

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
***DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL***

**Comparação de estruturas de contenção com variação de altura em obras de infraestrutura**

**Gabriel Cintra Macedo**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a conclusão da graduação em Engenharia Civil

**Orientador:** Fernando Menezes de Almeida Filho

São Carlos  
2020

## RESUMO

Apesar da recorrente utilização de contenções de solo em diferentes situações existem poucos materiais técnicos e científicos sobre o assunto. A norma brasileira ABNT NBR 11.682:2009 apresenta uma grande deficiência nessa área e muitas vezes torna-se necessário a utilização de normas internacionais. Tal fato gera uma dificuldade nos projetistas ao escolherem qual estrutura mostra-se adequada para cada situação. Dessa maneira, muitas vezes o fator decisivo para utilização de uma contenção é a familiaridade do projeto. Contudo, obras de contenção apresentam valores elevados e, ao se tratar de obras de infraestrutura, esse valor se torna preocupante ao analisar situações em que há centenas de metros de contenção. Dessa maneira, a elaboração de materiais que auxiliem a escolha adequada das estruturas é fundamental para o cenário brasileiro. O presente trabalho visou estudar a utilização de três tipos de contenção (concreto ciclópico, concreto armado e cortina atirantada) em obras de infraestrutura. Para isso foram desenvolvidas tabelas de cálculo para dimensionar as três estruturas. Além disso, para uma melhor análise, foi feita a variação da altura dos três tipos de muro, obtendo, assim, um consumo de material para cada solução. Ademais, foram levantadas limitações e vantagens de cada estrutura. Apesar de ser possível afirmar que contenções de concreto ciclópico e muros de flexão sem contraforte sejam usadas para alturas menores e muros de flexão com contraforte e cortinas atirantadas são mais vantajosas para alturas maiores isso não pode ser tratada como uma verdade e sim uma recomendação. Por se tratar de estruturas que estão em contato com o solo, a escolha da solução mais adequada deve ser sempre avaliada cuidadosamente. Dessa maneira, o trabalho visou contribuir tecnicamente para ampliar o conhecimento sobre contenções e auxiliar projetistas na escolha de soluções adequadas para seus projetos.

*Palavras-chave:* Contenção; Infraestrutura; Concreto ciclópico; Concreto armado; Cortina atirantada.

## ABSTRACT

Although recurrent use of retaining walls in different situations, there is few technical and scientific material on the subject. The Brazilian standard has a large deficiency in this area and it is often necessary to use international standards. This fact creates a difficulty for engineers when choosing which structure is suitable for each situation. In this way, often the decisive factor for using a retainer is the familiarity of the project. However, containment works have high values and, in the case of infrastructure works, this value becomes worrying when analyzing situations in which there are hundreds of meters of retaining wall. Thus, the elaboration of materials that assist in the adequate choice of structures is fundamental for the Brazilian scenario. The present work aimed study the use of three types of retaining wall (cyclopean concrete, reinforced concrete and anchored retaining wall) in infrastructure works. For this purpose, calculation tables were developed to design the three structures. In addition, for a better analysis, the height of the three types of wall were varied, thus obtaining a material consumption for each solution. In addition, the limitations and advantages of each structure were raised. In this way, the work aimed contribute technically to expand the knowledge about containments and assist designers in choosing suitable solutions for their projects.

*Key-words: Retaining wall; Infrastructure; Cyclopean concrete; Reinforced concrete. Anchored retaining wall.*

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 1. Muro de concreto ciclópico.....	12
Figura 2. Muro de arrimo tipo gabião.....	13
Figura 3. Muro de saco solo-cimento .....	14
Figura 4. Muro de concreto armado .....	15
Figura 5. Esforços em um muro de arrimo .....	16
Figura 6. Esforços na base do muro de arrimo .....	18
Figura 7. Pontos na base da fundação para cálculo de tensões .....	21
Figura 8. Pré-dimensionamento de muro de flexão sem contra forte.....	22
Figura 9. Pré-dimensionamento de muro de flexão com contraforte .....	22
Figura 10. Pré-dimensionamento de muro por gravidade .....	23
Figura 11. Concepção e pré-dimensionamento de cortinas atirantadas.....	24
Figura 12. Muro de flexão dividido em seções .....	24
Figura 13. Divisão de estruturas do muro de arrimo com contra forte.....	28
Figura 14. Relação entre largura da base, consumo de concreto e consumo de aço para contenções sem sobrecarga.....	42
Figura 15. Relação entre largura da base, consumo de concreto e consumo de aço para contenções com sobrecarga .....	43

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 1. Fator capacidade de carga.....	20
Tabela 2. Relação de m1 com c/b.....	21
Tabela 3. Materiais científicos.....	32
Tabela 4. Fator de segurança mínimo para deslizamento.....	35
Tabela 5. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de flexão .....	37
Tabela 6. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de flexão com contraforte .....	37
Tabela 7. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de concreto ciclópico.....	39

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>8</b>
<b>1.1 Justificativa .....</b>	<b>9</b>
<b>1.2 Objetivos.....</b>	<b>9</b>
<b>1.3 Metodologia.....</b>	<b>10</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>12</b>
<b>2.1 Muros de arrimo.....</b>	<b>12</b>
2.1.1 Muros de gravidade .....	12
2.1.2 Muros de concreto ciclópico.....	12
2.1.3 Muros de gabião .....	13
2.1.4 Muros de sacos de solo-cimento.....	13
2.1.5 Muros de pneus.....	14
2.1.6 Muros de flexão .....	14
2.1.7 Cortina atirantada .....	15
2.1.8 Sistema de drenagem .....	15
<b>2.2 Estabilidade dos muros .....</b>	<b>16</b>
2.2.1 Deslizamento .....	16
2.2.2 Tombamento.....	17
2.2.3 Tensões no solo da base do muro de arrimo.....	18
<b>2.3 Pré-dimensionamento.....</b>	<b>22</b>
2.3.1 Muro de flexão .....	22
2.3.2 Muro por gravidade tipo concreto ciclópico.....	23
2.3.3 Cortina Atirantada .....	23
<b>2.4 Dimensionamento .....</b>	<b>24</b>
2.4.1 Muro de flexão .....	24
2.4.2 Muro por gravidade tipo concreto ciclópico.....	30
2.4.3 Cortina atirantada .....	31
<b>2.5 Revisão de materiais científicos.....</b>	<b>32</b>
<b>2.6 Normas.....</b>	<b>35</b>
<b>3. DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>36</b>
<b>3.1 Muro de flexão .....</b>	<b>36</b>
<b>3.2 Muro de flexão com contraforte.....</b>	<b>37</b>
<b>3.3 Muro de concreto ciclópico.....</b>	<b>39</b>
<b>3.4 Cortina atirantada.....</b>	<b>41</b>
<b>4. RESULTADOS.....</b>	<b>42</b>
<b>5. CONCLUSÃO.....</b>	<b>46</b>
<b>6. REFERÊNCIAS.....</b>	<b>47</b>

# 1. INTRODUÇÃO

Obras de contenção de terra são fundamentais para a segurança e viabilidade das mais diversas situações da Engenharia Civil. O deslizamento de encostas é um exemplo recorrente e cotidiano no território brasileiro que afeta diversas vidas. O seu estudo não apenas soluciona acidentes como também permite que eles sejam evitados, portanto, demonstrando sua grande importância.

Apesar de muitas vezes serem secundárias, contenções possuem custo elevado e a busca por soluções economicamente viáveis e de rápida execução continua sendo pauta recorrente na Engenharia Civil. A escolha de contenções adequadas a cada situação é item de grande dificuldade para projetistas e estudiosos da área. Esse fato se dá devido à dificuldade em relacionar as limitações e o custo de cada tipo de contenção.

Em obras voltadas a infraestrutura o custo se torna ainda mais fundamental para a escolha do tipo de solução utilizada. Isso ocorre devido ao fato de existirem situações em que são necessárias dezenas de metros de contenção para viabilizar obras de estradas, canais e tuneis.

Além do custo, outro fator crítico é o solo presente na obra, podendo, muitas vezes, ser o fator que determina o tipo de estrutura a ser utilizado. Exemplo disso são as contenções que utilizam o peso próprio para resistir os esforços do solo contido. Esse tipo de projeto necessita de uma fundação de grandes dimensões e um solo de base com resistência adequada para a situação, assim, criando uma grande limitação para sua escolha.

A utilização de estruturas novas gera uma grande insegurança e necessita de um grande estudo para sua execução, dessa maneira, gerando uma maior utilização de soluções consagradas. Além disso, a falta de materiais acadêmicos e normativos sobre o assunto cria uma maior insegurança no meio e dificulta a introdução de novas soluções.

Dessa maneira, o presente trabalho visa auxiliar na diminuição da lacuna existente na área de contenção através da comparação de três tipos de estruturas: muro de concreto ciclópico, muro de concreto armado e cortina atirantada. Será analisado como se relaciona a altura da contenção com o consumo de materiais e viabilidade da construção. Assim,

objetiva-se criar um material em que se possa ser usado como auxílio na escolha da solução mais adequada a cada tipo de obra.

## **1.1 JUSTIFICATIVA**

Apesar de ser fundamental para execução de outras obras de engenharia e para proteção de encostas as estruturas de contenção possuem pouco e limitado material com relação a norma e estudo.

Atual conjuntura dificulta a introdução de novas tecnologias no país e cria grande insegurança aos projetistas. A escolha do tipo de solução construtiva utilizada em cada situação de contenção de terra é, muitas vezes, definida por conhecimento do projetista devido ao difícil e escasso acesso a materiais sobre o assunto. Além disso, estruturas menos comuns como cortina atirantada não possuem informações específicas de cálculo na norma NBR 5629:2006, necessitando, dessa maneira, basear-se em matérias internacionais para seu projeto.

Portanto, o cenário brasileiro mostra-se carente ao se tratar de contenções, com poucas informações normativas que auxiliem a elaboração de projetos na área. Além disso, o tema é tratado de maneira pouco aprofundada no curso de Engenharia Civil com baixa carga horário sobre o assunto, necessitando de mais ênfase. Assim, esse trabalho se justifica ao tentar diminuir a desinformação sobre o tema e ao tentar criar um material de comparação entre esse tipo de estrutura.

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo do trabalho foi estudar e comparar diferentes tipos de contenções de solo para obras de infraestrutura através do desenvolvimento de planilhas de cálculo. Com relação à altura, foi utilizado um valor inicial de 3m e variando até 9m. Essa variação foi alterada com intervalos de 0,5m.

As dimensões utilizadas nas estruturas foram de acordo com o pré-dimensionamento, porém sendo sujeitas a alterações de acordo com a necessidade de atender aos esforços e aos fatores de segurança.

