UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR PAU DOS FERROS
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

SALES FELIX DA SILVA NETO

DESENVOLVIMENTO DE UMA PLANILHA NO SOFTWARE EXCEL PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO POR GRAVIDADE

PAU DOS FERROS – RN
2020

SALES FELIX DA SILVA NETO

DESENVOLVIMENTO DE UMA PLANILHA NO SOFTWARE EXCEL PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO POR GRAVIDADE

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Banca Examinadora do curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal Rural do Semiárido em cumprimento às exigências legais como requisito parcial à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Profº. José Henrique Maciel de Queiroz

PAU DOS FERROS – RN
2020

© 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 n° 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei n° 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.

Nd Neto, Sales Felix da Silva.
DESENVOLVIMENTO DE UMA PLANILHA NO SOFTWARE EXCEL PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO POR GRAVIDADE / Sales Felix da Silva Neto. - 2020.
54 f.: il.

Orientador: José Henrique Maciel Queiroz.
Monografia (graduação) - Universidade Federal Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil, 2020.

1. Empuxo. 2. Coeficiente de empuxo. 3. Dimensionamento. 4. Muros de arrimo por gravidade. 5. Planilha. I. Queiroz, José Henrique Maciel, orient. II. Título.

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 Bibliotecasda 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.

SALES FELIX DA SILVA NETO

DESENVOLVIMENTO DE UMA PLANILHA NO SOFTWARE EXCEL PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO POR GRAVIDADE

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Banca Examinadora do curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal Rural do Semi-Árido em cumprimento às exigências legais como requisito parcial à obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Defendido em: 03/02/2020

BANCA EXAMINADORA

Prof. Esp. Fabiola Luana Maia Rocha

(UFERSA – Centro Multidisciplinar de Pau dos Ferros)

Prof. Me. Huálisson Thaisson de Aquino Freitas

(UNP – Polo Pau dos Ferros)

Prof. Esp. José Henrique Maciel de Queiroz

(Orientador – UFERSA – Centro Multidisciplinar de Pau dos Ferros)

Dedico este trabalho e a conquista desse grau de bacharel em Engenharia Civil, as minhas avós Severina André de Queiroz e Maria Batista da Silva (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

De início, gostaria de agradecer a Deus pelo dom da vida e por sempre me dar forças durante toda minha vida, principalmente durante a graduação, pois não me deixou abalar nos momentos difíceis.

Agradeço aos meus pais, Francisco de Assis Felix e Glindelia Alves de Fontes, por todo apoio e carinho, sempre me ajudando da forma que era possível, e por acreditarem, juntamente comigo, no meu sonho.

Aos meus irmãos, Narla Cristiane Fontes Felix, Elaine Cristina Fontes Felix e Cleverton Luiz Fontes Felix, que me apoiaram e incentivaram na realização desse objetivo.

À minha namorada, Enya Maressa, pelo amor, dedicação, apoio e incentivo, mesmo nos momentos mais difíceis, sempre esteve do meu lado.

Aos meus amigos e colegas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), pelas experiências de vida proporcionadas.

Ao orientador Professor José Henrique Maciel de Queiroz, pela paciência, disponibilidade, atenção e conhecimento compartilhado.

À banca examinadora pela disponibilidade e contribuições feitas para o melhoramento do trabalho.

A todos os funcionários da UFERSA campus Pau dos Ferros, pelas contribuições para a minha formação acadêmica.

Obrigado a todos!

RESUMO

As estruturas de contenções são obras importantes na execução de qualquer serviço que envolva movimentação e contenção de maciços de solo, além disso, a arte de conter maciços de solo é bem antiga e essas estruturas são bem fáceis de serem encontradas ao redor do mundo. Entre essas estruturas, os muros de arrimo são os que mais se empregam, por serem de fácil construção e menores custos. Os muros de arrimo por gravidade têm grande empregabilidade, devido sua facilidade de construção e baixo custo. Dessa forma, o presente trabalho objetiva o desenvolvimento de uma ferramenta computacional que facilite o dimensionamento dessas estruturas. Diante disso, realizou-se um estudo bibliográfico abordando as teorias que regem os cálculos de empuxo de terra, que são as teorias de Coulomb e Rankine, obtendo embasamento teórico necessário para possibilitar em seguida a elaboração de uma planilha de dimensionamento no software Microsoft Excel. Com a planilha pronta, fez-se a utilização da mesma para calcular um muro trapezoidal, comparando os cálculos da planilha com os cálculos efetuados analiticamente. Obteve-se uma ótima eficácia da planilha comparada com os cálculos manuais, apresentando resultados muito semelhantes. Dessa forma, o objetivo de criar uma ferramenta de fácil entendimento e com cálculos precisos foi alcançado.

Palavras-chave: Empuxo; Coeficiente de empuxo; Dimensionamento; Muros de arrimo por gravidade; Planilha.

ABSTRACT

The containment structures are important works in the execution of any service that involves movement and containment of soils. The art of containing soils is very old and these structures are very easy to find around the world. Among these structures, retaining walls are the most used, as they are easy to build and cost less. Gravity retaining walls are highly employable due to their ease of construction and low cost. Thus, this study aims to develop a computational tool that facilitates the design of these structures. Then, a bibliographic study was carried out addressing the theories that govern the calculations of earth thrust, which are the theories of Coulomb and Rankine, obtaining the necessary theoretical basis to enable the elaboration of a sizing spreadsheet in the Microsoft Excel software. With the spreadsheet ready, it was used to calculate a trapezoidal wall, comparing the spreadsheet calculations with the calculations made analytically. The spreadsheet had an excellent efficiency compared to manual calculations, presenting very similar results. Thus, the objective of creating a tool that is easy to understand and with accurate calculations has been achieved.

Key-Words: Thrust; Thrust coefficient; Sizing; Gravity retaining walls; Spreadsheet.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ações atuantes em muros de arrimo por gravidade 17
Figura 2: Elementos de um muro de arrimo por gravidade 18
Figura 3: Perfis usuais de muros de arrimo 18
Figura 4: Muro de pedra sem argamassa 19
Figura 5: Muro de pedra argamassada 20
Figura 6: Muro de gabião 21
Figura 7: Muro de concreto ciclópico 22
Figura 8: Tipos de empuxo de terra 22
Figura 9: Plano de ruptura 23
Figura 10: Ações atuantes na cunha 24
Figura 11: Movimento da estrutura de contenção 27
Figura 12: Maciço contido com mais de uma camada de solo 29
Figura 13: Muro com perfil retangular 30
Figura 14: Muros de concreto ciclópico com perfis trapezoidais 31
Figura 15: Muros com perfis trapezoidais especiais 31
Figura 16: Pré-dimensionamento do muro escalonado 32
Figura 17: Deslizamento da base muro 34
Figura 18: Medidas para aumentar o FS contra deslizamento 35
Figura 19: Segurança contra tombamento 36
Figura 20: Capacidade de carga da fundação 37
Figura 21: Capacidade de carga da fundação (V fora do núcleo central) 38
Figura 22: Menu Iniciar da planilha 40
Figura 23: Escolha da geometria do muro 40
Figura 24: Pré-dimensionamento do muro de seção trapezoidal 1 41
Figura 25: Cálculo do empuxo 42
Figura 26: Verificações de estabilidade externa 42
Figura 27: Deslizamento da base do muro trapezoidal 1 43
Figura 28: Tombamento do muro trapezoidal 1 44
Figura 29: Ruptura do solo de fundação do muro trapezoidal 1 45
Figura 30: Muro trapezoidal 1 do exemplo a ser calculado 46
Figura 31: Dimensões do muro calculadas pela planilha 47
Figura 32: Coeficiente de empuxo ativo e empuxo ativo 48

Figura 33: Verificação contra o deslizamento da base 49
Figura 34: Áreas e respectivos braços de alavanca 50
Figura 35: Verificação do tombamento do muro 51
Figura 36: Verificação de ruptura do solo de fundação 52

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

PVC	Policloreto de vinila
z	Profundidade na qual se quer obter o valor do empuxo
E_a	Empuxo ativo
E_p	Empuxo passivo
E_0	Empuxo neutro
h	Altura do muro
k_a	Coeficiente de empuxo ativo
k_p	Coeficiente de empuxo passivo
c	Coesão do solo
q	Sobrecarga sobre o aterro
kN/m	kiloNewton por metro
b	Dimensão da base do muro
b_0	Dimensão do topo do muro
t	Dimensão da sapata do muro
d	Altura da sapata do muro
FS	Fator de Segurança
F_{res}	Força resistente
F_{sol}	Força solicitante
FS_D	Fator de segurança conta o deslizamento da base do muro
P_{muro}	Peso do muro
FS_T	Fator de Segurança contra tombamento do muro
M_{res}	Momento resistente
M_{sol}	Momento resistente
E_{av}	Componente vertical do empuxo ativo
E_{ah}	Componente horizontal do empuxo ativo
x_1	Braço de alavanca do Peso próprio do muro até o ponto A
x_2	Braço de alavanca da componente vertical do empuxo até o ponto A
y_1	Braço de alavanca da componente horizontal do empuxo até o ponto A
FS_{RF}	Fator de Segurança contra ruptura do solo de fundação
h_s	Altura da parte enterrada do muro

e	Excentricidade da resultante das forças verticais
e’	Centro de pressão
V	Resultantes das forças verticais

LISTA DE SÍMBOLOS

φ_1	Ângulo de rugosidade do muro
φ	Ângulo de atrito interno do solo
θ	Ângulo de inclinação da cunha de solo com a horizontal
α	Ângulo de inclinação do tardoz do muro
β	Ângulo de inclinação do aterro com a horizontal
γ	Peso específico do solo
γ_1	Peso especifico do solo da primeira camada
φ_1	Ângulo de atrito interno do solo da primeira camada
γ_2	Peso especifico do solo da segunda camada
φ_2	Ângulo de atrito interno do solo da segunda camada
φ_{fund}	Ângulo de atrito interno do solo de fundação
σ'_h	Tensão horizontal no interior do maciço de solo
σ'_v	Tensão vertical no interior do maciço de solo
σ_1	Tensão máxima na base do muro
σ_2	Tensão mínima na base do muro

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 15
2. OBJETIVOS 16
2.1 GERAL 16
2.2 ESPECÍFICOS 16
3. REVISÃO TEÓRICA 16
3.1 MURO DE ARRIMO POR GRAVIDADE 17
3.1.1 Muros de alvenaria de pedra 18
3.1.2 Muros de gabião 20
3.1.3 Muros de concreto ciclópico 21
3.2 EMPUXO DE TERRA 22
3.2.1 Teoria de Coulomb 23
3.2.1.1 Cálculo do empuxo ativo 24
3.2.1.2 Cálculo do empuxo passivo 25
3.2.2 Teoria de Rankine 26
3.2.2.1 Para solos coesivos 28
3.2.2.2 Sobrecarga no terreno contido 28
3.2.2.3 Mais de uma camada de solo 29
3.3 DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO POR GRAVIDADE 29
3.3.1 Pré-dimensionamento 30
3.3.1.1 Perfil retangular 30
3.3.1.2 Perfil trapezoidal 30
3.3.1.3 Perfil escalonado 32
3.3.2 Verificações de estabilidade 32
3.3.2.1 Verificação de estabilidade interna 33
3.3.2.2 Verificação de estabilidade externa 33
3.3.2.2.1 Deslizamento da base 33
3.3.2.2.2 Tombamento 35
3.3.2.2.3 Ruptura do solo de fundação 36
3.3.2.2.4 Ruptura global 38
4. METODOLOGIA 39
4.1 PÁGINA INICIAL DA PLANILHA 39
4.2 ESCOLHA DA GEOMETRIA DO MURO 40
4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO 41
4.4 CÁLCULO DO EMPUXO PELA TEORIA DE RANKINE 41
4.5 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE EXTERNA 42

4.5.1 Deslizamento da base do muro **43**
4.5.2 Tombamento do muro **44**
4.5.3 Ruptura do solo de fundação **44**
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO **45**
5.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO MURO DO EXEMPLO 46
5.2 CALCULO DO EMPUXO ATIVO QUE AGE SOBRE O MURO 47
5.3 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE EXTERNA 48
5.3.1 Deslizamento da base do muro do exemplo **48**
5.3.2 Tombamento do muro do exemplo **49**
5.3.3 Ruptura do solo de fundação do muro do exemplo **51**
6. CONCLUSÃO **53**
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS **54**

1. INTRODUÇÃO

O uso de estruturas de contenções vem desde a antiguidade, onde o homem procurava meios simplificados que permitissem conter materiais como solo e/ou água. Segundo Joopert Jr. (2007), o projeto dessas estruturas tem por finalidade resistir ao empuxo de terras e/ou água, cargas estruturais e quaisquer outros esforços induzidos por estruturas vizinhas ou equipamentos adjacentes. Esses elementos podem ser encontrados facilmente ao redor mundo, na forma de muros de pedras sem argamassa, construídos manualmente, encaixando pedra por pedra e grandes paredes de açude construídos com solo e pedras.

