrada necessários para dar início aos processos são mostrados na Figura 30, são eles: o número de camadas do solo, o peso específico do concreto, a altura do muro, a sobrecarga, o valor do ângulo β (que equivale a inclinação em relação a horizontal do maciço no qual o muro irá conter), tensão admissível do aço, tipo de aço, resistência característica do concreto e cobrimento adotado. Outros dados são solicitados ao longo da utilização da planilha, como a bitola desejada. Mas estes serão abordados de forma mais detalhada na etapa do cálculo das armaduras.

Figura 30: dados de entrada requeridos

DADOS DE ENTRADA	
Número de camadas de solo=	
γ_{muro} =	
Altura=	
Sobrecarga=	
β =	
Detalhe a sobrecarga=	
f_s de aço=	
Tipo de aço=	
F_{ck} do concreto=	
Cobrimento=	

Fonte: autoria própria, 2021

3.4.3 Dados do solo

A depender de quantas camadas de solo se encontram no maciço em questão, uma tabela é ajustada automaticamente para colher as informações necessárias sobre as mesmas. Esta acomoda até 5 tipos de diferentes de solo, confira a Figura 31.

Figura 31: dados de entrada do solo

PROCESSAR	DADOS DE ENTRADA				
	Camada	ϕ	c	γ	Espessura
	1				
	2				
	3				
	4				
	5				

Fonte: autoria própria, 2021

3.4.4 Pré-dimensionamento

De acordo com os dados obtidos nos itens supracitados, é realizado um pré-dimensionamento como o mostrado na Figura 14 no item 2.4.1, sugerido por Marchetti (2007). Exibindo o mínimo aceito e o calculado (que equivale ao máximo proposto no item mencionado). O projetista é aconselhado a escolher um valor entre os limites propostos na Figura 32.

Figura 32: Pré-dimensionamento

PRÉ-DIMENSIONAMENTO						
Limites	b_s	d_0	d_i	t	r	d_s
Mínimo	1,60 m	0,15 m	0,11 m	0,48 m	0,67 m	0,32 m
Máximo	2,80 m	0,20 m	0,30 m	0,82 m	0,70 m	0,32 m
Solver	2,33 m	0,15 m	0,30 m	0,82 m	0,70 m	0,32 m

Fonte: autoria própria, 2021

Porém, apesar de inserido para dar mais liberdade de escolha ao usuário, esse preenchimento pode ser dispensado já que o botão “Otimizar” está elencado a um *solver* (Figura 33), ferramenta que está programada para realizar a escolha mais assertiva, levando em consideração as restrições de fator de segurança.

Figura 33: Janela da ferramenta solver

Parâmetros do Solver

Definir Objetivo: B.s.solver

Para: ☐ Máx. ☒ Min. ☐ Valor de: 0

Alterando Células Variáveis: dados.solver

Sujeito às Restrições:

FS.d.real >= FS.d.req
 FS.real.carga >= FS.carga.req
 FS.real.tomb >= FS.tomb.req
 b.s >= b.s.min
 d.o.escolhido >= d.o.min
 d.i.escolhido >= d.i
 d.s.escolhido >= d.s.min
 r.escolhido >= r.min
 t.escolhido >= t.min

☒ Tornar Variáveis Irrestritas Não Negativas

Selecionar um Método de Solução: GRG Não Linear

Método de Solução
 Selecione o mecanismo GRG Não Linear para Problemas do Solver suaves e não lineares.
 Selecione o mecanismo LP Simplex para Problemas do Solver lineares. Selecione o mecanismo Evolutionary para problemas do Solver não suaves.

