



**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
“JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
Faculdade de Engenharia de Ilha
Solteira
Departamento de Engenharia Civil**

Projeto de Muro de Flexão de Concreto Armado para um Talude Vertical

YVES HIGA DE AVEIRO

Orientador: Prof. Dr. Adriano Souza

**Ilha Solteira - SP
Janeiro/2022**

YVES HIGA DE AVEIRO

**PROJETO DE MURO DE FLEXÃO DE CONCRETO ARMADO
PARA UM TALUDE VERTICAL**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Faculdade de
Engenharia de Ilha Solteira – UNESP
como parte dos requisitos para
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Adriano Souza
Orientador

Ilha Solteira - SP
2022

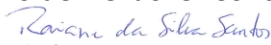
FICHA CATALOGRÁFICA
Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

Aveiro, Yves Higa de.
A948p Projeto de muro de flexão de concreto armado para um talude vertical /
Yves Higa de Aveiro. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022
76 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2022

Orientador: Adriano Souza
Inclui bibliografia

1. Talude. 2. Muro de arrimo. 3. Verificação. 4. Muro de Flexão. 5. Concreto
armado. 6. Dimensionamento.


Raiane da Silva Santos
Supervisora Técnica de Seção
Seção Técnica de Referência, Atendimento ao usuário e Documentação
Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação
CRB/8 - 9999


FOLHA DE APROVAÇÃO

Aluno: YVES HIGA DE AVEIRO

Título: Projeto de Muro de Flexão de Concreto Armado para um Talude Vertical

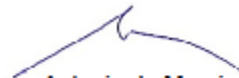
Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Campus de Ilha Solteira

COMISSÃO EXAMINADORA



Prof. Dr. Adriano Souza

UNESP – Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcantara

UNESP – Campus de Ilha Solteira



Prof. Dr. Claudia Scoton Antonio Marques

UNESP – Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira

27/01/2022

DEDICATÓRIA

**Dedico esse trabalho à Deus,
minha família e meu orientador
pois me deram o apoio necessário
para desenvolver esse trabalho.**

RESUMO

Com a expansão de cidades e regiões metropolitanas houve um crescimento na demanda de obras de contenção, exigindo da engenharia geotécnica novas formas de execução de obras de contenção, visando agilidade, praticidade, economia e segurança. O Trabalho de Conclusão de Curso elabora-se por meio da execução de uma estrutura de contenção para uma obra residencial. Assim o trabalho foi dividido em três etapas, sendo a primeira a apresentação dos métodos de construção de muros de contenção existentes, a segunda etapa se deu pela escolha do método de construção adotado para a obra em questão, utilizando como critérios as características do talude existente, os parâmetros do solo e a proposta da obra, por fim a terceira etapa constituiu-se no dimensionamento da estrutura de contenção adotada.

Palavras-chave: Muro, arrimo, contenção, flexão e dimensionamento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Muro de Alvenaria de Pedra	12
Figura 2 - Muro de Concreto Ciclóptico	13
Figura 3 - Muro de Gabião	14
Figura 4 - Muro em fogueira (crib-wall)	15
Figura 5 - Muro de Sacos de solo-cimento	16
Figura 6 - Muro de Pneus	17
Figura 7 - Muro de Flexão	18
Figura 8 - Mapa de localização da obra	19
Figura 9 - Diferença de cota entre o terreno do projeto e o que faz divisa de fundo	20
Figura 10 - Vista em planta da extensão do muro	20
Figura 11 - Análise de talude finito – Método de Culmann	23
Figura 12 - Esquema do Muro de Arrimo Elástico de concreto armado	29
Figura 13 - Esquema das Cargas Solicitantes	30
Figura 14 - Geometria do Talude	31
Figura 15 - Medidas do muro de contenção	33
Figura 16 - Esquema de atuação das forças sobre o muro	35
Figura 17 - Esquema de atuação do centro de pressão	39
Figura 18 - Segurança contra o tombamento	40
Figura 19 - Capacidade de carga da fundação	41
Figura 20 - Esforços solicitantes internos no muro	45
Figura 21 - Esquema dos esforços atuantes	46
Figura 22 - Diagrama de Força Cortante no muro	47
Figura 23 - Diagrama de Momento Fletor no muro	48
Figura 24 - Posição das armaduras em elevação	53
Figura 25 - Dimensões da sapata	59
Figura 26 - Esquema da reação do solo na sapata e da carga na sapata	59
Figura 27 - Diagramas de Força Cortante e Momentos Fletores da sapata	62
Figura 28 - Detalhe da armadura na ponta	71
Figura 29 - Detalhe executivo da armadura da ponta	71
Figura 30 - Detalhe da armadura no talão	73
Figura 31 - Detalhe executivo da armadura do talão	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros	21
Tabela 2 - Resultados obtidos pela Análise das superfícies de Ruptura	26
Tabela 3 - Fatores de capacidade de carga	43
Tabela 4 - Quadro dos esforços	47
Tabela 5 - Momentos fletores nas seções	49
Tabela 6 - Altura útil da seção do muro	49
Tabela 7 - Valor de x para cada seção	50
Tabela 8 - Análise do Domínio para cada seção	51
Tabela 9 - Armadura calculada para cada seção	52
Tabela 10 - Espaçamento das barras para cada seção	52
Tabela 11 - Quantidade de barras e área de armadura efetiva para cada seção	53
Tabela 12 - Momentos resistentes para cada seção	54
Tabela 13 - Armadura de pele para cada seção	54
Tabela 14 - Cálculo da Força Cortante Resistente	55
Tabela 15 - Cálculo do comprimento de ancoragem	57
Tabela 16 - Comprimento de ancoragem para barras dobradas	57
Tabela 17 - Cálculo do comprimento da emenda por traspasse	58
Tabela 18 - Comprimento da emenda por traspasse considerado	58

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
2	OBJETIVO	11
2.1	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
4	MATERIAIS E MÉTODOS	19
4.1	METODOLOGIA	19
4.2	DESCRIÇÃO DA OBRA	19
5	RESULTADOS	21
5.1	IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS DO SOLO	21
5.1.1	Análise da estabilidade do talude	22
5.1.1.1	Análise da altura crítica do talude	26
5.2	DIMENSIONAMENTO DO MURO DE ARRIMO	29
5.2.1	Fixação das dimensões	31
5.2.2	Verificação do conjunto	35
5.2.3	Verificações	39
5.2.4	Cálculo dos esforços internos solicitantes e projeto de armação do muro	44
5.2.4.1	<i>Cálculo dos esforços</i>	44
5.2.4.2	<i>Cálculo da armadura do muro</i>	48
5.2.4.3	<i>Cálculo dos detalhes</i>	56
5.3	PROJETO DE ARMAÇÃO DA SAPATA	58
5.3.1	Cálculo dos esforços da sapata	58
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	74
7	BIBLIOGRAFIA	75

1. Introdução

Gercovich (2016) define que a designação “talude” se refere a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou de rocha, podendo ser classificado como natural ou encosta, e o construído pelo homem, como aterros e cortes.

O desenvolvimento e expansão de cidades e regiões metropolitanas têm contribuído para o aumento da demanda de projetos de infraestrutura, edificações, rodovias e ferrovias, que cobram da engenharia geotécnica, novas técnicas para execução de contenções visando agilidade, praticidade e economia.

Joopert Jr. (2008) comenta que a estrutura de contenção deve proporcionar a integridade das edificações vizinhas durante a escavação. A necessidade de se executar contenções, ou ao menor de limitar-se a escavação por taludes é evidente: a segurança.

O dimensionamento deste muro depende diretamente das propriedades geológicas do maciço, bem como de conceitos de concreto armado, mecânica dos solos, maciços e obras de terra e de fundações, tornando o assunto complexo e exigindo conhecimento profundo e integração de mais de uma área da engenharia civil.

Embora seja uma solução utilizada no Brasil, tanto em obras de infraestrutura quanto para edificações, essa contenção ainda é pouco explorada nos cursos de graduação em engenharia civil, limitando o número de profissionais capacitados para atuar no mercado, no projeto e execução. Fazendo-se necessária a realização de trabalhos acadêmicos que contribuam e auxiliem na orientação para dimensionamento de estruturas eficientes.

2. Objetivo

Buscando proporcionar segurança a uma residência cujo terreno fica 4,10 m abaixo do terreno que faz divisa de fundo, e dada à proximidade deste talude com a mesma, foi dimensionado um muro de flexão de concreto armado neste trabalho.

2.1. Objetivos Específicos

- Estudar os métodos de execução de muro de contenção existentes;
- Estudar as propriedades geológicas do solo;
- Definir o método que melhor se encaixe ao caso em questão;
- Dimensionar o muro de contenção e analisar os resultados.

3. Revisão Bibliográfica

GERSCOVICH, DANZINGER E SARAMAGO (2016) definem que os muros de contenção são como estruturas corridas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria ou em concreto, ou ainda elementos especiais.

Os muros de gravidade são estruturas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio, geralmente são utilizados para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a 5 m.

GERSCOVICH, DANZINGER E SARAMAGO (2016) comentaram que os muros de contenção podem ser de vários tipos, a saber:

a. Muros de Alvenaria de Pedra

A resistência do muro ocorre devido ao imbricamento dos blocos de pedras. Sua vantagem se deve a simplicidade de construção, a dispensa de dispositivos de drenagem e o custo reduzido, especialmente quando se dispõe dos blocos no local.

Os muros de Pedra, sem argamassa, são recomendados para contenção de taludes com alturas de no máximo 2 m. Para alturas maiores, cerca de 3m, deve-se empregar argamassa para preencher os vazios dos blocos de pedras, gerando maior rigidez no muro, nesse caso podem ser utilizados blocos de dimensões variadas. No entanto a argamassa elimina a capacidade drenante do muro, sendo necessário implementar dispositivos de drenagem (Figura 1).

Figura 1 – Muro de Alvenaria de Pedra.



Fonte: Imagem retirada do site Casa e Construção¹

b. Muros de Concreto Ciclóptico ou Concreto de Gravidade

É uma estrutura construída mediante preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas, possui uma sessão transversal usualmente trapezoidal, com largura da base na ordem de 50% da altura do muro.

Para muros com face frontal plana, é recomendada uma inclinação para trás, no sentido do retro aterro, para evitar a sensação ótica de uma inclinação do muro na direção do tombamento. Para gerar economia de material, o muro pode ser projetado com faces inclinadas ou em degraus.

São recomendados apenas para alturas de no máximo 4m, pois com alturas superiores a isso o muro deixa de ser economicamente viável. Necessita sistema de drenagem devido à impermeabilidade do muro (Figura 2).

Figura 2 – Muro de Concreto Ciclóptico.



Fonte: Imagem retirada do site Gerador de Preços²

c. Muros de Gabião

Constituída por gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente, suas principais características são a flexibilidade, assim permitindo que a estrutura se acomode a recalques diferenciais e sua permeabilidade. Usualmente os gabões possuem as dimensões de: 2m de comprimento e seção transversal quadrada com 1m

de aresta. Para muros de grande altura é recomendado gabhões mais baixos, pois apresentam maior rigidez e resistência, e devem ser posicionados nas camadas inferiores, onde as tensões de compressão são maiores. Já para muros longos, pode-se utilizar gabhões com comprimento de até 4m para agilizar a construção.

A rede metálica dos gabhões apresenta elevada resistência mecânica, é protegido contra ações das intempéries, de águas e solos agressivos, para preservar a forma e flexibilidade da malha (Figura 3).

Figura 3 – Muro de Gabião.



Fonte: Imagem retirada do site Construfenix³

d. Muros em fogueira (crib wall)

É uma estrutura formada por elementos pré-moldados, podendo ser de concreto armado, madeira ou aço. Os elementos são montados no local onde ficará o muro e as peças são montadas em forma de “fogueiras” justapostas e interligadas longitudinalmente, e seu espaço interno é preenchido com material granular graúdo, posteriormente compactado. Uma vantagem é que essa estrutura é capaz de se acomodar a recalques das fundações (Figura 4).

Figura 4 – Muro em fogueira (crib-wall).



Fonte: Imagem retirada do site Carluc ⁴

e. Muros de sacos de solo-cimento

É uma estrutura formada por camadas de sacos sobrepostas, arrumadas horizontalmente. Os sacos são preenchidos por uma mistura de solo-cimento, esse solo utilizado é inicialmente submetido a um peneiramento para a retirada de pedregulhos, em seguida o cimento é espalhado e misturado e adicionado água na mistura. Após a homogeneização a mistura é colocada em sacos e os sacos. O ensacamento do material além de facilitar o transporte do mesmo para o local da obra, ainda dispensa o uso de formas para a execução do muro.

No local da obra os sacos são arrumados em camadas, posicionadas horizontalmente, e o posicionamento dos sacos de uma camada é desencontrado em relação à camada imediatamente inferior, assim garantindo um maior intertravamento e maior densidade do muro, e cada camada do material é compactada de modo a reduzir o volume de vazios.

As faces externas do muro ainda podem receber uma proteção superficial de argamassa para prevenir contra a ação erosiva de ventos e águas.

Essa técnica tem se mostrado promissora devido às seguintes vantagens: baixo custo de execução, não precisar de mão de obra ou equipamentos especializados, a execução pode ser curva, se adaptando à topografia do local e o uso de solos residuais.

Marangon (1992) comenta que um muro de arrimo de solo-cimento com altura entre 2 e 5 metros tem custo na ordem de 60% do custo de um muro de igual altura executado em concreto armado (Figura 5).

Figura 5 – Muro de Sacos de Solo-cimento.



Fonte: Imagem retirada do site Arquiteta Responde ⁵

f. Muros de Pneus

Sieira (1998) define que se trata de uma estrutura composta por camadas horizontais de pneus, que são amarrados entre si e são preenchidos com solo compactado. Esse método de construção possui como vantagem o reusa de pneus descartados, flexibilidade e o baixo custo de material.

Assim como o Muro de Sacos de solo-cimento, o Muro de Pneus deve ter as camadas de pneus organizadas de forma desencontrada com a camada inferior de modo a reduzir os espaços vazios entre os pneus (SIEIRA, 1998).

Devido a ser um muro de peso, esse tipo de estrutura é limitado a alturas inferiores a 5 metros de altura e uma base com largura na ordem de 40% a 60% da altura do muro. No

entanto devido ao muro ser flexível, suas deformações horizontais e verticais podem ser superiores as deformações usuais de um muro de alvenaria ou concreto, assim não é recomendado a utilização desse tipo de muro para contenção de terrenos que suportam obras civis pouco deformáveis, como estruturas de fundações ou ferrovias.