Para Gerscovich et al (2016) muros são definidos como estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical que se apoiam em fundações rasas ou profundas, e podem ser construídos em alvenaria de pedra ou tijolos, como também de concreto simples ou armado.

As estruturas de contenção do tipo muro de arrimo são classificadas em dois grupos, por gravidade e por flexão. Os muros por gravidade, contêm o maciço de solo devido seu peso próprio, onde esse peso se opõe ao empuxo provocado pelo solo, já os muros por flexão tendem a serem mais esbeltos e em forma de L, e utiliza parte do peso próprio do maciço para resistir ao empuxo, causado pelo mesmo, por flexão.

Os muros de arrimo por gravidade podem ser construídos de vários materiais, desde alvenaria de pedra com argamassa ou não, tijolos, gabiões (gaiolas de telas de aço preenchidas com pedras), concreto (simples, armado e ciclópico), e até materiais recicláveis, como pneus velhos. O diferencial desses elementos de contenção comparados com os demais, é que os mesmos são de fácil execução e baixo custo, e podem ser empregados em obras com taludes menores ou iguais a 5 metros.

Nesse sentido, o trabalho visa a elaboração de uma ferramenta computacional que permita a realização do dimensionamento e a verificação de estabilidade dos muros de arrimo por gravidade com variadas geometrias, abordando as teorias de Rankine[1] e Coulomb[2].

---

[1] William John Macquorn Rankine (1820-1872) foi um físico e engenheiro civil escocês que se destacou com seus estudos sobre mecânica dos solos e termodinâmica.

[2] Charles Augustin de Coulomb (1736-1806) foi um físico e engenheiro francês que desenvolveu teorias nas áreas de mecânica dos solos, eletromagnetismo, entre outras.

2. OBJETIVOS

A seguir são expostos os objetivos geral e específicos que se pretende atingir com a realização deste trabalho:

2.1 GERAL

Desenvolver, por meio do software EXCEL, uma planilha automatizada que permita o dimensionamento e verificação de estabilidade de estruturas de contenção do tipo muros de arrimo por gravidade.

2.2 ESPECÍFICOS

- Otimizar o projeto de muros de arrimo por gravidade;
- Desenvolver um instrumento capaz de facilitar o entendimento dos estudantes de graduação em engenharia civil sobre o dimensionamento dessas estruturas;
- Difundir os conhecimentos acerca das teorias utilizadas para análise e dimensionamento de muros de arrimo por gravidade;
- Comparar os cálculos da planilha, verificando a eficiência da mesma.

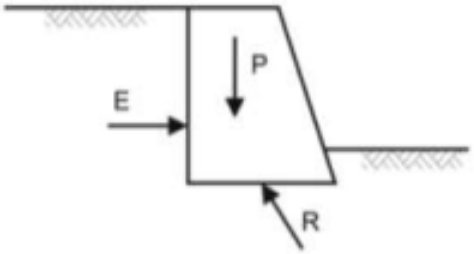
3. REVISÃO TEÓRICA

Estruturas de contenções são obras naturalmente encontradas em qualquer construção civil, principalmente, as que se encontram em meio urbano, devido ao espaço reduzido de operação. Essas estruturas podem ser muros, solos grampeados ou cortinas ancoradas. Os muros dividem-se em dois grupos, por gravidade, onde o empuxo do solo é contraposto pelo peso próprio do muro, e por flexão que usa o peso do maciço de solo para se contrapor ao empuxo (LUIZ, 2014).

3.1 MURO DE ARRIMO POR GRAVIDADE

Esses tipos de muros resistem ao empuxo horizontal causado pelo solo devido apenas ao seu peso próprio, com isso, são estruturas bem mais robustos que os muros por flexão. Como citado anteriormente, esses muros podem ser de diversos materiais, alguns destes, serão abordados a seguir. A figura 1 exemplifica as ações que agem sobre esses muros.

Figura 1: Ações atuantes em muros de arrimo por gravidade

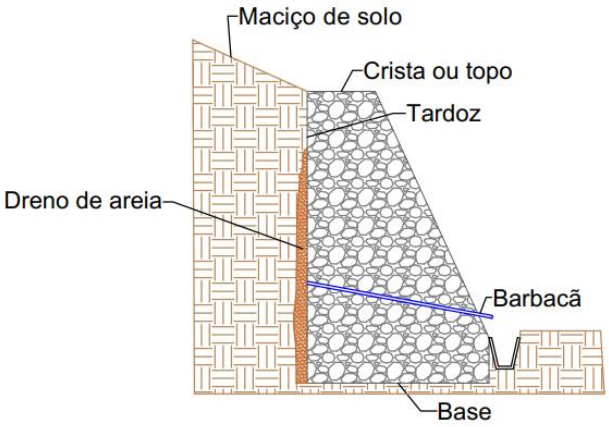


Fonte: GEO-RIO, 2014.

Nas ações representadas acima, E é o empuxo horizontal que age sobre o muro devido ao maciço de solo, P é o peso próprio do muro que age no centroide do mesmo e R é a reação da fundação devido ao peso do muro e ao empuxo.

Os muros de arrimo possuem três partes, que são comuns a todos os tipos, sejam eles por gravidade ou por flexão, a base, que é a parte do muro que se apoia na fundação, a crista ou topo é a parte superior do muro e o tardoz que é a parte que fica em contato com maciço de solo a ser contido. A figura 2 ilustra essas partes.

Figura 2: Elementos de um muro de arrimo por gravidade

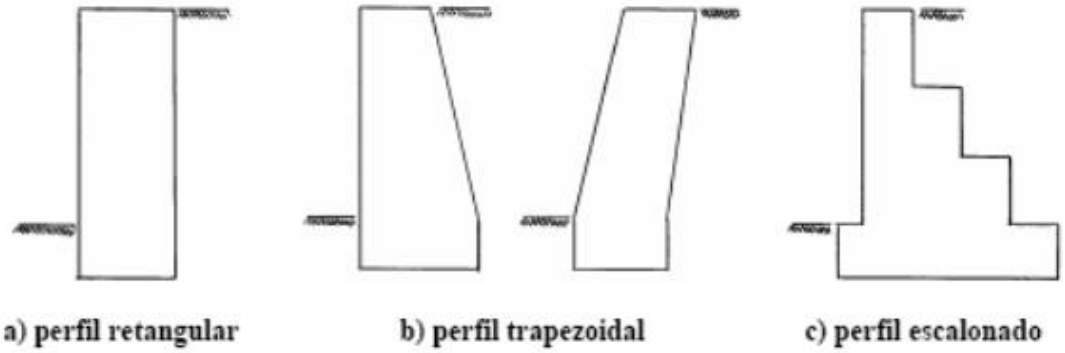


Fonte: Autoria própria, 2019.

Além das partes citadas acima, quando a estrutura for impermeável, faz-se uso de drenos de areia e barbacã, como pode ser visto na figura 2.

Essas estruturas podem ter perfis com geometrias variadas, mas, as mais usuais, são retangular, trapezoidal e escalonada, como pode ser visto na figura 3.

Figura 3: Perfis usuais de muros de arrimo



Fonte: Araújo, 2016.

3.1.1 Muros de alvenaria de pedra

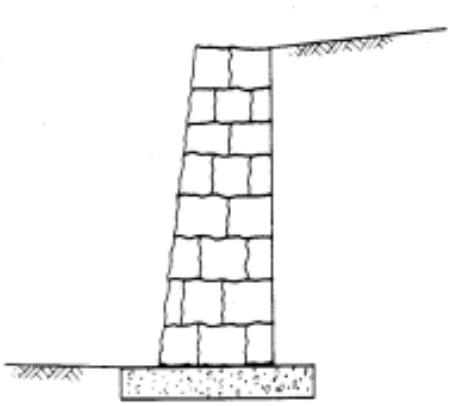
Este tipo de muro são os mais antigos e mais fácil de se encontrar. Devido ao custo elevado e as restrições de alturas, atualmente, a utilização dessas estruturas se tornou menos rotineira. Esses muros devem ser construídos para conter taludes de solo de até 2 metros, quando o muro é constituído de pedras sem argamassa e para alturas superiores a 2 metros e até 5

metros, deve-se preencher os vazios entre as pedras com argamassa de areia e cimento.

Os muros de pedra sem argamassa são construídos manualmente, empilhando pedra sobre pedra até chegar à altura desejada, as pedras devem possuir dimensões regulares de modo a garantir a estabilidade e a resistência que resulta do imbricamento dos blocos de pedra, devem ter uma base, com largura mínima entre 0,5 e 1,0 metro, apoiada em cota inferior ao do terreno o que diminui o risco de ruptura por deslizamento entre o muro e a fundação. Nestes casos, o muro não necessita de um sistema de drenagem, pois, a água circula livremente nos vazios deixados entre as pedras, evitando o acumulo de água no interior do muro que poderia trazer problemas futuros a estrutura (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

A figura 4 ilustra o muro de alvenaria de pedra sem argamassa, nela nota-se o formato dos blocos de pedra e a ausência de sistema de drenagem.

Figura 4: Muro de pedra sem argamassa

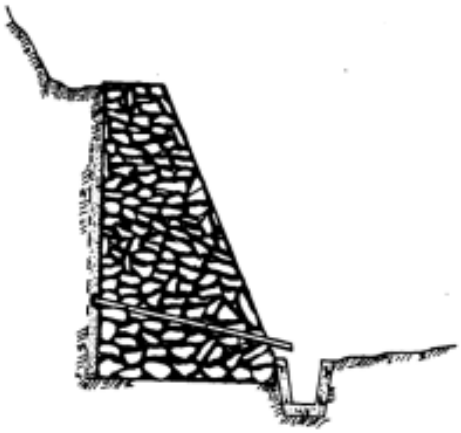


Fonte: adaptado de Gerscovich et al, 2016.

Os muros de pedra argamassada tendem a serem mais altos que os anteriores, são construídos em pedra de diferentes tamanhos assentadas com argamassa de areia e cimento, o que garante uma maior rigidez ao muro, devido a isso, a capacidade drenante é extinta, logo, deve-se instalar dispositivos de drenagem nesse tipo de muro (LUIZ, 2014).

Nestes muros, os dispositivos de drenagem mais empregados, são drenos que permitem que a água sai do maciço de solo e seja conduzida até um canal que fica na encosta do muro, como ilustrado na figura 5.

Figura 5: Muro de pedra argamassada



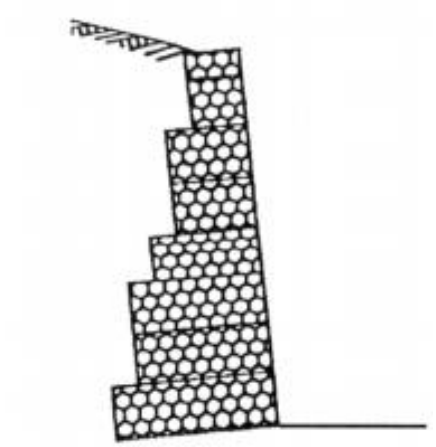
Fonte: adaptado de Gerscovich et al, 2016.

3.1.2 Muros de gabião

Gabiões são gaiolas metálicas de seções transversais quadradas ou retangulares, confeccionadas em malhas hexagonais com dupla torção em arame com dupla galvanização ou recoberto por PVC (policloreto de vinila). Essas gaiolas são preenchidas manualmente com pedras já na posição que o muro deve ocupar. As principais características dessas estruturas são a flexibilidade, que permite a acomodação aos recalques diferenciais, e a permeabilidade, dispensando o uso de sistemas de drenagem (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

A figura 6 ilustra o muro de gabião, nota-se que as gaiolas são empilhadas umas sobre as outras até que chegue à altura desejável, e essa altura deve ser no máximo 5 metros. Segundo Gerscovich et al (2016), os muros mais altos, devem possuir em sua base, gabiões mais baixos, com cerca de 0,50 metros, o que garante maior rigidez e resistência.

