

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL  
ÁREA DO CONHECIMENTO DAS CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

BRUNA PIAZZA

**PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO E ANÁLISE DE CUSTO PARA UM  
TALUDE DE CORTE EM UMA RODOVIA**

Caxias do Sul

2018

BRUNA PIAZZA

**PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO E ANÁLISE DE CUSTO PARA UM  
TALUDE DE CORTE EM UMA RODOVIA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Jaqueline Bonatto, MSc.

CAXIAS DO SUL

2018

**BRUNA PIAZZA**

**PROJETO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO E ANÁLISE DE CUSTO PARA UM  
TALUDE DE CORTE EM UMA RODOVIA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado em 22/11/2018.

**BANCA EXAMINADORA**

---

**Prof. Carolina Becker Pôrto Fransozi**  
Univates

---

**Prof. Msc. Matheus Lemos Nogueira**  
Universidade de Caxias do Sul

---

**Prof. Msc. Jaqueline Bonatto**  
Universidade de Caxias do Sul

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, Cátia e Valdesir, pelo amor, dedicação, confiança e incentivo durante os longos anos de graduação. Pelo esforço sem medida para me proporcionar uma excelente educação, permitindo que eu realizasse este curso. Em especial à minha mãe, que nunca me deixou desistir de meus sonhos mesmo quando deixei de acreditar neles.

Ao meu irmão, Pedro, pelo apoio, compreensão e motivação em todos os momentos em que achei que não era capaz.

À minha orientadora, Jaqueline Bonatto, por estar sempre presente, me auxiliando e ensinando. Por participar desta etapa importante para minha graduação, dedicando seu tempo e me fornecendo a orientação necessária.

A todos os professores que contribuíram para minha formação profissional.

## RESUMO

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

Grandes maciços de terra são extremamente vulneráveis a ações externas como intempéries, ou a ação do homem, causando diversos danos financeiros e pondo em risco a vida e o bem estar da população. Para que não ocorram esses tipos de acidentes, técnicas de contenção de solo são utilizadas para garantir a segurança e estabilidade de taludes. O projeto e dimensionamento dessa estrutura deve garantir a estabilidade externa e interna, trabalhando sempre de acordo com fatores de segurança. Este trabalho apresenta um conjunto de obras de engenharia em um talude na cidade de Cotiporã – RS, com a aplicação de duas técnicas construtivas, muro de gabião e muro de flexão em concreto armado. A partir do método do equilíbrio limite, calculou-se a estabilidade das estruturas propostas visando a segurança dos mesmos, também foi possível determinar as dimensões finais das mesmas com base nos cálculos da segurança. Busca-se a estabilidade de um talude de corte e a viabilidade econômica da obra, para isso fez-se uma comparação orçamentária entre as diversas obras de contenção. Com base no orçamento encontrado, juntamente com dados obtidos, observou-se a maior viabilidade econômica e técnica do muro de gabião.

**Palavras-chave:** Taludes, Estruturas de contenção, Muro de Gabião, Muro de Flexão em Concreto Armado.

## ABSTRACT

PIAZZA, B. **Containment structure design and cost analysis for a cutting slope on a highway.** 2018. Completion of a course in Civil Engineering – University of Caxias do Sul, City of Caxias do Sul / RS, Brazil.

Large earth masses are extremely vulnerable to external actions such as weathering, or the action of humans, causing various financial damage and compromising the life and well-being of the population. To ensure that these types of accidents do not occur, soil containment techniques are used to guarantee the safety and stability of the soil. The design and sizing structure should ensure external and internal stability, always working in favor of safety factors. This work presents a set of engineering works in a slope in the city of Cotiporã – RS, with the application of two constructive techniques, gabion wall and reinforced concrete bending wall. Based on the equilibrium limit method, the stability of the proposed structures was calculated to ensure their safety, and it was also possible to determine their final dimensions based on safety calculations. It seeks the stability of a cutting slope and the economic viability of the work, so a budget comparison between the various containment works was made. Based on the budget found, along with data obtained, the highest economic and technical viability of the gabion wall was observed.