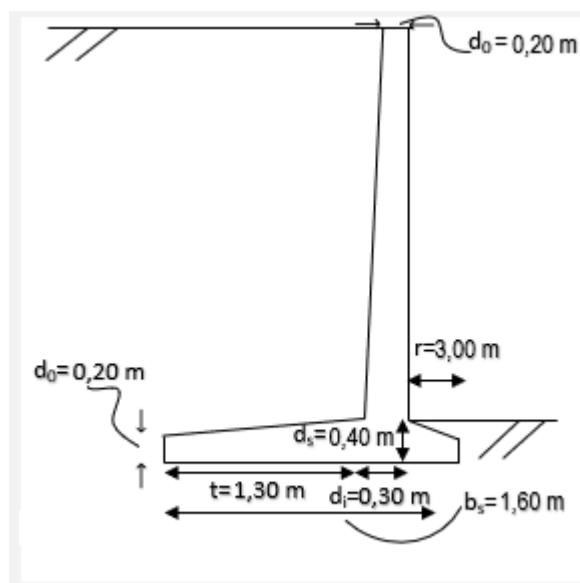
Ajuda Resolver Fechar

Fonte: autoria própria, 2021

Após a execução da ferramenta, ela apresenta os valores mais convenientes para desenvolvimento do muro.

Com os valores pré-estabelecidos, é exposto um esboço (Figura 34) para representar como a estrutura de contenção se encontra.

Figura 34: Representação do muro de flexão pré-dimensionado



Fonte: autoria própria, 2021

3.1.5 Cálculo do Empuxo

Adentrando nos cálculos que se encontram “escondidos”, mas são realizados para pleno funcionamento da planilha, tem-se o cálculo do empuxo. O item 2.3 do presente trabalho expõe dois métodos para encontrar os valores: o de Coulomb e o de Rankine. Apesar de resultar em valores maiores, será utilizada a Teoria de Rankine devido maior viabilidade e facilidade de resolução, como explicitado no tópico mencionado.

O passo a passo para a determinação do valor do empuxo também pode ser consultado no item 2.3.

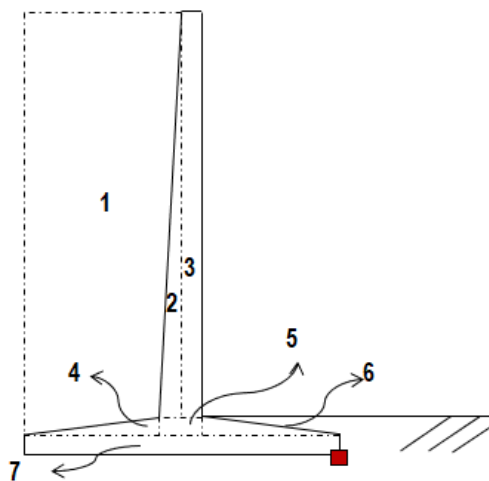
3.1.6 Verificações

Evidenciado no item 2.4.2, para prezar pela estabilidade da estrutura de contenção, são realizadas análises de possíveis motivos que possam causar a ruptura do muro. Logo, são realizadas verificações contra o deslizamento na base, tombamento e da capacidade de carga.

3.1.6.1 Verificação contra o deslizamento

A primeira verificação a ser realizada é a contra o deslizamento. Para simplificar o entendimento para execução dos cálculos, o muro de flexão foi dividido em sete áreas diferentes (Figura 35), onde serão calculadas as áreas e multiplicadas pelo peso específico do material que as compõem para obtenção do peso (carga vertical).

Figura 35: Divisão do muro em 7 áreas



Fonte: autoria própria, 2021

Esses valores são compilados, junto com o empuxo vertical atuante encontrado previamente, em uma tabela (Figura 36) que tem por objetivo encontrar o momento resistente da estrutura.

Figura 36: Tabela para cálculo do momento

DESLIZAMENTO					
Sentido:	Id	CARGA	BRAÇO	MOMENTO	SOMATÓRIA
vertical:	Sobrecarga=				
vertical:	Muro=				
vertical:	Base=				
vertical:	Terra no talão=				
horizontal:	E_s =				
				M= 0,00 kN.m	

Fonte: autoria própria, 2021

Ao determinar o momento, acompanhado de alguns cálculos auxiliares, é possível comparar o fator segurança obtido com o exigido. A Figura 37 é exibida na interface da planilha para uma melhor visão dessa informação.