Para o presente trabalho não foram estudados, apesar de sua grande importância no tema, a influência do solo em que a estrutura está apoiada. Além disso, o solo a ser contido possuía características fixas para qualquer altura analisada e foi considerado um sistema sem presença de água.



Ademais, alguns objetivos específicos do trabalho foram:

- Avaliar o consumo de materiais para cada situação estudada.
- Fazer uma comparação de soluções construtivas levando em conta o tipo e a altura da contenção, assim, obtendo uma faixa de altura em que cada solução se sai melhor.
- Auxiliar a escolhas de soluções construtivas para futuros projetos de contenção de solo.

### 1.3 METODOLOGIA

A metodologia que foi utilizada no trabalho corresponde as seguintes etapas: revisão bibliográfica, dimensionamento dos muros de arrimo e análise e comparação dos resultados.

Na etapa de revisão bibliográfica foi estabelecido os métodos de cálculo para dimensionamento e verificação das contenções. Com relação a cortina atirantada, foi realizado a revisão de materiais científicos como normas e artigos para a obtenção dos procedimentos de cálculo.

No dimensionamento das estruturas foi desenvolvido tabelas de Excel para automatizar os cálculos e permitir que todas as verificações fossem realizadas em tempo hábil. A principal variável analisada foi a altura das contenções, portanto, a fundação foi apenas pré-dimensionada e apenas os fatores de segurança de tombamento e deslizamento foram analisados com relação ao solo. Devido a esse fato, não foi realizado o detalhamento das estruturas, assim, o consumo de aço foi proveniente aos esforços resultantes no muro de contenção.

Considerando que o objetivo do trabalho foi avaliar a variação de altura em contenções, o solo, apesar de grande importância em obras desse tipo, não foi levado em conta como variável principal, sendo assim, responsável por gerar os esforços ativos e passivos na estrutura.

Para o presente estudo foi adotado um solo arenoso medianamente compactado com peso específico igual a  $1,9 \text{ t/m}^3$  ou  $19 \text{ kN/m}^3$ . Com relação ao ângulo de atrito foi utilizado um valor igual a  $32^\circ$  e coesão do solo igual a 0.

O dimensionamento foi realizado de acordo com materiais da literatura e a ABNT NBR 6118:2014. Com relação a cortina atirantada, a norma brasileira apenas descreve sobre sua execução, não especificando procedimentos de cálculo ou fatores de segurança recomendados.

Por último foi realizado a comparação do consumo de materiais de cada tipo de estrutura obtidos através das tabelas de cálculo. Essa comparação foi realizada com o objetivo de obter situações recomendadas e limitações em que cada tipo de muro.

# 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 2.1 MUROS DE ARRIMO

Muros de arrimo são contenções corridas constituídas de estruturas verticais apoiadas numa fundação. Elas possuem a função de resistir aos esforços de empuxo gerado pelo solo de maneira segura.

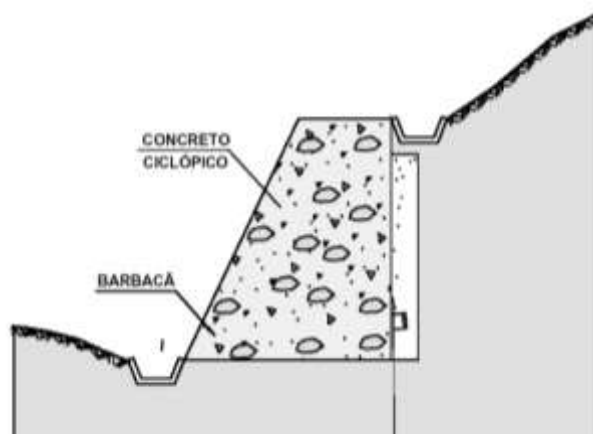
### 2.1.1 MUROS DE GRAVIDADE

São estruturas corridas que possuem a função de resistir aos esforços causados pelo empuxo do solo através do seu peso próprio (RANZINI; NEGRO JR., 1998). Em geral são empregadas para desníveis pequenos ou médio, inferiores a 5 m. Para sua execução o espaço torna-se fator fundamental, pois geralmente, sua base mede 40% da sua altura. Além disso, o solo em estudo torna-se item decisivo para sua viabilidade, pois as tensões geradas são absorvidas diretamente pela camada de apoio, muitas vezes sem apresentar reforços. A drenagem é um elemento de grande importância para o funcionamento da estrutura, necessitando muitas vezes de sistemas dedicados.

### 2.1.2 MUROS DE CONCRETO CICLÓPICO

São estruturas constituídas através do preenchimento de uma forma com rocha de diferentes tamanhos e concreto. Sua estrutura é apoiada diretamente no solo (Figura 1) e resiste aos esforços apenas com o peso próprio da estrutura. Muitas vezes seu uso é devido ao seu baixo custo, material de fácil acesso e ao fato de não necessitar de mão de obra especializada.

Figura 1. Muro de concreto ciclópico.



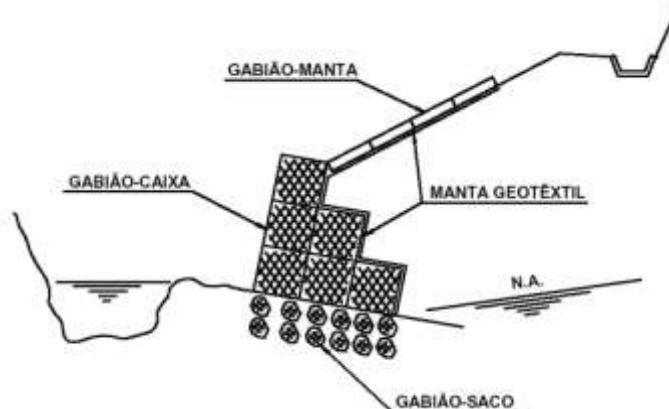
### 2.1.3 MUROS DE GABIÃO

De acordo com Gerscovich (2009) os muros de gabião são estruturas constituídas por gaiolas metálicas preenchidas de pedras arrumadas manualmente (Figura 2). Essas gaiolas possuem geralmente dimensões de 2m de comprimento e seção transversal com 1m de aresta. As dimensões podem variar de acordo com o projeto, assim, podendo apresentar dimensões menores em estruturas mais altas e com maior rigidez necessária.

As estruturas de contenção em gabião apresentam grande rapidez em sua construção e uma grande vantagem com relação a drenagem natural da estrutura. Devido a esses fatores, a sua utilização é vantajosa em encostas de rio e em casos de estruturas temporárias.

Outra situação possível para seu uso é utilização de calda de concreto para preencher o vazio das rochas, dessa maneira, aumentando sua resistência. Nessa situação, torna-se necessário a utilização de um sistema dedicado de drenagem.

**Figura 2. Muro de arrimo tipo gabião**



Fonte: Prefeitura do Recife (2004)

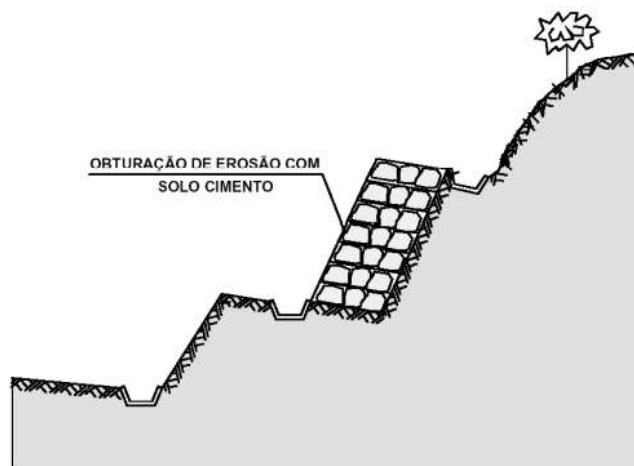
### 2.1.4 MUROS DE SACOS DE SOLO-CIMENTO

Contenções de sacos de solo-cimento são estruturas formadas por sacos de poliéster ou similares, com preenchimento de uma mistura de cimento-solo de ordem de 1:10 a 1:15 (GERSCOVICH, 2009).

A execução desse tipo de contenção é feita por camadas (Figura 3) e com compactação do solo geralmente realizada manualmente com soquetes. Após a conclusão de todas as camadas é aplicado uma argamassa de concreto magro sobre a superfície, assim, evitando ações de erosão no solo.

Esse tipo de contenção possui grande vantagem devido ao seu baixo custo quando comparado a outros tipos de estruturas. Além de não necessitar de mão de obra ou materiais especializados, para estruturas com alturas entre 2 e 5 metros o uso solo-cimento tem da ordem de 60% do custo de um muro de igual tamanho executado em concreto armado (MARANGON, 2006).

**Figura 3. Muro de saco solo-cimento**



Fonte: Prefeitura do Recife (2004)

### **2.1.5 MUROS DE PNEUS**

Assim como muros de saco de solo-cimento os muros de pneus possuem como principal vantagem, quando comparado com outras estruturas mais convencionais, o seu menor custo. Sua estrutura é constituída por pneus amarrados entre si e com preenchimento de solo compactado.

Apesar disso, esse tipo de estrutura não é recomendável para situações em que o terreno será utilizado como suporte de outras obras. Igualmente a outros muros por gravidade sua base possui dimensões elevadas, entre 40 a 60% da altura.

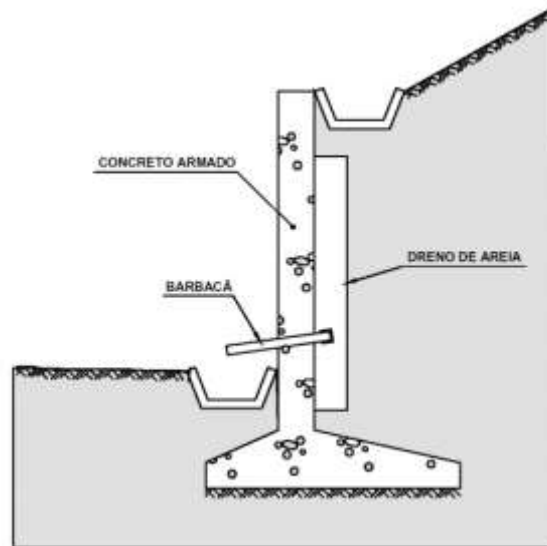
### **2.1.6 MUROS DE FLEXÃO**

Muros de flexão são estruturas destinadas a conter terrapleno, sendo que, apresentam maior esbeltez comparando com os muros de gravidade. São constituídos por estruturas de concreto armado e regularmente em formato de L (Figura 4). Essa solução de acordo com Gerscovich (2009), torna-se antieconômica para alturas de 5 a 7m.

Usualmente sua fundação é do tipo sapata corrida com base de 50 a 70% da sua altura. Além disso, regularmente são usados enrijecedores para aumentar a resistência da

estrutura aos esforços gerados pelo solo, dessa maneira, evitando o tombamento da estrutura.