A face externa do muro deve ser revestida para evitar o carreamento ou erosão do solo de enchimento dos pneus, a possibilidade de incêndios e o vandalismo, o revestimento deve ser resistente e flexível (Figura 6).

Figura 6 – Muro de Pneus.



Fonte: Imagem retirada do site da Prefeitura de Olinda ⁶

g. Muros de Flexão

São estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L”, essa estrutura resiste aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço que se apóia sobre a base da estrutura, para se manter equilibrado. (GERSCOVICH, 2016).

São feitos de concreto armado, desse modo para alturas acima de 5m podem se tornar economicamente inviáveis.

Moliterno (1994) relata que a base apresenta uma largura entre 50 e 70% da altura do muro e para muros com alturas superiores a cerca de 5m, é conveniente a utilização de contrafortes para aumentar a estabilidade contra o tombamento. Os muros de flexão também podem ser ancorados na base com tirantes ou chumbadores para melhorar sua condição de estabilidade, geralmente aplicado quando à limitação de espaço disponível

para a base do muro e quando na fundação ocorre material competente para a ancoragem (Figura 7).

Figura 7 – Muro de Flexão.



Fonte: Imagem retirada do site Concrelaje⁷

4. Materiais e Métodos

4.1. Metodologia

A metodologia se refere ao conjunto de métodos e técnicas utilizadas para atingir o objetivo do trabalho. Com isso, foram feitas pesquisas bibliográficas sobre muro de contenção e seus métodos construtivos expondo as possíveis condições de uso por tipo de muro.

Portanto esse trabalho consiste em um estudo de caso que usado para investigar novos conceitos sobre muros de contenção e qual se adequa melhor à obra.

4.2. Descrição da obra

O projeto da estrutura de contenção foi concebido como proposta para a construção de um muro no limite de fundo do terreno localizado na Rua N, 92, bairro CDHU Novo Horizonte, no município de Ilha Solteira, São Paulo (Figura 8).

Figura 8 - Mapa de localização da obra.

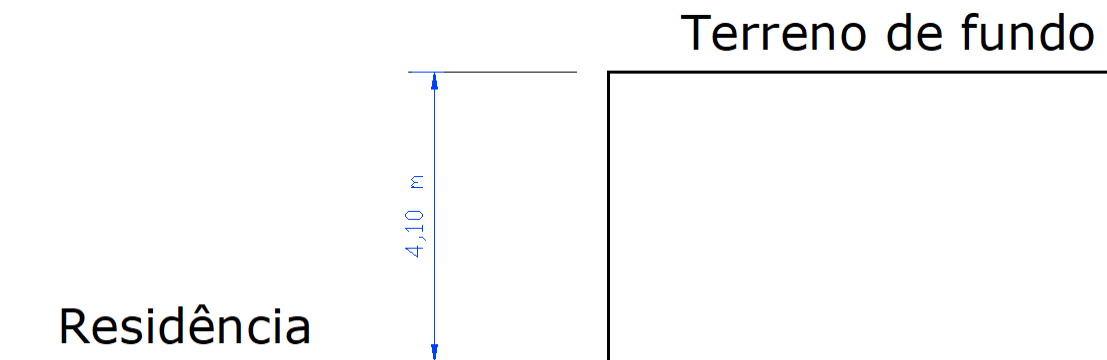


Fonte: GOOGLE MAPAS (2020).

A obra faz parte do programa CDHU, da Caixa Econômica Federal e está localizada em um terreno de 200 m² de área, possuindo um total de 120 m² de área construída.

Dentro deste projeto é feita a proposta de demolição do muro de arrimo atual, que apresenta trincas, inclinações de tombamento consideráveis e elevada umidade na sua parede. A diferença de cota entre o terreno da residência e o terreno de fundo é de 4,10m.

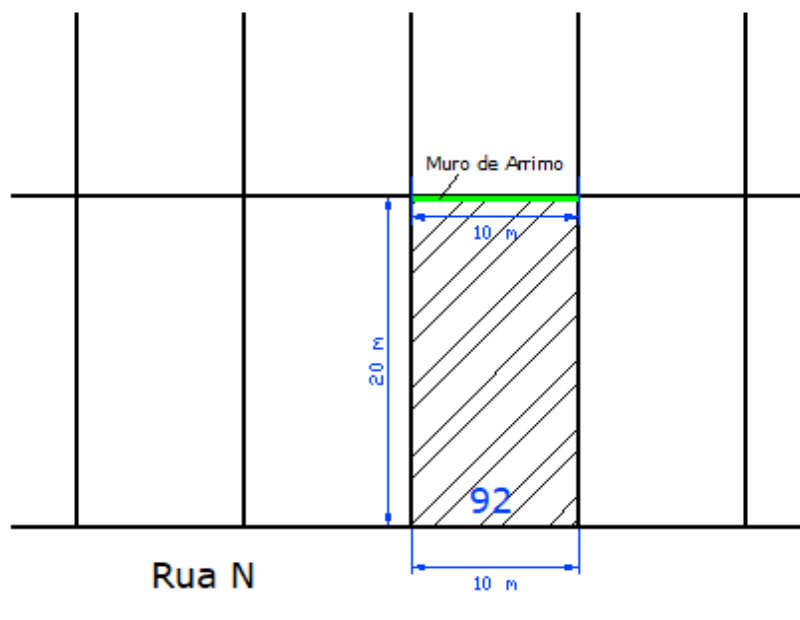
Figura 9 - Diferença de cota entre o terreno do projeto e o que faz divisa de fundo.



Fonte: Elaborada pelo orientador.

O muro se estenderá por toda a divisa de fundo (Figura 10) totalizando uma extensão de 10 m.

Figura 10 – Vista em planta da extensão do muro.



Fonte: Elaborada pelo orientador.

5. Resultados

5.1. Identificação dos Parâmetros do Solo

Para o dimensionamento do muro de contenção, foi necessário determinar algumas informações importantes sobre o solo, como o ângulo de atrito, a coesão, o peso específico e a classificação do solo, valores estes obtidos por ensaios de laboratório realizados por Souza (2020).

Destes ensaios tem-se os seguintes parâmetros médios para o solo de fundação:

- Peso específico do solo: 18 kN/m³

- Ângulo de atrito: 30°

- Coesão: 0 kPa

Para o solo do aterro, uma areia fofa, quando comparados os parâmetros geotécnicos médios obtidos em ensaios de laboratório com os intervalos de valores mostrados na Tabela 1, apresentada por Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), verifica-se a compatibilidade dos mesmos.

Tabela 1 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros.

TIPO DE SOLO	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte areno-argiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio <i>in situ</i>	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	

Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago (2016).

5.1.1. Análise da Estabilidade do Talude

O método utilizado para Analisar a Estabilidade do Talude foi o Método de Culmann.

Das (2014) comenta que embora evidências sugiram que as rupturas de taludes ocorram normalmente em superfícies de ruptura curvas, o Método de Culmann aproxima a superfície potencial de ruptura como um plano. O Fator de Segurança (FS) calculado pela aproximação de Culmann produz resultados razoavelmente bons, apenas para taludes quase verticais. Devido ao talude em estudo estar na vertical, possuindo um ângulo de 90° em relação ao solo, portanto o uso do Método de Culmann para a Análise do Talude se torna viável.

Das (2014) evidencia que a análise de Culmann tem como base a hipótese de que a ruptura do talude ocorre ao longo de um plano, quando a tensão média de cisalhamento que tende a causar o deslizamento é maior que a resistência ao cisalhamento do solo. E que o plano mais crítico é aquele que tem uma relação mínima entre a tensão média de cisalhamento que tende a causar a ruptura e a resistência ao cisalhamento do solo.

Assim, para o talude analisado em questão, foi determinada uma superfície de ruptura como exemplo para verificar estabilidade. Para o exemplo em questão utilizaremos o plano de ruptura com um ângulo de 60 graus em relação ao solo. Para definir a estabilidade do talude utilizaremos a equação do Fator de Segurança (FS).

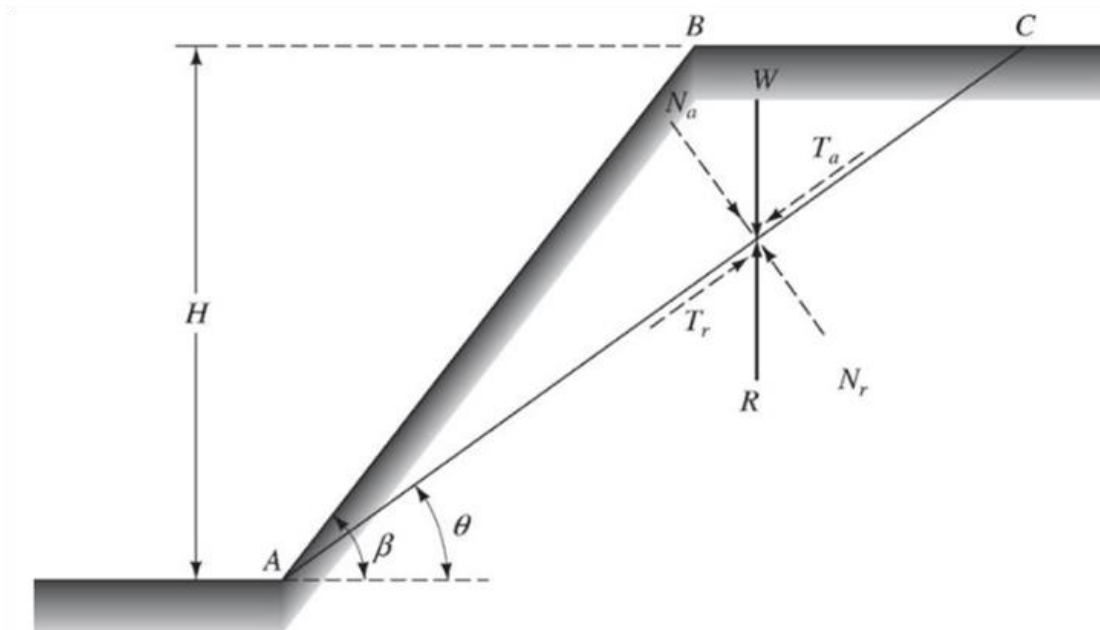
$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_a} \quad 1$$

em que:

τ_r : tensão de cisalhamento média resistente do solo, e

τ_a : tensão de cisalhamento atuante na superfície de ruptura (Figura 11).

Figura 11 – Análise de talude finito – Método de Culmann



Fonte: Das (2014).

Depois de analisar o esquema de decomposição do esquema de forças no talude, foi definido o peso do talude (W) por meio das equações 2 e 3. (CRISPIM, 2011).

$$W = \frac{1}{2}(H)(\overline{BC})(1)(\gamma) \quad 2$$

$$W = \frac{1}{2}H(H \cot \theta - H \cot \beta)\gamma$$

$$W = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \times \sin \theta} \right] \quad 3$$

Assim, para o talude analisado, temos que seu peso é de:

$$W = \frac{1}{2} \times 18 \times 4,10^2 \left[\frac{\sin(90^\circ - 60^\circ)}{\sin 90^\circ \times \sin 60^\circ} \right]$$

$$W = 87,35 \text{ KN/m}$$

Em seguida foram definidas a componente normal (N_a) e a componente tangencial (T_a) para o talude analisado:

$$N_a = W \times \cos \theta \quad 4$$

$$N_a = 87,35 \times \cos 60^\circ$$

$$N_a = 43,68 \text{ KN/m}$$

$$T_a = W \times \sin \theta \quad 5$$

$$T_a = 87,35 \times \sin 60^\circ$$

$$T_a = 75,65 \text{ KN/m}$$

Também é calculada a tensão normal efetiva (σ'), por meio da equação:

$$\sigma' = \frac{N_a}{(AC) \times 1} \quad 6$$

$$\sigma' = \frac{N_a}{\left(\frac{H}{\sin \theta}\right)}$$

$$\sigma' = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta \cos \theta \quad 7$$

Portanto para o talude em questão tem-se que o esforço normal efetivo (σ') é:

$$\sigma' = \frac{1}{2} \times 18 \times 4,10 \times \left[\frac{\sin(90^\circ - 60^\circ)}{\sin 90^\circ \times \sin 60^\circ} \right] \sin 60^\circ \cos 60^\circ$$

$$\sigma' = 9,23$$

A partir dessas análises é calculada a resistência média de cisalhamento desenvolvida ao longo do plano AC (τ_r), pode ser expressa como:

$$\tau_d = c_d' + \sigma' \times \tan \emptyset_d' \quad 8$$

em que:

c' : coesão desenvolvida do solo;

σ' : tensão normal efetiva, e

\emptyset' : ângulo de atrito desenvolvido do solo.

Para o talude analisado temos:

$$\tau_d = c_d' + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta \cos \theta \times \tan \phi_d' \quad 9$$

$$\tau_d = 0 + 9,23 \times \tan 30^\circ$$

$$\tau_d = 5,33$$

Por fim foi definida a Tensão de cisalhamento atuante, por meio da equação 11:

$$\tau_a = \frac{T_a}{AC} \quad 10$$

$$\tau_a = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin^2 \theta \quad 11$$

$$\tau_a = \frac{1}{2} \times \frac{4,10 \times 18 \times [\sin(90^\circ - 60^\circ)] \sin^2 60^\circ}{\sin 90^\circ \times \sin 60^\circ}$$

$$\tau_a = 15,98$$

Por fim é calculado o Fator de Segurança para determinar se o talude se encontra estável. Onde:

$$FS = \frac{\tau_d}{\tau_a} \quad 12$$

$$FS = \frac{5,33}{15,98}$$

$$FS = 0,333$$

Desse modo, considerando pelo Método de Culmann que o Fator de Segurança (FS) maior que 1 representa a estabilidade do talude, o Fator de Segurança (FS) igual a 1 representa a estabilidade limite do talude e o Fator de Segurança (FS) menor que 1 representa a instabilidade do talude, utilizaremos o Fator de Segurança (FS) igual a 1 para determinar a altura crítica do talude.

Portanto, pode-se afirmar que para o talude em questão, na superfície de ruptura analisada não apresenta estabilidade.