Figura 37: Verificação contra o deslizamento

VERIFICAÇÃO CONTRA O DESLIZAMENTO	
Fator de segurança exigido =	1,50
Fator de segurança obtido =	

Fonte: autoria própria, 2021

3.1.6.2 Verificação contra o tombamento

Aproveitando os cálculos realizados na verificação anterior, a análise contra o tombamento relaciona os momentos resistentes com os solicitantes. E, de forma análoga ao anterior, a Figura 38 é exposta na interface para que receba devida atenção.

Figura 38: Verificação contra o tombamento

VERIFICAÇÃO CONTRA O TOMBAMENTO	
Fator de segurança exigido =	1,50
Fator de segurança obtido =	

Fonte: autoria própria, 2021

3.1.6.3 Verificação da capacidade de carga

Como sugerido no item 2.4.2.4 que aborda o passo a passo para este processo, o método de Terzaghi pode ser utilizado para determinar a tensão resistente do solo, associando a base do muro como componente similar a uma sapata (fundação rasa).

São realizados alguns cálculos auxiliares relacionados ao equilíbrio estático, como o de tensão média, máxima e mínima, assim como o valor da excentricidade e largura equivalente.

O método de Terzaghi exige os fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_γ) que podem ser obtidos através da tabela 2 (fatores de capacidade de carga), a partir do ângulo de atrito que é solicitado como dado de entrada.

Uma suposição feita em favor da segurança é a de que a base do muro na está embutida no solo, assumindo, desta forma, um “ q_s ” nulo.

O fator de segurança exigido nessa verificação é de 2,5 (Figura 39).

Figura 39: Verificação contra o tombamento

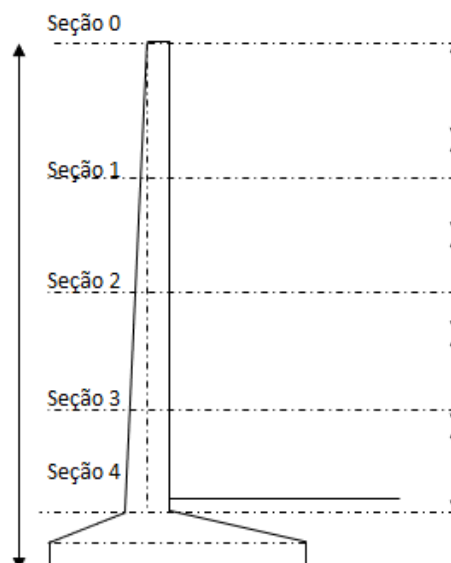
VERIFICAÇÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	
Fator de segurança exigido = 2,50	✓
Fator de segurança obtido =	

Fonte: autoria própria, 2021

3.1.7 Armaduras

O passo a passo esmiuçado do que foi realizado na planilha está exposto no item 2.4.3. De início, a ferramenta divide a estrutura de contenção em seções (de 0 a 4), iniciando da crista, observe a Figura 40.

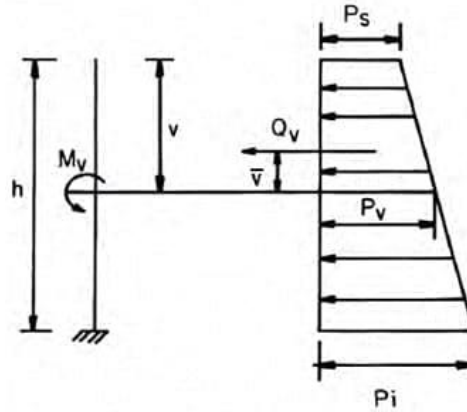
Figura 40: Divisão do muro de flexão em seções



Fonte: autoria própria, 2021

É calculado o valor de P_s , P_i e P (sendo este a diferença entre os dois anteriores, Figura 41), e, em seguida, são realizados alguns cálculos auxiliares para simplificar a determinação dos esforços cortantes e momentos fletores de cada seção (Figura 42).