Figura 6: Muro de gabião



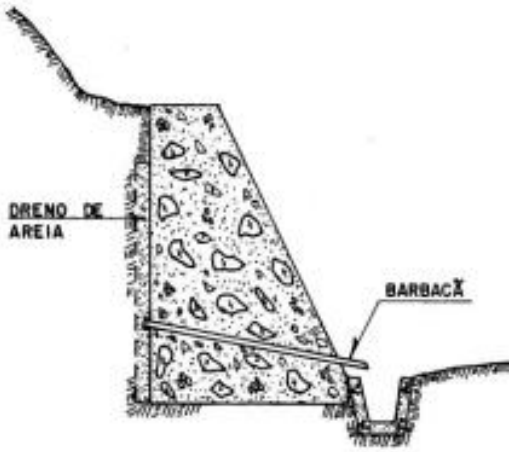
Fonte: adaptado de Gerscovich et al, 2016.

3.1.3 Muros de concreto ciclópico

Essas estruturas são constituídas de concreto e rochas de variados tamanhos, mais usualmente pedras de mão. A execução se dá pela montagem de uma fôrma no formato do muro, quase sempre trapezoidal, com base medindo 50% da altura que não deve ser superior a 4 metros, logo após a montagem, a fôrma é preenchida com blocos de rocha e concreto. Devido ao concreto, o muro se torna impermeável, devendo-se assim, introduzir um sistema de drenagem no mesmo.

A figura 7 ilustra essa estrutura, bem como, o sistema de drenagem que dever ser empregado na construção do muro.

Figura 7: Muro de concreto ciclópico



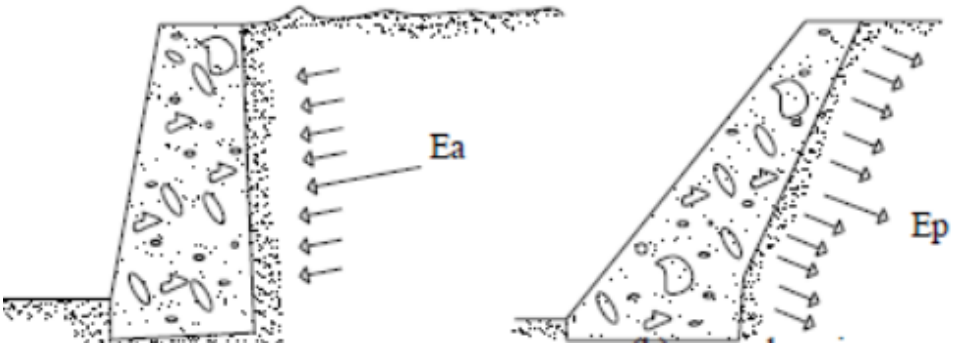
Fonte: adaptado de Gerscovich et al, 2016.

3.2 EMPUXO DE TERRA

O empuxo de terra pode ser definido como sendo a resultante de forças exercida pelo maciço de solo sobre estruturas de contenção e depende diretamente da interação entre o solo e a estrutura. Essa interação evidencia o tipo de empuxo, ativo, passivo e neutro ou nulo.

Para Araújo (2016), o empuxo ativo (E_a) se dá quando a estrutura tende a se afastar do solo, o solo a empurra, com isso, as tensões horizontais diminuem até um valor mínimo; o empuxo passivo (E_p) se dá quando a estrutura é empurrada contra o solo, com isso, as tensões horizontais aumentam até um valor máximo; e o empuxo neutro (E_0) é quando não há movimentação, tanto da estrutura como do maciço de solo. A figura 8 ilustra as duas primeiras situações citadas.

Figura 8: Tipos de empuxo de terra



Fonte: Moliterno, 1994.

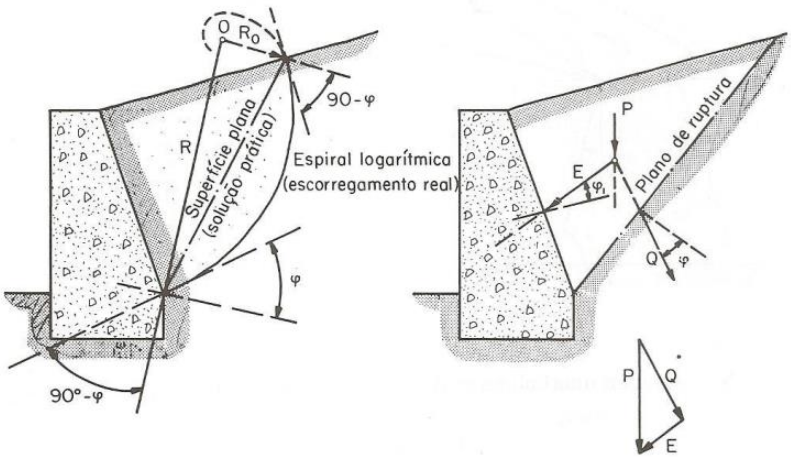
Nos projetos de estruturas de contenção, é fundamental saber a intensidade do empuxo seja ele, ativo ou passivo. Para obter esses valores, utiliza-se as teorias de estados limite, as mais usuais e pioneiras foram as de Rankine e de Coulomb.

3.2.1 Teoria de Coulomb

Segundo Budhu (2015), conforme citado por Souza (2017, p. 26), “Coulomb foi o primeiro a estudar sobre empuxos de terra, elaborando uma teoria baseada no equilíbrio limite com ou sem atrito entre muro e solo e para solos não coesivos. Segundo Coulomb, existe uma condição de equilíbrio limite através da qual uma massa de solo contida por um muro vertical irá deslizar ao longo de um plano inclinado em relação à horizontal, desta forma, determina-se o plano de deslizamento pela procura de um plano no qual o máximo de empuxo atua”.

Em sua teoria, Coulomb considera uma cunha de ruptura de solo de modo a delimitar uma parte do terrapleno, com isso, faz-se o equilíbrio de forças nessa cunha obtendo-se assim a força necessária que provoca o deslizamento da mesma, ou seja, o empuxo. O deslizamento ocorre em uma superfície de curvatura, em forma de espiral logarítmica, mas por simplificação, pode-se substituir essa superfície por um plano inclinado, chamado de plano de ruptura, como está ilustrado na figura 9.

Figura 9: Plano de ruptura



Fonte: Moliterno, 1994.

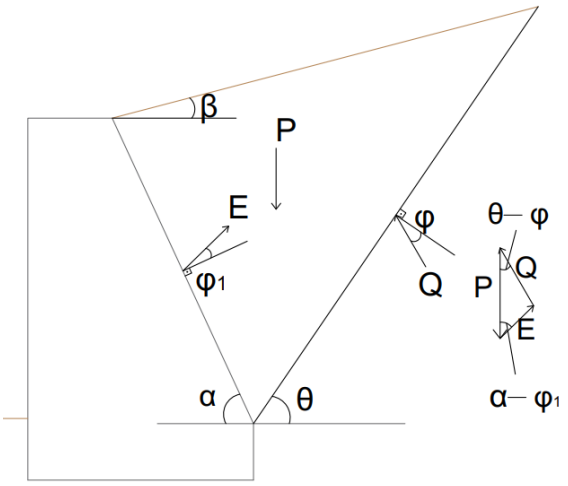
Para a realização dos cálculos do empuxo passivo e ativo, deve-se considerar os

deslocamentos relativos entre a cunha de solo e o muro, sendo que o empuxo ativo tem deslocamento oposto ao passivo (GERSCOVICH *et al.*, 2016).

3.2.1.1 Cálculo do empuxo ativo

Adotando o plano de ruptura da figura 9, Coulomb encontrou as ações que atuam sobre o muro, onde, P é peso próprio do maciço de terra, Q é a força de cisalhamento que atua no plano de ruptura e E é o empuxo que age sobre o muro. Além disso, φ_1 é o ângulo de rugosidade do muro, a tg φ_1 é o coeficiente de atrito entre muro e solo e tg φ é o coeficiente de atrito solo contra solo. Assim, pode-se encontrar a equação do empuxo, considerando o ângulo entre a horizontal e o plano de ruptura (θ) e o ângulo entre a horizontal e o tardoz do muro (α), como ilustra a figura 10.

Figura 10: Ações atuantes na cunha



Fonte: Autoria própria, 2019.

A partir da figura 10, utilizando a lei dos senos no triângulo formado pelas ações atuantes na cunha de solo, tem-se que:

$$\frac{E}{sen(\theta-\varphi)}=\frac{P}{sen(180-\theta+\varphi-\alpha+\varphi_1)} \tag{1}$$

Logo, a força que o muro tem que exercer para se opor a cunha de solo é:

$$E=\frac{P\cdot sen(\theta-\varphi)}{sen(180-\theta+\varphi-\alpha+\varphi_1)} \tag{2}$$

O peso próprio do maciço de solo por comprimento unitário (P), é dado pela área do triângulo que forma a cunha multiplicado pelo peso especifico do solo (γ), assim,

$$P = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot sen^2\ \alpha} \cdot \left[sen(\alpha+\theta) \cdot \frac{sen(\alpha+\beta)}{sen(\theta-\beta)} \right] \tag{3}$$

Substituindo (3) em (2), tem-se:

$$E = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot sen^2\ \alpha} \cdot \left[sen(\alpha+\theta) \cdot \frac{sen(\alpha+\beta)}{sen(\theta-\beta)} \right] \cdot \frac{sen(\theta-\varphi)}{sen(180-\theta+\varphi-\alpha+\varphi_1)} \tag{4}$$

O empuxo varia com a inclinação do plano de ruptura (θ). Para encontrar o máximo empuxo que também é o empuxo ativo no caso da figura 10, deve-se derivar (4) em função de θ e iguala-la a zero, fazendo isso, tem-se:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_a \tag{5}$$

Onde,

h é a altura do talude a ser contido;

e k_a é o coeficiente de empuxo passivo, dado por:

$$k_a = \frac{sen^2\ (\alpha+\varphi)}{sen^2\ \alpha \cdot sen(\alpha-\varphi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi+\varphi_1) \cdot sen(\varphi-\beta)}{sen(\alpha-\varphi_1) \cdot sen(\alpha+\beta)}} \right]^2} \tag{6}$$

3.2.1.2 Cálculo do empuxo passivo

Partindo do mesmo princípio do empuxo ativo, os cálculos para chegar as equações do empuxo passivo e do coeficiente de empuxo passivo são semelhantes aos realizados acima, sendo que a força a ser encontrada, é a força que o muro aplica sobre a cunha de solo para provocar o deslizamento da mesma, essa força será o empuxo passivo que tem a mesma equação do ativo, mudando apenas o coeficiente de empuxo, como segue abaixo,

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_p \tag{7}$$

Já o coeficiente de empuxo passivo (k_p) é dado por:

$$k_p = \frac{sen^2\ (\alpha - \varphi)}{sen^2\ \alpha \cdot sen(\alpha + \varphi_1) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\varphi + \varphi_1) \cdot sen(\varphi + \beta)}{sen(\alpha + \varphi_1) \cdot sen(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (8)$$

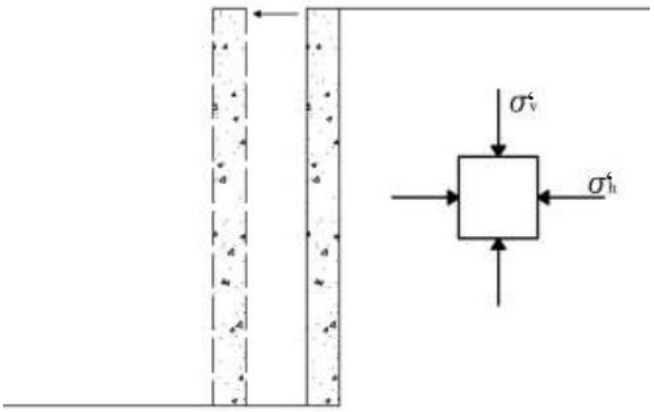
3.2.2 Teoria de Rankine

Segundo Bonissoni (2017), a teoria de Rankine (1857) baseia-se em demonstrar os três estados de equilíbrio de um solo e calcular os empuxos gerados. No primeiro estado, chamado de estado ativo, o solo “empurra” a estrutura (empuxo ativo); o segundo estado se caracteriza pela inexistência de movimentação do solo e da estrutura, denominado estado estático de equilíbrio (empuxo neutro); e o terceiro estado é o passivo, no qual a estrutura “empurra” o maciço de solo (empuxo passivo). Além disso, essa teoria fundamenta-se pelo equilíbrio das tensões dos campos externo e internos que atua sobre a cunha de solo, quando há o deslocamento da estrutura em contato com o solo mobiliza o estado de plastificação em todo o maciço, formando infinitas superfícies na qual o solo pode se romper (GERSCOVICH et al., 2016).