O mesmo foi repetido para outras superfícies de ruptura, por meio de planilha digital, com os resultados apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados obtidos pela Análise das superfícies de Ruptura

MÉTODO DE CULMANN - ANÁLISE DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA												
Parâmetros do solo e Geometria						Parâmetros obtidos pelas equações						
ϕ' (°)	c' (kPa)	Θ (°)	H (m)	B (°)	γ (kN/m ³)	W (kN)	N _a (kN)	T _a (kN)	σ' (kN/m ²)	τ_r (kN/m ²)	τ_a (kN/m ²)	FS
30	0	30	4,10	90	18	262,04	226,94	131,02	27,68	15,98	15,98	1,00
30	0	35	4,10	90	18	216,06	176,99	123,93	24,76	14,30	17,34	0,82
30	0	40	4,10	90	18	180,30	138,12	115,89	21,65	12,50	18,17	0,69
30	0	45	4,10	90	18	151,29	106,98	106,98	18,45	10,65	18,45	0,58
30	0	50	4,10	90	18	126,95	81,60	97,25	15,25	8,80	18,17	0,48
30	0	55	4,10	90	18	105,93	60,76	86,78	12,14	7,01	17,34	0,40
30	0	60	4,10	90	18	87,35	43,67	75,65	9,23	5,33	15,98	0,33

Fonte: Tabela elaborada pelo autor

5.1.1.1. Análise da Altura Crítica do Talude

Após a análise das superfícies de ruptura do talude, foi analisada a altura crítica do talude.

Primeiro foi utilizada a equação do Fator de Segurança da coesão:

$$FS_c = \frac{c'}{cd} \quad 13$$

em que:

FS_c : fator de segurança da coesão;

c' : coesão efetiva do solo, e

cd : coesão desenvolvida

Logo, considerando $FS_c = 1$, como estabilidade limite do talude, teremos:

$$1 = \frac{c'}{cd}$$

$$cd = c'$$

Em seguida foi utilizada a equação do Fator de Segurança do ângulo de atrito:

$$FS_{\phi} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi d} \quad 14$$

Em que:

FS_{ϕ} : fator de segurança do ângulo de atrito;

$\tan \phi'$: tangente do ângulo de atrito interno, e

$\tan \phi d$: tangente do ângulo de atrito interno desenvolvido.

Logo, considerando $FS_{\phi} = 1$, como estabilidade limite do talude, teremos:

$$1 = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi d}$$

$$\tan \phi d = \tan \phi'$$

$$\phi d = \phi'$$

A partir das Equações 9 e 11 temos que igualando as duas equações podemos obter a equação que define a altura crítica. Assim, teremos:

$$\frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin^2 \theta = c_d' + \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} \right] \sin \theta \cos \theta \times \tan \phi_d' \quad 15$$

ou

$$c_d = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta) \times (\sin \theta - \cos \theta \times \tan \phi_d')}{\sin \beta} \right] \quad 16$$

Assim segundo Das (2014) a expressão da Equação 16 é obtida para o plano tentativo de ruptura AC, como mostra a figura 12. Para tentar determinar o plano de ruptura crítico, deve-se utilizar o princípio de máximos e mínimos para um valor de ϕ_d' , para encontrar o ângulo θ em que a coesão desenvolvida seria máxima. Assim a primeira derivada de c_d em relação a θ é igualada a zero, ou

$$\frac{\partial c_d'}{\partial \theta} = 0 \quad 17$$

Como γ , H e β são constantes na equação (cd), temos:

$$\frac{\partial [\sin(\beta - \theta) \times (\sin \theta - \cos \theta \times \tan \phi_d')]}{\partial \theta} = 0 \quad 18$$

A solução da equação 17 fornece o valor crítico de θ :

$$\theta_{cr} = \frac{\beta + \phi'_d}{2} \quad 19$$

Assim, substituindo o valor de $\theta = \theta_{cr}$ na equação cd, temos:

$$c'_d = \frac{\gamma H}{4} \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi'_d)}{\sin \beta \times \cos(\phi'_d)} \right] \quad 20$$

Assim chega-se à equação para obter a altura máxima crítica do talude, onde ocorre o equilíbrio crítico, que pode ser obtida substituindo $c'_d = c'$ e $\phi'_d = \phi'$ na equação 20:

$$H_{cr} = \frac{4c'}{\gamma} \times \frac{\sin \beta \times \cos \phi'}{1 - \cos(\beta - \phi')} \quad 21$$

em que:

H_{cr} : altura crítica;

c' : coesão efetiva do solo;

γ : peso específico do solo;

β : ângulo interno do talude, e

ϕ' : ângulo de atrito interno do solo.

Logo, tem-se:

$$H_{cr} = \frac{4 \times 0}{18} \times \frac{\sin 90^\circ \times \cos 30^\circ}{1 - \cos(90^\circ - 30^\circ)}$$

$$H_{cr} = 0 \text{ m}$$

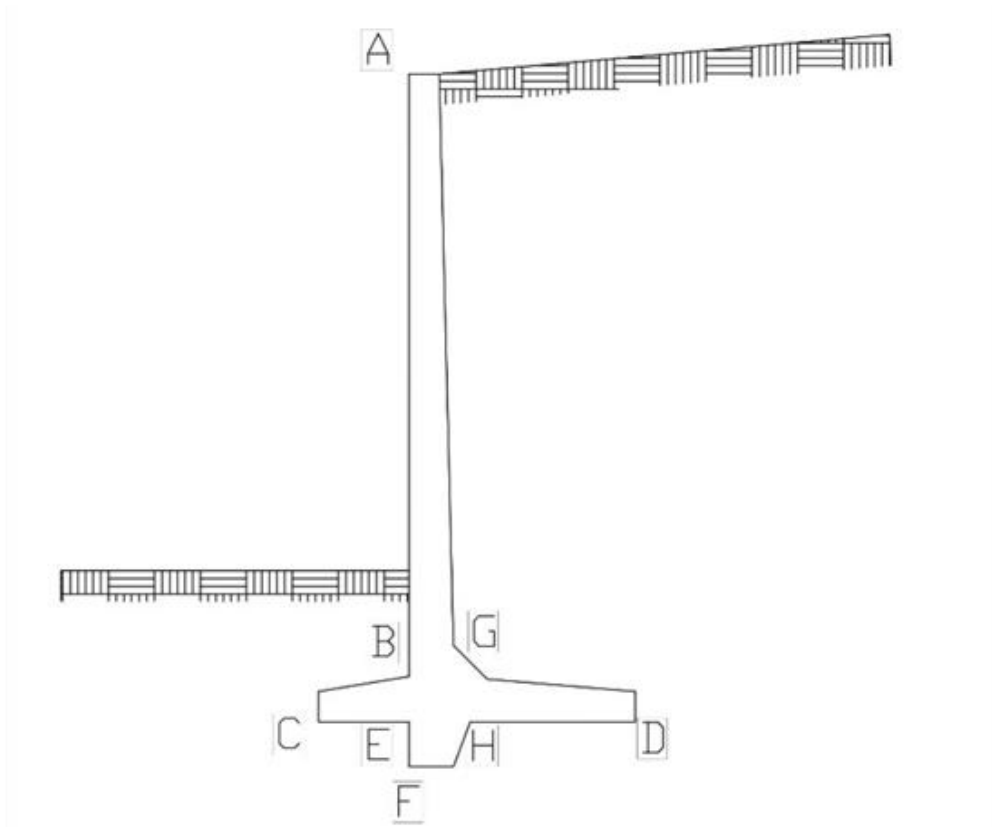
Portanto, devido à coesão do solo ser igual a zero, a altura crítica será igual a 0 metros. Devido ao talude possuir uma altura de 4,10m, pode-se afirmar que pelo método de Culmann o talude possui instabilidade.

5.2. Dimensionamento do Muro de Arrimo

Método proposto por Antonio Moliterno (1994).

Para o talude em questão, foi dimensionado por meio das características do solo e da geometria do talude (Figura 13). O muro de flexão é recomendado para alturas até 4,00 m, devido ao fato de ser economicamente vantajoso, porém não há nada contrário para seu emprego para alturas maiores (MOLITERNO, 1994).

Figura 12 – Esquema do Muro de Arrimo Elástico de concreto armado

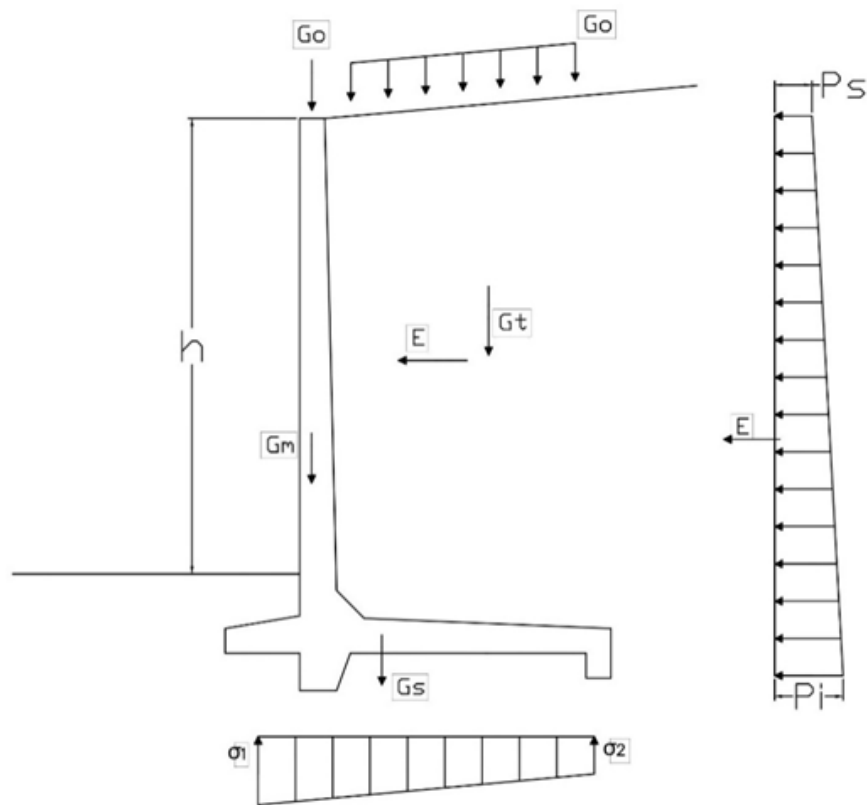


Fonte: Modificado de Moliterno (1994).

Terminologia de acordo com Moliterno:

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

Figura 13 – Esquema das Cargas Solicitantes



Fonte: Modificado de Moliterno (1994).

em que:

G_o : carga concentrada aplicada no topo do muro;

E : empuxo de solo;

G_t : peso da terra sobre o talão;

G_m : peso próprio do muro;

G_s : peso próprio da sapata;

σ_1, σ_2 : reações do solo, e

P_s, P_i : pressões do solo sobre o muro, carga equivalente ao empuxo.

Etapas de Cálculo

Moliterno (1994) determina que o cálculo seja feito para a extensão de 1,00 m de muro. A única dimensão previamente conhecida é a altura h do muro.

Assim as etapas propostas por Moliterno (1994) são:

1. Fixação das dimensões – elaboração do projeto da estrutura;
2. Verificação da estabilidade do conjunto;

3. Cálculo dos esforços internos solicitantes no muro e dimensionamento da estrutura – O muro é calculado como uma laje em balanço, engastada na sapata;
4. Cálculo dos esforços internos solicitantes na sapata e dimensionamento das armaduras.

Dimensionamento do Muro

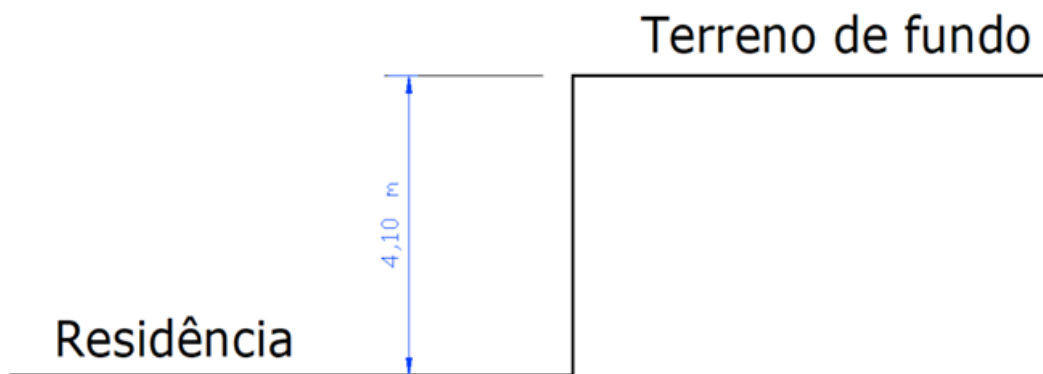
Parâmetros do solo:

- Peso específico do solo: 18 kN/m³
- Ângulo de atrito: 30°
- Coesão: 0 kPa

Geometria do talude

A geometria do talude é mostrada na Figura 15.

Figura 14 – Geometria do Talude



Fonte: Souza (2020).

O dimensionamento do muro foi feito pelo método proposto por Moliterno (1994), e não foram considerados sobrecarga sobre o topo do muro e sobrecarga no terreno de fundo.

5.2.1. Fixação das Dimensões

Cálculo do Coeficiente de Empuxo de terra ativo (K_a), para isso utilizou-se a equação 22:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad 22$$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right)$$

$$Ka = 0,333$$

O Coeficiente de Empuxo de terra passivo (Kp) pode ser calculado da seguinte forma:

$$Kp = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad 23$$

$$Kp = \tan^2\left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}\right)$$

$$Kp = 3$$

Em seguida foi calculada a grandeza do empuxo, por meio da equação 24:

$$Ea = \frac{1}{2}Ka \times \gamma \times (H^2 - h_0^2) \quad 24$$

Devido ao fato de não existir sobrecarga no topo do muro ou no terreno de fundo, pode-se considerar $h_0 = 0$, portanto teremos:

$$Ea = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 18 \times (4,10^2 - 0^2)$$

$$Ea = 50,38 \text{ kN/m}$$

$$Ea = 5,038 \text{ tf/m}$$

A direção de aplicação do Empuxo foi considerada vertical devido ao fato do talude ser vertical.

Em seguida foi calculado o ponto de aplicação do empuxo sobre o muro:

$$y = \frac{h}{3} \times \frac{2h_0 + H}{h_0 + H} \quad 25$$

$$y = \frac{4,10}{3} \times \frac{0 + 4,10}{0 + 4,10}$$

$$y = 1,37 \text{ m}$$

Em seguida foi calculado o momento fletor causado pelo empuxo na base do muro. Pela equação 26, o muro é calculado como uma laje vertical em balanço e engastada na sapata.

