



UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA - UEPB
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE - CCTS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

PRISCILLA STEPHANNIE DA COSTA ARAÚJO

DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA
DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO

ARARUNA

2016

PRISCILLA STEPHANNIE DA COSTA ARAÚJO

**DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA
DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO**

Trabalho de Conclusão de
Curso apresentado à Coordenação
do Curso de Engenharia Civil da
Universidade Estadual da Paraíba -
Campus VIII, como requisito à
obtenção do título de Bacharelado
em Engenharia Civil.

Orientador: Dr. Raimundo
Leidimar Bezerra.

ARARUNA

2016

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

A658d Araújo, Priscilla Stephannie da Costa
Desenvolvimento de ferramenta computacional para dimensionamento de muros de arrimo [manuscrito] / Priscilla Stephannie da Costa Araújo. - 2016.
44 p. : il.

Digitado.
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2016.
"Orientação: Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Departamento de Engenharia Civil".

"Colaboração: Erick dos Santos Leal"., Pedro Filipe de Luna Cunha

1. Muros. 2. Análise de estrutura. 3. Estabilidade I. Título.

21. ed. CDD 624.164

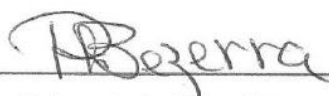
PRISCILLA STEPHAINNE DA COSTA ARAÚJO

**DESENVOLVIMENTO DE FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA
DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE ARRIMO**

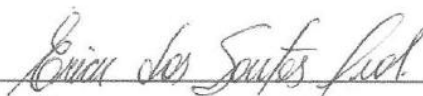
Trabalho de Conclusão de
Curso apresentado à Coordenação
do Curso de Engenharia Civil da
Universidade Estadual da Paraíba -
Campus VIII, como requisito à
obtenção do título de Bacharelado
em Engenharia Civil.
Área de concentração: Geotecnia

Aprovada em: 30/05/2016

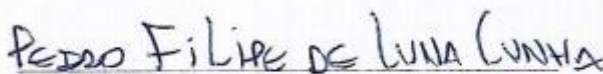
BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Raimundo Leimar Bezerra (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Erick dos Santos Leal
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Pedro Filipe de Luna Cunha
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

A Deus pelo dom da vida, aos meus pais e a Igor, que sempre estiveram ao meu lado me apoiando no que fosse necessário.

AGRADECIMENTOS

A Deus que está sempre presente em minha vida.

A meus pais que não mediram esforços para me ajudar durante toda a caminhada.

À Dadá que contribuiu para que eu chegasse até aqui e, mesmo não estando mais presente entre nós, continuou me incentivando.

A Igor Gregório, pelo companheirismo de todas as horas, pela compreensão, paciência e tantas palavras de motivação e amor sempre expressas de várias maneiras.

À segunda família que construí em Araruna, em especial Drielly e Elonir que estiveram sempre ao meu lado segurando minha mão para que eu não desistisse.

Aos professores do curso de Engenharia Civil da UEPB, pelos ensinamentos e apoio ao longo desta jornada acadêmica.

Por fim, agradeço a todos que, de uma forma ou de outra, contribuíram para o sucesso deste trabalho.

RESUMO

Na construção civil, é comum nos depararmos com problemas relacionados a desníveis de cota no terreno, dentre as principais soluções mais viáveis estão os muros de arrimo. O presente trabalho teve como objetivo a elaboração de uma planilha do Excel capaz de dimensionar e efetuar verificações de estabilidade de maneira eficiente em muros de arrimo em concreto armado. Buscou-se fazer uma revisão bibliográfica sobre os diferentes tipos de muros de arrimo, bem como uma análise das ações que atuam diretamente nas contenções. Chegando ao dimensionamento, teve-se a necessidade de explicar e propor um pré-dimensionamento para se dar início as verificações de estabilidade. Com resultados satisfatórios, a planilha pretende auxiliar o dimensionamento de contenções aos alunos de graduação de Engenharia Civil na elaboração de projetos de muros de arrimo em concreto armado no âmbito acadêmico.

Palavras-Chave: Excel, Muro de arrimo, dimensionamento.

ABSTRACT

In construction is common to come across problems related to the land quota unevenness, among the top most viable solutions are the retaining walls. This study aimed to draw up an Excel spreadsheet can scale and perform efficiently stability checks in retaining walls in reinforced concrete. It attempted to make a literature review on the different types of retaining walls, as well as an analysis of the actions that work directly in the containments. Upon arriving at the sizing, was the need to explain and propose a pre-sizing to initiate the stability checks. With satisfactory results, the spreadsheet has intended to assist the sizing of the contentions of Civil Engineering graduate students in the preparation of retaining walls in reinforced concrete projects in the academic field.

Keywords: Excel, retaining wall, sizing.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Tipos de muro de gravidade	15
Figura 2-Perfis de muro de arrimo em concreto armado (Moliterno,1982)	16
Figura 3-a) Empuxo ativo b) Empuxo passivo. Fonte: MOLITERNO,(1994)	17
Figura 4-Distribuição de empuxos ($c=0$).....	19
Figura 5- Caso geral de empuxo passivo e ativo pela teoria de Rankine	19
Figura 6-Plano de ruptura	21
Figura 7-Aplicação da condição ativa de Rankine para muros de gravidade.....	23
Figura 8 -Condições para aplicação de Rankine	23
Figura 9-Segurança contra tombamento.....	25
Figura 10-Medidas para aumentar o F_s contra o deslizamento da base do muro.....	27
Figura 11-Capacidade de carga da fundação (GERSCOVICH, 2010).....	27
Figura 12-Capacidade de carga da fundação (resultante fora do núcleo central).....	29
Figura 13-Geometria do muro analisado	30
Figura 14-Dados de entrada.....	31
Figura 15-Pré-dimensionamento	32
Figura 16-Opções de dados de entrada escolhido	32
Figura 17-Verificação do método a utilizar.....	33
Figura 18-Cálculo dos coeficientes de empuxos e momento atuante.....	33
Figura 19-Desenho esquemático da geometria do terreno e inclinação do terreno.....	34
Figura 20-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente.....	34
Figura 21-Verificações do coeficiente de segurança contra deslizamento e tombamento do muro de arrimo	35
Figura 22-Verificação do fator de segurança contra ruptura por capacidade de suporte do terreno de fundação	35
Figura 23-Dados de entrada.....	36
Figura 24- Cálculo do pré-dimensionamento	36
Figura 25-Pré-dimensionamento	37
Figura 26-Desenho esquemático da geometria do terreno e inclinação do terreno.....	37
Figura 27-Cálculo dos coeficientes de empuxos e momento atuante.....	38
Figura 28-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente.....	39
Figura 29-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente.....	40
Figura 30-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente.....	40
Figura 31-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente.....	41
Figura 32-Verificação de segurança ao tombamento	41
Figura 33-Verificação contra deslizamento e capacidade de carga.....	42
Figura 34-Comparativos dos resultados	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-Sugestões de pré-dimensionamento	24
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

θ –Ângulo de inclinação interno do muro com a vertical

h–Altura

ϕ –Ângulo de Atrito

α –Ângulo de inclinação do terreno adjacente

q–Carga

δ –Coeficiente de Atrito solo / muro

K_a –Coeficiente de Empuxo Ativo

K_p –Coeficiente de Empuxo Passivo

K_0 –Coeficiente de Empuxo no Repouso

c' –Coesão

μ – Coeficiente de atrito

cm–Centímetros

cm³–Centímetros cúbicos

e- Excentricidade

E_a –Empuxo Ativo

E_p –Empuxo Passivo

E_h –Empuxo horizontal

F.S. –Fator de segurança

β –Inclinação

M_a –Momento atuante

M_r –Momento resistente

kN/m³–Quilo-Newton por metro quadrado

γ_{conc} –Peso específico do concreto

y : ponto de aplicação do empuxo.