Figura 41: Variáveis atuantes na estrutura



Fonte: Moliterno, 1980

Figura 42: Tabela para cálculo de esforços em cada seção (simulação)

Seção		Valores convenientes						Esforços	
Nº	v	$(p/h)v$	P_v	v^2	$v^2/6$	P_s+P_v	$2P_s+P_v$	Q_v	M_v
0	0	0,000	1,046	0,000	0,000	2,092	3,138	0,000	0,000
1	1	5,230	6,276	1,000	0,167	7,322	8,368	3,661	1,395
2	2	10,460	11,506	4,000	0,667	12,552	13,599	12,552	9,066
3	3	15,691	16,737	9,000	1,500	17,783	18,829	26,674	28,243
4	4	20,921	21,967	16,000	2,667	23,013	24,059	46,026	64,157

Fonte: autoria própria, 2021

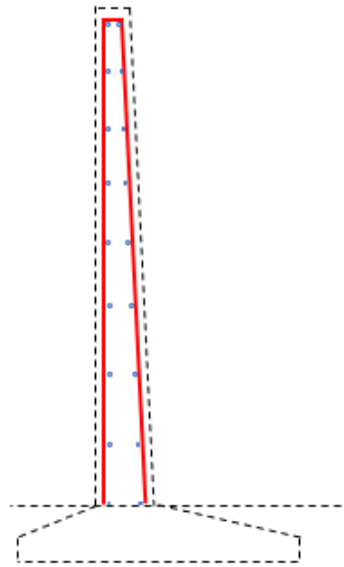
Com os valores de esforços cortantes em mãos, é realizada a majoração para obtenção do cortante de cálculo para cada seção. De forma análoga é obtido o momento de cálculo de cada camada.

Com o muro dimensionado, é possível encontrar valores chave para a determinação da Área de aço, como a altura útil, a espessura e a largura. De posse desses, é possível calcular KMD, KX e KZ e, por conseguinte, A_s (área de aço calculada).

Também é realizado o cálculo da mínima área de aço aceita ($A_{s, \min}$). Onde a área de aço utilizada é o maior valor entre essas.

Com o valor da área em mãos, é solicitado outro dado de entrada: a bitola desejada para a barra de aço. Esse dado é coletado na segunda aba da planilha, chamada “Armadura”. Com essa informação coletada, é determinado o número de barras e o espaçamento. Ademais, uma representação visual (Figura 43) é construída e será exposta no relatório analítico.

Figura 43: Representação da armadura do muro principal



Fonte: autoria própria, 2021

De forma semelhante ao descrito para o muro principal e utilizando a logística descrita no item 2.4.3, a planilha realiza os cálculos de forma automática. O único dado de entrada que será ainda solicitado, é o valor de K_s , também na segunda aba da planilha. Para encontrar o coeficiente solicitado, é necessário associar o K_c já calculado, juntamente com o tipo de aço e a resistência característica do concreto, todos exibidos na Figura 44 abaixo. Com essas informações, basta averiguar a tabela e retornar o valor de K_s .

Figura 44: K_s como dado de entrada

ARMADURA DA BASE	
$f_{ck} =$	13,239 MPa
Aço =	CA-50
$K_{c, \text{ponta}} =$	1,865
$K_{s, \text{ponta}} =$	0,023
$K_{c, \text{talão}} =$	191,435
$K_{s, \text{talão}} =$	0,024

[VER TABELA](#)