**Figura 4. Muro de concreto armado**



Fonte: Prefeitura do Recife (2004)

### **2.1.7 CORTINA ATIRANTADA**

Cortinas são contenções que, pelo fato de serem ancoradas ou acopladas a outras estruturas mais rígidas, apresentam menor deslocabilidade (RANZINI; NEGRO JR., 1998). A ancoragem é feita através de tirantes embutidos no próprio maciço funcionando, dessa maneira, a tração.

A execução desse tipo de estrutura é realizada em etapas: execução das ancoragens; escavação ou reaterro; execução da parede; protensão dos tirantes (SILVA, 2015).

### **2.1.8 SISTEMA DE DRENAGEM**

Ranzini e Negro Jr. (1998) consideram a influência da água marcante em estruturas de muro de arrimo, sendo capaz de duplicar os esforços atuantes na estrutura. Dessa maneira fica claro que um sistema de drenagem eficiente é fundamental para esse tipo de estrutura, sendo essencial evitar o acúmulo de água no solo como também impedir o entupimento do sistema.

É de grande importância a utilização de dispositivos como: canaletas transversais, canaletas longitudinais de descida, dissipadores de energia, caixas coletoras etc. Esses sistemas devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude.

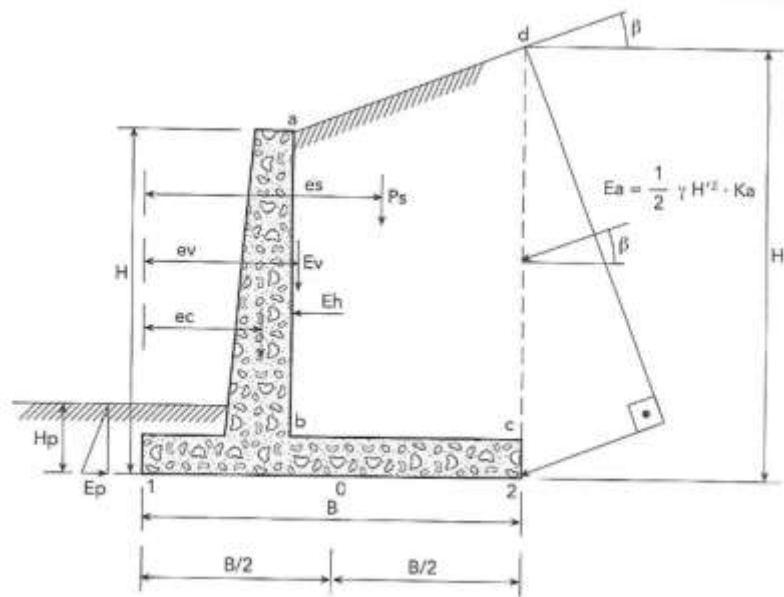
## 2.2 ESTABILIDADE DOS MUROS

### 2.2.1 DESLIZAMENTO

A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes (figura 5), para isso deve-se considerar um fator de segurança adequado.

Marchetti (2007) define que:

Figura 5. Esforços em um muro de arrimo



Fonte: Marchetti (2007)

As equações 2.1 a 2.5 mostram como são calculadas as características do solo e seu empuxo.

$$\text{Solo: } \phi_1, c, \gamma \quad (2.1)$$

$$C' = 0,5c \text{ a } 0,67c \quad (2.2)$$

$$f = 0,67tg \text{ tg}\phi \quad (2.3)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_p^2 \cdot K_a \text{ (empuxo passivo)} \quad (2.4)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \text{ (empuxo ativo)} \quad (2.5)$$

Onde:

$P_c'$  = peso do muro de concreto;

$O_s$  = peso do solo em (abcd);

Forças atuantes =  $E_h$ ;

Forças resistentes são calculadas pelas Equações 2.6 e 2.7.

$$F_r = (P_s + P_c + E_v) \cdot 0,67 \cdot \text{tg}\phi + c' \cdot B + E_p \quad (2.6)$$

$$\frac{\text{Forças resistente}}{\text{forças atuantes}} = \frac{F_r}{E_h} \geq \begin{cases} 1,5 \text{ solo não coeso} \\ 2,0 \text{ solo coeso} \end{cases} \quad (2.7)$$

Obs<sub>1</sub>.: Como pode acontecer que o solo na frente do muro seja retirado ou erodido, recomenda-se  $E_p = 0$ .

Obs<sub>2</sub>.: Apesar da tabela 4 da ANBT NBR 11682:2009 apresentar valores para o fator de segurança para os cálculos foram utilizadas as recomendações de Marchetti (2007).

### 2.2.2 TOMBAMENTO

O tombamento em um muro de arrimo ocorre quando o momento resistente é menor que o momento solicitante em torno da extremidade externa.

Marchetti (2007) define que:

Momento atuante é definido pela Equação 2.8.

$$M_a = M_1 = E_h \cdot \left(\frac{H'}{3}\right) \quad (2.8)$$

Momento resistente é calculado pela Equação 2.9.

$$M_{r_1} = P_s \cdot e_s + P_c \cdot e_c + E_v \cdot e_v \quad (2.9)$$

$$\frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento atuante}} = \frac{F_r}{E_h} \geq \begin{cases} 1,5 \text{ solo não coeso} \\ 2,0 \text{ solo coeso} \end{cases} \quad (2.10)$$



### 2.2.3 TENSÕES NO SOLO DA BASE DO MURO DE ARRIMO

A última verificação feita é com relação a capacidade resistente do solo em que o muro será apoiado.

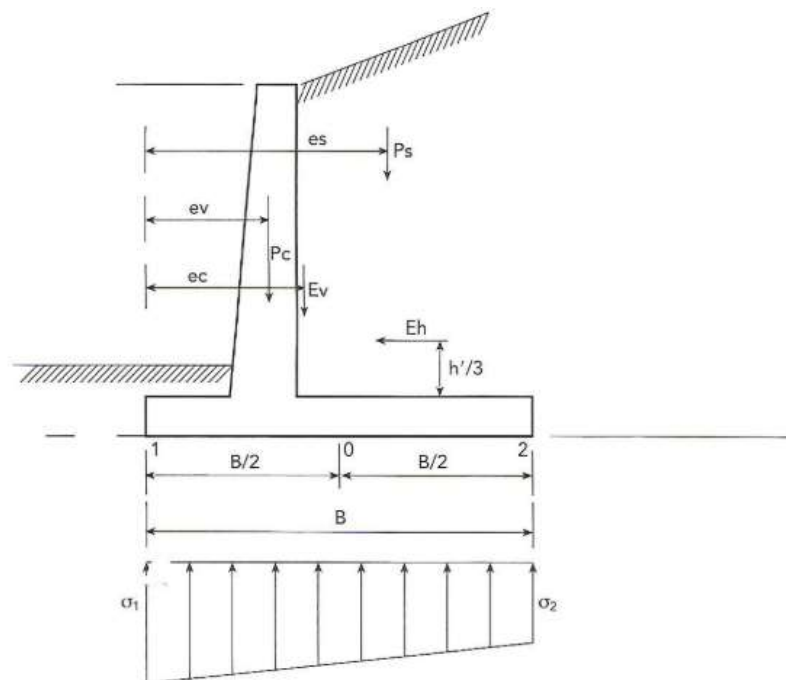
Marchetti (2007) define que a carga vertical deve ser calculada pela Equação 2.11.

$$\text{Carga vertical} = P_c + P_s + E_v = V \quad (2.11)$$

Momento em relação ao centro de gravidade da sapata do muro no ponto 0 é dado pela Equação 2.12 (Figura 6):

$$M_0 = -P_s \cdot (e_s - 0,5b) + P_c \cdot (0,5b - e_c) + E_v \cdot (0,5b - e_v) + E_h \cdot \frac{h'}{3} \quad (2.12)$$

Figura 6. Esforços na base do muro de arrimo



Fonte: Marchetti (2007)

Considerando uma largura de 1m, tem-se as Equações 2.13 e 2.14:

$$w = \frac{1.b^2}{6} \quad (2.13)$$

$$S = B.1 = B \quad (2.14)$$

De acordo com a figura 7, tem-se as equações 2.15 a 2.19:

$$\sigma = \frac{V}{S} \pm \frac{M_0}{w} \quad (2.15)$$

$$\sigma_1 = \frac{V}{S} + \frac{M_0}{w} = \frac{(Pc+Ps+Ev)}{b.1} + \frac{M_0}{\frac{b^2}{6}} \quad (2.16)$$

$$\sigma_1 = \frac{Pc+Ps+Ev}{b} + \frac{6.M_0}{b^2} \quad (2.17)$$

Onde:

$$M_0 = -Ps.(es - 0,5.b) + Pc.(0,5.b - ec) + Ev.(0,5.b - ev) + Eh.\frac{H'}{3} \quad (2.18)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{S} - \frac{M_0}{w} = \frac{(Pc+Ps+Ev)}{b} - \frac{6.M_0}{b^2} \quad (2.19)$$

De acordo com Marchetti (2007), o critério usualmente adotado para fundações de muro de arrimo recomenda-se a Equação 2.20.

$$\sigma_{max} < \frac{q_{max}}{FS} \approx \frac{q_{max}}{2,5} \quad (2.20)$$

Para  $q_{max}$  (Equação 2.21) igual a capacidade do solo de acordo com o Terzaghi-Prandtl (Terzaghi e Peck, 1967), considerando que a base do muro como uma sapata.

$$q_{max} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (2.21)$$

Onde:

$B' = B - 2e$  = largura equivalente da base do muro;

$c'$  = coesão do solo de fundação;

$\gamma_f$  = peso específico do solo de fundação;

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fator de capacidade de carga;

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

A tabela 1 mostra o fator capacidade de carga do solo de acordo com o ângulo de atrito.

**Tabela 1. Fator capacidade de carga**

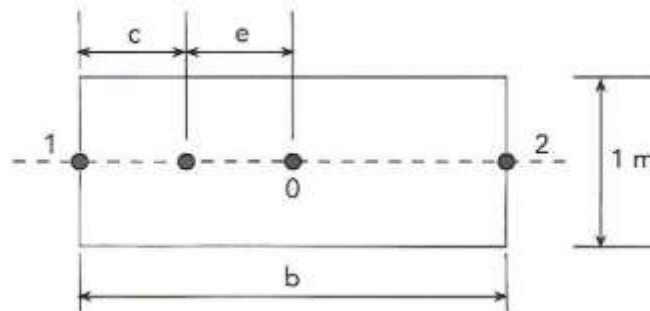
$\phi$ (graus)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,47	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80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

Fonte: Vesic (1975)

Para que as considerações anteriormente descritas sejam validas é necessário que não haja tração na base da fundação. Para isso, torna-se fundamental que a resultante dos esforços esteja no terço central da sapata,  $e \leq B/6$ .