Para a teoria ser validada, Rankine impôs algumas condições iniciais ditas como fundamentais para analisar o cisalhamento dos solos. O solo do terrapleno é areia pura, seca e homogênea, solo sem coesão; a parede do muro em contato com solo deve ser vertical; deve-se considerar que entre a estrutura e o solo não há atrito, de forma que o empuxo seja paralelo a superfície do terreno contido; e o terrapleno não tem nenhuma sobrecarga (MARANGON, 2018).

A partir das considerações citadas acima, quando se há um movimento da estrutura, como ilustra a figura 11, a tensão horizontal (σ'_h) no interior do maciço diminui, podendo chegar a condição de ruptura ativa, já para o caso da estrutura se movimentar no sentido oposto do que é mostrado na figura 11, a tensão horizontal aumenta atingindo a condição de ruptura passiva. Nos dois casos a tensão vertical efetiva (σ'_v) não se altera (LUIZ, 2014).

Figura 11: Movimento da estrutura de contenção



Fonte: Luiz, 2014.

Logo, o empuxo pode ser obtido pela integral definida do diagrama de tensões horizontais, com intervalo de 0 a z, onde z é a profundida na qual se deseja obter o empuxo. Assim,

$$E = \int_0^z \sigma'_h \, \mathrm{d}z \tag{9}$$

De acordo com Silva (2018), como a distribuição do empuxo sobre o muro é triangular e considerando o solo homogêneo, seco e sem coesão, e que o limite superior da integral é a altura no muro, tem-se que a equação (9) resulta na equação (5) para o empuxo ativo e (7) para o passivo, e que os coeficientes de empuxo ativo e passivo são, respectivamente:

$$k_a = cos\beta \; \frac{cos\beta - \sqrt{cos^2 \; \beta - cos^2 \; \varphi}}{cos\beta + \sqrt{cos^2 \; \beta - cos^2 \; \varphi}} \tag{10}$$

$$k_p = cos\beta \; \frac{cos\beta + \sqrt{cos^2 \; \beta - cos^2 \; \varphi}}{cos\beta - \sqrt{cos^2 \; \beta - cos^2 \; \varphi}} \tag{11}$$

As equações (10) e (11), consideram que o maciço contido tem uma inclinação com relação a horizontal, quando isso não ocorre, ou seja, o terreno é horizontal, essas equações ganham nova forma, que segundo Luiz (2014) são:

$$k_a = tg^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \tag{12}$$

$$k_p = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{13}$$

3.2.2.1 Para solos coesivos

Para solo coesivos, segundo Das e Sobhan (2014), há a incorporação de uma parcela relativa à coesão nas equações dos empuxos ativo e passivo. Para o caso onde o solo tende a empurrar a estrutura de contenção, a coesão dos solos tende a diminuir a intensidade da força horizontal, dessa forma, a equação do empuxo ativo para solos coesivos é:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{k_a} \tag{14}$$

Já para o caso do empuxo passivo, a intensidade do mesmo terá valores maiores, pois a parcela da coesão dos solos, soma-se ao empuxo causado pelo maciço, assim, a equação (7) ganha a seguinte forma:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{k_p} \tag{15}$$

Nas equações (14) e (15), c representa a coesão do solo.

3.2.2.2 Sobrecarga no terreno contido

Quando se trata de solos coesivos no qual há sobrecarga no maciço de solo contido pela estrutura de contenção, as equações (14) e (15) terão valores maiores, pois a parcela da força que resulta da sobrecarga, soma-se a essas equações. Sendo assim, tem-se que:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{k_a} + q \cdot k_a \cdot h \tag{16}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{k_p} + q \cdot k_p \cdot h \tag{17}$$

As equações (16) e (17), são respectivamente, os empuxos ativo e passivo para solos coesivos com sobrecarga, e q representa a intensidade da sobrecarga em kN/m.

Para solos não coesivos, a parcela da coesão nas equações (16) e (17) desaparece,

ficando apenas a parcela do empuxo causado pelo solo e a parcela da sobrecarga, logo:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_a + q \cdot k_a \cdot h \tag{18}$$

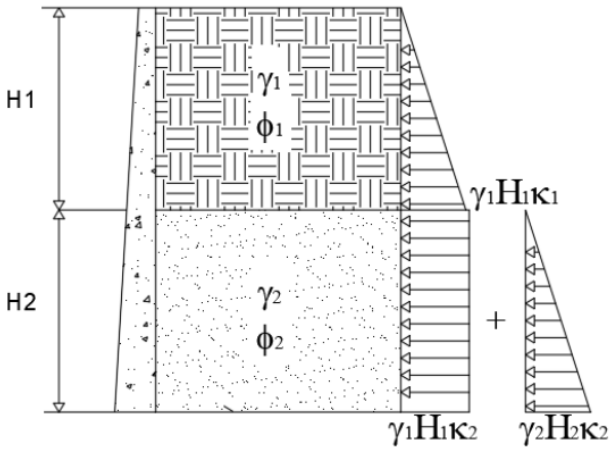
$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_p + q \cdot k_p \cdot h \tag{19}$$

3.2.2.3 Mais de uma camada de solo

Nessa situação, o peso da camada superior age como sobrecarga na camada inferior, fazendo com que a tensão horizontal na camada inferior aumente de forma constante (DAS e SOBHAN, 2014).

A figura 12 ilustra o que foi dito acima.

Figura 12: Maciço contido com mais de uma camada de solo



Fonte: Silva, 2018.

3.3 DIMENSIONAMENTO DE MURO DE ARRIMO POR GRAVIDADE

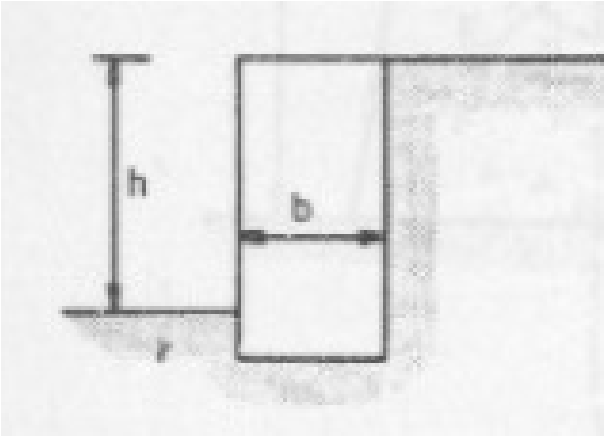
Para efetuar o dimensionamento de um muro de arrimo por gravidade, deve-se iniciar por um pré-dimensionamento, que de acordo com Moliterno (1994) é feito através de critérios empíricos e projetos já realizados. Esse pré-dimensionamento considera basicamente a altura que o muro deve possuir, Moliterno (1994) define os critérios a serem adotados, e os mesmos variam de acordo com a geometria e o material do muro.

3.3.1 Pré-dimensionamento

3.3.1.1 Perfil retangular

Para muros com perfis retangulares, como está ilustrado na figura 13, a base (b) do muro segundo Moliterno (1994) deve possuir dimensão equivalente a 40% de sua altura (h) quando for construído de alvenaria de tijolos e 30% quando for de alvenaria de pedra ou concreto ciclópico.

Figura 13: Muro com perfil retangular

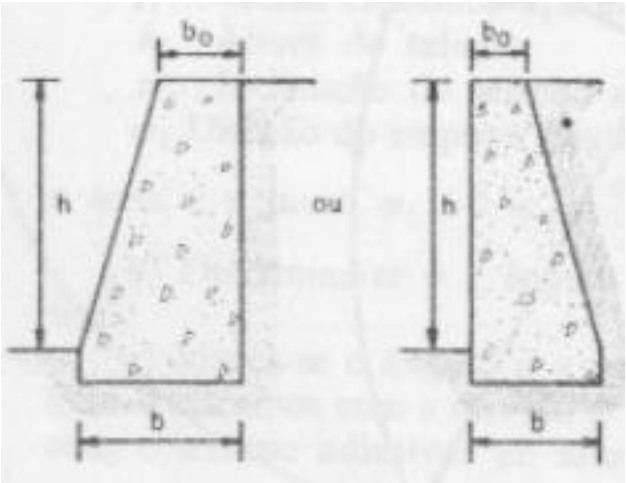


Fonte: Moliterno, 1994.

3.3.1.2 Perfil trapezoidal

A figura 14 ilustra o modelo que pode ser construídos apenas com concreto ciclópico com seção transversal trapezoidal, onde, além da base, deve-se definir no pré-dimensionamento a dimensão da crista ou topo (b_0), que segundo Moliterno (1994), deve ser igual a 14% da altura do muro, já a base deve ter a dimensão da crista somado com um terço da altura do muro.

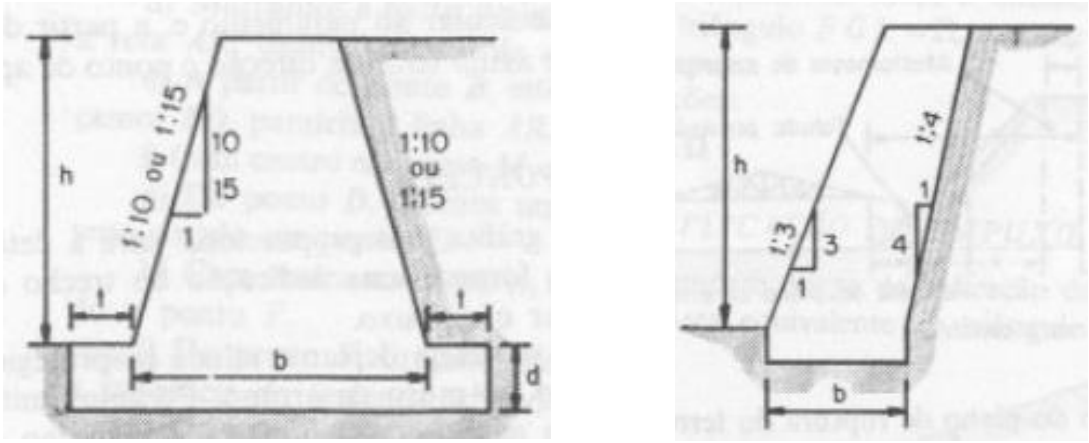
Figura 14: Muros de concreto ciclópico com perfis trapezoidais



Fonte: Moliterno, 1994.

Já os modelos que podem ser construídos tanto em concreto ciclópico como em alvenaria de pedra são ilustrados na figura 15 e possuem um pré-dimensionamento um tanto quanto diferente dos demais.

Figura 15: Muros com perfis trapezoidais especiais



a) Caso de empuxo ativo

b) Caso de empuxo passivo

Fonte: Moliterno, 1994.

Na figura 15-a), a inclinação das paredes do muro são iguais e deve obedecer o que está especificado acima, a dimensão da base (b) deve ter um terço da altura (h), a dimensão de t deve ter um sexto da altura e a dimensão de d deve ser maior ou igual a t, usualmente adota-se d igual a t.

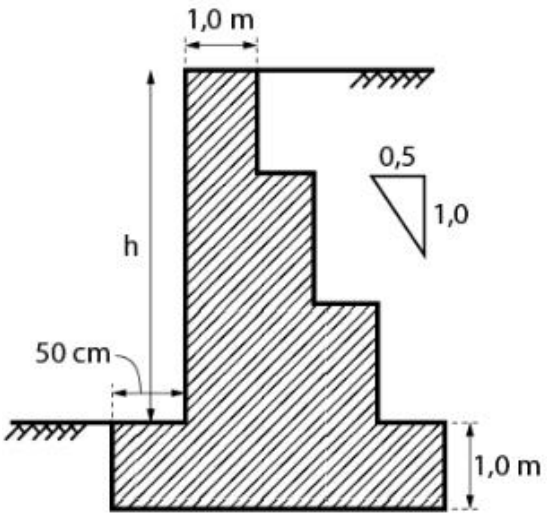
Na figura 15-b), a inclinação das paredes do muro deve ser definida como ilustrado

acima e a base terá a dimensão de um terço da altura do muro.

3.3.1.3 Perfil escalonado

Moliterno (1994) não especifica o pré-dimensionamento para os muros com perfis escalonados, mas alguns projetistas adotam o que está representado na figura 16. Estes tipos de modelos de muros geralmente são construídos em alvenaria de pedra e em alguns casos de gabiões.

Figura 16: Pré-dimensionamento do muro escalonado



Fonte: Marinho, 2019.