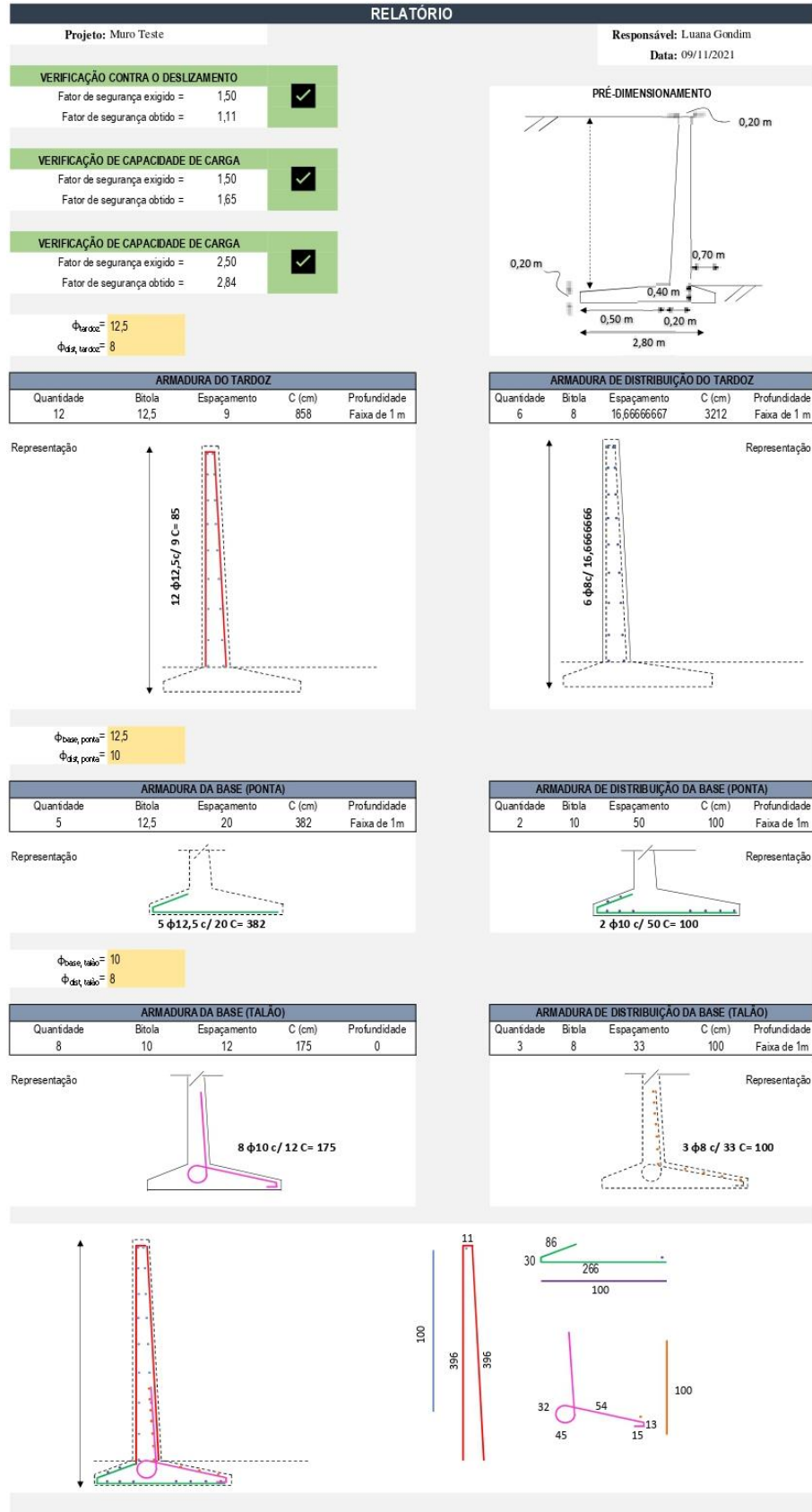
Fonte: autoria própria, 2021

3.1.8 Relatório

Uma vez preenchido todos os dados de entrada de acordo com o descrito previamente, para emitir o relatório é necessário apenas clicar no ícone da impressora. Feito isso, será criado

um arquivo no formato .pdf com os principais detalhes e informações que a ferramenta oferece (figura 45).

Figura 45: Relatório emitido pela planilha



Fonte: autoria própria, 2021

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para efeitos de comparação e, por conseguinte, analisar resultados mais palpáveis, foi retirado um exemplo resolvido (Figura 46) de Moliterno (1980) para processar na ferramenta criada e possibilitar a avaliação da confiabilidade da planilha.