Para situações em que a resultante se apresenta fora do núcleo central, Marchetti (2007) descreve a distribuição de tensões de maneira a considerar que o material da fundação não resiste a tração (Figura 7).

**Figura 7. Pontos na base da fundação para cálculo de tensões**



Fonte: Marchetti (2007)

Onde os parâmetros apresentados na figura 7 são calculados pelas Equações 2.22 a 2.24.

$$e = \frac{M_0}{V} \quad (2.22)$$

$$c = \frac{b}{2} - e \quad (2.23)$$

$$\sigma_1 = m_1 \cdot \frac{N}{c} \quad (2.24)$$

Onde os parâmetros são apresentados na Tabela 2.

**Tabela 2. Relação de m1 com c/b**

c/b	≤0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,5
m <sub>1</sub>	0,6665	0,6665	0,6665	0,64	0,585	0,5

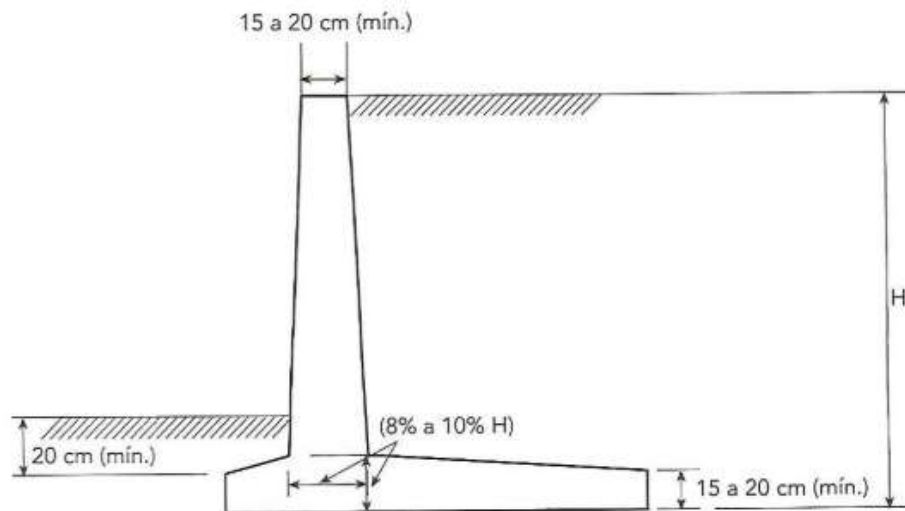
Fonte: Adaptada de MARCHETTI (2007).

## 2.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

### 2.3.1 MURO DE FLEXÃO

Com base em Marchetti (2007), o pré-dimensionamento de muros de arrimo de flexão poder ser realizado através dos parâmetros da Figura 8:

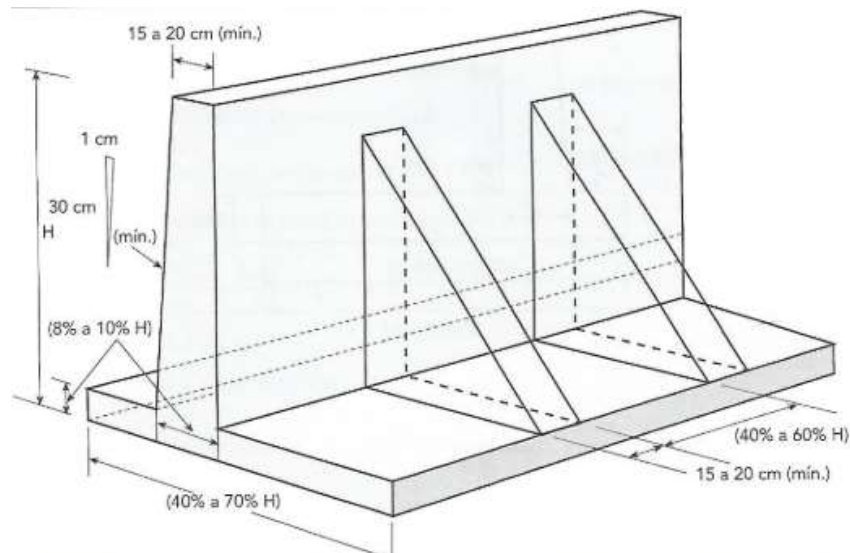
**Figura 8. Pré-dimensionamento de muro de flexão sem contra forte**



Fonte: Marchetti (2007)

Para muros com contra forte o pré-dimensionamento é feito de acordo com a Figura 9:

**Figura 9. Pré-dimensionamento de muro de flexão com contraforte**

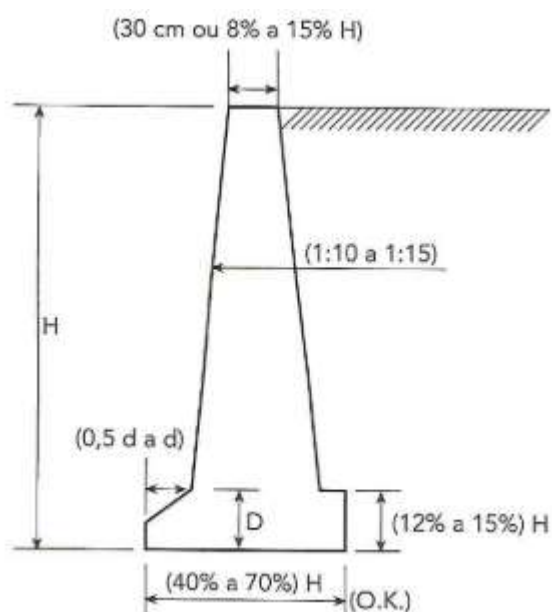


Fonte: Marchetti (2007)

### 2.3.2 MURO POR GRAVIDADE TIPO CONCRETO CICLÓPICO

De acordo com Marchetti (2007), o pré-dimensionamento de muros de arrimo de concreto ciclópico poder ser realizado através dos parâmetros da Figura 10:

**Figura 10. Pré-dimensionamento de muro por gravidade**



Fonte: Marchetti (2007)

### 2.3.3 CORTINA ATIRANTADA

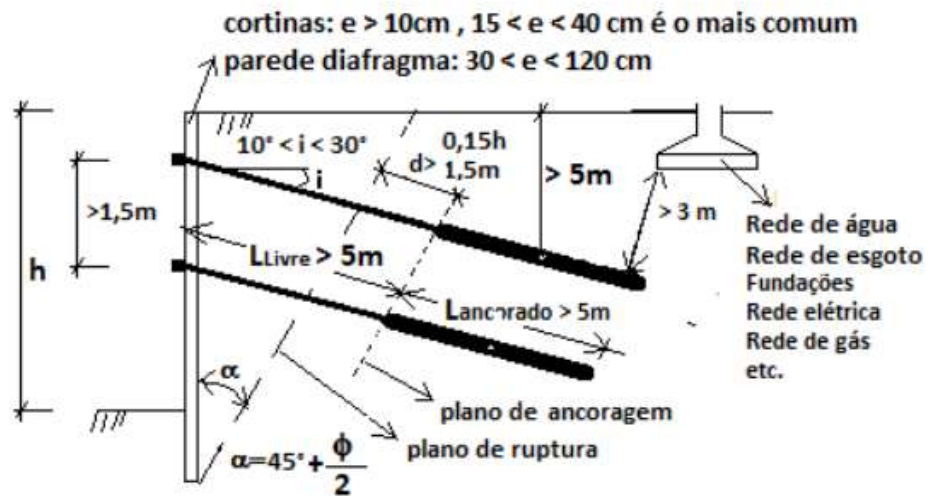
Para o pré-dimensionamento de cortinas atirantadas são seguidas orientações quanto ao ângulo de embutimento do tirante, seu comprimento, distância entre tirantes e a profundidade de embutimento.

De acordo com Mendes (2010) o ângulo de embutimento deve ser maior que  $10^\circ$  e menor que  $30^\circ$ , assim, evitando que a nata de cimento retorne do furo e que a componente horizontal dos esforços do tirante seja a predominante. Além disso, o comprimento livre deve ser maior que 5 m e ultrapassar a superfície de ruptura do talude.

A norma brasileira cita outras recomendações, a ABNT NBR 5629:2006 propõe que haja uma distância mínima entre os tirantes de pelo menos 1,5 m, assim, evitando interferência geradas pelos tirantes próximos.

A Figura 11 ilustra um conjunto de recomendações reunidas pelo Turcarelli (2013), assim, criando as condições ideais para a utilização da cortina atirantada.

Figura 11. Concepção e pré-dimensionamento de cortinas atirantadas



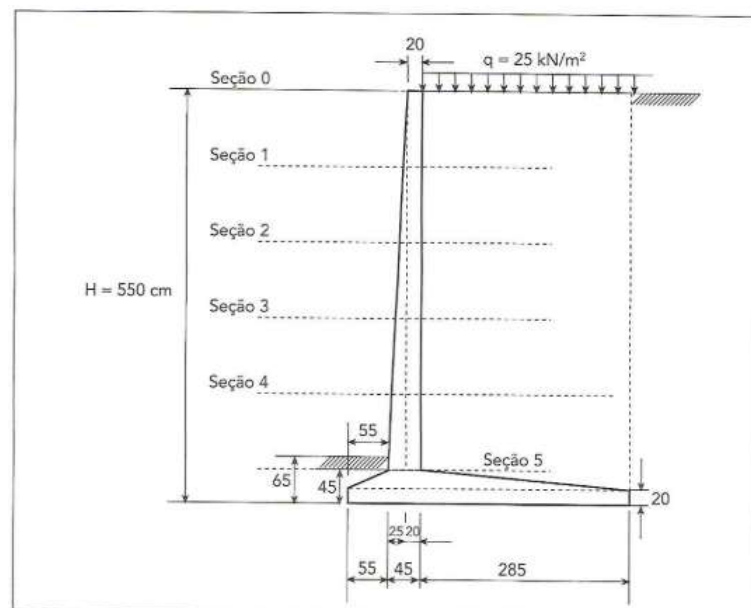
Fonte: Turcarelli (2013),

## 2.4 DIMENSIONAMENTO

### 2.4.1 MURO DE FLEXÃO

Devido ao muro de flexão ser muito mais esbelto que os muros por gravidade, torna-se necessário a utilização de armaduras para que a estrutura resista aos esforços de tração. Para Marchetti (2007) tem-se que essa armadura pode ser calculada dividindo a seção do muro (Figura 12) e analisando por etapas.

Figura 12. Muro de flexão dividido em seções



Fonte: Marchetti (2007)

Apesar da ANBT NBR 11682:2009 indicar que a sobrecarga mínima para cálculo seja de 20 kN/m<sup>2</sup> no presente trabalho foi utilizado um valor de 15 kN/m<sup>2</sup> para efeito de cálculo.