Marinho (2019) fixa alguns valores para efetuar o pré-dimensionamento de muros com perfis escalonados, onde o topo do muro tem 1 metro, os pisos dos degraus com 0,50 metros, os espelhos com 1 metro e a base do muro pode ser obtido somando a medida do piso do degrau, com a medida do topo, com a metade da altura do muro (h).

3.3.2 Verificações de estabilidade

Após as dimensões definidas, faz-se a verificação de estabilidade interna e externa da estrutura. Para que essas dimensões sejam utilizadas, as verificações que serão especificadas

abaixo devem ser cumpridas.

3.3.2.1 Verificação de estabilidade interna

A estabilidade interna se trata da verificação da ruptura por esmagamento do muro pelo seu peso próprio.

Os muros de gravidade são construídos com elementos sólidos e fortes como pedras e concreto ciclópico, sendo assim, no interior dessas estruturas agem apenas tensões de compressão, com isso a verificação de estabilidade interna pode ser dispensada (LUIZ, 2014).

3.3.2.2 Verificação de estabilidade externa

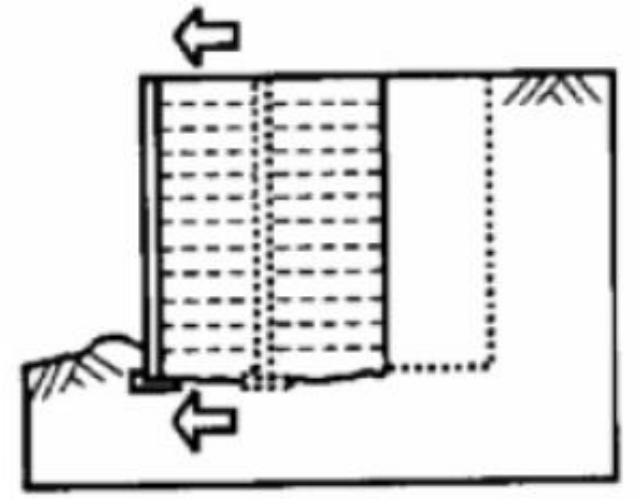
A estabilidade externa é verificada em quatro fatores, que são:

- Deslizamento na base;
- Tombamento;
- Ruptura do solo de fundação;
- Ruptura global.

3.3.2.2.1 Deslizamento da base

Esta verificação visa evitar o deslocamento da base do muro ocasionada pelos esforços atuantes na estrutura. Para isso deve-se haver um equilíbrio entre os esforços solicitantes que atuam no muro, como as componentes horizontais do empuxo, a sobrecarga e os esforços resistentes, como a adesão do solo e o atrito na base do muro (LUIZ, 2014). A figura 17 ilustra a situação de deslizamento da base do muro, a estrutura se move no sentido do empuxo ativo.

Figura 17: Deslizamento da base muro



Fonte: Gerscovich, 2010.

Segundo Souza (2017), para evitar esse movimento, deve-se considerar nessa verificação um fato de segurança (FS) igual ou maior que 1,5, esse fator de segurança é dado pela razão entre o somatório das forças resistentes ($\sum F_{res}$) e o somatório das forças solicitantes ($\sum F_{sol}$), como segue,

$$FS_D = \frac{\Sigma F_{res}}{\Sigma F_{sol}} \geq 1.5 \tag{20}$$

Para calcular os esforços solicitantes e resistentes, deve-se considerar a inclinação do aterro com a horizontal, pois, esses cálculos variam com a existência e a inexistência dessa inclinação. Em aterros sem inclinação, o único esforço solicitante existente é a componente horizontal do empuxo ativo, e o esforço resistente, segundo Luiz (2014), é somente o peso da estrutura multiplicado pela tangente do ângulo de atrito do solo da fundação. Assim,

$$\sum F_{sol} = E_a \cdot cos\beta \tag{21}$$

$$\sum F_{res} = tg\varphi_{fund} \cdot P_{muro} \tag{22}$$

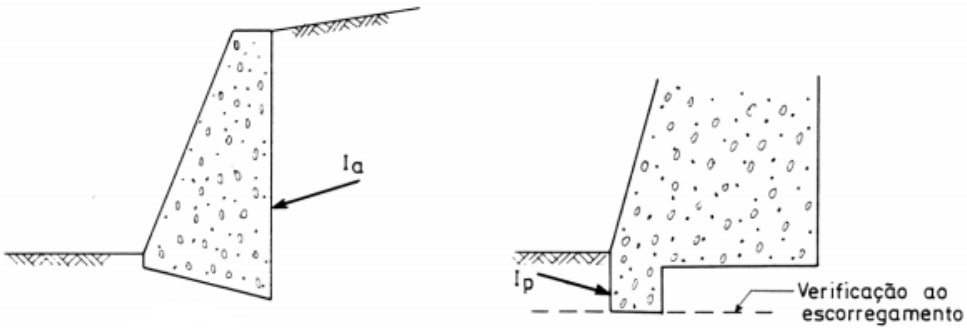
Quando há inclinação no aterro, apenas o esforço resistente muda, pois a componente vertical do empuxo ativo contribui para resistir ao deslocamento da estrutura, somando-se ao peso do muro, como seguem

$$\sum F_{res} = tg\varphi_{fund} \cdot \left(P_{muro} + E_a \cdot sen\beta\right) \tag{23}$$

Nem sempre os esforços resistentes são capazes de impedir o deslizamento, devido a

isso, Gerscovich (2010) cita algumas medidas que podem ser adotadas para aumentar o fator de segurança e garantir a estabilidade da estrutura, como exemplificado na figura 18.

Figura 18: Medidas para aumentar o FS contra deslizamento



Fonte: Gerscovich, 2010.

Ao utilizar as medidas acima, o empuxo passivo na frente do muro pode ser considerado nos cálculos, se opondo ao empuxo ativo proveniente do maciço de solo.

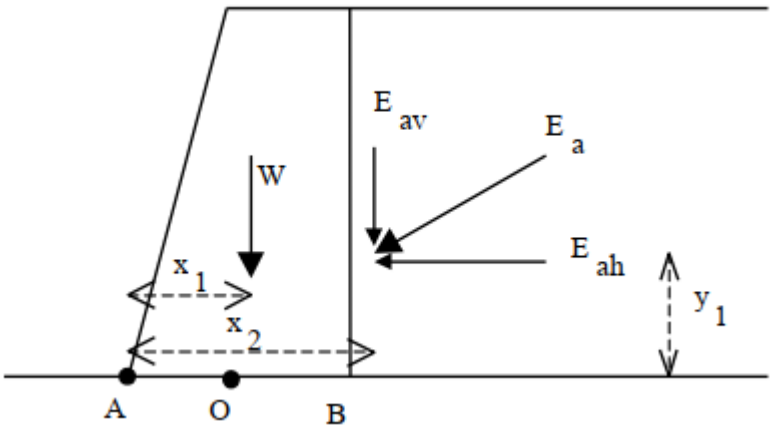
3.3.2.2.2 Tombamento

O tombamento do muro se dá quando os momentos solicitantes são maiores que os resistentes, visando evitar esse fenômeno, busca-se que o fator de segurança contra tombamento (FS_T) assuma valores maiores ou iguais a 1,5. Assim como o fator de segurança contra deslizamento, o fator de segurança contra tombamento é a razão entre os momentos resistentes (M_{res}) e os momentos solicitantes (M_{sol}), como descrito nas equações abaixo (SILVA, 2018).

$$FS_T = \frac{\Sigma M_{res}}{\Sigma M_{sol}} \geq 1.5 \tag{24}$$

O momento resistente é gerado pelo peso do muro e a componente vertical do empuxo ativo, já o momento solicitante é proveniente da componente horizontal do empuxo ativo. A figura 19 abaixo exemplifica as forças citadas, e o tombamento do muro, caso ocorra, se dará em torno do ponto A, logo os cálculos de equilíbrio dos momentos são realizados nesse ponto.

Figura 19: Segurança contra tombamento



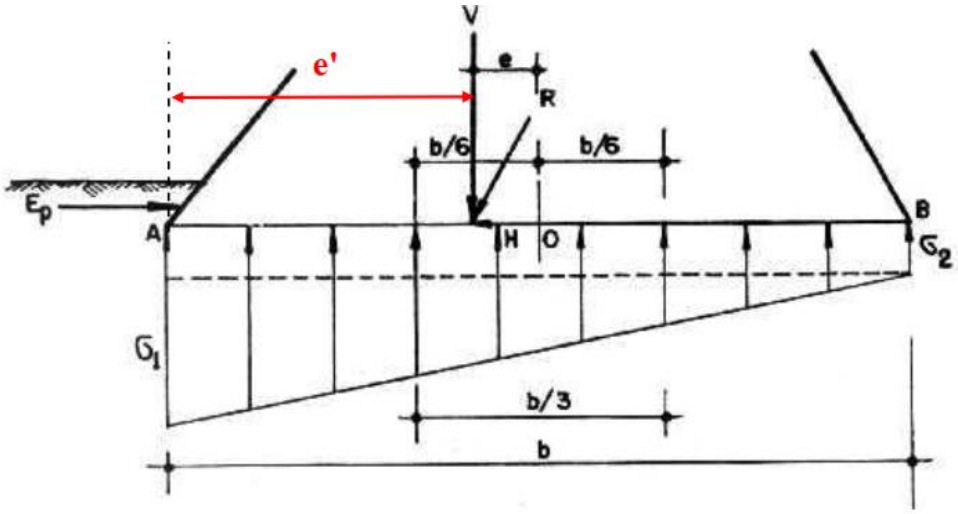
Fonte: Gerscovich, 2010.

Na figura 19, W representa o peso próprio do muro, x_1 o braço de alavanca de W com relação a A, x_2 o braço de alavanca da componente vertical do empuxo ativo (E_{av}) em relação a A e y_1 o braço de alavanca da componente horizontal do empuxo ativo (E_{ah}) com relação ao ponto A.

3.3.2.2.3 Ruptura do solo de fundação

Segundo Luiz (2014), essa verificação deve garantir a estabilidade do solo da fundação de modo que o mesmo não se rompa ou tenha deformações excessivas, sendo assim, para garantir essa verificação a tensão admissível do solo da fundação deve ser maior que a tensão máxima de contato na base do muro (σ_1). A figura 20 ilustra as tensões máxima e mínima na base do muro.

Figura 20: Capacidade de carga da fundação



Fonte: Gerscovich, 2010.

De acordo Gerscovich (2010), a resultante das forças atuantes deve se localizar no núcleo central de inercia da base do muro (e ≤ b/6), de modo a não aparecer tensões de tração no solo de fundação.

A partir da figura 20, pode-se fazer o equilíbrio das forças, que nesse caso é apenas na vertical, e dos momentos com relação ao ponto O, logo, tem-se:

$$\Sigma F_y = 0 \text{--->} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \frac{b}{2} = V \tag{25}$$

$$\Sigma M_o = 0 \text{--->} (\sigma_1 - \sigma_2) \cdot \frac{b}{2} \cdot \frac{b}{6} = V \cdot e \tag{26}$$

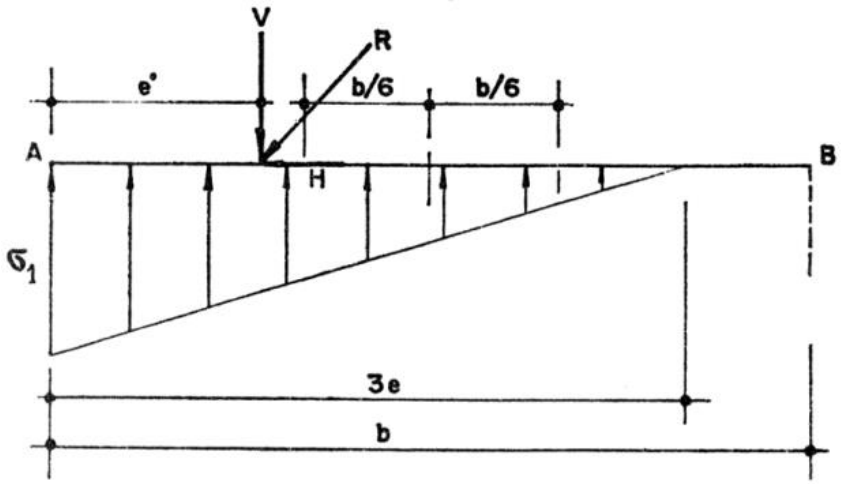
Onde σ_1 e σ_2 são as tensões máxima e mínima, respectivamente, dadas por:

$$\sigma_1 = \frac{V}{b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right) \tag{27}$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right) \tag{28}$$

Para o caso em que a resultante das forças está fora do núcleo central de inercia, a distribuição das tensões na base do muro terá forma triangular e limitada a compressão, como está ilustrado na figura 21 (GERSCOVICH, 2010).