\bar{X} – Ponto de aplicação da resultante

σ –Tensão Normal

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	13
2.	OBJETIVOS.....	14
3	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	15
3.1	Generalidades.....	15
3.2	Tipos de estrutura de arrimo	15
3.3	Empuxos de terra	16
3.3.1	Generalidades	16
3.3.2	Teoria de Rankine	17
3.3.3	Teoria de Coulomb.....	20
3.3.4	Aplicabilidade das Teorias de Coulomb e Rankine	22
3.4	Pré-dimensionamento de muros de arrimo	24
3.5	Estabilidade das estruturas de arrimo	24
3.5.1	Generalidades	24
3.5.2	Verificação de segurança contra tombamento	25
4	METODOLOGIA	30
4.2	Resolução do estudo de caso sugerido pelo método manual	36
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	43
6	CONCLUSÃO	44
	REFERÊNCIAS	45

1. INTRODUÇÃO

Na construção civil é comum nos depararmos com atividades em áreas que requerem desmatamentos, cortes de encostas, alteração em áreas que servirão como fundações de aterros para possibilitar um melhor aproveitamento do terreno, rompendo assim o equilíbrio natural. Deste modo, surge a necessidade de construir estruturas de suporte que impeçam o desmoronamento do terreno: os muros de arrimo. Tal medida transforma estes locais e garante uma melhor utilização da área.

Muro de arrimo são estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (tijolos ou pedras) ou em concreto (simples ou armado), ou ainda de elementos especiais.

As estruturas de contenção podem ser de vários tipos: gravidade (construídas de alvenaria, concreto, gabiões ou pneus), de flexão (com ou sem contraforte) e com ou sem tirantes, e proporcionam estabilidade de várias maneiras. Podem ser executadas em caráter temporário, para permitir a construção de estruturas enterradas ou permanente, como o muro de arrimo.

Por se tratar de estrutura complexas, onde requer muita atenção no seu dimensionamento, viu-se necessário o desenvolvimento de ferramentas que auxiliem o estudante nas conferências dos cálculos das estruturas de muro de arrimo.

Levando em consideração esses aspectos, através da fundamentação teórica sobre o assunto, foi possível elaborar uma planilha do Excel para auxiliar os acadêmicos de engenharia nos dimensionamentos do muro de arrimo.

2. OBJETIVOS

O objetivo principal do presente trabalho é criar uma planilha do Excel de forma simplificada e de fácil entendimento, para cálculos de dimensionamento e verificações automáticas das estabilidades de um caso geral de muro de arrimo, no intento de ser utilizada na área acadêmica, ajudando os estudantes de engenharia na compreensão dos cálculos de muro de arrimo.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 Generalidades

As obras de contenção do terreno não são aplicadas somente nas encostas naturais, estão cada vez mais presentes nos projetos de engenharia devido à crescente ocupação das áreas urbanas, são realizadas para aproveitar melhor os espaços, inclusive em obras civis como a construção de subsolos de edifícios ou contenção na escavação de valas (Medeiros, 2005).

3.2 Tipos de estrutura de arrimo

Muro de gravidade:

São obras de contenção que contam com seu peso próprio e os esforços da base para manter sua estabilidade, podem ser construídas em concreto, alvenaria ou gabião. Por causa de seu grande volume sua aplicação é limitada pela capacidade de suporte do solo, geralmente sendo necessária uma capacidade mais elevada que outros tipos de muro. São bastante utilizados em projetos de barragem, para a contenção dos aterros junto às estruturas do vertedouro e da tomada d'água.

Segundo Machado e Machado (1997), por questões de economia de concreto, a seção do muro de gravidade pode ser reduzida, porém é necessária a adição de armadura para absorver os esforços de tração que aparecerem, assim, podem ser denominados de *muros de arrimo de gravidade aliviada*.

Os perfis mais usuais neste tipo de muro são: retangular, trapezoidal e escalonado.

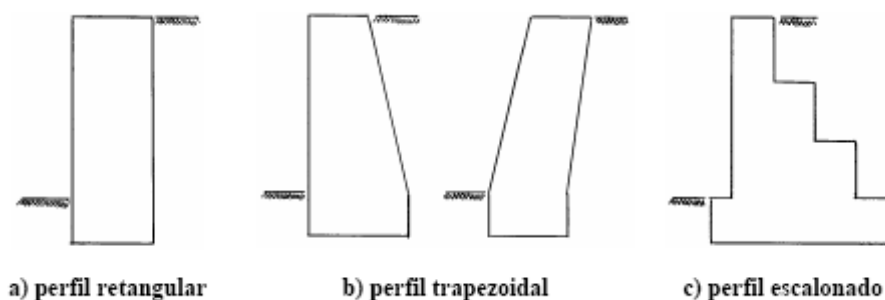


Figura 1 - Tipos de muro de gravidade

Muro de concreto armado:

São compostos basicamente de duas lajes de concreto armado. A laje vertical é considerada engastada na base com o extremo superior em balanço. A laje horizontal se apoia no terreno, com finalidade estrutural de equilibrar o empuxo e servir de sapata. (DOMINGUES, 1997)

As solicitações de empuxo são equilibradas através da armadura da estrutura sendo a maior solicitação presente na base do muro. Neste caso, o próprio solo contribui para a estabilidade do muro devido sua geometria.

Para a escolha desse tipo de muro deve-se levar em conta a dificuldade de compactação do aterro nos encontros das lajes, o acréscimo de terreno requerido para este serviço e a preparação de fôrmas, armaduras, concretagem e cura.

Gerscovich (2010) define os muros de flexão como estruturas esbeltas cuja seção transversal é no formato de “L”, sendo que o peso próprio do maciço é responsável pelo equilíbrio da estrutura (atuando sobre a base do “L”) enquanto que os empuxos são resistidos pela face da mesma.



Figura 2-Perfis de muro de arrimo em concreto armado (Moliterno,1982)

3.3 Empuxos de terra

3.3.1 Generalidades

Entende-se por empuxo de terra as solicitações que o solo exerce contra o muro, e são dependentes da interação solo/estrutura.

Machado e Machado (1997) dizem que as obras de contenção exigem em seus dimensionamentos e análises de estabilidade, o conhecimento dos valores dos empuxos. Tais

estruturas frequentemente requerem verificações adicionais no seu dimensionamento, não só a análise da sua estabilidade global, como a segurança de seus elementos de construção.

Em estruturas de contenção, as intensidades das tensões laterais que atuam sobre a estrutura de arrimo variam em função dos deslocamentos dos solos dados à estrutura. A medida que a estrutura é afastada do solo, as tensões horizontais diminuem gradualmente até um valor mínimo – empuxo de aterra ativo (Ea), devido a diminuição do coeficiente de empuxo ativo (Ka). Quando a estrutura de arrimo é empurrada contra o maciço, as tensões horizontais aumentam até um valor máximo – empuxo de terra passivo (Ep), devido ao aumento do coeficiente de empuxo passivo (Kp). Se a estrutura não sofre nenhuma deformação, tem-se o empuxo em repouso (Eo), onde o coeficiente de empuxo em repouso (Ko) permanece inalterado já que não houve modificações nas tensões laterais.