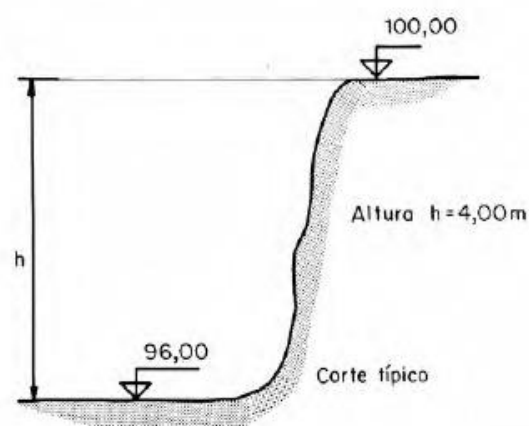
4.1 Exemplo de muro de flexão calculados através da planilha

Figura 46: Exemplo resolvido de Muro de Flexão

IV.4.4.1 — DADOS E ESPECIFICAÇÕES

A — DADOS

a) Perfil do terreno



Fonte: Moliterno, 1980

Os dados de entrada desse exercício são exibidos na Figura 47:

Figura 47: Dados de entrada do exercício

Número de camadas de solo= 1
$\gamma_{\text{muro}} = 25,0000 \text{ kN/m}^3$
Altura= 4,00 m
Sobrecarga= 320kgf/m ²
$\beta = 0^\circ$
$f_s \text{ de aço} = 4300\text{kgf/cm}^2$
Tipo de aço= CA-50
$F_{ck} \text{ do concreto} = 135\text{kgf/cm}^2$
Cobrimento= 0,03 m

Fonte: autoria própria, 2021

Moliterno (1980) opta por utilizar as unidades mostradas acima, mas a planilha desenvolvida utiliza os expostos na Figura 48:

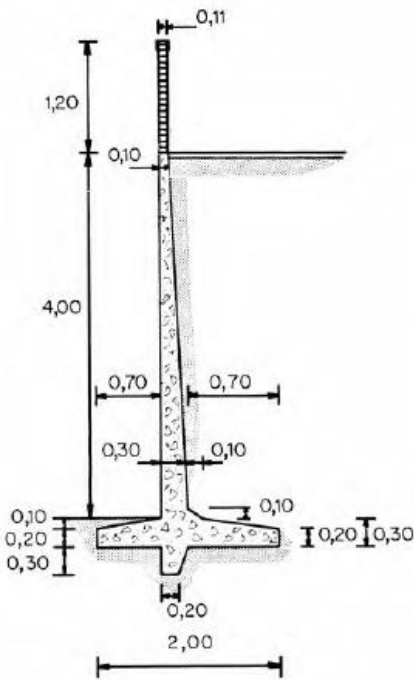
Figura 48: Dados de entrada do exercício

DADOS DE ENTRADA	
Número de camadas de solo=	1
γ_{muro} =	25,0000 kN/m³
Altura=	4,00 m
Sobrecarga=	3,2000 kN/m²
β =	0 °
Detalhe a sobrecarga=	0,1320 kN/m
f_s de aço=	421686,0 kN/m²
Tipo de aço=	CA-50
F_{ck} do concreto=	13239,00 kN/m²
Cobrimento=	0,05 m

Fonte: autoria própria, 2021

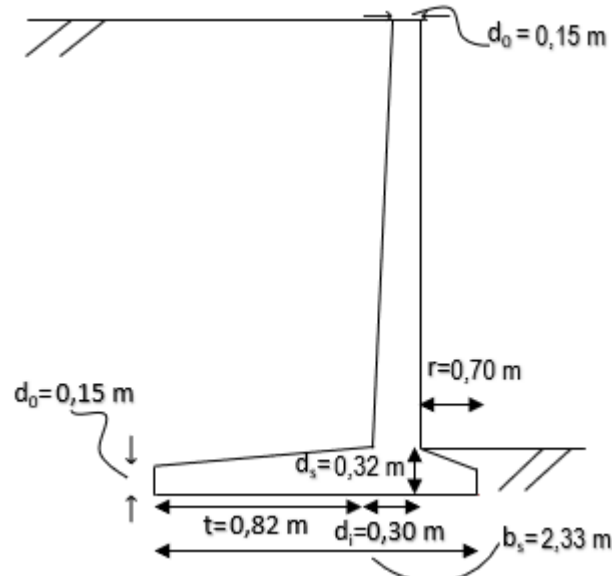
Porém, os valores devem ser equivalentes ou próximos, uma vez convertidos. A seguir, na Figura 49, estão as dimensões do muro de flexão proposto por Moliterno (1980). E, em seguida, a Figura 51 exhibe o resultado produzido pela planilha eletrônica.