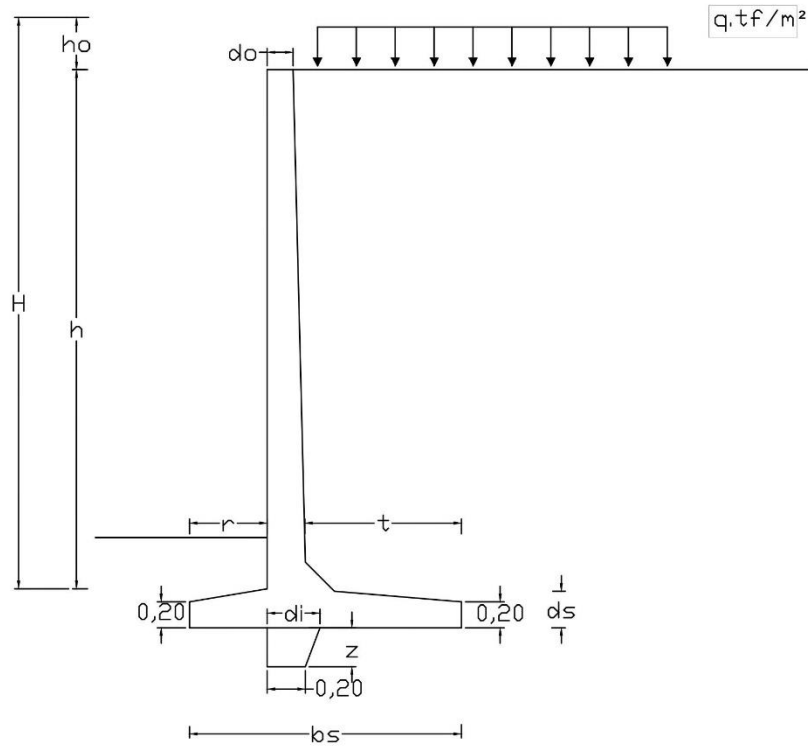
$$M = E \times y \quad 26$$

$$M = 50,38 \times 1,37$$

$$M = 69,02 \text{ kN/m.m}$$

$$M = 6,902 \text{ tf.m/m}$$

Figura 15 – Medidas do muro de contenção



Fonte: Modificado de Moliterno (1994).

A partir desses dados, pode-se fazer o pré-dimensionamento do muro, primeiro foi calculada a base do muro.

$$d = 10 \times \sqrt{M} \quad 27$$

$$d = 10 \times \sqrt{6,902}$$

$$d = 26,27 \text{ cm}$$

Portanto foi adotado $d = 27 \text{ cm}$.

Considerando 3 cm de cobrimento de concreto para a estrutura, teremos:

$$d_i = d + 3,00 \quad 28$$

$$d_i = 27,00 + 3,00$$

$$d_i = 30 \text{ cm}$$

Portanto teremos uma base de 30 cm para o muro de contenção.

Em seguida foi dimensionado o topo do muro, admitindo o diâmetro máximo do agregado graúdo como 25 mm, brita nº2. Para o dimensionamento tem-se a equação 29:

$$d_0 = 4 \times 25 \quad 29$$

$$d_0 = 100 \text{ mm}$$

$$d_0 = 10 \text{ cm}$$

Em seguida foi dimensionada a sapata, começando pela sua largura. Moliterno (1994) afirma que a experiência tem dado valores para a largura da sapata, entre 50% a 60% da altura do muro e para a ponta entre 1/6 a 1/8 da altura do muro, portanto tem-se:

$$b_s = 0,6 \times h \quad 30$$

$$b_s = 0,6 \times 4,10$$

$$b_s = 2,46 \text{ m}$$

Portanto foi adotado $b_s = 2,46 \text{ m}$.

$$r = \frac{1}{6} \times h \quad 31$$

$$r = \frac{1}{6} \times 4,10$$

$$r = 0,68 \text{ m}$$

Portanto foi adotado $r = 0,70 \text{ m}$.

$$t = b_s - (r + d_i) \quad 32$$

$$t = 2,50 - (0,7 + 0,3)$$

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

Moliterno (1994) define que a espessura da sapata pode ser variável, no entanto como condição de engastamento do muro na sapata, é necessário que a espessura da sapata seja maior ou igual à espessura do muro, portanto tem-se:

$$d_s = d_i \quad 33$$

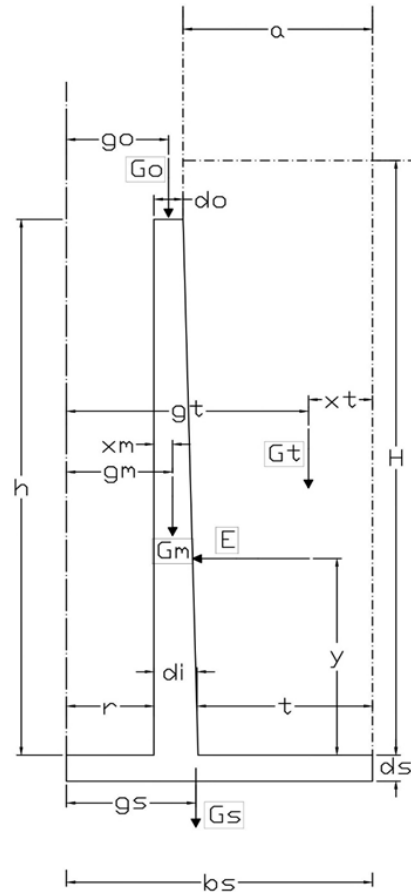
$$d_s = 30 \text{ cm}$$

As espessuras nas extremidades da sapata são adotadas entre 10 a 30 cm, para o projeto em questão foi adotado uma espessura de 20 cm.

5.2.2. Verificação do conjunto

O esquema de atuação de forças sobre o muro é mostrado na Figura 17.

Figura 16 – Esquema de atuação das forças sobre o muro



Fonte: Modificado de Moliterno (1994).

Nessa parte foi verificada a estabilidade do conjunto do projeto, por meio do Método de Moliterno (1994), onde foi desprezadas as inclinações da sapata e a mísula.

Primeiro definiu-se as cargas verticais:

- a) No topo da estrutura não existe sobrecarga, portanto:

$$G_0 = 0 \text{ tf/m}$$

- b) Peso do muro:

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

34

O peso específico do concreto (γ_c) foi considerado como 24 kN/m³.

$$G_m = \frac{1}{2} \times 4,10 \times 2,4 \times (0,10 + 0,30)$$

$$G_m = 1,97 \text{ tf/m}$$

c) Peso da sapata:

$$G_s = d_s \times \gamma_c \times b_s \quad 35$$

$$G_s = 0,3 \times 2,4 \times 2,5$$

$$G_s = 1,8 \text{ tf/m}$$

d) Peso da terra sobre o talão:

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

$$a = (1,5 + 0,3) - 0,1$$

$$a = 1,7 \text{ m}$$

$$G_t = \frac{1}{2} \times h \times \gamma_t \times (t + a) \quad 37$$

$$G_t = \frac{1}{2} \times 4,10 \times 1,8 \times (1,5 + 1,7)$$

$$G_t = 11,81 \text{ tf/m}$$

Em seguida foram calculadas as cargas horizontais:

$$Ea = 5,04 \text{ tf/m}$$

Depois foi definido os momentos atuantes na estrutura.

Primeiro foi calculado os braços das forças atuantes.

a) Muro:

$$x_m = \frac{d_0^2 + d_0 \times d_i + d_i^2}{3(d_0 + d_i)} \quad 38$$

$$x_m = \frac{0,10^2 + 0,10 \times 0,30 + 0,30^2}{3(0,10 + 0,30)}$$

$$x_m = 0,108 \text{ m}$$

$$g_m = r + x_m \quad 39$$

$$g_m = 0,7 + 0,108$$

$$g_m = 0,808 \rightarrow g_m \cong 0,81 \text{ m}$$

b) Sapata:

$$g_s = \frac{b_s}{2} \quad 40$$

$$g_s = \frac{2,5}{2}$$

$$g_s = 1,25 \text{ m}$$

c) Terra sobre o talão da sapata:

$$x_t = \frac{a^2 + a \times t + t^2}{3(a + t)} \quad 41$$

$$x_t = \frac{1,7^2 + 1,7 \times 1,5 + 1,5^2}{3(1,7 + 1,5)}$$

$$x_t = 0,80 \text{ m}$$

$$g_t = b_s - x_t \quad 42$$

$$g_t = 2,5 - 0,8$$

$$g_t = 1,7 \text{ m}$$

d) Empuxo:

$$y' = y + d_s \quad 43$$

$$y' = 1,37 + 0,3$$

$$y' = 1,67 \text{ m}$$

Com os braços dos esforços calculados, foram definidos os momentos atuantes na estrutura.

e) Sobrecarga no topo da estrutura:

$$G_o \times g_o = 0 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

Pois não existe sobrecarga no topo do muro.

f) Peso do muro:

$$G_m \times g_m = 1,97 \times 0,81$$

$$G_m \times g_m = 1,6 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

g) Peso da sapata:

$$G_s \times g_s = 1,8 \times 1,25$$

$$G_s \times g_s = 2,25 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

h) Peso da terra sobre o talão:

$$G_t \times g_t = 11,81 \times 1,7$$

$$G_t \times g_t = 20,08 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

Momentos:

$$M_i = G_o \times g_o + G_m \times g_m + G_s \times g_s + G_t \times g_t \quad 44$$

$$M_i = 0 + 1,6 + 2,25 + 20,08$$

$$M_i = 23,93 \text{ tf.m}$$

$$M_e = E \times y'$$

$$M_e = 5,038 \times 1,67$$

$$M_e = 8,41 \text{ tf.m}$$

$$M = M_i - M_e$$

$$M = 23,93 - 8,41$$

$$M = 15,52 \text{ tf.m}$$

Em seguida foram calculadas as componentes atuantes no muro:

a) Componente normal:

$$N = G_o + G_m + G_s + G_t \quad 45$$

$$N = 0 + 1,97 + 1,8 + 11,81$$

$$N = 15,58 \text{ tf}$$

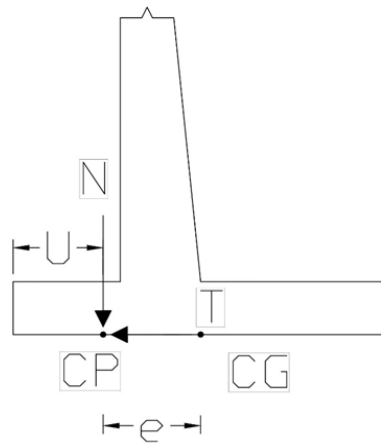
b) Componente tangencial:

$$T = E \quad 46$$

$$T = 5,038 \text{ tf/m}$$

Depois foram determinadas a posição do centro de pressão e a excentricidade, para poder calcular o equilíbrio estático (Figura 18).

Figura 17 – Esquema de atuação do centro de pressão



Fonte: Modificado de Moliterno (1994).

Sendo a posição do centro de pressão definida pela seguinte equação:

$$U = \frac{M}{N} \quad 47$$

$$U = \frac{15,52}{15,58}$$

$$U \cong 1,00$$

E a excentricidade definida pela equação:

$$e = \frac{b_s}{2} - U \quad 48$$

$$e = \frac{2,5}{2} - 1$$

$$e = 0,25 \text{ m}$$

5.2.3. VERIFICAÇÕES

- **Segurança contra o Deslizamento – Método Moliterno (1994)**

Para determinar o equilíbrio estático, primeiro foi verificado o conjunto em relação ao escorregamento, por meio da equação:

$$\varepsilon_1 = \mu \times \frac{N}{T} \quad 49$$

Em que:

μ : coeficiente de atrito do concreto sobre a terra seca e é definido em 0,55.

Assim, temos:

$$\varepsilon_1 = 0,55 \times \frac{15,58}{5,038}$$

$$\varepsilon_1 = 1,7$$

Devido ao fato de o coeficiente de segurança para o escorregamento ser maior que 1,5, portanto o pré-dimensionamento satisfaz a condição e segurança contra o deslizamento e não houve necessidade de dentar a sapata.

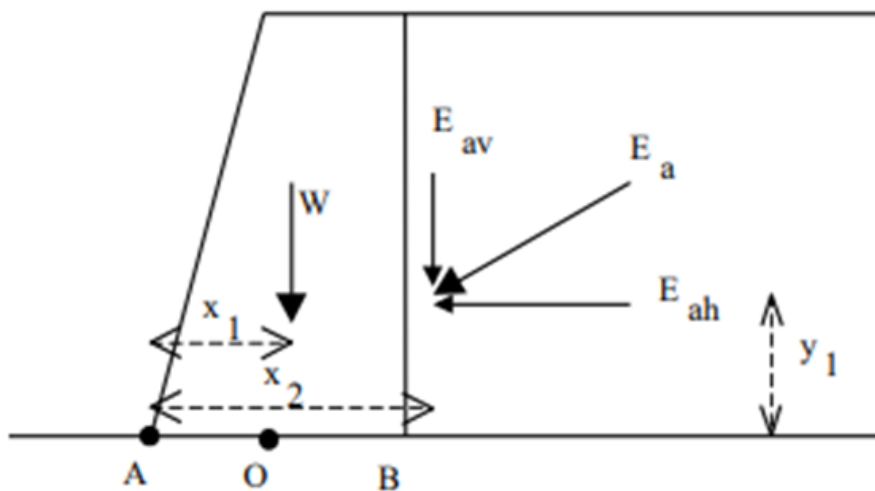
- **Segurança contra o Tombamento**

A verificação de segurança contra o tombamento foi feita seguindo os procedimentos de Gerscovich, Danzinger e Saramago (2016).

Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa, o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante (Figura 19). O momento resistente corresponde ao momento gerado pelo peso do muro e o momento solicitante corresponde ao momento do empuxo total atuante em relação ao ponto externo. (GERSCOVICH, DANZINGER E SARAMAGO, 2016).

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} \geq 1,5 \quad 50$$

Figura 18 – Segurança contra o tombamento.



Fonte: Gerscovich, Danziner e Saramago (2016).

Os momentos resistentes e solicitantes já foram calculados antes no método de Moliterno (1995), portanto aplicando os valores na verificação de Gerscovich, Danziner e Saramago (2016), tem-se:

$$FS_{TOMB} = \frac{M_{RES}}{M_{SOLIC}} \geq 1,5$$

$$FS_{TOMB} = \frac{23,93}{8,41} \geq 1,5$$

$$FS_{TOMB} = 2,79 \geq 1,5$$

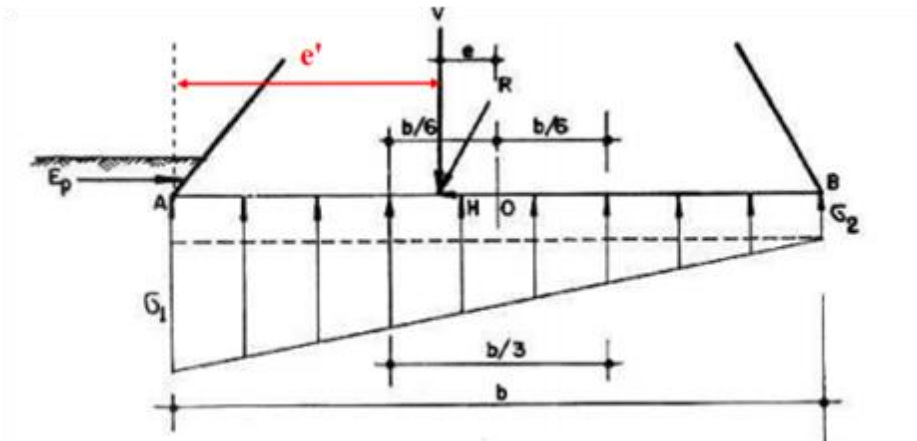
Portanto o conjunto apresenta estabilidade contra o tombamento.