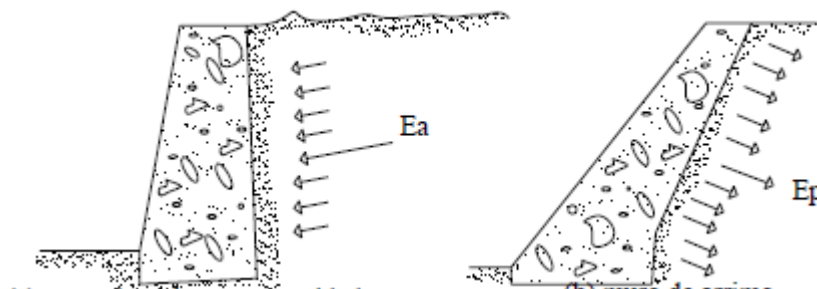


Figura 3-a) Empuxo ativo b) Empuxo passivo. Fonte: MOLITERNO,(1994)

Para o dimensionamento de um muro de arrimo é fundamental sabermos a intensidade do empuxo de terra. Os cálculos de empuxos ativo e passivo são usualmente resolvidos pelas teorias de estados Limite. As primeiras teorias foram formuladas por Coulomb e Rankine, que consideram o solo em equilíbrio plástico, ou seja, que o solo esteja em condição de ruptura, situação de total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo. Apesar de conhecidas como teorias antigas, ainda dão resultados satisfatórios.

3.3.2 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine é baseada na hipótese de que uma pequena deformação do solo é suficiente para gerar um estado limite plástico em toda massa de solo que pode movimentar-se atingindo a máxima resistência ao cisalhamento deste solo, podendo produzir um estado passivo com a retração do solo, e ativo com a expansão do solo.

As principais hipóteses adotadas por Rankine para representar o empuxo são: considerar um terrapleno não coesivo, homogêneo, isotrópico, de inclinação i , de extensão semi-infinita, com resistência, ao cisalhamento $\sigma = \sigma' \operatorname{tg} \phi$ e peso específico γ , onde não existe percolação de água.

Segundo Machado e Machado (1997), os processos práticos utilizados para a determinação dos empuxos de terra são métodos de utilização de equilíbrio limite. Admite-se, nestes métodos, que a cunha de solo situada em contato com a estrutura de suporte esteja num dos possíveis estados de plastificação, ativo ou passivo. Esta cunha tenta deslocar-se da parte fixa do maciço e sobre ela são aplicadas as análises de equilíbrio dos corpos rígidos. A análise de Rankine apoia-se nas equações de equilíbrio interno do maciço, cujas equações são definidas para um elemento infinitesimal do meio e estendida a toda massa plastificada através de integração. Esta análise se enquadra no Teorema da Região Inferior (TRI) da teoria da plasticidade.

Segundo Marchetti (2007), partindo da teoria de Rankine, o valor do coeficiente de empuxo ativo pode ser expresso segundo a Equação 1 e o valor do coeficiente de empuxo passivo pode ser expresso segundo a Equação 2.

$$K_a = \cos\beta = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (1)$$

$$K_p = \cos\beta = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (2)$$

Onde:

β = inclinação do maciço de terra atrás do muro.

Para terraplenos sem inclinação ($\beta=0$) as equações dos coeficientes de empuxo passivo e ativo podem ser expressas com as seguintes simplificações, respectivamente:

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4)$$

Onde:

φ = ângulo de atrito do solo.

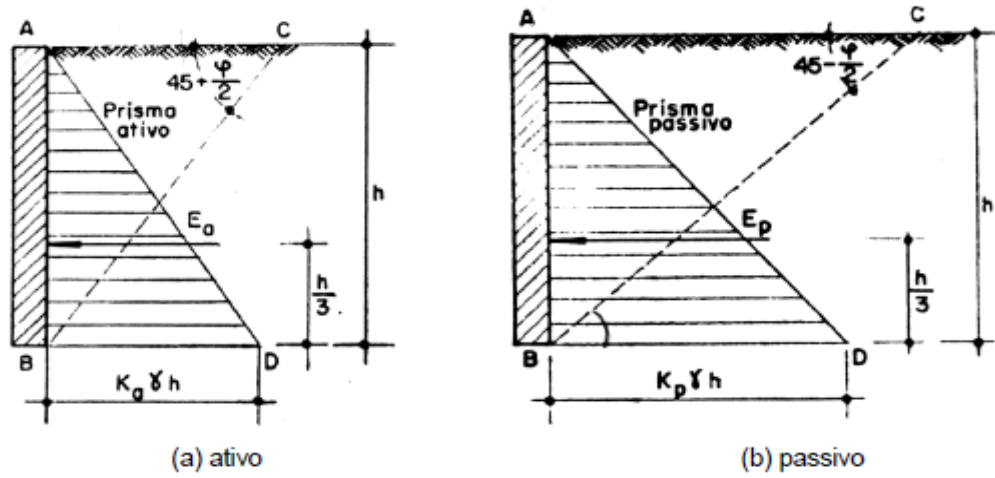


Figura 4-Distribuição de empuxos ($c=0$)

Para o cálculo do empuxo de terra em solos com coesão deve-se considerar Z que vem a ser a profundidade em que no estado ativo a tensão lateral distribuída se anula, conforme apresentado na Figura 5. Acima deste ponto não é necessária a contenção, posto que não se tem tensões laterais positivas.

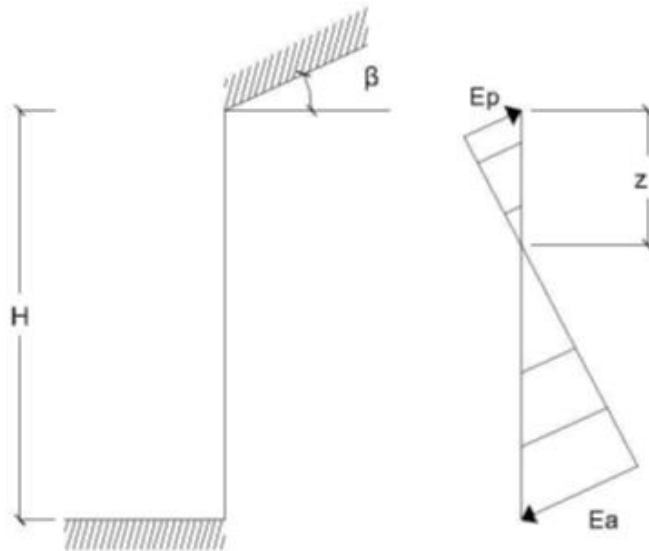


Figura 5- Caso geral de empuxo passivo e ativo pela teoria de Rankine

As tensões laterais variam linearmente com a profundidade, e os valores dos empuxos ativo e passivo de uma estrutura de arrimo de altura H valem:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (5)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (6)$$

Onde:

E_a = empuxo ativo;

E_p = empuxo passivo;

k_a = coeficiente do empuxo ativo;

k_p = coeficiente do empuxo passivo;

γ = peso específico do solo;

H = altura do muro.

3.3.3 Teoria de Coulomb

Os cálculos do empuxo de terra efetuado pela teoria de Rankine pode conter erros devido a rugosidade da superfície do tardoz. Ao usarmos a teoria de Coulomb, apesar de ser uma teoria simplificada, pode-se evitar esses erros.

Magalhães (2003) diz que, embora a teoria de Coulomb só se aplique aos solos não coesivos, está mais próxima das condições vigentes nos casos de empuxo de terra, pois leva em consideração o atrito entre o material que exerce o empuxo e a superfície do muro sobre a qual se aplica o empuxo de terra. Todavia, a teoria de Coulomb leva ao cálculo do empuxo total, nada concluindo sobre o seu ponto de aplicação, tornando-se uma vantagem sobre o método de Rankine, cuja conclusão sobre a distribuição triangular das pressões obriga a aplicação do empuxo no terço inferior do muro. Essa conclusão está em desacordo com a experiência, pois essa mostra que o ponto de aplicação do empuxo varia, conforme o deslocamento do muro, entre o terço inferior e a metade da altura do muro.

A teoria de Coulomb baseia-se na hipótese de que o esforço exercido no parâmetro do muro é proveniente do peso parcial de uma cunha de terra, que desliza pela perda de resistência ao cisalhamento. O deslizamento ocorre frequentemente ao longo de uma superfície de curvatura, em forma de espiral logarítmica. Nos casos práticos, é válido

substituir esta curvatura por uma superfície plana, que chamaremos de plano de ruptura, plano de deslizamento ou plano de escorregamento. Moliterno (1994).