Figura 49: Dimensões propostas por Moliterno



Fonte: Moliterno, 1980

Figura 50: Dimensões propostas pela planilha elaborada



Fonte: autoria própria, 2021

Os valores são suficientemente similares e a ferramenta se prova, de fato, confiável. Para realizar outro teste no mesmo exemplo almejando maior garantia, será comparado os valores dos esforços nas seções da estrutura para o cálculo da armadura do muro principal segundo Moliterno (1980) na Figura 51 e segundo a planilha na Figura 52.

Figura 51: Tabela com os Cortantes e Momentos por seção segundo Moliterno

SEÇÃO		CÁLCULOS AUXILIARES						ESFORÇOS	
N.º	v	$\frac{p}{h}v$	P_v	v^2	$\frac{v^2}{6}$	$P_s + P_v$	$2P_s + P_v$	F. CORT. Q_v (tf)	M. FLETOR M_y (tfm)
0	0,00		0,11					0,00	0,00
1	1,00	0,53	0,64	1,00	0,167	0,75	0,86	0,43	0,14
2	2,00	1,06	1,17	4,00	0,667	1,28	1,39	1,39	0,93
3	3,00	1,59	1,70	9,00	1,500	1,81	1,92	2,72	2,88
4	4,00	2,12	2,23	16,00	2,667	2,34	2,45	4,70	6,54

Fonte: Moliterno, 1980

Figura 52: Tabela com os Cortantes e Momentos por seção da planilha.

Seção		Valores convenientes						Esforços	
Nº	v	(p/h)v	P _v	v ²	v ² /6	P _s +P _v	2P _s +P _v	Q _v (kN)	M _v (kN.m)
0	0	0,000	1,067	0,000	0,000	2,133	3,200	0,000	0,000
1	1	5,333	6,400	1,000	0,167	7,467	8,533	3,733	1,422
2	2	10,667	11,733	4,000	0,667	12,800	13,867	12,800	9,244
3	3	16,000	17,067	9,000	1,500	18,133	19,200	27,200	28,800
4	4	21,333	22,400	16,000	2,667	23,467	24,533	46,933	65,422

Fonte: autoria própria, 2021

Ao converter os valores de tf e tf.m para kN e kN.m (multiplica-se por 9,81), a planilha volta a se provar confiável. Dessa vez, comparando valores dos esforços relacionados ao cálculo da armadura do muro principal.

$$6,54 \cdot 9,81 = 64,15 \approx 65,42$$

Portanto, com base na comparação feita previamente, a ferramenta desenvolvida se mostra confiável. Os valores ligeiramente diferentes se devem a arredondamentos, unidades diferentes e, também, à métodos divergentes de cálculos ao longo da planilha, como o de empuxo, por exemplo.

Ressalta-se, no entanto, a incumbência do usuário de agir como responsável por tal ferramenta, onde o mesmo deve avaliar com cuidado os resultados gerados pela mesma. Resguarda-se a autora e a UFERSA, portanto, de qualquer adversidade advinda do uso do material em questão.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do trabalho, foi levantada teoria e conhecimento estrutural acerca de estruturas de contenção, mais especificamente, acerca do Muro de Flexão. A literatura pautada ao longo do referencial teórico embasou todo o processo de desenvolvimento da planilha apresentada como objetivo principal do trabalho.