Em seguida são calculados os empuxos atuantes nas seções através das Equações 2.25 e 2.26.

$$pa = ka \cdot \gamma \cdot H_n \quad (2.25)$$

$$Ea = pa \cdot \gamma \cdot \frac{H_n}{2} \quad (2.26)$$

Onde:

$Ka$  = coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$H_n$  = altura da seção;

$pa$  = empuxo ativo;

$Ea$  = resultante gerada pelo empuxo ativo.

O esforço cortante é calculado através das Equações 2.27 e 2.28.

$$VS_n = Ea_n \quad (2.27)$$

$$VSd_n = 1,4 \cdot VS_n \quad (2.28)$$

$$MS_n = Ea_n \cdot \frac{H_n}{2} \quad (2.29)$$

Onde:

$VS_n$  = força cortante;

$VSd_n$  = força cortante solicitante;

$MS_n$  = momento gerado pelo empuxo ativo.



O cálculo das armaduras é feito por meio das seguintes Equações 2.30 e 2.31.

$$d = e - c \quad (2.30)$$

$$K6 = 10^5 \cdot \frac{bw \cdot d^2}{MS_n} \quad (2.31)$$

$$A_s = \frac{K3}{10} \cdot \frac{MS_n}{d} \quad (2.32)$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot bw \cdot h \quad (2.33)$$

Onde:

$d$  = distância da parte mais comprimida da seção ao centro da armadura;

$e$  = espessura;

$c$  = cobrimento;

$bw$  = comprimento da seção;

$K6$  = coeficiente tabelado para encontra  $K3$ ;

$K3$  = coeficiente tabelado que relaciona  $K6$  e o tipo de aço utilizado como armadura,

$A_s$  = área de aço necessária;

$\rho_{min}$  = coeficiente relacionado ao  $f_{ck}$  do concreto;

$A_{smin}$  = área de aço mínima.

A verificação a força cortante de acordo com Marchetti (2007) é calculada pelas Equações 2.34 e 2.36.

$$VRd_n = (\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)) \cdot bw \cdot d \quad (2.34)$$

$$K = 1,6 - d > 1 \quad (2.35)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{smin}}{bw \cdot d} \quad (2.36)$$

- $VRd_n > VSd_n$  não necessita de armadura para força cortante.

- $VRd_n \leq VSd_n$  necessita de armadura para força cortante.

Para muros de arrimo com contraforte (Figura 13) Marchetti (2007) faz as seguintes recomendações:

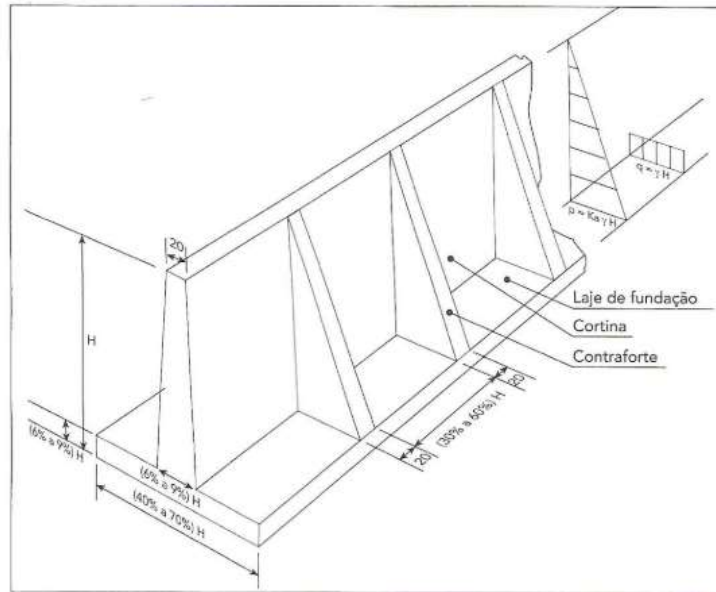
- Colocar contrafortes nas duas extremidades;
- Colocar contrafortes a cada 50% de H, para que a parede vertical seja considerada no cálculo como armada em uma única direção;
- O cálculo da cortina será feito em uma única direção, horizontal, como viga contínua apoiada nos contrafortes:

$$M = \frac{pl^2}{12} \text{ (positivo)} \quad (2.37)$$

$$X = \frac{pl^2}{10} \text{ (negativo)} \quad 2.(38)$$

- O cálculo do contraforte será feito com a carga da cortina  $q = 1,13 \cdot p_1 \cdot l$  engastada na laje de fundação;
- O cálculo da laje será feito em uma única direção, com viga contínua, apoiada nos contrafortes, com cargas de concreto, solo e reação do terreno. O balanço será calculado com a reação do terreno.

Figura 13. Divisão de estruturas do muro de arrimo com contra forte



Fonte: Marchetti (2007)

O Cálculo da cortina é feito pelas Equações 2.39 a 2.41.

$$M = \frac{pm \cdot l^2}{12} \text{ (positivo)} \quad (2.39)$$

$$X = \frac{pm \cdot l^2}{10} \text{ (negativo)} \quad (2.40)$$

$$V = \frac{5}{8} \cdot pm \cdot l \quad (2.41)$$

A Armadura a flexão é calculada pelas Equações 2.42 e 2.43.

$$K6 = 10^5 \cdot \frac{b \cdot v \cdot d^2}{MS_{T1}} \quad (2.42)$$

$$A_s = \frac{K3}{10} \cdot \frac{MS_{T1}}{d} \quad (2.43)$$

A Armadura a Cortante é calculado pelas Equações 2.44 a 2.46

$$VRd_n = (\tau_{rd} \cdot K \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)) \cdot bw \cdot d \quad (2.44)$$

$$K = 1,6 - d > 1 \quad (2.45)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bw \cdot d} \quad (2.46)$$

- $VRd_n > VSd_n$  não necessita de armadura para força cortante.
- $VRd_n \leq VSd_n$  necessita de armadura para força cortante.

O Cálculo do contraforte é realizado pelas Equações 2.47 a 2.51.

$$q = 1,13 \cdot p_n \cdot l \quad (2.47)$$

$$p_n = Ka \cdot \gamma \cdot H \quad (2.48)$$

$$M = \frac{H \cdot q}{2} \cdot \frac{H}{3} \quad (2.49)$$

$$K6 = 10^5 \cdot \frac{bw \cdot d^2}{M} \quad (2.50)$$

$$A_s = \frac{K3}{10} \cdot \frac{M}{d} \quad (2.51)$$

O Cálculo cisalhamento é realizado pelas Equações 2.52 a 2.57.

$$V = p_n \cdot \frac{H}{2} \quad (2.52)$$

$$Vd = 1,4 \cdot V \quad (2.53)$$

$$VRd2 = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot d \quad (2.54)$$

$$V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d \quad (2.55)$$

$$V_{sw} = V_d - V_{co} \quad (2.56)$$

$$\frac{V_{sw}}{S} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (2.57)$$

Onde:

VRd2 = força cortante resistente ao cálculo, relativa à ruína por tração das diagonais;

Vco = parcela da força cortante absorvido por mecanismos complementares ao de treliça.

#### 2.4.2 MURO POR GRAVIDADE TIPO CONCRETO CICLÓPICO

Após o pré-dimensionamento da estrutura são feitas as verificações quanto compressão, tração e cisalhamento de acordo com Marchetti (2007).

- Concreto ciclópico (concreto simples)

$$f_{ck} = 15 \text{ MPa} \quad (2.58)$$

$$\gamma_c = 2,2 \text{ kn/m}^3 \text{ (peso específico)} \quad (2.59)$$

- Tensões resistentes de cálculo (tração)

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk_{inf}}}{\gamma_c} = \frac{1,27}{1,68} = 0,75 \text{ MPa} \quad (2.60)$$

$$\gamma_c = 1,4 \cdot 1,2 = 1,68 \quad (2.61)$$

$$f_{ctk_{inf}} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot (0,3 \cdot 15^{\frac{2}{3}}) = 1,27 \text{ MPa} \quad (2.62)$$

- Tensões resistentes de cálculo de compressão

$$\text{fibra extrema à compressão} = 0,85 \cdot f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 15}{1,68} = 7,59 \text{ MPa} = \sigma_{cRd} \quad (2.63)$$

$$\text{fibra extrema à tração} = 0,85 \cdot f_{ctd} = 0,85 \cdot 0,75 = 0,64 \text{ MPa} = \sigma_{ctRd} \quad (2.64)$$

- Tensões de cisalhamento resistente de cálculo

$$\tau_{rd} = 0,3 \cdot f_{ctd} = 0,3 \cdot 0,75 = 0,225 \text{ MPa} \quad (2.65)$$

Onde:

$$\tau_{wd} = \frac{3 \cdot V_{sd}}{2 \cdot b \cdot h} \leq \tau_{rd} \quad (2.66)$$

$$\tau_{wd} = \frac{1,5 \cdot V_{sd}}{b \cdot h} \leq 0,225 \text{ MPa} = \tau_{rd} \quad (2.67)$$

- Armadura mínima de retração

Para armadura mínima de retração Marchetti (2007) afirma que para aberturas de fissura  $w_r \leq 0,3 \text{ mm}$ , adota-se, uma armadura de  $\phi 12,5 \text{ c}/15$ .

### 2.4.3 CORTINA ATIRANTADA

O dimensionamento da cortina atirantada será realizado de maneira simplificada e tendo como foco apenas a estrutura de contenção. Dessa maneira, elementos de extrema importância, mas que não são foco do trabalho como superfície de ruptura do talude, comprimento dos tirantes e elementos externos não serão avaliados.

- Número de tirantes

O número de tirantes foi calculado de acordo com a Equação 2.68.

$$n_t = \frac{1,4 \cdot E \cdot L}{N_t \cdot \cos \alpha} \quad (2.68)$$

Onde:

$N_t$  = número de tirantes;

E = empuxo resultante;

L = comprimento da cortina;

$\alpha$  = ângulo de embutimento.

- Dimensionamento da Cortina

O dimensionamento da cortina será realizado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 levando em conta o dimensionamento de lajes sem vigas.

## 2.5 REVISÃO DE MATERIAIS CIENTÍFICOS

Para o melhor entendimento sobre o assunto e o cenário acadêmico com relação a contenções foi estudado artigos e materiais científicos sobre o tema e resumidos na tabela 3.