- **Capacidade de Carga da Fundação**

Gerscovich, Danziger e Saramago (2016) definem que a capacidade de carga tem a função de verificar a segurança do solo contra a ruptura e deformações excessivas no terreno em que se encontra a fundação. Sendo assim a análise é feita considerando a distribuição de tensões linear ao longo da base.

Se a resultante das forças atuantes no muro localizar-se no núcleo central da base do muro, o diagrama de pressões no solo será aproximadamente trapezoidal e o terreno estará submetido apenas a tensões de compressão (Figura 20).

Figura 19 – Capacidade de carga da fundação.



Fonte: Gerscovich, Danziger e Saramago (2016).

Sendo assim foi calculada a excentricidade para analisar se as resultantes das forças atuantes no muro localizam-se no núcleo central da base do muro.

$$e' = \frac{\sum M}{\sum F_V} \quad 51$$

$$e' = \frac{15,52}{15,58}$$

$$e' = 0,996 \text{ m}$$

$$e = \left(\frac{b}{2}\right) - e' \quad 51$$

$$e = \left(\frac{2,5}{2}\right) - 0,996$$

$$e = 0,254 \text{ m}$$

Sabendo que $b = 2,5 \text{ m}$ e $\frac{b}{3} = 0,833 \text{ m}$, tem-se que a resultante das forças atuantes no muro se localizam no núcleo central da base do muro.

Também 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, $e \leq \frac{b}{6}$, para evitar pressões de tração na base do muro.

Com $\frac{b}{6} = 0,417$, portanto $e \leq \frac{b}{6}$.

Calculando as equações de equilíbrio, temos:

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow (\sigma_1 + \sigma_2) \times \frac{b}{2} = V \quad 52$$

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow (\sigma_1 - \sigma_2) \times \frac{b}{2} \times \frac{b}{6} = V \times e \quad 53$$

Assim, tem-se:

$$\sigma_1 = \frac{v}{b} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{b}\right) \quad 54$$

$$\sigma_2 = \frac{v}{b} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{b}\right) \quad 55$$

Substituindo:

$$\sigma_1 = \frac{15,58}{2,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,254}{2,5}\right)$$

$$\sigma_1 = 10,03 \text{ tf/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{15,58}{2,5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,254}{2,5}\right)$$

$$\sigma_2 = 2,43 \text{ tf/m}$$

Portanto, $\sigma_{\min} = 2,43 \text{ tf/m} \geq 0$.

Os procedimentos adotados por Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), para evitar a ruptura do solo de fundação do muro, utiliza-se a equação 56:

$$\sigma_{\max} < \frac{q_{\max}}{FS} \approx \frac{q_{\max}}{2,5}$$

56

Sendo q_{\max} a capacidade de suporte calculada pelo método clássico de Terzaghi-Prandtl, considerando o muro como sendo uma sapata, conforme a equação 57:

$$q_{\max} = c' \times N_c + q_s \times N_q + 0,5 \times \gamma_f \times B \times N_\gamma$$

57

em que:

$B' = B - 2e$: largura equivalente da base do muro ($B' = 1,992 \text{ m}$);

c' = coesão do solo de fundação;

γ_f = peso específico do solo de fundação;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga (Tabela 3), e

q_s : sobrecarga efetiva no nível da base da fundação ($q_s = 0$, caso o muro não esteja embutido no solo de fundação).

Tabela 3 – Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975)

ϕ (graus)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31

38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Fonte: Modificado de Gerscovich, Danziger e Saramago (2016).

Assim, substituindo os valores na equação tem-se:

$$q_{\max} = c' \times N_c + q_s \times N_q + 0,5 \times \gamma_f \times B \times N_\gamma$$

$$q_{\max} = 0 \times 30,14 + 15,58 \times 18,40 + 0,5 \times 1,835 \times 1,992 \times 22,40$$

$$q_{\max} = 327,61 \text{ tf}$$

Fazendo a verificação:

$$\sigma_{\max} < \frac{q_{\max}}{FS} \approx \frac{q_{\max}}{2,5}$$

$$10,03 < \frac{327,61}{2,5}$$

$$10,03 < 131,04$$

Portanto o solo do terreno de fundação apresenta segurança contra a ruptura e deformações excessivas.

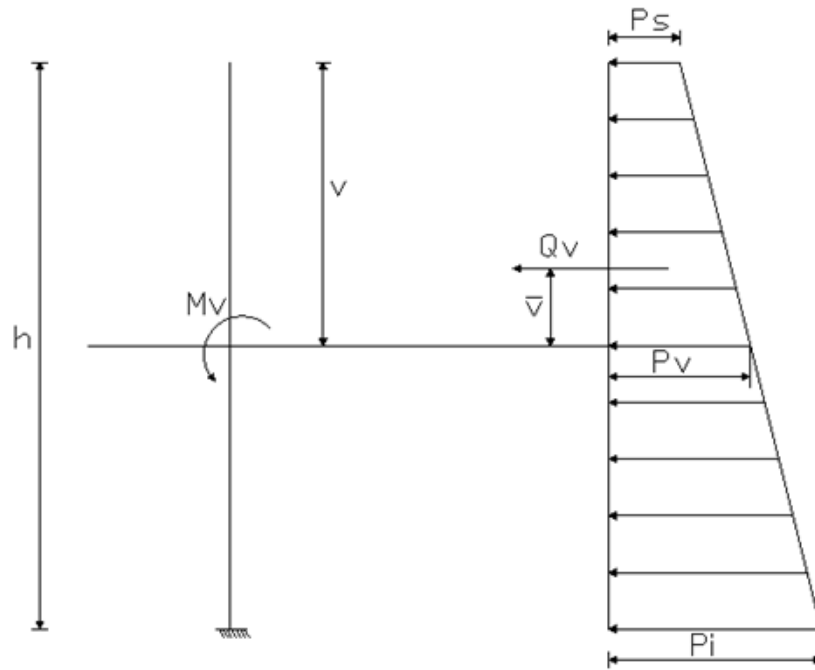
5.2.4. Cálculo dos esforços internos solicitantes e projeto da armação do muro

O cálculo dos esforços internos solicitantes foi feito de acordo com Moliterno (1994).

5.2.4.1. Cálculo dos esforços

Primeiro iremos considerar que o muro se comporta como uma viga em balanço e que seu carregamento é trapezoidal (Figura 20).

Figura 20 – Esforços solicitantes internos no muro



Fonte: Moliterno (1994)

$$P_s = K\gamma_T h_0 \quad 58$$

$$P_i = K\gamma_T H \quad 59$$

Como $h_0 = 0$ pois não existe sobrecarga no topo do muro ou no terreno de fundo, portanto $P_s = 0$.

$$P_i = 0,333 \times 1,8 \times 4,0$$

$$P_i = 2,398 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_v = \frac{v}{2} (P_s + P_v) \quad 60$$

$$M_v = Q_v \bar{v} = \frac{v}{2} (P_s + P_v) \times \bar{v} \quad 61$$

$$\bar{v} = \frac{v}{3} \left(\frac{2P_s + P_v}{P_s + P_v} \right) \quad 62$$

$$M_v = \frac{v^2}{6} (2P_s + P_v) \quad 63$$

Fazendo $p = p_i - p_s$, tem-se:

$$P_v = p_s + \frac{v}{h}p$$

$$P_v = 0 + \frac{2,398}{4}v$$

$$P_v = 0,599v$$

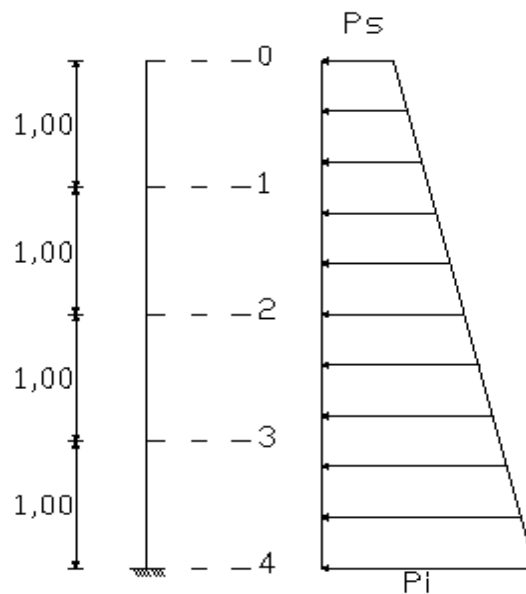
Valores máximos:

$$M_{\max} = Ey = 5,038 \times 1,67 = 8,41 \text{ tf.m/m}$$

$$Q_{\max} = E = 5,038 \text{ tf/m}$$

A Figura 21 apresenta o esquema dos esforços atuantes.

Figura 21 – Esquema dos esforços atuantes



Fonte: Moliterno (1994).

Para facilitar a apresentação dos cálculos para cada seção foi elaborada a Tabela 4.

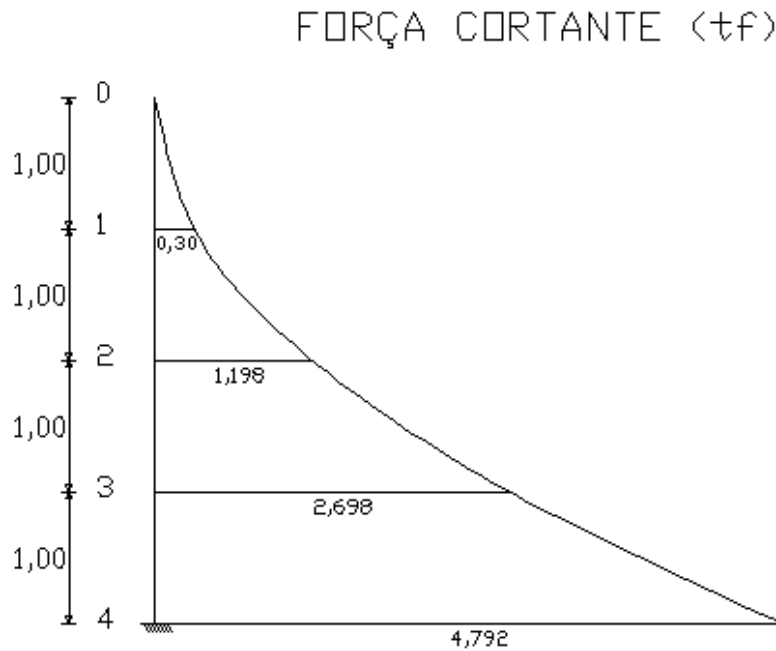
Tabela 4 – Quadro dos esforços

SEÇÃO		CÁLCULOS AUXILIARES						ESFORÇOS	
Nº	v	$\frac{p}{h}v$	pv	v^2	$\frac{v^2}{6}$	$P_s + P_v$	$2P_s + P_v$	F. CORTANTE $Q_v(tf)$	M. FLETOR $M_f(tf.m)$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1,00	0,599	0,599	1,00	0,167	0,599	0,599	0,30	0,1
2	2,00	1,198	1,198	4,00	0,667	1,198	1,198	1,198	0,80
3	3,00	1,797	1,797	9,00	1,50	1,797	1,797	2,695	2,698
4	4,00	2,396	2,396	16,00	2,667	2,396	2,396	4,792	6,389

Fonte: Elaborada pelo próprio autor.

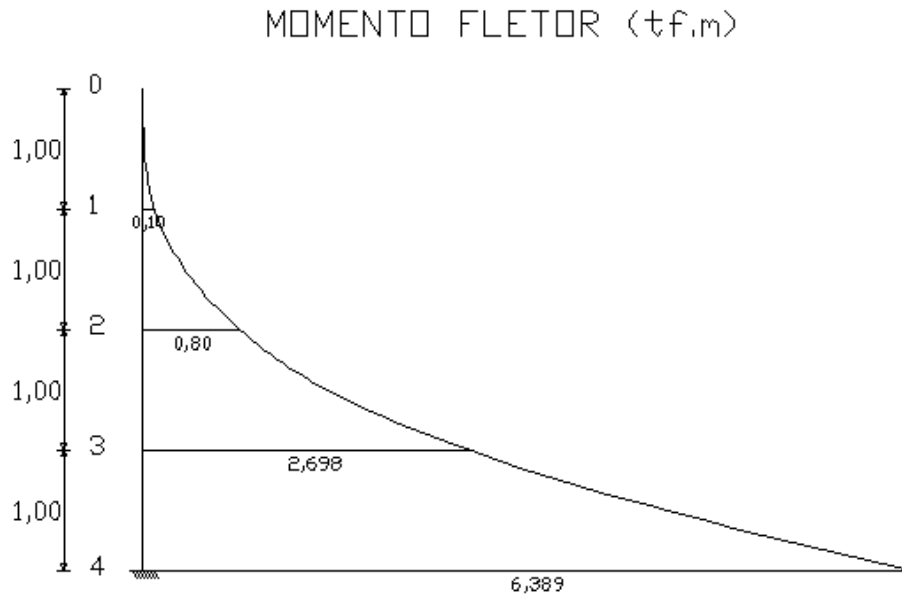
Em seguida foram feitos os diagramas de Força Cortante e Momento Fletor, exibidos abaixo:

Figura 22 – Diagrama de Força Cortante no muro



Fonte: Elaborada pelo próprio autor.

Figura 23- Diagrama de Momento Fletor no muro



Fonte: Elaborada pelo próprio autor.

5.2.4.2. Cálculo da armadura do muro

Em seguida foi feito o cálculo da armadura do muro, seguindo o método proposto por Moliterno (1994). Assim o método utilizado foi o método da flexão normal. Para o projeto do muro foi considerado concreto com Fck de 30 Mpa e aço CA-50.

Primeiro o muro foi dividido em 4 seções de 1m de altura. Para o cálculo da espessura do muro em cada seção foi utilizada a equação 64.

$$\Delta d = \frac{d_i - d_o}{n} \quad 64$$

$$\Delta d = \frac{30 - 10}{4} = 5 \text{ cm}$$

Também tem-se o cálculo do momento utilizado para o cálculo (M_d) que é feito pela equação 65:

$$M_d = M_k \times \gamma_F \quad 65$$

Sendo: γ_F o fator de majoramento, sendo igual a 1,4.