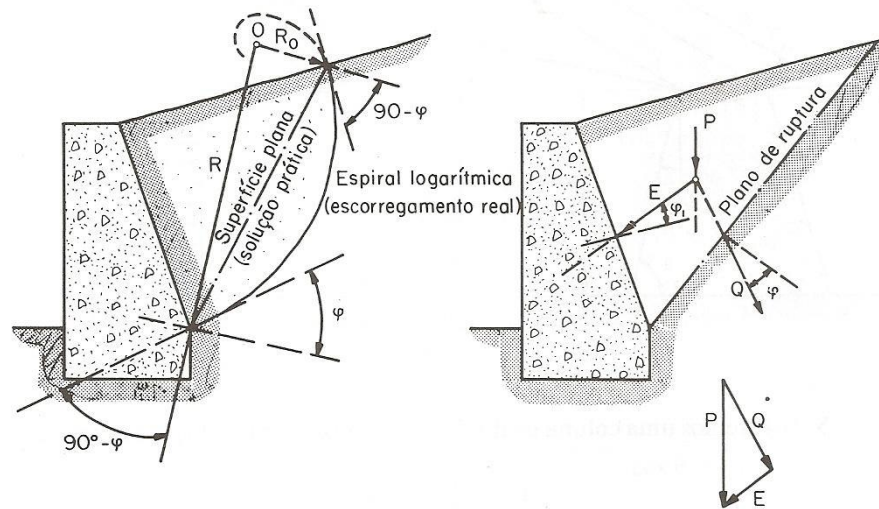


Figura 6-Plano de ruptura

Coulomb considerou as seguintes forças atuando no muro:

E – Empuxo atuante no muro;

Q – Força cisalhante atuante no plano de ruptura;

P – Peso da cunha de solo.

Para efeito de projeto de muro de arrimo, o empuxo E é a principal força. O cálculo do empuxo, segundo Machado e Machado (1997), é efetuado estabelecendo-se as equações de equilíbrio das forças atuantes sobre uma cunha de deslizamento hipotético. Uma das forças atuantes é o empuxo, que no estado ativo corresponde à reação da estrutura de suporte sobre a cunha e, no passivo, à força que a estrutura de arrimo exerce sobre ela. O empuxo ativo será o máximo valor dos empuxos determinados sobre as cunhas analisadas e o passivo, o mínimo.

O ângulo formado entre o vetor “E” e a normal forma o ângulo ϕ_1 , onde é chamado de ângulo de rugosidade do muro. A tangente desse ângulo é o coeficiente de atrito da terra contra o muro

O vetor Q forma com a normal ao plano de ruptura um ângulo ϕ , cuja tangente é igual ao ângulo de atrito do terreno.

Assim, temos:

ϕ_1 – Ângulo de rugosidade do muro.

$\text{tg } \varphi_1$ – Coeficiente de atrito da terra contra o muro.

$\text{tg } \varphi$ – Coeficiente de atrito do solo contra o solo.

Coulomb considerou a pressão do solo sobre o muro como sendo uma distribuição linear de cargas, na qual sua área resulta no empuxo E. Considerando o atrito entre as partículas, a rugosidade do muro e a inclinação do terreno em relação à horizontal, foi introduzido um coeficiente K na fórmula do empuxo E.

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad (7)$$

Onde K é expresso por:

$$Kp = \frac{\sin^2 (\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \sin (\beta - \varphi_1) \left[1 + \frac{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi + \varphi_1)}{\sin(\beta - \varphi_1) \sin(\beta + \alpha)} \right]^2} \quad (8)$$

Onde:

α = Ângulo de inclinação do terreno adjacente;

θ = Ângulo de inclinação do paramento interno do muro com a vertical;

$\beta = 90 - \theta$;

φ_1 = Ângulo de atrito entre a terra e o muro ou ângulo de rugosidade do muro;

φ = Ângulo de repouso da terra, ângulo de talude natural ou ângulo de atrito interno.

3.3.4 Aplicabilidade das Teorias de Coulomb e Rankine

Quando um reaterro está sujeito a um estado ativo do equilíbrio plástico, devido ao alongamento do maciço, são formados dois planos de falhas: plano de falha externa e plano de falha interna, conforme indicado na figura 7. Estes planos produzem ângulos α_i e α_o com a vertical. As equações para estes ângulos podem ser escritas como mostra a figura 8.

um ângulo α_w maior que o ângulo α_o . Utiliza-se a fórmula de Rankine em muros em balanço e contraforte.

3.4 Pré-dimensionamento de muros de arrimo

No estabelecimento das dimensões, o único dado conhecido é a altura do muro (H). As outras medidas devem ser determinadas a partir de um pré-dimensionamento e, em seguida, essas medidas serão revalidadas nas verificações das estabilidades da estrutura.

Pré-dimensionamento segundo as notas de aula da disciplina de fundações do professor Raimundo Leidimar se apresenta da seguinte forma:

PRÉ-DIMENSIONAMENTO		
Rankine	Coulomb	Gravidade
$30\text{cm} \leq d_o \leq H/12$	$1,3 \leq d_o \leq Ht/2$	$0,3 \leq d_o \leq H/12$
$0,5 H \leq b_s \leq 0,7H$	$b=1/3Ht$	$0,5H \leq b_s \leq 0,7H$
$H/12 \leq H_p \leq H/10$	$b_s=0,5Ht$	$H/8 \leq H_p \leq H/6$
$H_f \geq 0,60\text{m}$	$H_p=Ht/7$	$H_p/2 \leq r \leq H_p$
$H/12 \leq b \leq H/10$	$t=Ht/6$	$m \leq (H+H_f-H_p) \cdot \text{tg}88,8$
$r = B/3$	$r=0,75H_p$	$H_f \geq 0,60$
$m \leq (H+H_f+H_p) \cdot \text{tg}88,8^\circ$	$H_f \geq H_p$	$n \geq m$
$n=0$ (geralmente)	$\Delta=90-\alpha$	$t \geq r$
$t \leq b_s - (r+m+d_o+n)$		

Tabela 1-Sugestões de pré-dimensionamento

3.5 Estabilidade das estruturas de arrimo

3.5.1 Generalidades

O empuxo do muro produz um momento que determina uma distribuição não uniforme das tensões na fundação. Após o conhecimento do empuxo e o pré-dimensionamento do muro, é necessário verificar a estabilidade do conjunto solo-muro, verificando assim a estabilidade. Os esforços laterais podem gerar situações de instabilidade por deslizamento, tombamento da estrutura e capacidade de carga do terreno da fundação.

3.5.2 Verificação de segurança contra tombamento

Para que não ocorra o tombamento do muro, o momento resistente deve ser maior que o momento solicitante. O momento resistente refere-se ao momento criado pela resultante das forças na direção vertical originado pela resultante do empuxo atuante na direção horizontal (momento), ambas calculadas em relação ao ponto “A” mostrado na figura 9.

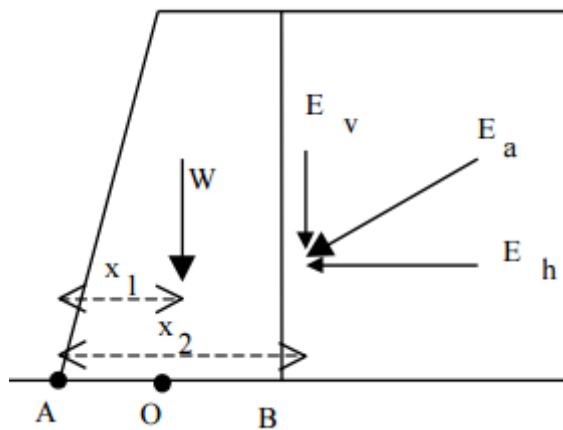


Figura 9-Segurança contra tombamento

$$F_s = \frac{M_R}{M_0} = 2,0 \quad (9)$$

Onde:

M_R é o somatório dos momentos devido as ações verticais;

M_0 é o momento de tombamento devido o empuxo

3.5.2 Verificação a segurança contra o deslizamento

A segurança contra o deslizamento é verificada a partir da análise do somatório das forças na direção horizontal, com aplicação de um fator de segurança adequado.

$$F_s = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5 \quad (10)$$

Onde:

Fr : o somatório das forças resistentes;

E_a : empuxo ativo.