Figura 21: Capacidade de carga da fundação (V fora do núcleo central)



Fonte: Gerscovich, 2010.

Da figura 21, σ_1 pode ser dado por:

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V}{3 \cdot e'} \tag{29}$$

Onde,

e' é a distância do ponto de aplicação da resultante das forças verticais (V) até o ponto A, dada pela divisão entre o somatório dos momentos no ponto A e o somatório da resultante das forças verticais.

3.3.2.2.4 Ruptura global

Essa verificação considera o terreno onde a estrutura de contenção está construída, sendo assim, não há muita relação com a própria estrutura. Logo, as características que influenciam esse tipo de ruptura, são as geométricas e geotécnicas do terreno (LUIZ, 2014).

Para obter resultados que garantam essa verificação, tem-se que fazer a análise completa de estabilidade do talude, cálculos um tanto quanto complexos, pois a forma e a possibilidade de ruptura de taludes são bastante imprevisíveis (SILVA, 2018). Devido a isso, essa verificação não será abordada nesse trabalho.

4. METODOLOGIA

O EXCEL é um software de grande utilidade para os engenheiros, porém, essa usabilidade ainda é bem restrita, devido a disseminação errônea da dificuldade que o software oferece, perante isso, este trabalho mostra o quão pode ser útil e prático de se desenvolver atividades o tanto quanto complicadas, como é dimensionar e realizar as verificações de estabilidade de muros de arrimo por gravidade, além do mais quando se trata de mais de uma geometria.

A partir desse software, pode-se desenvolver a planilha que tem como objetivo dimensionar muros de arrimo por gravidade com quatro tipos de seções transversais. Na planilha, o dimensionamento é iniciado pelo pré-dimensionamento do muro (seção 3.3.1), posteriormente, faz-se o cálculo do empuxo pela teoria de Rankine (seção 3.2.2), logo após realiza as verificações de estabilidade externa (seção 3.3.2.2).

A seguir será apresentada a ferramenta que foi desenvolvida para o dimensionamento de muros de arrimo com diferentes geometrias.

4.1 PÁGINA INICIAL DA PLANILHA

Ao abrir a planilha, apresenta-se para o usuário uma tela inicial onde encontra-se dois botões, o primeiro (Iniciar) leva a uma página com as diferentes geometrias abordadas neste trabalho, já o segundo botão (Sobre) ao ser clicado vai para a página das especificações do trabalho, bem como, e-mails de contato. A figura 22 ilustra a parte inicial da planilha.

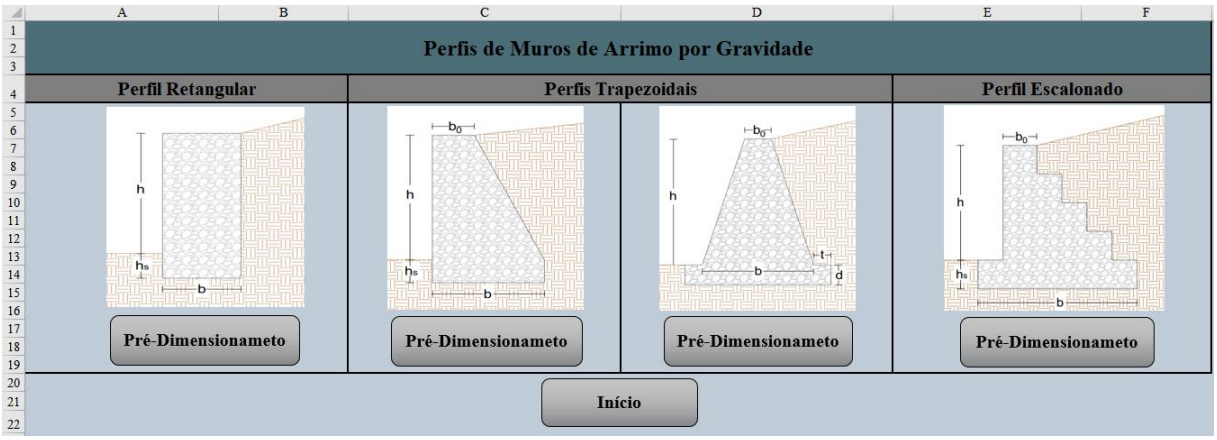
Figura 22: Menu Iniciar da planilha

Fonte: Autoria própria, 2020.

4.2 ESCOLHA DA GEOMETRIA DO MURO

Ao acionar o botão “Iniciar” na tela inicial, o usuário é levado para a página ilustrada na figura 23, onde deve escolher a geometria desejada para seguir com os cálculos.

Figura 23: Escolha da geometria do muro



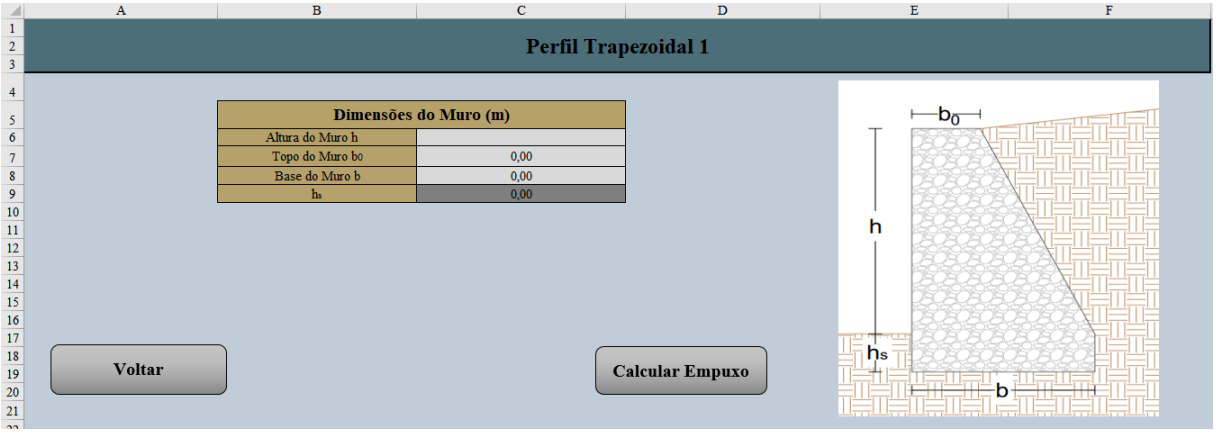
Fonte: Autoria própria, 2020.

Ao escolher a geometria deve-se pressionar o botão Pré-dimensionamento, com isso uma nova página será aberta.

4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para suceder a demonstração da planilha, será mostrado apenas o muro de seção trapezoidal 1, a figura 24 ilustra o pré-dimensionamento dessa estrutura.

Figura 24: Pré-dimensionamento do muro de seção trapezoidal 1



Fonte: Autoria própria, 2020.

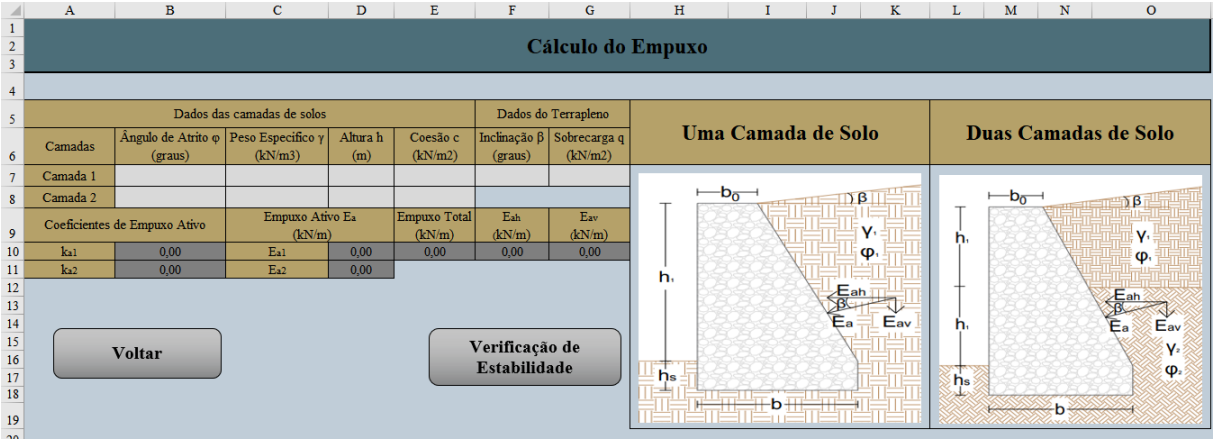
As dimensões da base (b), topo (b_0) e a parte enterrada do muro (h_s) são calculadas de acordo com a altura do muro e estão especificadas na seção 3.3.1.2 deste trabalho.

As células com tom de cinza mais escuro são as que os usuários não podem modificar, já as em cinza claro, o usuário tem total liberdade para mudar o valor, sendo que a base e o topo do muro são pré-calculados.

4.4 CÁLCULO DO EMPUXO PELA TEORIA DE RANKINE

Após o muro ser pré-dimensionado, pode-se calcular o empuxo que age sobre o mesmo devido ao maciço de solo. A figura 25 ilustra a página onde será realizado esse cálculo. Para isso, o usuário deve entrar com os dados do solo, como peso especifico, ângulo de atrito interno, altura da camada de solo, coesão, inclinação do aterro e sobrecarga se houver.

Figura 25: Cálculo do empuxo



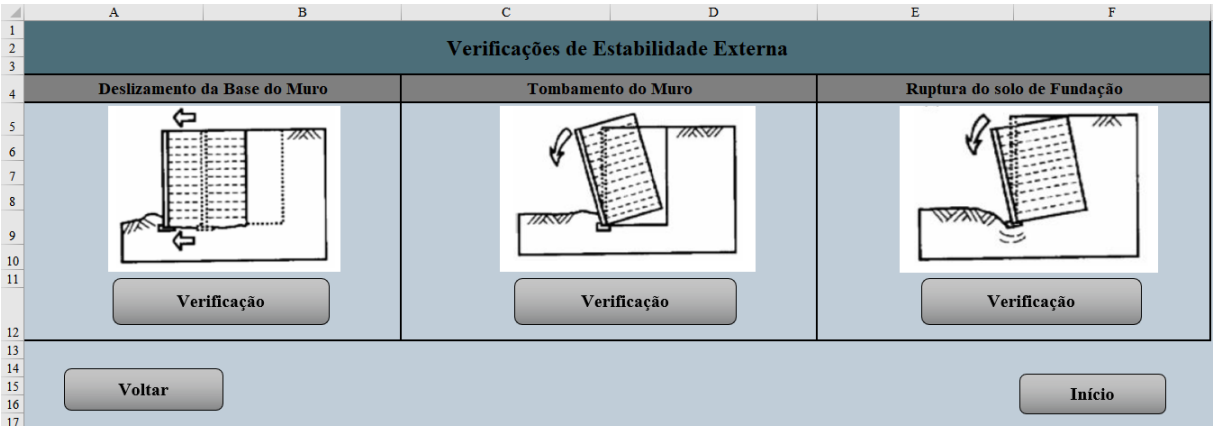
Fonte: Autoria própria, 2020.

O coeficiente de empuxo ativo (k_a) é calculado pela teoria de Rankine, devido a isso, o ângulo de atrito da primeira camada de solo, se houver duas, deve ser sempre maior que a inclinação do terreno.

4.5 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE EXTERNA

Com o empuxo calculado e o muro pré-dimensionado, pode-se prosseguir para as verificações de estabilidade externa. A figura 26 ilustra os três tipos de verificações que podem ser realizadas pela planilha.