A tabela 5 resume os resultados dos momentos fletores.

Tabela 5 – Momentos fletores nas seções.

Seção	h (cm)	Cortante (tf)	M_k	M_d	M_d (KN.cm)
0	10	0	0	0	0
1	15	0,30	0,1	0,14	137,3
2	20	1,198	0,8	1,12	1098,3
3	25	2,695	2,698	3,777	3704
4	30	6,389	6,389	8,945	8772,1

Fonte: Elaborada pelo autor.

Sendo: h é a espessura do muro.

Em seguida foi calculada a altura útil da seção do muro, por meio da espessura do muro (h), descontando o cobrimento do concreto, a bitola do estribo e metade da bitola adotada inicialmente para a armadura. Para o caso em questão foi adotado um cobrimento de 4 cm, por meio da ABNT 6118, considerando Agressividade Moderada/Forte, um estribo de 5mm e uma armadura de 10 mm. Assim, tem-se:

$$d = h - C - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{armadura}}{2} \quad 66$$

$$d = h - 4,0 - 0,5 - \frac{1,0}{2}$$

A tabela 6 resume os valores da altura útil para cada seção do muro de flexão.

Tabela 6 – Altura útil da seção do muro.

Seção	0	1	2	3	4
d	5	10	15	20	25

Fonte: Elaborada pelo autor.

Em seguida será feito o cálculo da **Linha Neutra**.

Primeiro calculamos o F_{cd} e o F_{yd} :

$$F_{cd} = \frac{30}{\gamma_c \times 10} = \frac{30}{1,4 \times 10}$$

$$F_{cd} = 2,143 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_{yd} = \frac{50}{\gamma_s} = \frac{50}{1,15}$$

$$F_{yd} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

Para iniciarmos o cálculo da linha neutra, partimos da equação 67:

$$R_s - R_c = 0 \quad 67$$

Sendo: R_s a resultante do aço e R_c a resultante do concreto.

$$M_d = R_c \times z \quad 68$$

$$z = d - 0,4 \times x \quad 69$$

Sendo: M_d o momento de cálculo e z o braço de alavanca.

$$R_c = 0,68 \times bw \times x \times f_{cd} \quad 70$$

Moliterno (1994) define que se pode considerar $bw = 1m$, para o cálculo das armaduras do muro de flexão a cada 1m.

Substituindo as equações 69 e 70, na equação 68, tem-se:

$$M_d = 0,68 \times bw \times x \times f_{cd} \times (d - 0,4 \times x) \quad 71$$

$$M_d = 0,68 \times 100 \times x \times 2,143 \times (d - 0,4 \times x)$$

$$M_d = 145,724 \times x \times d - 58,29 \times x^2$$

$$x^2 - 2,5 \times x \times d + \frac{M_d}{58,29} = 0$$

Assim, substituindo os termos para cada seção, temos o valores de "x" apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Valor de x para cada seção.

Seção	0	1	2	3	4
x' (cm)	12	24,92	36,51	48,71	59,48
x'' (cm)	0	0,08	0,493	1,293	2,522
h (cm)	10	15	20	25	30

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os valores utilizados serão os valores de x' , pois os valores obtidos em x' estão fora da altura da seção do muro (h).

Após o cálculo da Linha neutra, definimos o domínio que ocorre em cada seção do muro. Onde o cálculo do domínio ocorre pela seguinte equação:

$$\beta_x = \frac{x}{d}$$

Portanto tem-se os domínios mostrados na tabela 8.

Tabela 8 – Análise do Domínio para cada seção.

Seção	0	1	2	3	4
d (cm)	5	10	15	20	25
x (cm)	0	0,08	0,493	1,293	2,522
β_x	0	0,008	0,0329	0,0647	0,1088

Fonte: Elaborada pelo autor.

Analisando os domínios dos limites, tem-se que no Domínio 2:

$$0 \leq \beta_x \leq 0,259$$

Portanto todas as seções do muro estão no **Domínio 2**, na qual o aço está escoando, portanto:

$$\sigma_s = f_{yd} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

Por fim, partimos para o **Cálculo da armadura principal**.

A área da armadura é calculada pela equação 73:

$$A_s = \frac{R_c}{\sigma_s} \quad 72$$

$$A_s = \frac{0,68 \times bw \times x \times f_{cd}}{43,48} \quad 73$$

Porém também é preciso calcular a área mínima de armadura para cada seção antes de considerar o valor obtido pela equação. A área mínima é calculada por meio da equação 74:

$$A_s \text{ mín} = \rho_{\text{mín}} \times bw \times h$$

74

A armadura principal em cada seção do muro de flexão é mostrada na tabela 9.

Tabela 9 – Armadura calculada para cada seção.

Seção	0	1	2	3	4
A_s (cm ²)	0	0,268	1,652	4,334	8,453
$A_s \text{ mín}$ (cm ²)	1,5	2,25	3,0	3,75	4,5
$A_s \text{ considerado}$ (cm ²)	1,5	2,25	3,0	4,33	8,45

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim foi calculado o espaçamento e as quantidade de barra para cada 1 m de muro, considerando barras de aço com a bitola de 12,5, 10 e 8 mm.

O espaçamento nos fornece a distância mínima que cada barra deve ser colocada para obter a área de armadura necessária naquela seção do muro e o cálculo do espaçamento foi feito pela equação 75:

$$s = \frac{a_s \times 100}{A_s \text{ consid}} \quad 75$$

Em que:

a_s : área de 1 barra de aço da bitola considerada.

A tabela 10 apresenta o espaçamento das barras para cada seção do muro de flexão.

Tabela 10 – Espaçamento das barras para cada seção.

Barra (mm)	Seção	0	1	2	3	4
8,0	Espaçamento (cm)	33,33	22,22	16,67	11,54	5,92
10	Espaçamento (cm)	52,33	34,88	26,17	18,11	9,29
12,5	Espaçamento (cm)	81,33	54,22	40,67	28,15	14,43

Fonte: Elaborada pelo autor.

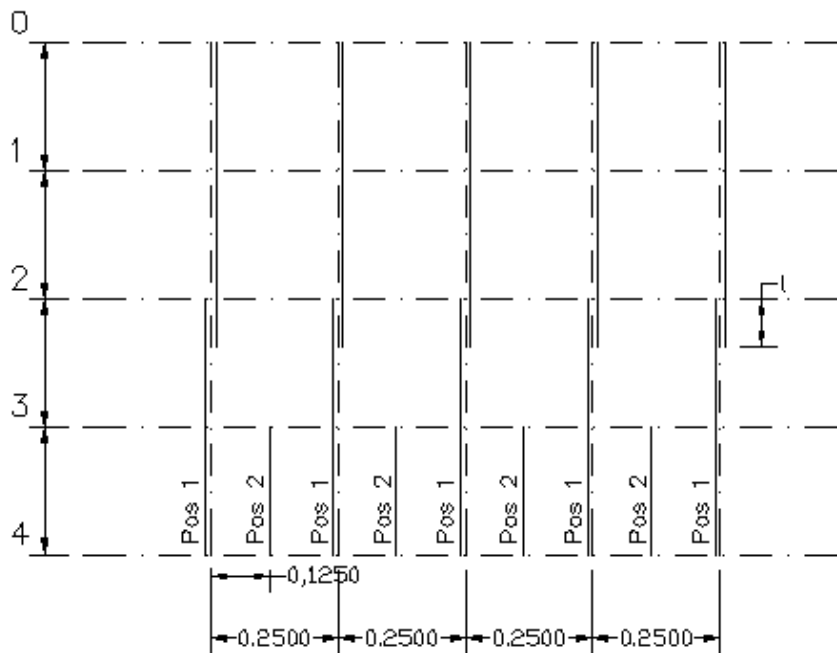
Desse modo para cada seção foi selecionado uma bitola de armadura, junto com seu espaçamento e quantidade de barras, conforme mostra a tabela 11.

Tabela 11 – Quantidade de barras e área de armadura efetiva para cada seção.

Seção	Ø (mm)	Espaçamento (cm)	Número de barras	$A_{s, \text{efetivo}} \text{ (cm}^2\text{)}$
0	10	25	4	3,14
1	10	25	4	3,14
2	10	25	4	3,14
3	12,5	25	4	4,88
4	12,5	12,5	8	9,76

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 24 – Posição das armadura em elevação.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Em seguida com o valor da armadura efetiva pode-se calcular os momentos resistentes de cada seção a fim de comparação com os momentos atuantes. Foram utilizadas as equações 76 e 77:

$$M_{d, \text{resist}} = A_s \times z \times f_{yd} \quad 76$$

$$s = \frac{a_s \times 100}{A_{s \text{ consid}}} \quad 77$$

A tabela 12 apresenta os momentos resistentes em cada seção do muro de flexão.

Tabela 12 – Momentos resistentes para cada seção.

Seção	$A_{s, \text{ efetivo}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$z \text{ (cm)}$	$M_{d, \text{ resist}} \text{ (KN/cm}^2\text{)}$
0	3,14	5	682,64
1	3,14	9,97	1361,18
2	3,14	14,8	2020,6
3	4,88	19,48	4133,31
4	9,76	23,99	10180,51

Fonte: Elaborada pelo autor.

Devido ao fato de os Momentos Resistentes em todas as seções são maiores que seus respectivos Momentos Atuantes, pode-se confirmar o dimensionamento das armaduras do muro.

Em seguida foi calculada a **armadura de pele** por meio da equação 78.

$$A_{s,l} = \frac{0,1}{100} \times bw \times h \quad 78$$

$$A_{s,l} = \frac{0,1}{100} \times 100 \times h$$

$$A_{s,l} = 0,1 \times h$$

Para o cálculo da armadura de pele foi adotada uma armadura com bitola de 8 mm, definindo-se uma armadura de pele para cada seção do muro de flexão (tabela 13).

Tabela 13 – Armadura de pele para cada seção.

Seção	0	1	2	3	4
$A_{s,l} \text{ (cm}^2\text{)}$	1	1,5	2	2,5	3,0
Número de barras	2	3	4	5	6

Fonte: Elaborada pelo autor.

Lembrando que o número de barras calculado é para cada face da seção do muro.

Em seguida foi feita a verificação da armadura de cisalhamento, utilizando os métodos de Marchetti (2008).

Como já temos o VS_d , precisamos calcular o VR_d para cada seção do muro. O VR_d é calculado pela equação 79:

$$VR_d = (\tau rd \times K \times (1,2 + 40 \times \rho_1)) \times bw \times d \quad 79$$

Sendo: τrd , é calculado pela equação 80:

$$\tau r d = 0,25 \times f_{ctd} \quad 80$$

Para calcular o f_{ctd} utilizou-se a equação 81:

$$f_{ctd} = 0,15 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad 81$$

$$f_{ctd} = 1448,2 \text{ Kpa}$$

Assim:

$$\tau r d = 0,25 \times 1448,2$$

$$\tau r d = 362 \text{ Kpa}$$

K é calculado por meio da equação 82:

$$K = 1,6 - d \quad 82$$

Com d em metros. Onde $K > 1$ para verificar.

E ρ_1 é calculado pela equação 83:

$$\rho_1 = \frac{AS_{ef}}{bw \times d} \quad 83$$

Em seguida substituíram-se os valores obtidos na equação de VR_d e obtiveram-se os valores de ρ_1 . Para facilitar a análise foi montada uma tabela com os valores de VR_d e VS_d para cada seção (tabela 14). Para a seção 0 não foi calculado, pois a mesma não está submetida a esforços de força cortante, portanto não necessita armadura contra cisalhamento.

Tabela 14 – Cálculo da Força Cortante Resistente.

Seção	K	ρ_1	$VR_d(KN/m)$	$VS_d(KN/m)$
1	1,5	0,00314	71,98	2,94
2	1,45	0,00209	101,06	11,75
3	1,4	0,00244	131,52	26,42
4	1,35	0,0039	165,67	62,66

Fonte: Elaborada pelo autor.

Devido ao fator de $VR_d > VS_d$, em todas as seções, portanto não será preciso armar o muro contra força cortante.

Por fim se fez o cálculo de armadura suplementar de acordo com Moliterno (1994), que comenta ser esta armadura teoricamente desnecessária em questões de resistência, porém pode amenizar os efeitos da diferença de temperatura entre as faces interna e externa do muro e da retração do concreto, ela é colocada no lado externo do muro (face fora do talude).

Para seu cálculo adotamos uma malha simétrica variando de 0,1% a 0,3% da seção transversal colocada ao longo da altura, nos dois sentidos.

$$A'_s = 0,001 \times \frac{(d_o + d_i)}{2} \times h$$

$$A'_s = 0,001 \times \frac{(10 + 30)}{2} \times 400$$

$$A'_s = 8 \text{ cm}^2$$

Assim, foram adotadas barras com \emptyset de 6,3 mm a cada 25 cm, resultando em uma área de armadura $A'_s = 7,75 \text{ cm}^2$.

5.2.4.3. Cálculo dos Detalhes

Primeiro foi calculado o comprimento mínimo de ancoragem por aderência das barras tracionadas.

Primeiro calculamos o comprimento de ancoragem retilínea, onde foi dispensado o uso de ganchos.

Inicialmente temos a equação do comprimento de ancoragem retilínea.

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bc}} \times \frac{AS_{calc}}{AS_{ef}} \quad 84$$

Onde τ_{bc} é a Tensão de aderência aço x concreto e é calculado pela seguinte fórmula:

$$\tau_{bc} = 0,9 \times \sqrt[3]{f_{cd}^2} \quad 85$$

$$\tau_{bc} = 0,9 \times \sqrt[3]{218,5^2}$$

$$\tau_{bc} = 32,65 \text{ kgf/cm}^2$$

Considerando o aço localizado em zona de má aderência devido a posição de ancoragem do aço estar em uma área de tração do concreto, tem-se que:

$$\tau_{bc} = \frac{32,65}{1,5}$$

$$\tau_{bc} = 21,77 \text{ kgf/cm}^2$$

Assim para facilitar o cálculo do l_b para cada seção, foi montada a tabela 15.

Tabela 15 – Cálculo do comprimento de ancoragem.

Seção	ϕ (cm)	AS_{calc} (cm ²)	AS_{ef} (cm ²)	l_b (cm)
0	1	1,5	3,14	23,85
1	1	2,25	3,14	35,78
2	1	3,00	3,14	47,7
3	1,25	4,33	4,88	55,38
4	1,25	8,45	9,76	54,04

Fonte: Elaborada pelo autor.

Considerando que as barras não serão dobradas, devemos aumentar os comprimentos das barras de aço em 10ϕ .