O trabalho em questão é pertinente não só por explorar a área de Estruturas de Contenção, mas sim por propor uma solução para um problema comum na carreira de profissionais recém-formados: a falta de recurso e ferramentas. Existe, inclusive, alguns softwares exclusivos para o dimensionamento e detalhamento de estruturas de contenção: o *Conten*, da TQS (de interface similar ao *ftool*), porém é cobrado R\$ 936,00 por sua licença anual; e o *Dynamic CAD*, cuja mensalidade é de R\$ 390,00, tornando-se inviável para boa parte do público alvo especificado.

A execução dessa ferramenta tem como intuito ofertar, de forma gratuita, um material que auxilie estudantes e engenheiros juniores. Apesar de possuir algumas limitações, trata-se de um instrumento com um bom grau de confiabilidade. Pode-se, inclusive, realizar aperfeiçoamentos para uma utilidade ainda mais prática, como integrar a planilha ao AutoCAD através da utilização da linguagem VBA, de forma a evoluir o detalhamento descritivo oferecido na planilha para um detalhamento estrutural no AutoCAD.

Por fim, avaliando os objetivos propostos na pesquisa, é possível afirmar que o trabalho auxilia na compreensão e segurança do cálculo de esforços e estabilidade em muros de flexão. E foi, de fato, construída uma interface visual interativa e intuitiva, facilitando a utilização para os usuários da mesma. Além disso, a planilha eletrônica criada permite a geração de detalhamento descritivo e emissão de relatórios analíticos a respeito da estrutura, o que possibilita que a ferramenta seja utilizada como suporte para o ensino de componentes curriculares na área de Estruturas de Contenção, no curso de Engenharia Civil.

6 REFERÊNCIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004

BARROS, Pêrsio Leister de Almeida. **Obras de Contenção: Manual Técnico**. Maccaferri do Brasil LTDA, Jundiaí - SP - Brasil, p. 1-222, 1 fev. 2021. Disponível em: https://marcosporto.eng.br/wp-content/uploads/2018/02/TM-_BR-_Manual-Obras-de-Conten%C3%A7%C3%A3o-_PT-_Feb21.pdf. Acesso em: 30 set. 2021.

CARDOSO, Francisco Ferreira. **Sistemas de Contenção**. Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, p. 1-34, fev. 2002. Disponível em: http://www.geocities.ws/apostilasedikk/sistemas_contencao.pdf. Acesso em: 6 out. 2021.

CRUZ, André Ginklings Froés da. **Atualização da NBR 6118: Comprimento de ancoragem básico**. 2014. Disponível em: <http://blogeberickv8.altoqi.com.br/atualizacao-nbr6118/atualizacao-da-nbr-6118-comprimento-de-ancoragem-basico/>. Acesso em: 30 set. 2021.

RIBEIRO, Tiago Manuel da Silva. **Aplicação do FMEA na avaliação de risco de taludes e muros de contenção tradicionais em alvenaria de pedra**. Orientador: Jorge José de Magalhães Mendes. 2015. 148 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior de Engenharia do Porto, Amarante, Piauí, 2015. Disponível em: https://recipp.ipp.pt/bitstream/10400.22/8121/1/DM_TiagoRibeiro_2015_MEC.pdf. Acesso em: 20 set. 2021.

GERSCOVICH, D.M.S. **Estruturas de Contenção: Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro: FEUERJ, 2010. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>. Acesso em: 05 set. 2021.

GERSCOVICH, Denise; DANZIGER, Bernadete Ragoni; SARAMAGO, Robson. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

HACHICH, Waldemar et al. **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

LUIZ, Bruna Julianelli. **Projeto geotécnico de uma estrutura de contenção em concreto**. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da UFRJ, 2014.

MARCHETTI, Osvaldemar. **Muros de Arrimo**. São Paulo: Blucher, 2007.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo, SP: Edgard Blucher, 1980. 194 p.

SOUZA, Ayrton Garcia de. **Cálculo e dimensionamento de estruturas de contenção do tipo muro de arrimo**. 2017. 93 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos Do Concreto E Projeto De Edifícios**. USP-São Carlos, 2007.