Figura 26: Verificações de estabilidade externa



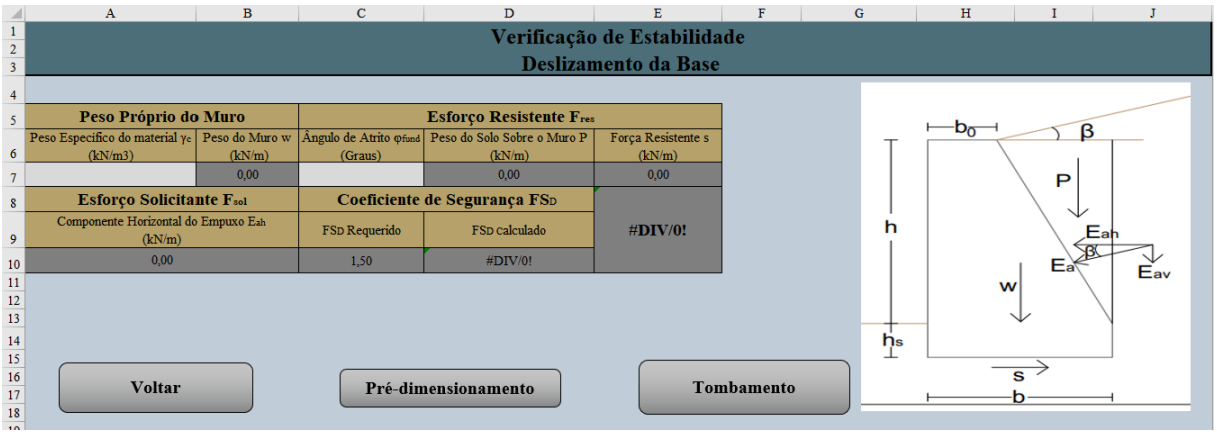
Fonte: Autoria própria, 2020.

Nessa tela, o usuário pode escolher a verificação que quer realizar, mas o recomendável é que se inicie pela verificação de deslizamento da base, pois as demais verificações dependem dos dados dela.

4.5.1 Deslizamento da base do muro

Iniciando pela verificação de deslizamento da base do muro, o usuário deve inserir o peso específico do material que o muro será construído e o ângulo de atrito interno do solo da fundação, esse ângulo será utilizado para calcular a força resistente S, que segundo Luiz (2014), é dado pelo somatório das forças verticais multiplicado pela tangente do ângulo de atrito interno do solo de fundação. A figura 27 ilustra a tela onde será realizado os cálculos dessa verificação.

Figura 27: Deslizamento da base do muro trapezoidal 1



Fonte: Autoria própria, 2020.

Para os modelos de muro que possuem a parede, em contato com o solo a ser contido inclinada, o peso do solo (P) sobre essa parede age como força resistente. Vale salientar que o peso considerado é apenas o triângulo da imagem acima, desconsiderando o peso da parte com inclinação β.

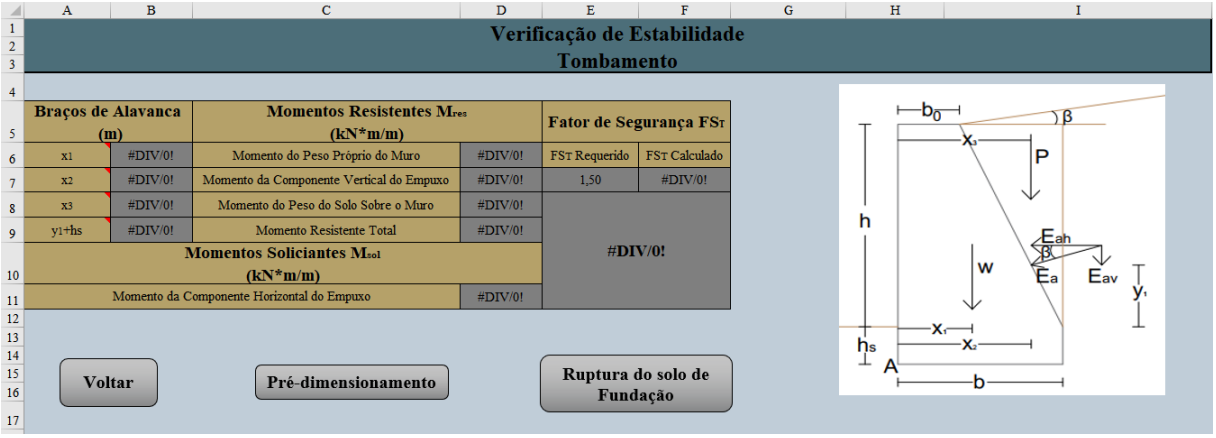
Quando o fator de segurança calculado for maior ou igual ao requerido, abaixo do valor da força resistente s será apresentada a mensagem “Verificação Ok!” em cor verde, caso contrário, será apresentado um aviso “Aumentar as Dimensões do Muro!” em cor vermelha.

Sendo assim, o usuário deve pressionar o botão Pré-dimensionamento e aumentar essas dimensões. Essas mensagens aparecem em todas as verificações.

4.5.2 Tombamento do muro

Para realizar essa verificação utiliza-se apenas os dados das planilhas anteriores, nesse caso não há dado de entrada algum. A figura 28 ilustra essa página.

Figura 28: Tombamento do muro trapezoidal 1



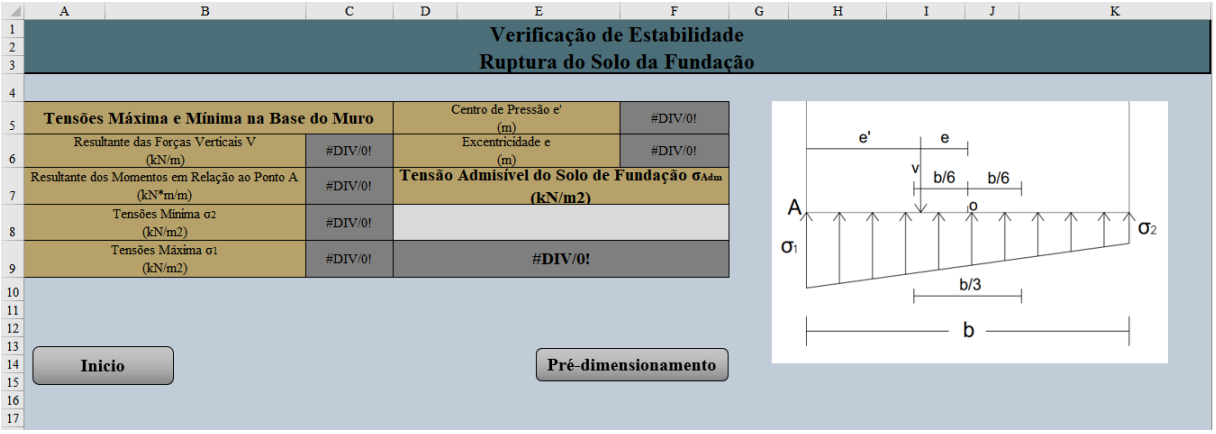
Fonte: Autoria própria, 2020.

Nessa verificação, calcula-se os braços de alavanca dos pontos de aplicação das forças verticais e horizontais que agem sobre o muro até o ponto A. Com esses valores, calcula-se os momentos resistente e solicitante.

4.5.3 Ruptura do solo de fundação

Nessa verificação utiliza-se dados dos passos expostos acima, além disso, o usuário deve inserir a tensão admissível do solo de fundação. A figura 29 ilustra a página que verifica a ruptura do solo de fundação.

Figura 29: Ruptura do solo de fundação do muro trapezoidal 1



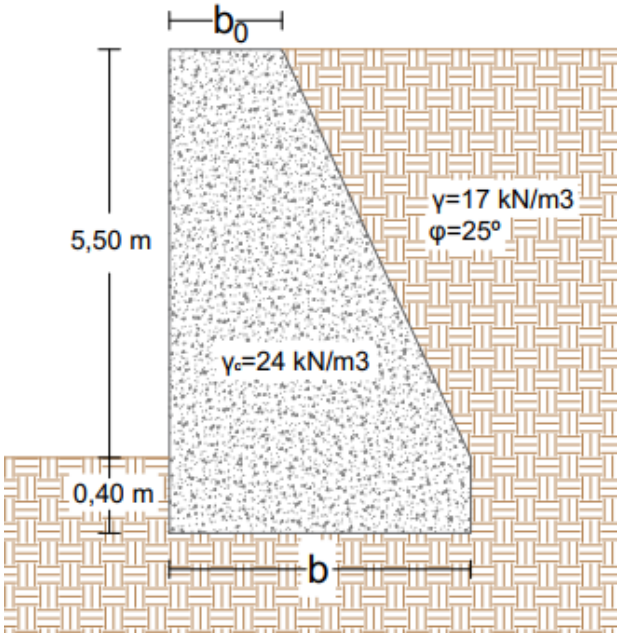
Fonte: Autoria própria, 2020.

Na obtenção das tensões na base do muro, o cálculo da tensão máxima é condicional ao valor da tensão mínima, se a tensão mínima for maior ou igual a zero, a tensão máxima é calculada pela equação (27), caso contrário, a tensão máxima é calculada pela equação (29).

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para verificar a eficácia da planilha, será calculado analiticamente e posteriormente pela planilha, um exemplo de muro trapezoidal 1 com 5,50 metros de altura (h), construído em concreto convencional com peso especifico (γ_c) igual a 24 kN/m^3 e a parte enterrada (h_s) igual a 0,40 metros. O solo contido possui apenas uma camada com peso especifico (γ) de 17 kN/m^3, ângulo de atrito interno de 25º e o solo da fundação é o mesmo, com tensão admissível de 400 kN/m^2. A figura 30 ilustra o muro do exemplo.

Figura 30: Muro trapezoidal 1 do exemplo a ser calculado



Fonte: Autoria própria, 2020.

5.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO MURO DO EXEMPLO

Efetuando os cálculos analiticamente, tem-se:

Calculo da base e do topo do muro:

$$b_0 = 0{,}14 \times h = 0{,}14 \times 5{,}50 = 0{,}77\ m$$

adota-se o valor do topo igual a 0,80 metros.

$$b = b_0 + \frac{1}{3} \times h = 0{,}80 + \frac{1}{3} \times 5{,}50 = 2{,}63\ m$$

adota-se 2,70 metros para a base.

Pela planilha, o pré-dimensionamento do muro está ilustrado na figura 31.

Figura 31: Dimensões do muro calculadas pela planilha

Dimensões do Muro (m)	
Altura do Muro h	5,50
Topo do Muro b0	0,80
Base do Muro b	2,70
h_s	0,40

Fonte: Autoria própria, 2020.

Como nota-se, os cálculos realizados analiticamente são iguais aos da planilha, obtendo as mesmas dimensões.

5.2 CALCULO DO EMPUXO ATIVO QUE AGE SOBRE O MURO

Como o solo contido não tem inclinação com a horizontal, utiliza-se a equação (12) para calcular o coeficiente de empuxo ativo de Rankine, assim:

$$k_a = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = tg^2\left(45° - \frac{25°}{2}\right) = tg^2(32{,}5°) = 0{,}41$$

E o empuxo ativo pode ser calculado pela equação (5) já que só há empuxo ativo devido ao solo. Logo:

$$E_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times k_a = \frac{1}{2} \times 17 \times (5{,}50)^2 \times 0{,}14 = 105{,}42\ \frac{kN}{m}$$

Pela planilha, a figura 32 ilustra os valores do coeficiente de empuxo ativo, que também é calculado pela teoria de Rankine dado pela equação (10), e o empuxo ativo.

Figura 32: Coeficiente de empuxo ativo e empuxo ativo

Dados das camadas de solos					Dados do Terrapleno	
Camadas	Ângulo de Atrito φ (graus)	Peso Especifico γ (kN/m3)	Altura h (m)	Coesão c (kN/m2)	Inclinação β (graus)	Sobrecarga q (kN/m2)
Camada 1	25	17	5,50	0	0	0
Camada 2						
Coeficientes de Empuxo Ativo		Empuxo Ativo Ea (kN/m)		Empuxo Total (kN/m)	Eah (kN/m)	Eav (kN/m)
ka1	0,41	Ea1	104,36	104,36	104,36	0,00
ka2	0,00	Ea2	0,00			

Fonte: Autoria própria, 2020.

Os valores do coeficiente de empuxo ativo, tanto do cálculo analítico como da planilha, são iguais, já o empuxo ativo, há uma pequena diferença, devido a planilha utilizar o valor por inteiro do coeficiente de empuxo ativo, já no cálculo analítico, esse valor é arredondado.