Assim, determina-se a tabela 16.

Tabela 16 – Comprimentos de ancoragem para barras dobradas.

Seção	0	1	2	3	4
l_b (cm)	35	50	60	70	70

Fonte: Elaborada pelo autor.

Em seguida calculou-se as emendas por traspasse.

Tem-se que:

$$l_{ot} = \alpha_{ot} \times l_{b,nec} \geq l_{ot,min} \quad 86$$

$$l_{ot,min} \begin{cases} 0,3 \times \alpha_{ot} \times l_b \\ 15 \times \phi \\ 20cm \end{cases}$$

Para encontrar o valor de α_{ot} , partiu-se da quantidade de emendas existentes em cada seção, seguindo a tabela da NBR 6118.

Assim, tem-se a tabela 17:

Tabela 17 – Comprimentos de ancoragem para barras dobradas.

Seção	Emenda	α_{ot}	$l_{b,nec}$	l_b (Caso 1)	l_b (Caso 2)	l_b (Caso 3)	l_{ot}
0	0%	0	23,85	-	-	-	-
1	100%	2	35,78	21,47	15	20	71,56
2	100%	2	59,63	35,78	15	20	95,4
3	100%	2	55,38	33,23	18,75	20	110,76
4	40%	1,8	54,04	32,42	18,75	20	108,08

Fonte: Elaborada pelo autor.

Portanto o comprimento de emenda por traspasse considerado é apresentado na tabela 18:

Tabela 18 – Comprimentos de ancoragem para barras dobradas.

Seção	0	1	2	3	4
l_{ot}	-	75	120	115	110

Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim finalizou-se os cálculos de armadura para o muro.

5.3. Projeto de Armação da Sapata

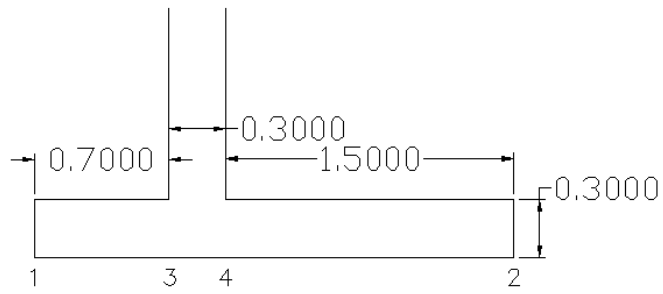
A sapata é o elemento de transmissão das cargas que atuam sobre o muro ao terreno de fundação. Ela deverá resistir à reação do mesmo, descontando-se as cargas verticais em sentido contrário (Moliterno, 1994).

Segundo Moliterno (1994) para calcular a armadura da sapata aplicou-se a solução prática (Mattheib, 2010), que consiste na soma gráfica dos diagramas de carregamento.

5.3.1. Cálculo dos Esforços na Sapata

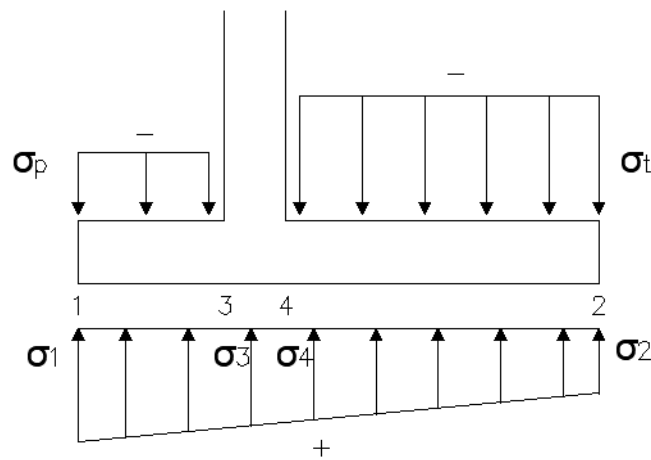
O cálculo dos esforços da sapata foi feito seguindo os passos propostos no livro de Moliterno (1994). Para simplificar o cálculo dos esforços, admitimos a espessura da sapata constante.

Figura 25 - Dimensões da sapata



Fonte: Elaborada pelo próprio autor.

Figura 26 – Esquema da reação do solo na sapata e da carga na sapata



Fonte: Elaborada pelo próprio autor.

Primeiro calculou-se a reação do solo na sapata (+).

$$\sigma_1 = 10,03 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2,43 \text{ tf/m}^2$$

Os valores de σ_1 e σ_2 foram tirados do cálculo de capacidade de carga da fundação.

$$\sigma_3 = 2,43 + 7,6 \times \frac{1,8}{2,50}$$

$$\sigma_3 = 7,9 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_4 = 2,43 + 7,6 \times \frac{1,5}{2,50}$$

$$\sigma_4 = 6,99 \text{ tf/m}^2$$

Em seguida foram calculadas as cargas verticais (-).

Considerando $d_s = 30 \text{ cm}$ e $\gamma_c = 2,4 \text{ tf/m}^2$, tem-se:

Na ponta: Trecho 1 – 3

$$\sigma_p = d_s \times \gamma_c \quad 87$$

$$\sigma_p = 0,3 \times 2,4$$

$$\sigma_p = 0,72 \text{ tf/m}^2$$

No talão: Trecho 2-4

$$\sigma_t = d_s \times \gamma_c + H \times d_t \quad 88$$

$$\sigma_t = 0,3 \times 2,4 + 4,1 \times 1,8$$

$$\sigma_t = 8,1 \text{ tf/m}^2$$

Com isso calculou-se a carga na sapata.

Na ponta:

$$\sigma_I = \sigma_1 - \sigma_p \quad 89$$

$$\sigma_I = 10,03 - 0,72$$

$$\sigma_I = 9,31 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{III} = \sigma_3 - \sigma_p \quad 90$$

$$\sigma_{III} = 7,9 - 0,72$$

$$\sigma_{III} = 7,18 \text{ tf/m}^2$$

No talão:

$$\sigma_{IV} = \sigma_4 - \sigma_t \quad 91$$

$$\sigma_{IV} = 6,99 - 8,1$$

$$\sigma_{IV} = -1,11 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{II} = \sigma_2 - \sigma_t \quad 92$$

$$\sigma_{II} = 2,43 - 8,1$$

$$\sigma_{II} = -5,67 \text{ tf/m}^2$$

A partir desses cálculos foi elaborado o diagrama de esforços na sapata e em seguida foram definidos seus esforços solicitantes.

a) Força cortante máxima

Na Ponta

$$Q_p = (\sigma_I + \sigma_{III}) \times \frac{r}{2} \quad 93$$

$$Q_p = (9,31 + 7,11) \times \frac{0,7}{2}$$

$$Q_p = 5,77 \text{ tf/m}$$

No Talão

$$Q_t = (\sigma_{II} + \sigma_{IV}) \times \frac{t}{2} \quad 94$$

$$Q_t = (-1,11 + (-5,67)) \times \frac{1,5}{2}$$

$$Q_t = -5,09 \text{ tf/m}$$

b) Momento Fletor máximo

Primeiro calculou-se os braços de alavanca.

Na Ponta

$$z_p = \frac{r}{3} \times \frac{2 \times \sigma_I + \sigma_{III}}{\sigma_I + \sigma_{III}} \quad 95$$

$$z_p = \frac{0,7}{3} \times \frac{2 \times 9,31 + 7,18}{9,31 + 7,18}$$

$$z_p = 0,365 \text{ m}$$

No Talão

$$z_t = \frac{t}{3} \times \frac{2 \times \sigma_{II} + \sigma_{IV}}{\sigma_{II} + \sigma_{IV}} \quad 96$$

$$z_t = \frac{1,5}{3} \times \frac{2 \times 5,67 + 1,11}{5,67 + 1,11}$$

$$z_t = 0,918 \text{ m}$$

Desse modo calculou-se o valor dos momentos:

Na Ponta

$$M_p = Q_p \times z_p \quad 97$$

$$M_p = 5,77 \times 0,365$$

$$M_p = 2,11 \text{ tf.m}$$

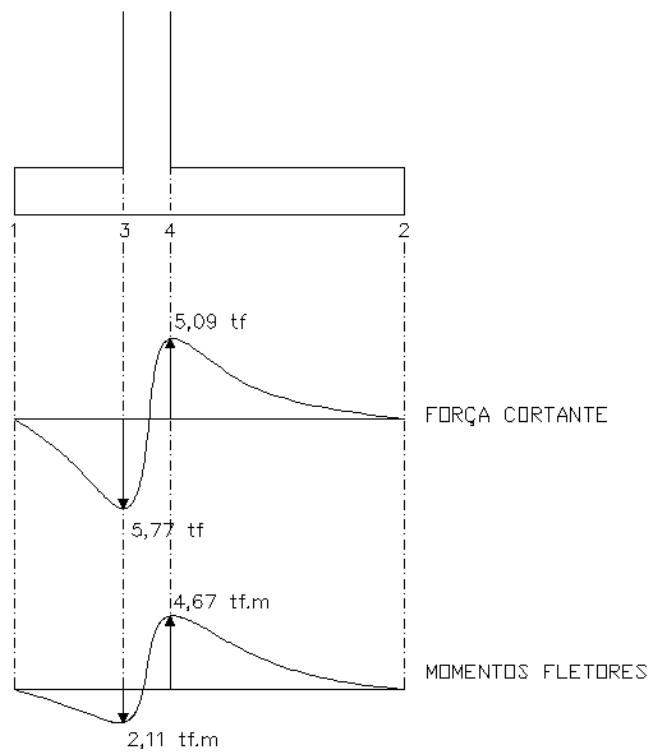
No Talão

$$M_t = Q_t \times z_t \quad 98$$

$$M_t = -5,09 \times 0,918$$

$$M_t = -4,67 \text{ tf.m}$$

Figura 27 – Diagramas de Força Cortante e Momentos Fletores da Sapata



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Sabendo o valor dos esforços solicitantes, em seguida foi feito o cálculo das armaduras para a ponta e para o talão.

Para o cálculo das armaduras foi utilizado o Método da Flexão Normal.

Sabendo que:

$$M_d = M \times \gamma_f$$

Na Ponta

$$M_d = 2,11 \times 1,4$$

$$M_d = 2,954 \text{ tf.m}$$

$$M_d = 2896,88 \text{ KN.cm}$$

No Talão

$$M_d = M \times \gamma_f$$

$$M_d = 4,67 \times 1,4$$

$$M_d = 6,538 \text{ tf.m}$$

$$M_d = 6411,59 \text{ KN.cm}$$

Para iniciarmos o cálculo da linha neutra, tem-se a equação 67 que já foi apresentada no cálculo da armadura do muro.

$$R_s - R_c = 0 \quad 67$$

Sendo: R_s a resultante do aço e R_c a resultante do concreto.

$$M_d = R_c \times z \quad 68$$

$$z = d - 0,4 \times x$$

Sendo: M_d o momento de cálculo, z o braço de alavanca, a base é $b_w = 100 \text{ cm}$, $d = 25 \text{ cm}$ e $h = 30 \text{ cm}$.

$$R_c = 0,68 \times bw \times x \times f_{cd} \quad 70$$

Assim, tem-se:

Na Ponta

$$M_d = 0,68 \times bw \times x \times f_{cd} \times (d - 0,4 \times x)$$

$$2896,88 = 0,68 \times 100 \times x \times 2,143 \times (25 - 0,4 \times x)$$

$$x^2 - 62,5 \times x + 49,70 = 0$$

$$x' = 61,11 \text{ cm}$$

$$x'' = 0,8 \text{ cm}$$

Como $x' > d$, portanto x' está fora da seção e será descartado.

Em seguida foi analisado o domínio em que se encontra a seção.

$$\beta_x = \frac{x}{d}$$

$$\beta_x = \frac{0,8}{25} = 0,032$$

Como:

$$0 \leq \beta_x \leq 0,259$$

Tem-se que a seção na ponta está no **Domínio 2**, onde o aço está escoando, portanto:

$$\sigma_s = f_{yd} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

No Talão

$$M_d = 0,68 \times bw \times x \times f_{cd} \times (d - 0,4 \times x)$$

$$6411,59 = 0,68 \times 100 \times x \times 2,143 \times (25 - 0,4 \times x)$$

$$x^2 - 62,5 \times x + 109,99 = 0$$

$$x' = 60,19 \text{ cm}$$

$$x'' = 1,81 \text{ cm}$$

Como $x' > d$, portanto x' está fora da seção e será descartado.

Em seguida foi analisado o domínio que se encontra a seção.

$$\beta_x = \frac{x}{d}$$

$$\beta_x = \frac{1,81}{25} = 0,0724$$

Como:

$$0 \leq \beta_x \leq 0,259$$

Tem-se que a seção no talão está no **Domínio 2**, onde o aço está escoando, portanto:

$$\sigma_s = f_{yd} = 43,48 \text{ KN/cm}^2$$

Por fim, realizou-se o **Cálculo da armadura principal**.

A área da armadura é calculada pela equação 73:

$$A_s = \frac{R_c}{\sigma_s} \quad 72$$

$$A_s = \frac{0,68 \times bw \times x \times f_{cd}}{43,48} \quad 73$$

Na Ponta

$$A_s = \frac{0,68 \times 100 \times 0,8 \times 2,143}{43,48} = 2,68 \text{ cm}^2$$

No Talão

$$A_s = \frac{0,68 \times 100 \times 1,81 \times 2,143}{43,48} = 6,07 \text{ cm}^2$$

Porém também é preciso calcular a área mínima de armadura para cada seção antes de considerar o valor obtido pela equação. A área mínima é calculada por meio da equação 74:

$$A_{s \text{ mín}} = \rho_{\text{mín}} \times bw \times h \quad 74$$

Com $\rho_{\min} = 0,15\%$.

Na Ponta

$$A_{s \min} = \frac{0,15}{100} \times 100 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Portanto a área de armadura considerada é 4,5 cm².

No Talão

$$A_{s \min} = \frac{0,15}{100} \times 100 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Portanto a área de armadura considerada é 6,07 cm².

Em seguida calculou-se o espaçamento e a quantidade de barras na seção, por meio da equação 75.

$$s = \frac{a_s \times 100}{A_{s \text{ considerado}}} \quad 75$$

Na Ponta

Foi utilizado barra de 12,5 mm.

$$s = \frac{1,25 \times 100}{4,5} = 27,77$$

Portanto vão ser utilizados 4 barras ϕ 12,5mm a cada 25cm.

$$A_{s \text{ efet}} = 5,00 \text{ cm}^2$$

No Talão

Foi utilizado barra de 12,5 mm.

$$s = \frac{1,25 \times 100}{6,07} = 20,59$$

Portanto vão ser utilizados 5 barras ϕ 12,5mm a cada 20cm.

$$A_{s\text{ efet}} = 6,25 \text{ cm}^2$$

Com o valor da armadura efetiva pode-se calcular o momento resistente, a partir da equação 76.

$$M_{d, \text{ resist}} = A_s \times z \times f_{yd} \quad 76$$

Na Ponta

$$z = d - 0,4 \times x$$
$$z = 25 - 0,4 \times 0,8 = 24,68 \text{ cm}$$

$$M_{d, \text{ resist}} = 5 \times 24,68 \times 43,48 = 5365,43 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Como $M_{d, \text{ resist}} > M_d$, portanto a seção apresenta resistência contra o momento fletor.