**Keywords:** Slopes, containment structures, gabion wall, reinforced concrete bending wall.

## LISTAS DE SÍMBOLOS

$W$  – força peso

$X_1$  – distância da base do muro ao centro

$E_{av}$  – componente vertical do empuxo

$X_2$  – base do muro

$E_{ah}$  – componente horizontal do empuxo

$Y_1$  – altura de aplicação do empuxo

$\gamma_1$  – peso específico do solo

$H$  – altura do maciço reforçado

$q$  – sobre carga uniformemente distribuída sobre o terrapleno

$L_r$  – comprimento do reforço ou largura da base da massa de solo reforçado

$Y_e$  – altura de aplicação do empuxo

$W_{\text{muro}}$  – peso do muro ou do solo sobre o tardoz (kN/m)

$E_p$  – empuxo passivo (kN/m)

$E_a$  – empuxo ativo (kN/m)

$\delta$  – ângulo de atrito solo-muro ( $^\circ$ )

$\phi$  – ângulo de atrito do solo ( $^\circ$ )

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Estrutura de talude.....	15
Figura 2. Seção transversal de talude de aterro. ....	16
Figura 3. Seção transversal de talude de corte em rodovias.....	16
Figura 4. Rastejo, movimento lento e contínuo.....	18
Figura 5. Movimento de massa com propriedade fluida. ....	19
Figura 6. Queda, desprendimento de fragmentos do terreno.....	19
Figura 7. Escorregamento, movimento de massa por deslocamento.....	20
Figura 8. Muros de concreto ciclópico .....	23
Figura 9. Muro de alvenaria de pedra.....	24
Figura 10. Contenção em solo cimento. ....	25
Figura 11. Contenção com muros de pneus.....	26
Figura 12. Muro Cribwall.....	26
Figura 13. Esquema de tirante. ....	27
Figura 14. Cortina cravada .....	28
Figura 15. Parede diafragma.....	29
Figura 16. Execução parede diafragma .....	29
Figura 17. Detalhamento do grampo. ....	30
Figura 18. Seção transversal de muro com reforço de geossintético.....	31
Figura 19. Plano transversal e perspectiva do sistema de terra armada. ....	32
Figura 20. Gabião caixa.....	33
Figura 21. Gabião manta.....	33
Figura 22. Gabião saco .....	33
Figura 23. Muro de flexão para corte. ....	34
Figura 24. Segurança contra o tombamento .....	35
Figura 25. Segurança contra o Deslizamento .....	37
Figura 26. Localização do talude.....	39
Figura 27. Localização do talude.....	39
Figura 28. Talude de estudo. ....	40
Figura 29. Pré-dimensionamento do Muro de Gabião. ....	43
Figura 30. Pré-dimensionamento da estrutura. ....	43
Figura 31. Corte esquemático do perfil de estudo. ....	45
Figura 32. Fatias utilizadas no Método de Bishop Simplificado.....	47

Figura 33. Determinação da altura e ângulo de inclinação de cada fatia. ....	48
Figura 34. Talude com movimentação de massa.....	51
Figura 35. Corte esquemático do muro de gabião. ....	52
Figura 36. Corte esquemático do muro de flexão em concreto armado.....	53
Figura 37. Estrutura muro de gabião. ....	57
Figura 38. Estrutura muro de flexão em concreto armado. ....	57