5.3 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE EXTERNA

5.3.1 Deslizamento da base do muro do exemplo

Pela seção 3.3.2.2.1, essa verificação é realizada pela razão entre a força resistente (s) e a força solicitante que é a componente horizontal do empuxo ativo. A força s é dada por:

$$s = V \times tg(\varphi_{fund}) = \left\{\left[h_s \times b + \frac{(b + b_0)}{2} \times h\right] \times \gamma_c + \frac{1}{2} \times (b - b_0) \times h \times \gamma\right\} \times tg(\varphi_{fund})$$

As forças verticais que contribuem para a resistência do muro é a força peso do muro e a força peso do solo sobre a parede inclinada do muro, e o solo da fundação é igual ao solo contido. Seguindo com os cálculos, tem-se:

$$\left\{\left[0{,}40 \times 2{,}70 + \frac{(2{,}70 + 0{,}80)}{2} \times 5{,}50\right] \times 24 + \frac{1}{2} \times (2{,}70 - 0{,}80) \times 5{,}50 \times 17\right\} \times tg(25^0)$$

$$= \left\{[1{,}08 + 9{,}625] \times 24 + \frac{1}{2} \times (1{,}90) \times 5{,}50 \times 17\right\} \times 0{,}466 = (256{,}92 + 88{,}825) \times 0{,}466$$

$$= 345{,}745 \times 0{,}466 = 161{,}12\,\frac{kN}{m}$$

Calculado o valor da força resistente s, a força solicitante contraria a s é a componente horizontal do empuxo ativo, que para esse caso é o próprio empuxo ativo, pois não há inclinação do terreno, assim, o fator de segurança é dado por:

$$FS_D = \frac{s}{E_a} = \frac{161{,}12}{105{,}42} = 1{,}53$$

Como o fator de segurança requerido é 1,50, o muro com as dimensões adotadas passa na verificação.

Os valores calculados pela planilha para essa verificação são ilustrados na figura 33.

Figura 33: Verificação contra o deslizamento da base

Peso Próprio do Muro		**Esforço Resistente F_{res}**		
Peso Específico do material γ_c (kN/m3)	Peso do Muro w (kN/m)	Ângulo de Atrito φ_{fund} (Graus)	Peso do Solo Sobre o Muro P (kN/m)	Força Resistente s (kN/m)
24	256,92	25	88,83	161,22
Esforço Solicitante F_{sol}		**Coeficiente de Segurança FS_D**		**Verificação Ok!**
Componente Horizontal do Empuxo E_{ah} (kN/m)		FS_D Requerido	FS_D calculado	
104,36		1,50	1,54	

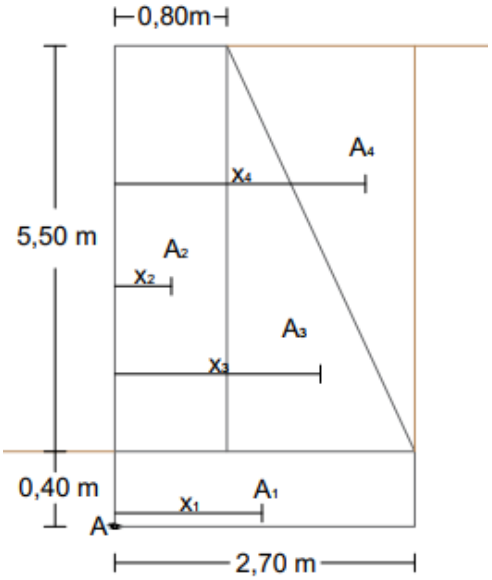
Fonte: Autoria própria, 2020.

Os valores calculados analiticamente e pela planilha são muito próximos e não são iguais justamente pela planilha utilizar os valores não arredondados, e nos dois cálculos o muro passou pela verificação.

5.3.2 Tombamento do muro do exemplo

Para efetuar essa verificação, deve-se primeiro calcular o peso e o braço de alavanca de cada área representada na figura 34. Nessa verificação o fator de segurança é razão entre o momento resistente calculado pelas áreas da figura e o empuxo ativo.

Figura 34: Áreas e respectivos braços de alavanca



Fonte: Autoria própria, 2020.

O peso e o braço de alavanca das áreas acima são:

$$P_1 = A_1 \times \gamma_c = b \times h_s \times \gamma_c = 2{,}70 \times 0{,}40 \times 24 = 25{,}92\ \frac{kN}{m}$$

$$x_1 = \frac{b}{2} = \frac{2{,}70}{2} = 1{,}35\ m$$

$$P_2 = A_2 \times \gamma_c = b_0 \times h \times \gamma_c = 0{,}80 \times 5{,}50 \times 24 = 105{,}60\ \frac{kN}{m}$$

$$x_2 = \frac{b_0}{2} = \frac{0{,}80}{2} = 0{,}40\ m$$

$$P_3 = A_3 \times \gamma_c = \frac{1}{2} \times (b - b_0) \times h \times \gamma_c = \frac{1}{2} \times (2{,}70 - 0{,}80) \times 5{,}50 \times 24 = 125{,}40\ \frac{kN}{m}$$

$$x_3 = b_0 + \frac{1}{3} \times (b - b_0) = 0{,}80 + \frac{1}{3} \times (2{,}70 - 0{,}80) = 1{,}43\ m$$

$$P_4 = A_4 \times \gamma = \frac{1}{2} \times (b - b_0) \times h \times \gamma = \frac{1}{2} \times (2{,}70 - 0{,}80) \times 5{,}50 \times 17 = 88{,}82\ \frac{kN}{m}$$

$$x_4 = b_0 + \frac{2}{3} \times (b - b_0) = 0{,}80 + \frac{2}{3} \times (2{,}70 - 0{,}80) = 2{,}07\ m$$

Já para o empuxo ativo, o ponto de aplicação é:

$$y_1 = \frac{1}{3} \times h + h_s = \frac{1}{3} \times 5{,}50 + 0{,}40 = 2{,}23\ m$$

A partir dos valores calculados acima, pode-se obter o valor do fator de segurança:

$$FS_T = \frac{M_{res}}{M_{sol}} = \frac{P_1 \times x_1 + P_2 \times x_2 + P_3 \times x_3 + P_4 \times x_4}{E_a \times y_1}$$

$$= \frac{25{,}92 \times 1{,}35 + 105{,}60 \times 0{,}40 + 125{,}40 \times 1{,}43 + 88{,}82 \times 2{,}07}{105{,}42 \times 2{,}23}$$

$$FS_T = \frac{34{,}992 + 42{,}24 + 179{,}322 + 183{,}857}{235{,}087} = \frac{440{,}411}{235{,}087} = 1{,}87$$

O fator de segurança requerido para essa verificação é igual ou maior que 1,50, logo, o muro passa na verificação.

A figura 35 ilustra os cálculos realizados pela planilha para essa verificação.

Figura 35: Verificação do tombamento do muro

Braços de Alavanca (m)		Momentos Resistentes M_{res} (kN*m/m)		Fator de Segurança FS_T	
x1	1,00	Momento do Peso Próprio do Muro	256,97	FS_T Requerido	FS_T Calculado
x2	2,07	Momento da Componente Vertical do Empuxo	0,00	1,50	1,89
x3	2,07	Momento do Peso do Solo Sobre o Muro	183,57	Verificação Ok!	
y1+hs	2,23	Momento Resistente Total	440,54		
Momentos Soliciantes M_{sol} (kN*m/m)					
Momento da Componente Horizontal do Empuxo			233,06		

Fonte: Autoria própria, 2020.

Como se pode notar, o valor do fator de segurança contra tombamento do muro deu muito próximo do calculado analiticamente, só não há igualdade entre os mesmo, justamente pelo fato da planilha não arredondar os valores para realizar os cálculos.

5.3.3 Ruptura do solo de fundação do muro do exemplo

Essa verificação deve garantir que tensão máxima na base do muro (σ_1) deve ser menor que a tensão admissível do solo de fundação. Sendo assim, para iniciar os cálculos, deve-se

primeiro encontrar o centro de pressão (e') na base do muro, que é dado por:

$$e' = \frac{\sum M_A}{V} = \frac{M_{res} - M_{sol}}{P_1 + P_2 + P_3 + P_4} = \frac{440{,}411 - 235{,}087}{25{,}92 + 105{,}60 + 125{,}40 + 88{,}82}$$

$$e' = \frac{205{,}324}{345{,}74} = 0{,}59\ m$$

A partir do centro de pressão, calcula-se a excentricidade (e) da resultante das forças verticais (V), dada por:

$$e = \frac{b}{2} - e' = \frac{2{,}70}{2} - 0{,}59 = 0{,}76\ m$$

Com os valores acima pode-se calcular as tensões máxima e mínimas, dadas pelas equações (27) e (28), respectivamente. Assim, a tensão mínima é:

$$\sigma_2 = \frac{V}{b} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{b}\right) = \frac{345{,}74}{2{,}70} \times \left(1 - \frac{6 \times 0{,}76}{2{,}70}\right) = 128{,}05 \times (1 - 1{,}689) = -88{,}23\ \frac{kN}{m^2}$$

A tensão mínima deu menor que zero, logo significa há tensões de tração na base, devido a isso, a tensão máxima deve ser calculada pela equação (29), logo,

$$\sigma_1 = \frac{2 \times V}{3 \times e'} = \frac{2 \times 345{,}74}{3 \times 0{,}59} = \frac{691{,}48}{1{,}77} = 390{,}67\ \frac{kN}{m^2}$$

A tensão admissível do solo de fundação é maior que a tensão máxima na base do muro, assim, não ocorrerá ruptura ou deformações excessivas no solo que suporta o muro.

A figura 36 ilustra os cálculos realizados pela planilha para essa verificação.

Figura 36: Verificação de ruptura do solo de fundação

Tensões Máxima e Mínima na Base do Muro		Centro de Pressão e' (m)	0,60
Resultante das Forças Verticais V (kN/m)	345,75	Excentricidade e (m)	0,75
Resultante dos Momentos em Relação ao Ponto A (kN*m/m)	207,48	**Tensão Admisível do Solo de Fundação σ_{Adm} (kN/m2)**	
Tensões Mínima σ_2 (kN/m2)	-85,34	400,00	
Tensões Máxima σ_1 (kN/m2)	384,10	**Verificação Ok!**	

Fonte: Autoria própria, 2020.

Tanto no cálculo analítico como no cálculo realizado pela planilha, a estrutura pode ser dimensionada com as dimensões especificadas na primeira parte dos cálculos.

Os resultados obtidos analiticamente e pela planilha são bem próximos, não se tem uma igualdade devido ao fato de no cálculo analítico sempre arredondar os valores para duas ou três casa decimais, já a planilha utiliza o valor sem arredondar, com isso, os valores no cálculo analítico se distanciam a cada etapa do cálculo realizado pela planilha, pois vai acumulando arredondamentos.

6. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo desenvolver uma ferramenta eletrônica para o dimensionamento de muros de arrimo por gravidade com diferentes geometrias, essa ferramenta foi desenvolvida na forma de uma planilha no software EXCEL, utilizando todos os conceitos teóricos como embasamento para fornecer uma ferramenta de fácil utilização e com cálculos precisos. A planilha permite, além de pré-dimensionar a estrutura, três verificações de estabilidade crucial para garantir o correto funcionamento, sabe-se que em qualquer obra da construção civil, a estabilidade é o que baliza os cálculos de dimensionamento, e essas estruturas não seriam diferentes.

A partir do exemplo resolvido manualmente e pela planilha, nota-se uma grande eficácia da mesma, pois retorna valores muito próximos dos realizados analiticamente. Com isso, o desenvolvimento do trabalho juntamente com a planilha teve o objetivo alcançado.

Apesar dos ótimos resultados obtidos com a planilha, deve-se salientar que os usuários da mesma saibam analisar os dados de saída da planilha, pois não se deve confiar fielmente em software.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, Priscilla Stephannie da costa**. Desenvolvimento de ferramenta computacional para dimensionamento de muros de arrimo.** Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Estadual da Paraíba – UEPB, Araruna – PB, 2016.

BONISSONI, Lucas. **Dimensionamento e execução de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria – RS, 2017.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

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: 02 dez. 2019.

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

GEO-RIO. **Manual Técnico de Encostas**. Secretaria Municipal de Obras. Rio de Janeiro: Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2014, Volume I.

JOPPERT JR., Ivan. **Fundações e contenções de edifícios:** qualidade total na gestão do projeto e execução. São Paulo: PINI, 2007.

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

MARANGON, Márcio. **Mecânica dos solos**. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora – UFJF, 2018.

MARINHO, Filipe. **Etapas de dimensionamento de um muro de gravidade:** Disponível em: < https://www.guiadaengenharia.com/etapas-dimensionamento-muro-gravidade/> Acesso em: 26 de nov. 2019.

MOLITERNO, Antônio. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo: Blücher, 1994.

SILVA, Antonio Hilderlândio De Souza. **Desenvolvimento de planilha no software Excel para dimensionamento de estrutura de contenção – muro de flexão**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal Rural do Semi-Árido-UFERSA, Mossoró – RN, 2018.

SOUZA, Ayrton Garcia de. **Cálculo e dimensionamento de estruturas de contenção do tipo muro de arrimo**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina-UFSC, Florianópolis – SC, 2017.