**Tabela 3. Materiais científicos**

Autor	Descrição	Conclusão
Souza (2017)	O autor estudou o dimensionamento de dois tipos de contenção, sendo elas: muro de arrimo por gravidade (concreto ciclópico); muro de arrimo por flexão (concreto armado). As duas estruturas foram calculadas para um talude de 5m com solo predominantemente argilo-arenoso.	O autor concluiu que os dois tipos de muros de arrimo estudados conseguem suportar de maneira segura a situação proposta.
Silva (2015)	O trabalho realizado estudou a utilização de tirantes em obras de contenção de solo, sendo que, foram revisados materiais nacionais e internacionais sobre o projeto e execução de tirantes.	Foi possível descrever todas as etapas e recomendações para o projeto e execução de tirantes em obras de contenção de solo. Ao analisar as normas e materiais brasileiros o autor encontrou grandes limitações tanto na parte de cálculo quanto em execução desse tipo de obra, sendo assim,

		de fundamental importância a utilização de conhecimentos norte americano e europeu para o trabalho.
Piazza (2018)	O trabalho buscou realizar uma comparação orçamentária de dois tipos de estruturas de contenção de um talude em uma rodovia municipal. Os tipos de muro utilizados foram do tipo muro de gabião e muro de flexão.	Após a análise das duas estruturas a autora concluiu que as estruturas conseguem atingir o objetivo de contenção da obra. Entretanto, devido ao menor custo e elementos como rapidez de execução e difícil acesso do local da obra tornam o muro de arrimo tipo gabião uma solução mais adequada para a situação estudada.
Luiz (2014)	A autora buscou analisar o uso de contenções de concreto para uma situação real de um talude de até 6m. O local em questão já possuía uma contenção em concreto ciclópico, entretanto pra fins didáticos foram realizados os cálculos para três tipos de muros de concreto: ciclópico, concreto armado e cortina ancorada.	Foi realizada a análise econômica das estruturas propostas, entretanto, sem a comparação de despesas indiretas e benefícios de cada tipo de muro de arrimo. Concluiu-se que todos os muros conseguem atender ao seu objetivo estrutural, porém, o concreto ciclópico se mostrou a escolha mais economicamente viável.
Valduga (2017)	A autora realizou o trabalho com o objetivo de dimensionar um muro de arrimo do tipo gabião para uma área específica com características de solo e terreno conhecidas. Além disso, foram realizadas análises em software para verificar estabilidade do talude.	A autora verificou a importância da drenagem, sendo que, pode ser uma possível causadora de rupturas. Além disso, a presença de solos arenosos permite uma elevada permeabilidade do solo, porém, podendo ocasionar diminuição na resistência ao cisalhamento. Contudo, a estrutura proposta atende aos fatores de segurança e estabilidade.
Cruz e Braghin (2016)	O trabalho visa analisar estruturas já executadas do tipo muro de gabião,	Os autores concluíram que as estruturas estudadas apresentam



	assim, refazendo os cálculos de dimensionamento e analisando os resultados.	fator de segurança dentro do esperado e atendem bem ao propósito das obras de contenção. De acordo com estimativas, os autores concluíram que os muros de concreto ciclópico seriam a alternativa mais barata.
França (2007)	O autor tem como objetivo realizar ensaios in situ de solos grampeados para parametrizar informações que muitas vezes são obtidas com ensaios de campo ou por experiência dos projetistas.	Muitos dos valores obtidos nos ensaios realizados pelo autor batem com valores previstos por outros autores. Além disso, os resultados ajudaram ao autor caracterizar o comportamento do solo-grampo, assim, permitindo uma maior assertividade para possíveis projetos.
Pereira (2018)	O trabalho visa analisar o comportamento da estrutura de contenção em solo grampeado ao se introduzir tirantes. Dessa maneira, foi realizado o dimensionamento e posicionamento de tirantes em diferentes situações para avaliação da sua influência.	Conclui-se que a introdução de tirantes permite uma redução no deslocamento horizontal da estrutura, assim, aumentando a segurança em situações em que existem estruturas ao redor e diminui a possibilidade de ruína.

Fonte: Autor

Os trabalhos vistos anteriormente abordaram diferentes tipos de contenção, sendo que, as estruturas mais usuais foram muros de concreto ciclópico, gabião e concreto armado. A abordagem de temas menos usuais como solo grampeado e cortina atirantada ganha grande importância ao analisar a ausência de elementos na norma brasileira ABNT NBR 11682:2009 sobre seus dimensionamentos.

Apesar de haver comparações entre diferentes estruturas de muro de arrimo, o conhecimento prático muitas vezes se torna o principal fator de escolha para soluções de contenção. Assim, estudos como Cruz e Braghin (2016), Luiz (2014) e Piazza (2018) foram de extrema importância nesse auxílio.

Apesar disso, as informações sobre a eficiência e viabilidade econômica ainda são escassas, necessitando de mais análises e estudos.

## 2.6 NORMAS

Para as contenções em concreto armado a ABNT NBR 6118:2014 estabelece parâmetros de construção e segurança da estrutura. São detalhados elementos como área de armadura, cobrimento mínimo, armadura de pele, ancoragem, proteção e outros tipos gerais de considerações

Com relação a ABNT NBR 11.682:2009 há um detalhamento de itens necessários para projetos de contenção. Apesar de serem citadas diferentes tipos de contenção, não existe qualquer tipo de detalhamento sobre as particularidades de cada estrutura. São estabelecidos fatores de segurança para deslizamento para diferentes situações como indicado na tabela 2.

**Tabela 4. Fator de segurança mínimo para deslizamento**

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros  $\gamma$ ,  $\phi$ ,  $c$ , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11.682:2009

Com relação a contenções atirantadas a ABNT NBR 6529:2006 define procedimentos para a execução dos tirantes e recomendações de procedimentos construtivos. Para o dimensionamento, a norma brasileira apenas informa o procedimento de cálculo para encontrar a área de aço necessária para suportar os esforços da estrutura. Além disso, são definidos valores mínimos para os espaçamentos dos tirantes.

# 3. DIMENSIONAMENTO

Foram descritas nessa etapa as considerações adotadas para o dimensionamento de cada tipo de contenção. Dessa maneira, valores como dimensão da base, altura, tensões na base e consumo de concreto e aço serão apresentados para cada análise realizada.

Os procedimentos adotados para o dimensionamento e verificação foram realizados de acordo com o capítulo 2, entretanto, foram apresentados apenas os valores encontrados e os dados principais adotados.

## 3.1 MURO DE FLEXÃO

O dimensionamento das estruturas do muro de flexão foi realizado através de planilhas eletrônicas, sendo que, para cada situação foi avaliado as seções mais adequadas para a estrutura.

As tabelas 5 e 6 apresentam os resultados encontrados, além disso, itens como consumo de concreto ( $f_{ck}$  igual a 20 MPa) e aço (CA 50) foram levantados para a possibilidade de futuras comparações entre diferentes tipos de estruturas.

Para muro de flexão foi adotado como armadura barras de 10 mm para as seções 1 e 2 e 12,5 mm para seções de 3 a 5 (Figura 12), variando apenas os espaçamentos de acordo com os esforços obtidos. Dessa maneira, o consumo de aço obtido foi devido a uma estimativa e não de um processo de detalhamento.

Para a armação da base da contenção foram adotadas barras de 16 mm com 9 cm de espaçamento para região superior e 12,5 mm com 20 cm de espaçamento para inferior. Com relação a armadura de pele foram utilizadas barras de 6,3 mm com espaçamento de 20 cm entre elas.

Para todas as alturas analisadas foram seguidos os mesmos procedimentos de dimensionamento e de armação.

**Tabela 5. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de flexão sem sobrecarga**

altura (m)	Base (m)	concreto (m <sup>3</sup> /m)	aço (kg/m)	Tensões na base (kN/m <sup>2</sup> )	
				$\sigma_1$	$\sigma_2$
3,0	2,0	1,180	88,25579	69,7	30,9
3,5	2,3	1,366	88,20355	81,1	35,0
4,0	2,6	1,687	98,63096	92,6	39,1
4,5	2,9	2,039	109,0746	104,1	43,1
5,0	3,3	2,459	125,1456	112,8	50,9
5,5	3,6	2,921	141,0286	124,1	55,0
6,0	3,9	3,328	174,8961	135,7	59,0
6,5	4,3	3,851	201,5234	144,4	66,7
7,0	4,6	4,368	229,2266	155,9	70,8
7,5	4,9	4,916	264,7289	167,3	74,8
8,0	5,2	5,497	313,8767	178,7	78,9
8,5	5,6	6,158	392,5192	187,5	86,5
9,0	5,9	6,805	413,5559	198,9	90,6

Fonte: Autor.

**Tabela 6. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de flexão com sobrecarga de 15kN/m<sup>2</sup>**

altura (m)	Base (m)	concreto (m <sup>3</sup> /m)	aço (kg/m)	Tensões na base (kN/m <sup>2</sup> )	
				$\sigma_1$	$\sigma_2$
3,0	2,3	1,159	81,98303	90,4	35,2
3,5	2,7	1,482	97,07113	99,6	45,9
4,0	3,0	1,811	107,4921	111,6	53,3
4,5	3,4	2,204	127,3066	120,7	53,3
5,0	3,7	2,599	148,4687	132,5	57,0
5,5	4,0	3,071	172,7099	144,1	60,8
6,0	4,4	3,523	220,0194	153,3	68,2
6,5	4,7	4,015	241,7632	165,0	72,0
7,0	5,0	5,944	272,0927	172,5	77,2
7,5	5,4	9,551	320,2345	175,5	86,6
8,0	5,7	13,504	368,4358	183,1	91,9
8,5	6,0	17,856	418,4812	192,3	96,9
9,0	6,3	23,000	470,9222	203,4	102,0

Fonte: Autor.

### 3.2 MURO DE FLEXÃO COM CONTRAFORTE

O dimensionamento das estruturas do muro de flexão com contraforte seguiu os mesmos procedimentos levantados no item 4.2 anteriormente, sendo, também, realizado

através de planilhas eletrônicas, sendo que, para cada situação foi avaliado as seções mais adequadas para a estrutura.

As tabelas 7 e 8 apresentam os resultados encontrados, além disso, itens como consumo de concreto ( $f_{ck}$  igual a 20 MPa) e aço (CA 50) foram levantados para a possibilidade de futuras comparações entre diferentes tipos de estruturas.

Para a análise do muro de flexão com contraforte foi dividido o elemento em 6 seções iguais, adotado como armadura barras de 10 mm para as seções 1 e 3 e 12,5 mm para seções de 3 a 6. Os espaçamentos foram adotados de acordo com os esforços obtidos, dessa maneira, o consumo de aço foi devido a uma estimativa e não de um processo de detalhamento.

O contraforte foi armado com barras de 12,5 mm variando o espaçamento de acordo com os esforços no elemento estrutural.

Para a armação da base da contenção foram adotadas barras de 16 mm com 9 cm de espaçamento para região superior e 12,5 mm com 20 cm de espaçamento para inferior. Com relação a armadura de pele foram utilizadas barras de 6,3 mm com espaçamento de 20 cm entre elas.