As forças resistentes atuantes no muro são dadas por:

$$Fr = c \cdot bs + R \cdot tg\delta + Ep \quad (11)$$

Onde:

c : adesão solo-muro;

bs : largura da base do muro;

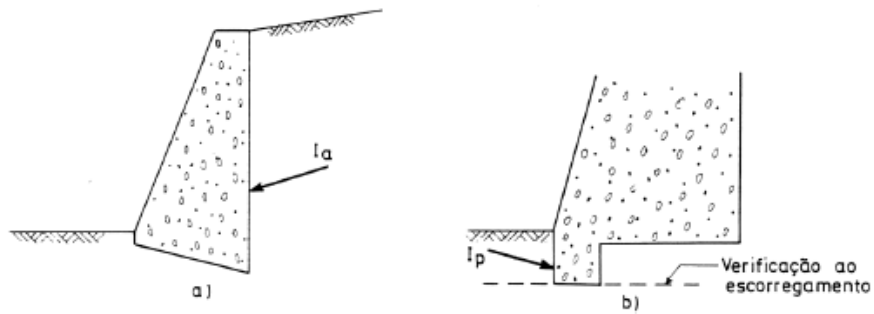
R :somatório das forças atuantes na vertical;

δ : atrito solo muro;

Ep :empuxo passivo.

Bueno e Vilar (1985) dizem que, para solos arenosos, o coeficiente de segurança quanto ao deslizamento deve ser maior ou igual a 1,5. Já para solos argilosos, o coeficiente de segurança deve ser maior ou igual a 2,0.

O deslizamento pela base é, em grande parte dos casos, o fator condicionante. Na figura 10, são ilustradas duas medidas para o aumento no fator de segurança contra o deslizamento. Na imagem (a), a base do muro é construída com uma determinada inclinação, de modo a reduzir a grandeza da projeção do empuxo sobre o plano que a contém. Na imagem (b), o muro é prolongado para o interior da fundação por meio de um “dente”, dessa forma, pode-se considerar a contribuição do empuxo passivo.



(a) Inclinação da base do muro (b) Construção de um “dente”

Figura 10-Medidas para aumentar o F_s contra o deslizamento da base do muro

3.5.4 Verificação de capacidade de carga do solo de fundação

A verificação da capacidade de carga do solo de fundação consiste na análise contra a ruptura e deformações excessivas do solo abaixo da fundação.

Para a verificação da capacidade de suporte do solo, verificam-se as tensões atuantes sob a base do muro de arrimo. Para o equilíbrio elástico, a máxima tensão de compressão deve ser menor que a capacidade existente do solo. Já a tensão mínima deve ser tal que não produza tensões de tração no solo.

Deve-se garantir que a base esteja submetida a tensões de compressão ($\sigma_{\min} \geq 0$); a resultante deve estar localizada no terço central; ou seja, $e \leq B / 6$, para evitar tensões de tração na base do muro.

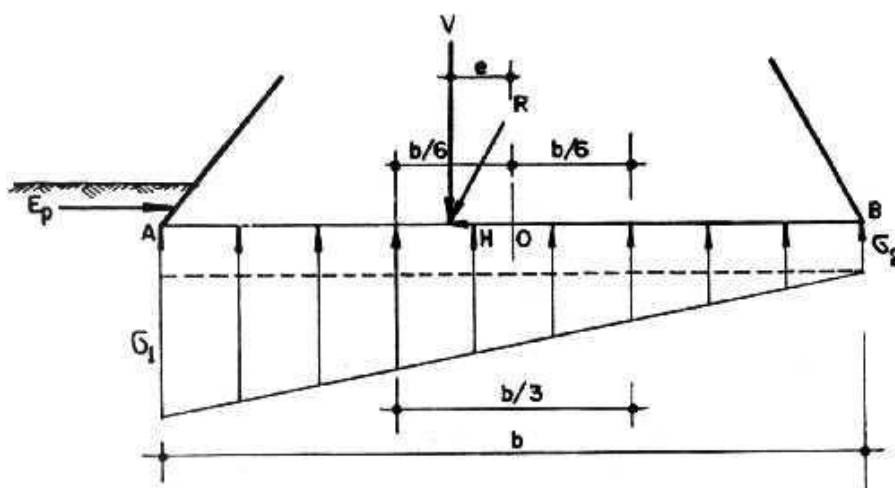


Figura 11-Capacidade de carga da fundação (GERSCOVICH, 2010)

A Figura 11 mostra uma distribuição de tensões trapezoidal em uma sapata, ou seja, quando a resultante passa dentro do núcleo central. As equações que se aplicam para o cálculo das tensões máximas e mínimas, nesse caso, são:

$$\sum F_v = 0 \rightarrow (\sigma_1 + \sigma_2) \times \frac{b_s}{2} = \Sigma V \quad (12)$$

$$\sum M_0 = 0 \rightarrow (\sigma_1 - \sigma_2) \times \frac{b_s}{2} \times \frac{b_s}{6} = \Sigma V \times e \quad (13)$$

Tem-se:

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{b_s} \left(1 + \frac{6e}{b_s} \right) \quad (14)$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{b_s} \left(1 - \frac{6e}{b_s} \right) \quad (15)$$

Onde:

σ_1 : tensão máxima;

σ_2 : tensão mínima;

e : excentricidade;

b_s : largura da base do muro;

ΣV : somatório das forças verticais.

A excentricidade é calculada pelas expressões mostradas a seguir:

$$V = \sum F_v \rightarrow \dot{X} = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_v} \quad (16)$$

$$e = \frac{b_s}{2} - \dot{X} \quad (17)$$

Onde:

e : excentricidade;

\dot{X} : distância da carga vertical até o ponto A;

b_s : largura da base do muro.

Quando a resultante passa fora do núcleo central, o diagrama será triangular e a equação utilizada para o cálculo, sem levar em consideração a parte negativa do diagrama, será:

$$\sigma_1 = \frac{2V}{3x} \quad (18)$$

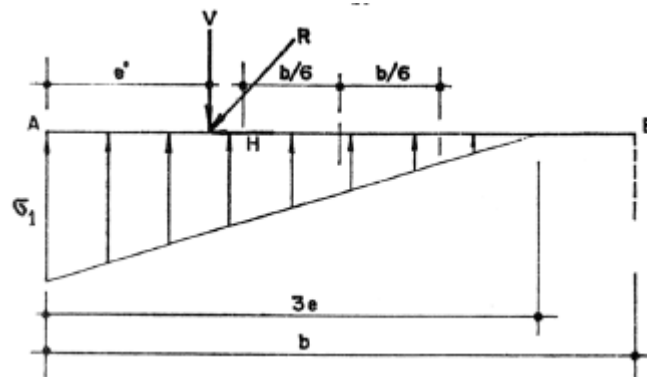


Figura 12-Capacidade de carga da fundação (resultante fora do núcleo central)

Caso qualquer uma das condições não seja obedecida, as tensões na base do muro deverão ser recalculadas com a nova dimensão adotada para a base do muro.

4 METODOLOGIA

A fim de abranger uma maior acessibilidade entre os usuários e visando uma melhor compreensão em sua utilização, foi utilizada, como software, a planilha do Excel para o dimensionamento do muro de arrimo.