No Talão

$$z = d - 0,4 \times x$$
$$z = 25 - 0,4 \times 1,81 = 24,28 \text{ cm}$$

$$M_{d, \text{ resist}} = 6,25 \times 24,28 \times 43,48 = 6598,09 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Como $M_{d, \text{ resist}} > M_d$, portanto a seção apresenta resistência contra o momento fletor.

Na etapa seguinte foi calculado a armadura de pele, por meio da equação 78.

Na Ponta

$$A_{s,l} = \frac{0,1}{100} \times bw \times h \quad 78$$

$$A_{s,l} = \frac{0,1}{100} \times 100 \times 30 = 3cm^2$$

Portanto vão ser utilizados 6 barras ϕ 8mm a cada 16,67cm.

No Talão

$$A_{s,l} = \frac{0,1}{100} \times bw \times h$$

$$A_{s,l} = \frac{0,1}{100} \times 100 \times 30 = 3cm^2$$

Portanto vão ser utilizados 6 barras ϕ 8mm a cada 16,67cm.

Por último foi realizada a verificação da armadura de cisalhamento, por meio da equação 79.

Na Ponta

$$VR_d = (\tau rd \times K \times (1,2 + 40 \times \rho_1)) \times bw \times d \quad 79$$

Sendo: $\tau rd = 362 Kpa$

K é calculado por meio da equação 82:

$$K = 1,6 - d \quad 82$$

$$K = 1,6 - 0,25 = 1,35$$

Com d em metros. Sendo $K > 1$ para verificar.

E ρ_1 é calculado pela equação 83:

$$\rho_1 = \frac{AS_{ef}}{bw \times d} \quad 83$$

$$\rho_1 = \frac{5}{100 \times 25} = 0,002$$

Assim pode-se calcular VR_d , por meio da equação 79.

$$VR_d = (362 \times 1,35 \times (1,2 + 40 \times 0,002)) \times 1 \times 0,25$$

$$VR_d = 156,38 \text{ KN/m}$$

$$VS_d = 56,58 \text{ KN/m}$$

Como $VR_d > VS_d$, portanto não há necessidade de armar a seção contra cisalhamento.

No Talão

$$VR_d = (\tau r d \times K \times (1,2 + 40 \times \rho_1)) \times bw \times d \quad 79$$

Sendo: $\tau r d = 362 \text{ Kpa}$

K é calculado por meio da equação 82:

$$K = 1,6 - d \quad 82$$

$$K = 1,6 - 0,25 = 1,35$$

Com d em metros. Sendo $K > 1$ para verificar.

E ρ_1 é calculado pela equação 83:

$$\rho_1 = \frac{AS_{ef}}{bw \times d} \quad 83$$

$$\rho_1 = \frac{6,25}{100 \times 25} = 0,0025$$

Assim pode-se calcular VR_d , por meio da equação 79.

$$VR_d = (362 \times 1,35 \times (1,2 + 40 \times 0,0025)) \times 1 \times 0,25$$

$$VR_d = 158,83 \text{ KN/m}$$

$$VS_d = 49,92 \text{ KN/m}$$

Como $VR_d > VS_d$, portanto não há necessidade de armar a seção contra cisalhamento.

Depois de finalizado o cálculo das armaduras, calculou-se os detalhes.

Na Ponta

Cálculo da armadura de distribuição, por meio da equação 99.

$$\frac{1}{5} \times A_s = \frac{1}{5} \times 5 = 1 \text{ cm}^2 \quad 99$$

Portanto a armadura de distribuição pra ponto será 2 barras ϕ 8mm a cada 50cm.

Comprimento de ancoragem, calculado pela equação 84.

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bc}} \times \frac{A_{s \text{ calc}}}{A_{s \text{ efetivo}}} \quad 84$$
$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{43,48}{21,77} \times \frac{4,5}{5}$$
$$l_b = 0,5617m$$

Portanto o comprimento de ancoragem considerado é de 60cm.

O dobramento das barras foi calculado conforme ganchos.

Para calcular os trechos curvos (s) utilizamos as seguintes equações 100 e 101:

$$d = 8 \times \phi \quad 100$$

$$d = 8 \times \phi = 8 \times 1,25 = 10cm$$

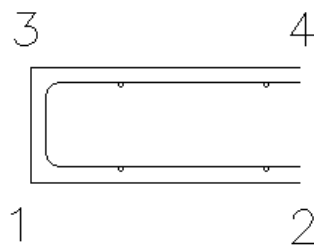
$$s = \frac{\pi \times d}{4} \quad 101$$

$$s = \frac{\pi \times d}{4} = \frac{\pi \times 10}{4}$$

$$s = 7,85cm$$

Portanto o comprimento para os trechos curvos adota é de 8cm.

Figura 28 – Detalhe da armadura na ponta



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Assim tem-se o comprimento total da barra:

$$\text{Trecho 1-2: } 250 - 4 - 4 - 5 = 237\text{cm}$$

$$\text{Trecho 2-3: } 30 - 4 - 4 - 5 - 5 = 12\text{cm}$$

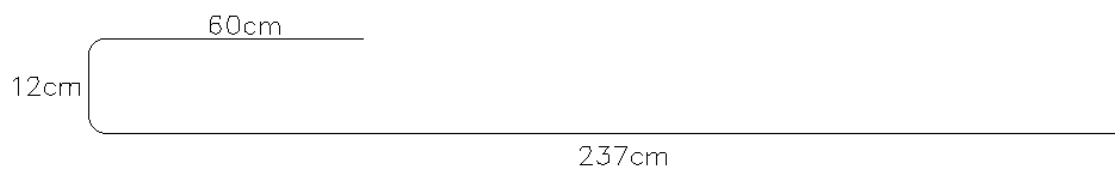
Trecho 3-4: 60cm (comprimento de ancoragem)

$$\text{Trecho curvos: } 2 \times s = 2 \times 8 = 16\text{cm}$$

$$\text{Comprimento total: } 237 + 12 + 60 + 16 = 325\text{cm}$$

Detalhe executivo:

Figura 29 – Detalhe executivo da armadura da ponta



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

No Talão

Cálculo da armadura de distribuição, por meio da equação 99.

$$\frac{1}{5} \times A_s = \frac{1}{5} \times 6,25 = 1,25 \text{ cm}^2 \quad 99$$

Portanto a armadura de distribuição pra ponto será 3 barras ϕ 8mm a cada 33cm.

Comprimento de ancoragem, calculado pela equação 84.

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{\tau_{bc}} \times \frac{A_{s \text{ calc}}}{A_{s \text{ efetivo}}} \quad 84$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{43,48}{21,77} \times \frac{6,07}{6,25}$$

$$l_b = 0,6062m$$

Portanto o comprimento de ancoragem considerado é de 65cm.

O dobramento das barras foi calculado conforme ganchos.

Para calcular os trechos curvos (s) utilizamos as seguintes equações 100 e 101:

$$d = 8 \times \phi \quad 100$$

$$d = 8 \times \phi = 8 \times 1,25 = 10cm$$

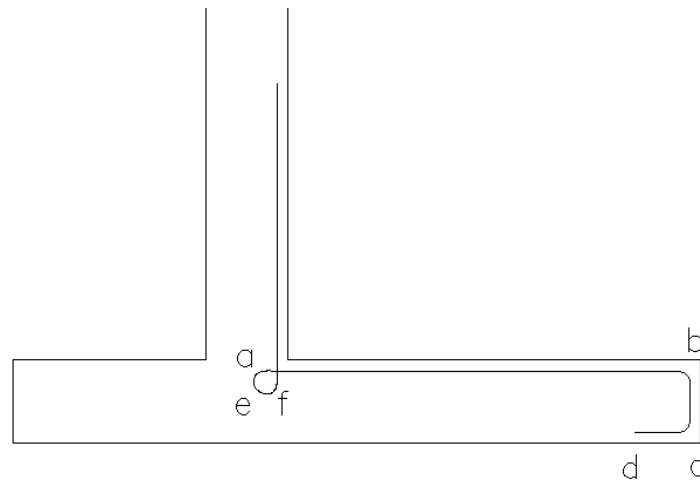
$$s = \frac{\pi \times d}{4} \quad 101$$

$$s = \frac{\pi \times d}{4} = \frac{\pi \times 10}{4}$$

$$s = 7,85cm$$

Portanto o comprimento para os trechos curvos adota é de 8cm.

Figura 30 – Detalhe da armadura no talão



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Assim tem-se o comprimento total da barra:

$$\text{Trecho a-b: } 180 - 4 - 5 - 5 = 166\text{cm}$$

$$\text{Trecho b-c: } 30 - 4 - 4 - 5 - 5 = 12\text{cm}$$

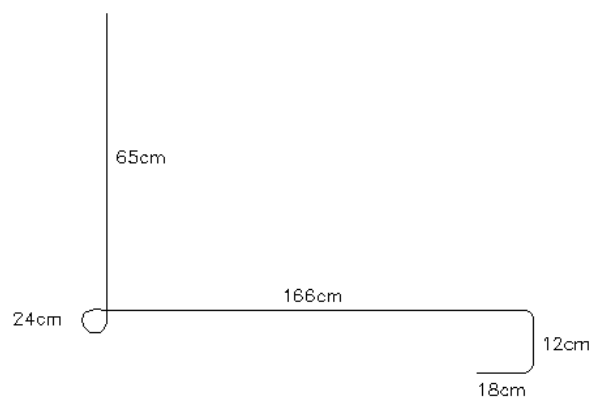
$$\text{Trecho c-d: } (8 \times \phi) + S = 10 + 8 = 18\text{cm}$$

$$\text{Trecho curvos: } 3 \times s = 3 \times 8 = 24\text{cm}$$

$$\text{Comprimento total: } 166 + 12 + 18 + 24 = 220\text{cm}$$

Detalhe executivo:

Figura 31 – Detalhe executivo da armadura do talão



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

6. Considerações Finais

O trabalho permitiu compreender mais sobre os muros de contenção existente e analisar a melhor opção para cada caso em que são utilizados. Com isso foi possível adotar o tipo de muro para a situação proposta.

Analisando as informações coletadas foi observado que o talude não possuía estabilidade contra ruptura, sendo assim depois de ponderar os diversos tipos de muros de contenção existentes, foi adotado o muro de flexão para a situação apresentada, devido ao fato de ser uma obra em um terreno residencial e o muro de flexão não ocupar muito espaço no terreno se comparado a outros tipos de muros e ser recomendado para a altura do talude em questão.

O desenvolvimento foi dado através do dimensionamento do muro feito pelos métodos apresentados por Antônio Moliterno. Assim o dimensionamento foi exposto passo a passo mostrando os cálculos realizados. Primeiro foi feito o pré-dimensionamento do muro, em seguida o cálculo dos esforços atuantes no muro, depois foram realizadas as verificações de segurança para deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação e por último foram dimensionadas as armaduras do muro e da sapata. Todos os cálculos foram apresentados de maneira clara e objetiva e seus respectivos resultados foram apresentados em tabelas no decorrer do trabalho.

O resultado apresentado pelo trabalho revela que o dimensionamento do Muro de Flexão atendeu a situação proposta de modo que cumpre sua função apresentando segurança ao conter o talude, prevenindo possíveis acidentes no local.

7. Bibliografia

CRISPIM, F. A. Estabilidade de taludes. Apostila, UNEMAT – Universidade do Estado de Mato Grosso, SINOP, 2011, 9p. Disponível em: <<https://docplayer.com.br/23760783-Muros-de-contencao-e-estabilidade-de-taludes-trabalho-pratico.html>>.

DAS, M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Cengage Learning Brasil, 6ª Edição. São Paulo, 2014, 630p.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidade de talude. Oficina de Textos, 2ª edição, São Paulo, 2016, 48p.

GERSCOVICH, D. M. S. Estruturas de Contenção. Apostila, UERJ – Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 48p.

GERSCOVICH, D. M. S.; DANZINGER, B. R.; SARAMAGO, R. Contenções: teoria e aplicações em obras. Oficina de Textos, São Paulo, 2016, 317p.

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

MARANGON, M. Utilização de solo-cimento em uma solução alternativa de muro de arrimo. Dissertação de Mestrado, PUC/RJ, Rio de Janeiro, 1992. Disponível em:<

MARCHETTI, O. Muros de arrimo. Blucher, 1ª edição, São Paulo, 2008, 152p.

MATTEIB, J. Hórmingon Armado. Reverté, 1ª edição, Espanha, 2010, 250p.

MOLITERNO, A. Caderno de Muros de Arrimo. Edgard Blucher, 2ª Edição, São Paulo, 1994, 208p.

SOUZA, A. Resultados de ensaios de laboratório cedidos ao pesquisador, agosto, 2020.

ALBUQUERQUE, P. Fundações e Obras de Terra – Notas de Aula. Faculdade de Engenharia de Sorocaba/FACENS. Departamento de Engenharia Civil. Sorocaba, 2003.

¹Disponível em: <<https://casaconstrucao.org/materiais/muros-de-pedras/>>. Acesso em: 19 mar. 2021.

²Disponível em : <http://www.brasil.geradordeprecos.info/obra_nova/Urbanizacao_interna_do_lote/Contencoes/Muros_de_contencao/Muro_de_contencao_de_concreto_ciclopico.html#gsc.tab=0>. Acesso em: 19 mar. 2021.

³Disponível em : <<https://www.construfenix.com.br/gabiao-em-sp.php>>. Acesso em: 19 mar. 2021.

⁴ Disponível em : <<https://carluc.com.br/estruturas-de-contencao/muro-de-arribo/>>. Acesso em: 19 mar. 2021.

⁵ Disponível em : <<http://www.arquitetaresponde.com.br/como-fazer-muro-de-contencao/>>. Acesso em: 19 mar. 2021.

⁶ Disponível em : < <https://www.olinda.pe.gov.br/resistentes-pneus-sao-utilizados-como-muro-de-contencao/>>. Acesso em: 19 mar. 2021.

⁷ Disponível em : <<http://www.concrelaje.com.br/muros-de-arribo/>>. Acesso em: 19 mar. 2021.