Para todas as alturas analisadas foram seguidos os mesmos procedimentos de dimensionamento e de armação.

**Tabela 7. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de flexão com contraforte sem sobrecarga**

altura (m)	Base (m)	concreto (m <sup>3</sup> /m)	aço (kg/m)	Tensões na base (kN/m <sup>2</sup> )	
				$\sigma_1$	$\sigma_2$
3,0	1,8	1,255	107,8049	69,4	26,6
3,5	2,1	1,735	124,5295	79,7	32,1
4,0	2,4	2,289	141,2786	90,1	37,4
4,5	2,7	2,919	158,0449	100,6	42,7
5,0	3,1	3,681	177,7293	107,7	52,4
5,5	3,5	4,524	197,4173	115,1	61,6
6,0	3,8	5,384	214,2033	125,7	66,9
6,5	4,1	6,318	230,9964	136,2	72,1
7,0	4,4	7,327	247,7951	146,9	77,2
7,5	4,8	8,483	267,4909	154,5	86,3
8,0	5,1	9,644	284,295	165,1	91,5
8,5	5,4	10,879	301,1027	175,7	96,7
9,0	5,7	12,189	317,9134	186,3	101,9

Fonte: Autor.

**Tabela 8. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de flexão com contraforte com sobrecarga de 15kN/m<sup>2</sup>**

altura (m)	Base (m)	concreto (m <sup>3</sup> /m)	aço (kg/m)	Tensões na base (kN/m <sup>2</sup> )	
				$\sigma_1$	$\sigma_2$
3,0	2,6	1,604	131,5698	64,7	36,3
3,5	3,0	2,161	151,1573	73,4	44,3
4,0	3,3	2,747	167,7924	83,8	50,0
4,5	3,6	3,408	184,4661	94,3	55,6
5,0	4,0	4,200	204,1219	102,8	63,8
5,5	4,3	5,011	220,8365	113,3	69,4
6,0	4,6	5,897	237,5693	123,7	74,9
6,5	4,9	6,857	254,3164	134,3	80,4
7,0	5,3	7,962	274,0029	142,6	88,6
7,5	5,6	9,074	290,7656	153,1	94,1
8,0	5,9	10,259	307,5368	163,7	99,5
8,5	6,2	11,520	324,3151	174,2	104,9
9,0	6,6	12,937	344,0118	182,5	113,3

Fonte: Autor.

### 3.3 MURO DE CONCRETO CICLÓPICO

As estruturas do muro de concreto ciclópico seguiram os mesmos procedimentos levantados no capítulo 2. Esse procedimento também foi realizado através de planilhas eletrônicas, sendo que, para cada situação foi avaliado as seções mais adequadas para a estrutura.

As tabelas 9 e 10 apresentam os resultados encontrados, além disso, itens como consumo de concreto ( $f_{ck}$  igual a 20 MPa) e aço (CA 50) foram levantados para a possibilidade de futuras comparações entre diferentes tipos de estruturas.

Para a análise do muro de concreto ciclópico foi dividido o elemento em 4 seções iguais. Devido ao fato de não haver armadura trabalhando ativamente, o consumo de aço se refere a armadura de pele da estrutura para evitar a fissuração do elemento. Foi adotado barras de 12,5 mm com 15 cm de espaçamento para todos os elementos.

Para todas as alturas analisadas foram seguidos os mesmos procedimentos de dimensionamento e de armação.

**Tabela 9. Dimensões, consumo e tensões na base dos muros de concreto ciclópico sem sobrecarga**

altura (m)	Base (m)	Concreto (m <sup>3</sup> /m)	aço (kg/m)	Tensões na base (kN/m <sup>2</sup> )	
				$\sigma_1$	$\sigma_2$
3,0	1,3	2,065	82,45	125,41	-24,26
3,5	1,5	2,817	92,43	146,89	-29,16
4,0	1,7	3,685	102,49	169,07	-34,36
4,5	1,9	4,669	112,55	190,67	-39,38
5,0	2,1	5,770	122,54	212,31	-44,44
5,5	2,3	6,987	132,60	234,59	-49,74
6,0	2,5	8,321	142,66	256,27	-54,85
6,5	2,8	10,135	154,13	265,18	-45,36
7,0	3,0	11,729	164,11	287,33	-50,54
7,5	3,1	13,020	172,77	322,01	-70,47
8,0	3,4	15,267	184,24	330,53	-60,56
8,5	3,6	17,211	194,22	352,75	-65,81
9,0	3,7	19,271	204,28	374,4	-70,88

Fonte: Autor.

**Tabela 10. Dimensões, consumo de concreto e tensões na base dos muros de concreto ciclópico com sobrecarga de 15 kN/m<sup>2</sup>**

altura (m)	Base (m)	Concreto (m <sup>3</sup> /m)	aço (kg/m)	Tensões na base (kN/m <sup>2</sup> )	
				$\sigma_1$	$\sigma_2$
3,0	1,8	2,905	89,80	89,70	17,82
3,5	2,1	3,993	101,33	103,45	22,01
4,0	2,4	5,253	112,88	111,63	45,93
4,5	2,7	6,685	124,40	131,49	30,12
5,0	3,0	8,290	135,93	145,27	34,28
5,5	3,4	10,067	147,48	144,14	60,78
6,0	3,6	12,017	159,01	173,33	42,37
6,5	3,8	13,775	168,99	191,28	41,43
7,0	4,1	16,041	180,54	205,54	45,40
7,5	4,4	18,480	192,07	219,32	49,56
8,0	4,7	21,091	203,59	233,10	53,72
8,5	5,0	23,875	215,14	247,36	57,67
9,0	5,3	26,831	226,67	261,15	61,82

Fonte: Autor.

### 3.4 CORTINA ATIRANTADA

Igualmente as outras estruturas o dimensionamento da cortina atirantada seguiu os mesmos procedimentos levantados no capítulo 2. Esse procedimento também foi realizado através de planilhas eletrônicas, sendo que, para cada situação foi avaliado as seções mais adequadas para a estrutura.

O dimensionamento foi realizado para uma contenção com 9 m de altura sem sobrecarga. Com relação a espessura da parede foi utilizado 25 cm com tirantes espaçados em 3 m entre si. A distância da superfície superior e inferior aos tirantes foi igual a 1,5 m.

Os esforços considerados para o dimensionamento foram simplificados, assim, obtendo uma distribuição equivalente as demais construções analisadas. Além disso, o consumo de aço foi devido aos esforços provenientes do solo e tirantes, dessa maneira apresentando valores menores ao comparados a de uma estrutura detalhada. O concreto utilizado para cálculo tem  $f_{ck}$  igual a 25 MPa e a armadura da cortina foi considerada com aço CA 50. Os tirantes foram do tipo monobarra com diâmetro nominal de 44 mm e carga de trabalho de 46 tf.

**Tabela 11. Dimensões, consumo de concreto e número de tirantes da cortina atirantada**

altura (m)	Concreto (m <sup>3</sup> /m)	aço (kg/m)	N° tirantes
9,0	2,250	290,66	3,00

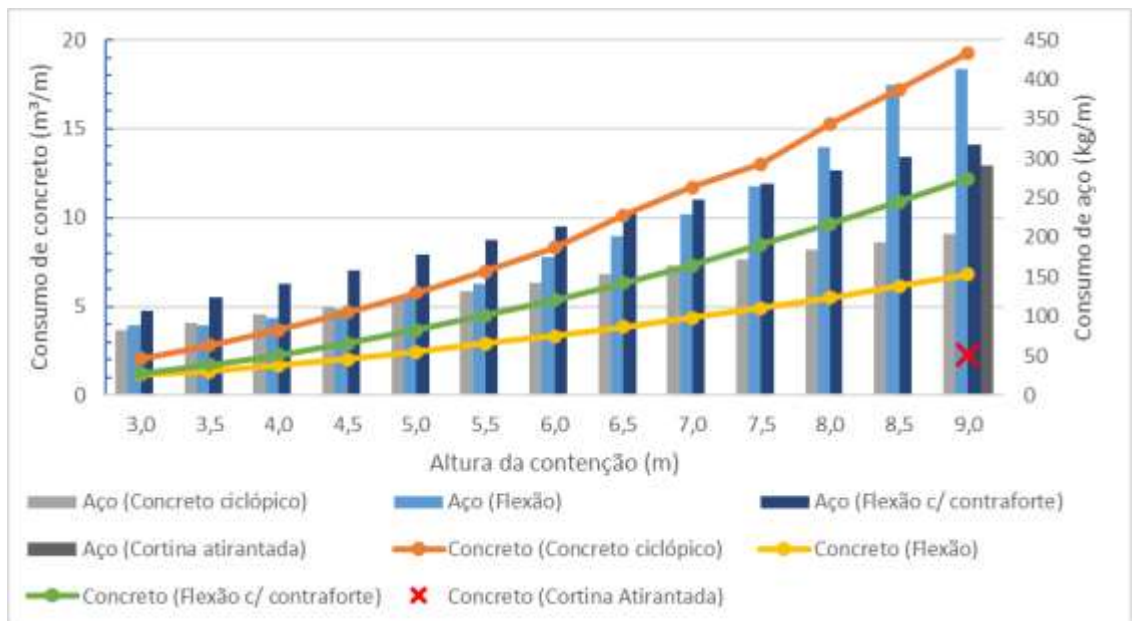
Fonte: Autor.



## 4. RESULTADOS

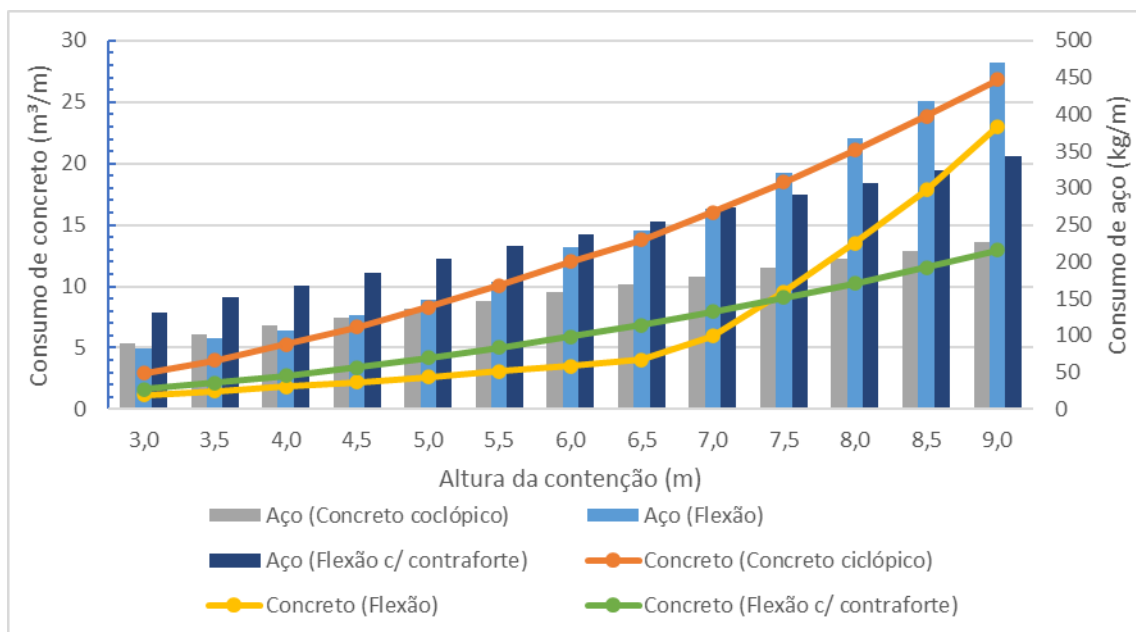
Apesar de resultados diferentes quanto a consumo de materiais e dimensões todas as soluções de contenção conseguiram solucionar os problemas apresentados. Entretanto, a diferença de valores remete ao capítulo 2 em que foram apresentadas as recomendações de uso de cada estrutura, mostrando as limitações e a eficiência de cada uma. Além disso, o presente trabalho abordou apenas o dimensionamento da estrutura, sem considerar a fundação, construções nos arredores e diferentes tipos de solo, criando assim, uma comparação apenas com relação aos itens analisados.