4.1 Resolução do estudo de caso através da planilha do Excel

A utilização da planilha do Excel para o dimensionamento do muro de arrimo necessita apenas de alguns dados de entrada para os cálculos, conforme a figura 14. Para demonstração das etapas de dimensionamento e verificações das estabilidades, serão utilizados os dados extraídos de um problema de um muro de arrimo de geometria geral, conforme mostrado na figura 13.

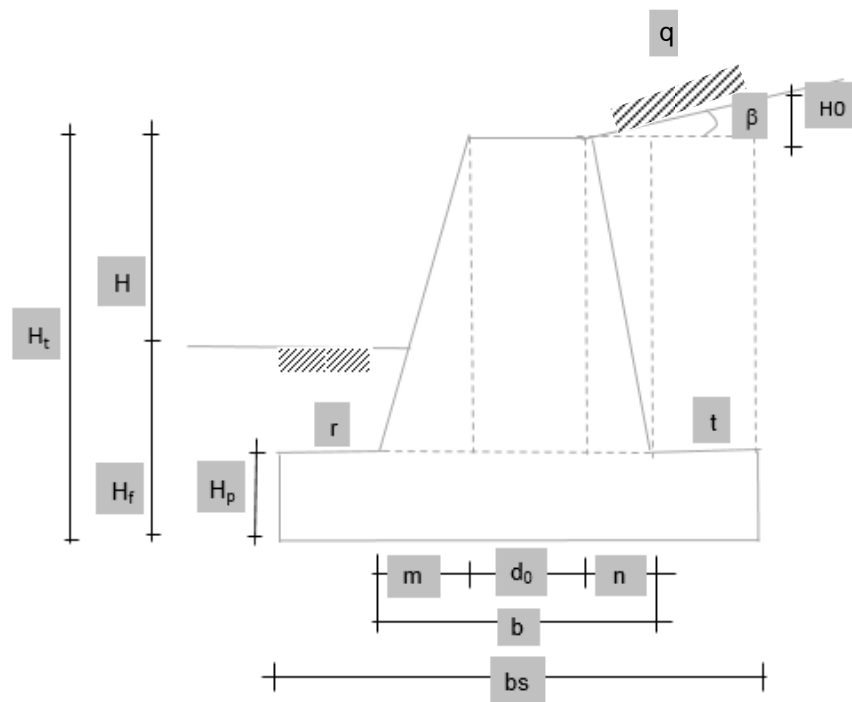


Figura 13-Geometria do muro analisado

DADOS DE ENTRADA	H	=	5	m	
	ϕ_{aterro}	=	25	grau	
	ϕ_{fund}	=	30	grau	
	β	=	15	grau	
	γ_s	=	19	KN/m ³	
	γ_{fund}	=	18,5	KN/m ³	
	γ_c	=	24	KN/m ³	
	c	=	60	KN/m ²	
	δ	=	25	grau	
	α	=	0	grau	
	q	=	0	KN/m ²	
	μ	=	0		
	Fator de segurança				
	Tombamento	=	1,5		
Deslizamento	=	1,5			
σ_{Adm}	=	300	Kpa		

Figura 14-Dados de entrada

Após a digitação dos dados iniciais e a partir da altura definida do muro no campo “dados de entrada”, o programa dá início ao pré-dimensionamento baseado nos parâmetros mínimos. São oferecidas 4 opções de dimensionamento: a primeira opção é baseada em um muro de Flexão; a segunda e terceira opções são sugestões de medidas utilizando parâmetros de um muro de gravidade; a quarta opção é para um dimensionamento manual.

Com as quatro opções de pré-dimensionamento, o usuário nomeia a opção com os melhores resultados a serem utilizados no dimensionamento do muro de arrimo, e preenche o campo “opção” com o item desejado. Com seu preenchimento, automaticamente são inseridas as dimensões do muro a serem utilizados. A Imagem 15 mostra a tabela de pré-dimensionamento, enquanto a Imagem 16 indica a opção escolhida.

Pré-dimensionamento	Opções	1	2	3	4*	Und
	Hf	0,60	0,71	0,60		m
	Hp	0,45	0,71	0,71		m
	b	0,45	1,67	3,00		m
	bs	3,00	2,50	3,00		m
	r	0,15	0,54	0,36		m
	m	0,04	1,25	2,58		m
	d0	0,42	0,42	0,42		m
	n	0,00	0,00	0,00		m
	t	2,39	0,83	0,36		m
	Ht	5,60	5,71	5,60		m
	H0	0,64	0,22	0,10		m

* Dados manuais

Figura 15-Pré-dimensionamento

OPÇÃO :

Hf	=	0,60	m
Hp	=	0,50	m
b	=	0,50	m
bs	=	3,00	m
r	=	0,20	m
m	=	0,00	m
d0	=	0,40	m
n	=	0,00	m
t	=	2,40	m
Ht	=	5,60	m
H0	=	0,60	m
Sen β	=	0,259	rad
Sen ϕ	=	0,423	rad

Figura 16-Opções de dados de entrada escolhido

Posteriormente, com todos os dados necessários inseridos, o programa identifica qual método (Rankine ou Coulomb) será utilizado para as verificações de estabilidade. A Figura 17 mostra a interface indicando a verificação e o método escolhido. No estudo de caso, o método utilizado foi Rankine.

Verificação do método			
ε	=	36 rad	
α_i	=	43 grau	Usa-se Rankine!
α_0	=	22 grau	
α_w	=	23,20 grau	

Método Rankine	
Método Coulomb	

Figura 17-Verificação do método a utilizar

Após a determinação do método, o programa encaminha o usuário para a aba de verificações das estabilidades utilizando o método adequado. Nessa etapa, são feitas as verificações de segurança contra tombamento, deslizamento e verificação da capacidade de carga. Caso as dimensões adotadas não correspondam ao coeficiente de segurança mínimo exigido para as análises, o programa indica uma nova verificação.

Para início das verificações, o programa calcula os valores do empuxo, o seu ponto de aplicação e o momento atuante, conforme mostrado na figura 18

Coeficientes de empuxo			
k_a	=	0,41	
K_p	=	2,46	
Cálculo dos empuxos			
E_a	=	$1/2 \cdot \gamma \cdot (Ht)^2 \cdot K_a$	= 121,00 KN/m
E_q	=	$K_a \cdot q \cdot Ht$	= KN/m
E_v	=	$E_a \cdot \text{Sen}\beta$	= 31,31 KN/m
E_h	=	$E_a \cdot \text{Cos}\beta$	= 116,87 KN/m
y	=	$1/3 \cdot Ht$	= 1,87 m
y	=	$Ht/2$	= 2,80 m
M_a	=	$E_h \cdot y$	= 218,16 KN/m
$M_a(q)$	=	$E_a \cdot y + E_q \cdot y$	= 338,8 KN/m

Figura 18-Cálculo dos coeficientes de empuxos e momento atuante

Posteriormente, foram definidos os esforços atuantes: cálculos dos momentos e do peso do muro. Nessa etapa, também são levadas em consideração as características do material de construção do muro e as características do solo.

Para efeito de cálculo das áreas (m^2), o muro foi dividido em sete áreas, como mostra a figura abaixo.