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Características dos métodos de equilíbrio limite. ....	22
Tabela 2. Umidade do solo. ....	46
Tabela 3. Limite de Plasticidade. ....	46
Tabela 4. Limite de liquidez. ....	46
Tabela 5. Método de Bishop simplificado.....	49
Tabela 6. Método de Bishop simplificado (continuação).....	50
Tabela 7. Fator de segurança.....	50
Tabela 8. Valor do empuxo passivo para ambas estruturas.....	51
Tabela 9. Valor do empuxo passivo para o muro de flexão em concreto armado.....	51
Tabela 10. Pré-dimensionamento do muro de gabião. ....	52
Tabela 11. Pré-dimensionamento do muro de flexão em concreto armado. ....	53
Tabela 12. Valores para a verificação da estabilidade do muro. ....	54
Tabela 13. Valores para a verificação da estabilidade do muro. ....	55
Tabela 14. Planilha orçamentária – muro de gabião.....	59
Tabela 15. Composições unitárias – muro de gabião.....	60
Tabela 16. Planilha orçamentária – muro de flexão em concreto armado.....	61
Tabela 17. Composições unitárias – muro de flexão em concreto armado.....	62

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO.....</b>	<b>13</b>
1.1. OBJETIVO .....	14
<b>1.1.1. Objetivo principal .....</b>	<b>14</b>
<b>1.1.2. Objetivos específicos.....</b>	<b>14</b>
<b>2. REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>15</b>
2.1. TALUDES .....	15
<b>2.1.1. Talude de aterro .....</b>	<b>15</b>
<b>2.1.2. Talude de corte .....</b>	<b>16</b>
<b>2.1.3. Tipos de movimento de massa .....</b>	<b>17</b>
2.1.3.1. Rastejo.....	17
2.1.3.2. <i>Corrida</i> .....	18
2.1.3.3. <i>Queda ou desprendimento</i> .....	19
2.1.3.4. <i>Escorregamento</i> .....	20
<b>2.1.4. Estabilidade de taludes .....</b>	<b>21</b>
2.1.4.1. <i>Equilíbrio limite</i> .....	21
2.2. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	22
<b>2.2.1. Tipos de estrutura de contenção .....</b>	<b>23</b>
2.2.1.1. <i>Muro de gravidade com concreto ciclópico</i> .....	23
2.2.1.2. <i>Muro de gravidade em alvenaria de pedra</i> .....	23
2.2.1.3. <i>Muro de saco de solo cimento</i> .....	24
2.2.1.4. <i>Muro de pneus</i> .....	25
2.2.1.5. <i>Cribwall</i> .....	26
2.2.1.6. <i>Cortina atirantada</i> .....	27
2.2.1.7. <i>Cortina cravada</i> .....	26
2.2.1.8. <i>Parede diafragma</i> .....	27
2.2.1.9. <i>Solo grampeado</i> .....	30
2.2.1.10. <i>Solo reforçado</i> .....	30
2.2.1.11. <i>Muro de gabião</i> .....	32
2.2.1.12. <i>Muro de flexão em concreto armado</i> .....	33
<b>2.2.2. Estabilidade da estrutura .....</b>	<b>34</b>
2.2.2.1. <i>Estabilidade contra tombamento</i> .....	34
2.2.2.2. <i>Estabilidade contra deslizamento</i> .....	36

2.3. ORÇAMENTAÇÃO .....	37
<b>2.3.1. Tipos de orçamentos .....</b>	<b>37</b>
2.3.1.1. Orçamento paramétrico.....	37
2.3.1.2. Orçamento discriminado.....	37
<b>3. METODOLOGIA.....</b>	<b>39</b>
3.1. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL.....	39
3.2. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO .....	40
3.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE .....	41
3.4. PRÉ - DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	41
<b>3.4.1. Cálculo do coeficiente de empuxo .....</b>	<b>41</b>
<b>3.4.2. Muro de Gabião .....</b>	<b>42</b>
<b>3.4.3. Muro de Flexão em Concreto Armado .....</b>	<b>43</b>
3.5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS.....	44
3.6. ORÇAMENTAÇÃO .....	44
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>45</b>
4.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO .....	45
4.2. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE .....	47
4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO .....	51
<b>4.3.1. Coeficientes de empuxo .....</b>	<b>51</b>
<b>4.3.2. Muro de gabião .....</b>	<b>52</b>
<b>4.3.3. Muro de flexão em concreto armado .....</b>	<b>53</b>
4.4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS.....	54
<b>4.4.1. Muro de Gabião .....</b>	<b>54</b>
4.4.1.1. Análise da estabilidade ao tombamento.....	54
4.4.1.2. Análise da estabilidade ao deslizamento.....	54
<b>4.4.2. Muro de flexão em concreto armado .....</b>	<b>55</b>
4.4.2.1. Análise da estabilidade ao tombamento.....	55
4.4.2.2. Análise da estabilidade ao deslizamento.....	55
4.5. ESTRUTURA DE CONTENÇÃO.....	56
4.6. ORÇAMENTO.....	58
<b>5. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>63</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>64</b>