**Figura 14. Relação entre altura , consumo de concreto e consumo de aço para contenções sem sobrecarga**



Fonte: Autor.

**Figura 15. Relação entre altura, consumo de concreto e consumo de aço para contenções com sobrecarga**



Fonte: Autor

A primeira análise a ser realizada foi com relação ao muro de concreto ciclópico, a estrutura mais simples com relação a materiais e execução. Por se tratar de uma solução em que o peso próprio é o responsável por suportar os esforços gerados pelo solo, a quantidade de concreto usado foi alta ao comparar a outras estruturas.

Um dos fatores de grande relevância para seu dimensionamento foi o fator de segurança ao escorregamento, sendo o principal fator para o tamanho da base da estrutura. Analisando os resultados obtidos na tabela 9 o tamanho da base cresceu de maneira linear começando no valor de 1,3 m e terminando em 3,7 para o dimensionamento sem carga accidental.

Ficou evidente que a estrutura em concreto ciclópico não apresentou grande eficiência com relação ao uso da capacidade mecânica dos materiais usados, apresentando um consumo elevado de concreto. Ao ser comparado com outras soluções, porém, com as mesmas condições, a contenção em concreto ciclópico mostrou um consumo de 183% a mais de concreto que o muro de flexão sem contraforte e 58,2% com contraforte para uma altura de 9 m de contenção.

Além disso, as tensões na base da contenção de 9 m em concreto ciclópico foram iguais a 374 e -70,88 kN/m<sup>2</sup>, valores elevados quando comparado ao muro de flexão sem contraforte com valores iguais a 198,9 e 90,6 kN/m<sup>2</sup> e com contraforte iguais a 186,3 e 101,9 kN/m<sup>2</sup>. Assim, por se tratar de um valor consideravelmente maior, o solo em que essa

solução fosse implementada necessitaria de uma resistência elevada. Além disso, a presença de tensões de tração cria a necessidade de estruturas auxiliares.

A existência de tração na estrutura foi devida as dimensões da base, sendo necessário o seu aumento para contornar esse problema. Essa situação foi retratada na contenção de concreto ciclópico com 9 m e sobrecarga. Nessa situação a presença de sobrecarga gerou a necessidade de uma maior base para que fosse atendido o fator de segurança com relação ao deslizamento.

Outra perspectiva foi criada ao se tratar de contenções de concreto ciclópico com alturas menores. Para uma altura de 3 m esse consumo foi de 74,6% maior que o muro de flexão sem contraforte e 63,3% com contraforte, um valor mais aceitável considerando a finalidade da estrutura.

As tensões na base para essa situação foram iguais a 125,41 e -24,26 kN/m<sup>2</sup> enquanto o muro de flexão sem contraforte obteve valores iguais a 69,70 e 30,90 kN/m<sup>2</sup> e 69,40 e 26,60 kN/m<sup>2</sup> com contraforte. Apesar da diferença, a resistência necessária do solo para resistir ao concreto ciclópico se mostra mais plausível para menores alturas.

É importante ressaltar que existem soluções que permitem contornar a limitação do fator de segurança a deslizamento como presença de dentes e vigas na fundação das contenções. Com essa solução o tamanho da base pode ser reduzido, porém gerando possivelmente tensões negativas na fundação.

O muro de flexão apresentou a mesma limitação que o de concreto ciclópico, sendo o fator de segurança ao deslizamento o responsável pelo tamanho da base. Além disso, para a estrutura sem sobrecarga e com o solo utilizado a contenção conseguiu suportar os esforços sem grandes alterações da estrutura pré-dimensionada. Dessa maneira, os esforços resistidos pelo concreto não eram próximos ao limite possível, apresentando assim, um crescimento linear do seu consumo.

Com relação ao aço o comportamento mudou para essas estruturas. De acordo com o aumento da altura o consumo cresceu exponencialmente, apresentando um consumo igual a 413,55 kg/m no cálculo sem a sobre carga e 470,90 kg/m com sobrecarga para 9 m de altura.

Com isso em mente o muro de flexão com contraforte se mostrou uma solução inteligente para alturas mais elevadas. No caso de 9 m o consumo de aço foi igual a 317,97 kg/m sem sobrecarga e 344,01 kg/m com sobrecarga.

As figuras 14 e 15 mostram graficamente a comparação das estruturas estudadas, permitindo avaliar como o consumo dos materiais crescem de acordo com o aumento da altura.

A primeira análise que fica clara foi com relação ao consumo de concreto em muros de concreto ciclópico com relação as outras estruturas. Essa discrepância explicou a recomendação do capítulo 2 em seu uso para alturas que não passem 5 m, porém, mesmo nesse intervalo o uso do concreto ainda se mostrou um grande fator para ser avaliado ao se escolher essa solução.

Além disso, ao avaliar os muros de flexão o consumo de aço se mostrou o mais decisivo para a utilização dessa solução. Na situação sem contraforte a partir de 8 m o consumo de aço cresceu de maneira exponencial o que torna a presença de contrafortes mais eficaz.

Com relação a cortina atirantada os resultados apresentaram a maior eficiência entre as soluções propostas ao se analisar apenas o consumo. Entretanto, por apresentar limitações em seu uso com relação ao solo em que os tirantes são inseridos e os custos elevados para sua execução essa solução se torna um caso a parte. Portanto, a sua utilização apresenta mais incógnitas a serem analisadas ao ser comparada com as outras soluções.

Ao adicionar uma sobrecarga de 15 kN/m<sup>2</sup> os resultados possuíram mudanças significativas como fica visível na figura 15. Isso fica claro ao analisar os muros por flexão, em que o consumo de aço sem a presença de contraforte ficou equivalente ao com contraforte a partir da altura de 7 m. Assim, a utilização de contrafortes mostra-se mais eficiente de acordo com o aumento dos esforços a serem resistidos.

## 5. CONCLUSÃO

A utilização de estruturas de contenção em obras de infraestruturas são muito utilizadas e podem apresentar um custo muito elevado. Assim analisar qual a melhor solução para cada caso é de extrema importância.

Os resultados obtidos descreveram simulações de estruturas de contenção e permitiram analisar quais os fatores cruciais em cada solução estudada. Além disso, as limitações ficaram evidentes em cada caso, mostrando que não existe uma solução que sempre atenderá melhor em todas as situações.

Outro fator relevante foi com relação as recomendações que a literatura faz sobre o uso de cada tipo de contenção. Foi confirmado que existe faixas em que cada uma das soluções se comporta de maneira mais eficiente, porém, não se mostrando uma verdade absoluta. Exemplo disso foi a comparação entre os cálculos considerando ou não sobrecarga, onde, o consumo se tornou menor em muros de flexão com contraforte com uma altura menor que o dimensionamento sem sobrecarga.

Um caso a parte analisado foi a cortina atirantada. Essa estrutura se mostrou muito eficiente comparada com as demais com relação ao consumo de material. Entretanto, existem elementos que não foram contemplados ao dimensionar a estrutura. Itens como maquinário específico para sua execução e uso do terreno contido para implantação dos tirantes são elementos que limitam a sua utilização em muitos casos.

Apesar da análise feita no presente trabalho não ser completa para comparar estruturas de contenção, os resultados encontrados são importantes para análise de diferentes soluções. Por se tratar de estruturas que podem ter comprimentos consideráveis a escolha mais eficiente para cada caso é fundamental para a viabilidade das obras.

Parâmetros como solo contido, base e elementos adicionais nas estruturas são exemplos de estudos de extrema importância e que não foram abordados no trabalho e que podem ser tema de estudos futuros.

## 6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: Execução de Tirantes Ancorados no solo. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

CRUZ, L. B.; BRAGHIN, M. F. L. Estudo da utilização da estrutura de contenção tipo gabião. **COLLOQUIUM EXACTARUM**, São Paulo, v. 8, n. 4, p. 33-39, 2016.

FRANÇA, F. A. N. **Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de contenção**: Muros de arrimo. Apostila de estruturas e fundações (faculdade de engenharia). Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

LUIZ, B. J. **Projeto de uma estrutura de contenção em concreto**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MARANGON, M. **Tópicos em geotecnia e Obras de terra**. Apostila de geotecnia (curso de engenharia civil) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2006.

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

MENDES, F. G. **O Uso de Ferramentas Computacional na Avaliação e dimensionamento de Cortinas Atirantadas**. 2010. Dissertação (mestrado), Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

PEREIRA, M. G. **Emprego de tirantes para diminuição dos deslocamentos em contenção executada em solo grampeado**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

PIAZZA, B. **Projeto de contenção e análise de custo para um talude de corte em uma rodovia**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 2018.

PREFEITURA DO RECIFE. **Diretrizes executivas de serviços para estruturas de arrimo**. Recife, 2004.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JÚNIOR, A. **Obras de contenção**: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

SILVA, H. O. W. **Tirantes em estruturas de contenção de solo**: diretrizes para projetos e

execução. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

SOUZA, A. G. **Cálculo e dimensionamento de estruturas de contenção do tipo muro de arrimo**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

TERZAGHI, K; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. Nova York: John Willey & Sons, 1967.

TURCARELLI, T. **Aspectos de projeto, execução e comportamento de cortinas atirantadas**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, 2013.

VALDUGA, M. **Dimensionamento de estrutura de contenção do tipo muro de gabião: estudo de caso no arroio Jacaré, no município de Encantado/RS**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade do Vale do Taquari, Lajeado, 2017.