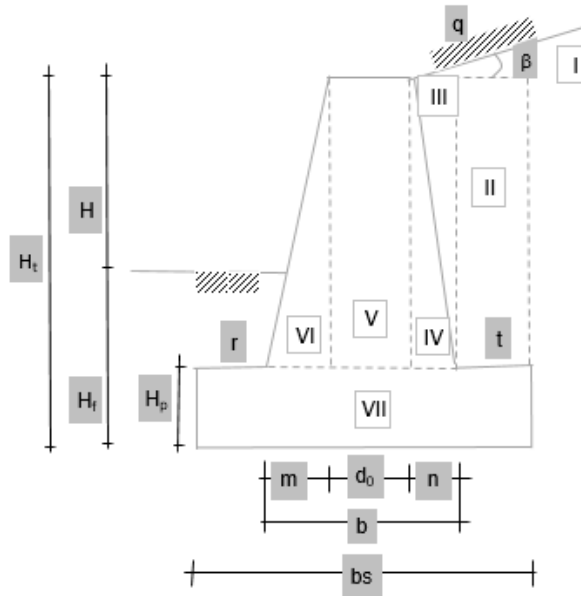


Figura 19-Desenho esquemático da geometria do terreno e inclinação do terreno

Através das áreas (m^2), peso (KN/m), braço de alavanca (m) e momento ($KN.m/m$), foi feito o cálculo do momento resistente, como mostra a imagem a seguir.

Seção	Área (m^2)	Peso específico (KN/m^3)	P (KN/m)	Braço de alavanca (m)	Mr($KN.m/m$)
I	0,72	19,00	13,68	2,20	30,10
II	12,24	19,00	232,56	1,80	418,61
III	0	19,00			
IV	0	24,00			
V	2,04	24,00	48,96	0,40	19,58
VI		24,00		0,20	
VII	1,50	24,00	36,00	1,50	54,00
Pv			31,31	3,00	93,93
Σ			362,51		616,22
Mr =		616,22	KN/m		

Figura 20-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente

Na tabela resultante, têm-se as áreas, peso próprio, braço de alavanca e o momento de cada segmento do muro. Mediante o momento de cada seção do muro, podemos obter o momento solicitante do muro de arrimo.

Em seguida, foram feitas as verificações de estabilidade para deslizamento, Tombamento e capacidade de carga do solo.

Verificação de segurança ao deslizamento

$$\begin{aligned}
 Fr &= c \cdot bs + R \cdot tg \cdot \delta + Ep \\
 &= 470,16 \\
 Ep &= 1/2 \cdot \gamma \cdot Hf^2 \cdot Kp + 2 \cdot c \cdot Hf \sqrt{Kp} \\
 &= 121,12 \\
 F_s &= \frac{Fr}{Eh} = 4,02 \\
 F_{min} &= 1,5 \quad \text{OK!} \\
 \text{Considerando a pressão passiva: } F_s &= \frac{Fr + Ep}{Eh} = 5,06 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

Figura 21-Verificações do coeficiente de segurança contra deslizamento e tombamento do muro de arrimo

Verificação contra a capacidade de carga

Tensões na base do muro

$$\dot{x} = \frac{Mr - Ma}{\Sigma V} = \frac{398,06}{362,51} = 1,10 \text{ m}$$

$$e = \frac{bs}{2,00} - \dot{x} = 0,40 \text{ m}$$

CONDIÇÃO: $e \leq \frac{bs}{6} = 0,50$ **Passa dentro do núcleo central!**

Passa dentro do núcleo central

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{bs} \left[1 + \frac{6e}{bs} \right] = 217,97 \text{ Kpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{bs} \left[1 - \frac{6e}{bs} \right] = 23,70 \text{ Kpa}$$

$\sigma_{\text{máx}} \leq 300$ **OK!**

Passa fora do núcleo central

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot e} = 97,14$$

$\sigma_{\text{máx}} \leq 300$ **OK!**

Figura 22-Verificação do fator de segurança contra ruptura por capacidade de suporte do terreno de fundação

4.2 Resolução do estudo de caso sugerido pelo método manual

Dados de entrada

$$H = 5\text{ m}$$

$$\phi_{\text{aterra}} = 25^\circ$$

$$\phi_{\text{fund}} = 30^\circ$$

$$\beta = 15^\circ$$

$$\gamma_s = 19\text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{fund}} = 18,5\text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_c = 24\text{ kN/m}^3$$

$$c = 60\text{ kN/m}^2$$

$$\delta = 25^\circ$$

$$\alpha = 0$$

Fator de segurança:

Tombamento: 1,5

Deslizamento: 1,5

$\sigma_{\text{adm}} = 300\text{ kPa}$

Figura 23-Dados de entrada

Pré-dimensionamento

$$H_f \geq 0,60 = 0,60\text{ m}$$

$$H_p = H/11 = 5/11 = 0,45\text{ m}$$

$$b = H/11 = 5/11 = 0,45\text{ m}$$

$$b_s = 0,6 H = 0,6 \cdot 5 = 3\text{ m}$$

$$x = b/3 = 0,45/3 = 0,15\text{ m}$$

$$m = b - (d_0 + n) = 0,45 - (0,42 + 0) = 0,03\text{ m}$$

$$d_0 \leq 0,3 = H/12 = 5/12 = 0,42\text{ m}$$

$$n = 0$$

$$t = b_s - (x + m + d_0 + n) = 3 - (0,15 + 0,03 + 0,42 + 0) = 2,4\text{ m}$$

$$H_t = H + H_f = 5 + 0,60 = 5,60\text{ m}$$

$$H_0 = \frac{t}{\tan \beta} = \frac{t}{\tan 15} \rightarrow \frac{t}{2,40} = 0,64\text{ m}$$

Figura 24- Cálculo do pré-dimensionamento

$H_f = 9,60 \text{ m}$
 $H_p = 0,45 \text{ m}$
 $b = 0,45 \text{ m}$
 $b_s = 3 \text{ m}$
 $r = 0,15 \text{ m}$
 $m = 0,03 \text{ m}$
 $d_o = 0,42 \text{ m}$
 $n = 0$
 $t = 2,4 \text{ m}$
 $H_t = 5,60 \text{ m}$
 $H_b = 0,64 \text{ m}$
 $\sin \beta = 0,26$
 $\sin \phi = 0,42$

Figura 25-Pré-dimensionamento

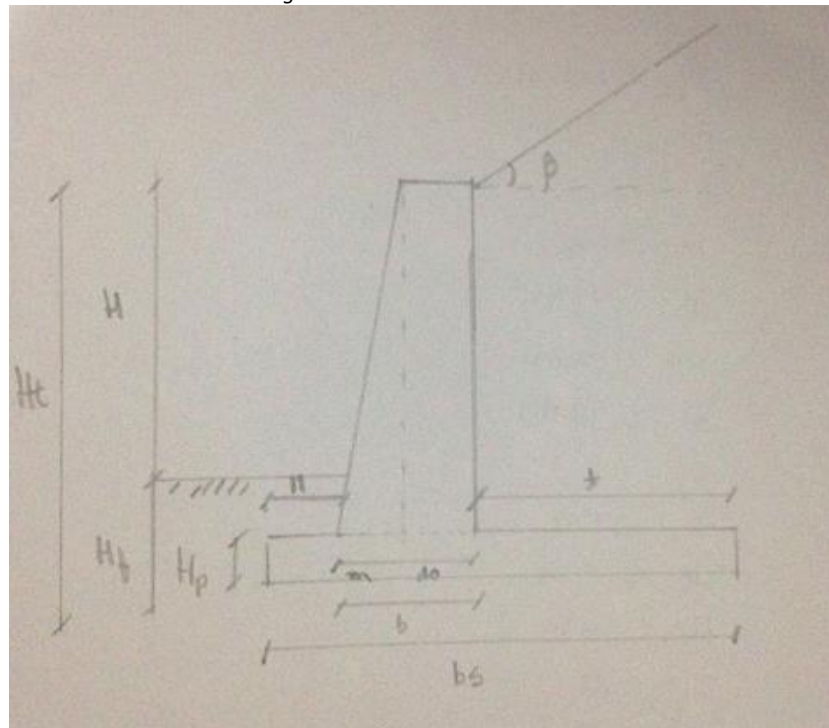


Figura 26-Desenho esquemático da geometria do terreno e inclinação do terreno

Cálculo do coeficiente de empuxo

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = 0,40$$

$$k_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 2,46$$

Cálculo dos empuxos

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma (Ht)^2 k_a \rightarrow \frac{1}{2} 19 (5,60)^2 \cdot 0,40 = 119,17 \text{ kN/m}$$

$$E_u = E_a \operatorname{sen} \beta = 119,17 \cdot \operatorname{sen} 15 = 30,84 \text{ kN/m}$$

$$E_h = E_a \operatorname{cos} \beta = 119,17 \cdot \operatorname{cos} 15 = 115,11 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ponto de aplicação: } \frac{1}{3} Ht = 1,87 \text{ m}$$

$$\text{Momento atuante (M_a) = } E_h \cdot y = 215,26 \text{ kN/m}$$

Figura 27-Cálculo dos coeficientes de empuxos e momento atuante

• Área (m²)