## 1. INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são obras construídas com o intuito de fornecer a estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que fornecem suporte a estes maciços, evitando o movimentos de terra causados pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos (BARROS, 2004). As estruturas de contenção possuem grande importância para implementação de rodovias pois, ao retirar o material para a construção da via, são criados taludes naturais de corte que, por sua vez, não conseguem adquirir estabilidade suficiente para manter sua base intacta.

Para Mattos (2009) os impactos negativos no meio ambiente são ocasionados pela construção de rodovias, que influenciam os movimentos de massa e as erosões. A importância de estudos geotécnicos na fase de projeto se nota quando se analisa as obras de engenharia que existem atualmente, as quais apresentam diversos casos de movimentos de massa e cujo custo para recuperação é extremamente elevado, além dos transtornos gerados com interdições de pistas e congestionamentos quilométricos.

O estudo de uma estrutura de contenção, dimensionamento e execução, envolve a avaliação de vários fatores, entre eles, o ônus financeiro. Diante disso, ressalta-se a importância de se desenvolver um projeto considerando diferentes opções de estruturas de contenção de forma a atender a segurança necessária ao empreendimento com os menores custos envolvidos.

A partir disso, no presente trabalho foram estudados dois tipos de contenção, muro de gabião e muro de flexão de concreto armado, além da comparação orçamentária entre as duas alternativas estudadas para verificação da técnica mais adequada para a área de estudo. A composição do primeiro se dá por caixas de arame, preenchidas com pedra britada ou seixos, que são colocadas justapostas e costuradas umas às outras por arame, formando muros de diversos formatos (Barros, 2008). Já o segundo se caracteriza pelo fato de serem projetados de modo a suportar os empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio da estrutura (Pinto, 2013).

## 1.1. OBJETIVO

A seguir são apresentados os objetivos deste estudo.

### 1.1.1. Objetivo principal

O objetivo principal deste estudo consiste em apresentar uma comparação orçamentária entre dois tipos de obras de engenharia para contenção de um talude localizado em uma rodovia municipal na cidade de Cotiporã/RS.

### 1.1.2. Objetivos específicos

Este trabalho tem como objetivos específicos:

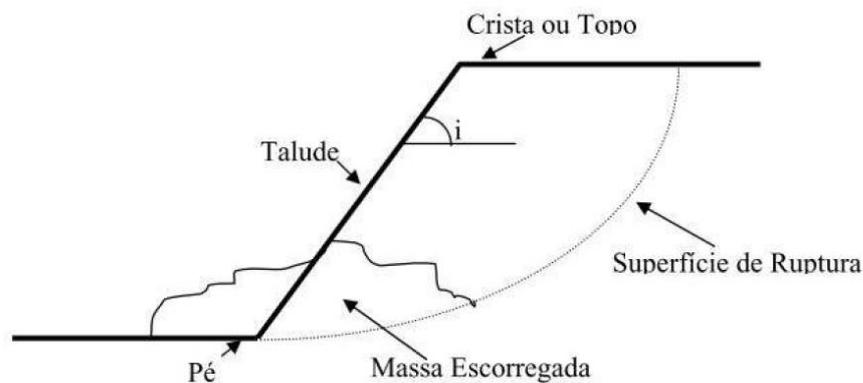
- a. Analisar a estabilidade do talude de corte de uma rodovia localizado em Cotiporã/RS;
- b. Dimensionar e analisar a estabilidade de um muro de gabião;
- c. Dimensionar e analisar a estabilidade de um muro de flexão;
- d. Apresentar a comparação orçamentária através de um cômputo referencial por metro linear das duas obras projetadas.

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. TALUDES

Para Gerscovich (2016) a definição de taludes pode ser dada como qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Essas estruturas, quando construídas pelo homem, podem ser divididas em taludes de aterro e corte. Esta definição também é dada por Das (2007), que afirma que toda superfície de solo exposta que não possa ser classificada como horizontal é denominada talude, como observa-se na Figura 1.

Figura 1. Estrutura de talude.



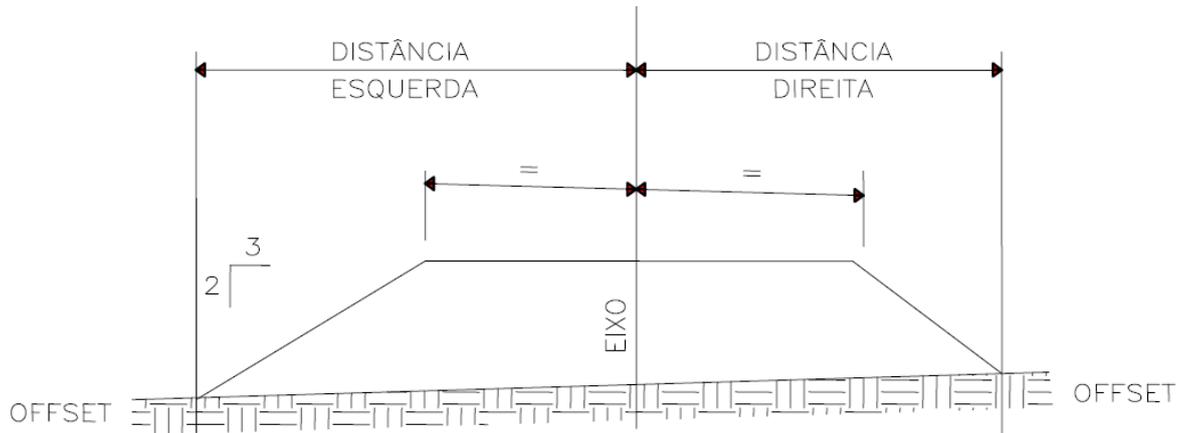
Fonte (Dyminski, 2010).

Para a avaliação da estabilidade de taludes de grande porte, em geral, são empregadas algumas metodologias, como: método empírico, análise por equilíbrio limite, análise probabilística e a modelagem numérica (VENTURA, 2009).

#### 2.1.1. Talude de aterro

Para Andrade (2013), talude de aterro é aquele que se forma como resultado da deposição de materiais, de terraplenagem e bota-foras. A Figura 2 demonstra este tipo de estrutura. Gerscovich (2016) afirma que o projeto de taludes de aterros se deve à necessidade de implementação de barreiras de terra ou rocha, quando o solo de fundação possui baixa capacidade de suporte ou para nivelamento do terreno.

Figura 2. Seção transversal de talude de aterro.



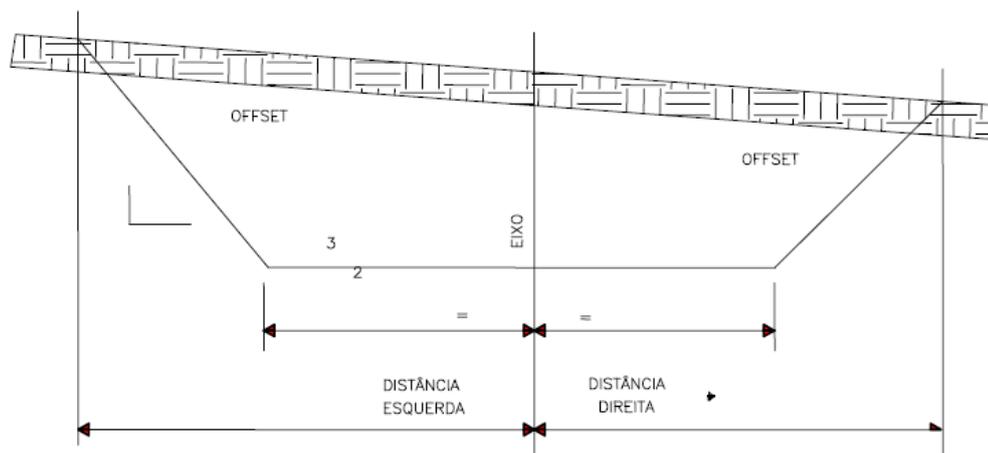
Fonte (DNIT, 2010).