Ⓘ $\frac{2,4 \times 964}{2} = 0,76 \text{ m}^2$

• Peso (kN/m)

$0,76 \times 19 = 14,44 \text{ kN/m}$

• Braço de alavanca (m)

$\frac{2}{3} \times 2,40 + (0,15 + 0,03 + 0,42) = 2,2 \text{ m}$

• Momento

$14,44 \times 2,20 = 31,77 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

• Área (m²)

Ⓜ $(5,60 - 0,45) \times 2,40 = 12,36 \text{ m}^2$

• Peso (kN/m)

$12,36 \times 19 = 234,84 \text{ kN/m}$

• Braço de alavanca (m)

$\frac{1}{2} \times 2,40 + (0,6) = 1,80 \text{ m}$

• Momento (kN·m/m)

$234,84 \times 1,80 = 422,71 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

Figura 28-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente

III . Área (m²)

$$(9,60 - 0,45) \times 0,42 = 2,16 \text{ m}$$

• Peso (kN/m)

$$2,16 \times 24 = 53,84 \text{ kN/m}$$

• Braço de alavanca (m)

$$\frac{1}{2} \cdot 0,42 + (9,03 + 0,15) = 0,39$$

• Momento (kN·m/m)

$$53,84 \times 0,39 = 20,21 \text{ kN·m/m}$$

IV . Área (m²)

$$\frac{0,03 \times (9,60 - 0,45)}{2} = 0,078 \text{ m}^2$$

• Peso (kN/m)

$$0,078 \times 24 = 1,95 \text{ kN/m}$$

• Braço de alavanca (m)

$$\frac{2}{3} \cdot 0,03 + (9,03) = 0,17 \text{ m}$$

• Momento (kN·m/m)

$$1,95 \times 0,17 = 0,31 \text{ kN·m/m}$$

Figura 29-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente

V . Área (m²)

$$3 \times 0,45 = 1,35 \text{ m}^2$$

• Peso (kN/m)

$$1,35 \times 24 = 32,40 \text{ kN/m}$$

• Braço de alavanca (m)

$$\frac{1}{2} \cdot 3 = 1,5 \text{ m}$$

• Momento (kN·m/m)

$$32,40 \times 1,5 = 48,60 \text{ kN·m/m}$$

Figura 30-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente

Seção	Área (m ²)	Peso específico (KN/m ³)	P (KN/m)	Braço de alavanca (m)	Mr (KN.m/m)
I	0,76	19	14,44	2,2	31,77
II	12,36	19	234,84	1,80	422,71
III	2,16	24	51,84	0,39	20,21
IV	0,078	24	1,85	0,17	0,31
V	1,35	24	32,40	1,5	48,60
Pv	—	—	30,84	3,0	92,52
Σ	—	—	366,21	Mn	616,12

Figura 31-Cálculo das forças verticais, braço de alavanca e momento resistente

Verificação de segurança ao tombamento

$$F_s = \frac{M_r}{M_a} \rightarrow \frac{616,12}{215,26} = 2,86 > 1,5 \text{ ok!}$$

Figura 32-Verificação de segurança ao tombamento

Verificação de segurança ao deslizamento

$$\begin{aligned} E_p &= \frac{1}{2} \gamma_{fnd} \times (H_f)^2 k_p + 2 \times C \times H_f \sqrt{k_p} \\ &= \frac{1}{2} 18,5 \times (0,60)^2 \times 2,46 + 2 \times 60 \times 0,60 \sqrt{2,46} \\ &= 8,19 + 112,93 \\ &= 121,12 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_H &= C \times b_n + R \times t_g S + E_p \\ &= 60 \times 3 + 366,21 \times (t_g 25) + 121,12 \\ &= 471,88 \end{aligned}$$

$$F_s = \frac{F_H}{E_h} = \frac{471,88}{115,11} = 4,09 > 3,15 \text{ OK!}$$

Verificação contra capacidade de carga

$$\bar{x} = \frac{M_n \cdot M_u}{\Sigma V} = \frac{616,12 - 215,26}{366,21} = 3,09 \text{ m}$$

$$e = \frac{b_n}{2} - \frac{3}{2} = 3,5 - \bar{x} = 0,41 \text{ m}$$

Condição: $e \leq \frac{b_b}{6} = \frac{3}{6} = 0,5$ Forra dentro do núcleo central

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{b_b} \left[1 + \frac{6e}{b_b} \right] = 122,07 \times 3,82 = 222,17 \text{ kpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{b_b} \left[1 - \frac{6e}{b_b} \right] = 23,97 \text{ kpa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{max}} &\leq 300 \\ 222,17 &\leq 300 \text{ OK!} \end{aligned}$$

Figura 33-Verificação contra deslizamento e capacidade de carga

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Comparando os resultados obtidos do estudo de caso sugerido por meio da utilização da planilha e pelo método manual, podemos relacionar os parâmetros como coeficiente de empuxo e verificações de estabilidade. Ao compararmos os resultados obtidos pelas verificações de estabilidade e ações atuantes no muro, percebemos que os resultados muito se assemelham.

	Planilha	Método manual
Ka	0,41	0,4
Kp	2,46	2,46
Ma	218,16 KN/m	215,26 KN/m
Mr	616,22 KN/m	616,12 KN/m
Fs-tob	2,82	2,86
Fs-desl	4,02	4,09
σ	217,97	222,17

Figura 34-Comparativos dos resultados

6 CONCLUSÃO

Com a resolução do estudo de caso comparativo, a planilha desenvolvida para elaboração de projetos de muros de arrimo demonstrou-se satisfatória com os resultados obtidos.

Pretende-se auxiliar os alunos do curso de Engenharia Civil no dimensionamento de contensões dando apoio teórico e praticidade por meio de planilha do Excel.

REFERÊNCIAS

BUENO, B. S.; VILAR, O. M.: **Mecânica dos solos**. V.2. Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia. São Carlos, 1985

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO J.R.; Muros de Arrimo

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL (DEC/UEPB). **Fundações e empuxo de terra**. Notas de aula. UEPB–Universidade Estadual da Paraíba, 2015.

DOMINGUES, P.C.; **Indicações para projetos de muros de arrimo em concreto armado**. São Carlos, 1997. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de Contenção – Muros de Arrimo**. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2003. 184 p. Oficina de Textos. ed 1. São Paulo 2003.

MARCHETTI, O. **Muros de arrimo**. São Paulo: Edgard BlucherLtda, 2007.

MACHADO, Sandro Lemos, MACHADO, Miriam de Fátima. **Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios**. Salvador, 1997.

MAGALHÃES, E. P. **Comportamento experimental de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso de DF: implicações para o projeto e metodologia de cálculo**. 2003. 149 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

MEDEIROS, A. G. B & Cunha, R.P. (2005). **Retroanálise de Uma Estrutura de Contenção do Tipo Estaca Prancha no Distrito Federal**. INFOGEO 2005. Belo Horizonte. 347-352

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

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2006. 355 p. Oficina de Textos. ed 3. São Paulo 2006.