### 2.1.2. Talude de corte

Talude de corte é aquele que se forma como resultado de um processo de retirada do material presente no local a ser realizada uma estrutura de contenção (ANDRADE, 2013). Castelo (1986 apud SILVA, 2008) afirma que a instabilidade em taludes de corte tem relação com os fatores topográficos do solo e com sua resistência ao cisalhamento e independem das alterações antrópicas na geometria do maciço ou ainda de movimentos de massa.

O projeto deste tipo de estrutura depende das propriedades mecânicas do solo ou rocha e da condição de fluxo, para que assim seja executado com altura e inclinação adequada para sua sustentação (GERSCOVICH, 2016). A Figura 3, demonstra este tipo de talude.

Figura 3. Seção transversal de talude de corte em rodovias.



Fonte (DNIT, 2010)

### 2.1.3. Tipos de movimento de massa

De acordo com Press e Siever (1965), qualquer movimento de massa é usualmente referido a deslizamento ou escorregamento, porém os geólogos classificam esses movimentos de acordo com as seguintes características:

- a. Natureza da matéria;
- b. Velocidade do movimento;
- c. Natureza do movimento – deslizamento ou fluxo;

A ocorrência de movimentos de massa pode ser influenciada por fenômenos meteorológicos, como precipitações de maior intensidade com períodos curtos de duração, além da ocupação inadequada do solo, como próximo a encostas (AUGUSTO FILHO, 1995; AUMOND; SEVEGNANI, 2009).

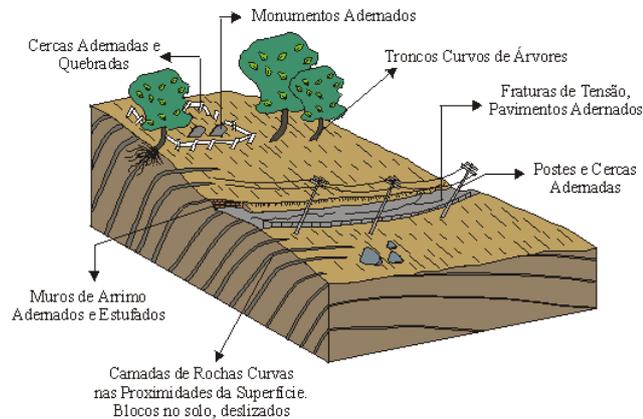
A partir disso, Press e Siever (1965) elencam os diferentes movimentos de massa:

#### 2.1.3.1. Rastejo

Também conhecido como fluência, é um movimento lento e contínuo que não apresenta uma superfície de ruptura bem definida que pode englobar grandes áreas. Ocorre devido à ação da gravidade em conjunto à mudança de temperatura e umidade. Seu deslocamento se dá em um estado de tensões inferior à resistência ao cisalhamento (GERSCOVICH, 2016).

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas (2014) define rastejo como movimento relativamente lento quando comparado ao escorregamento/deslizamento, que pode ocorrer em terrenos com baixa declividade, como pode ser observado na Figura 4. Também afirma que devido ao movimento lento da massa, é possível detectar previamente a presença de instabilizações no solo, como trincas, deformações na superfície e aparecimento de água na base da encosta.

Figura 4. Rastejo, movimento lento e contínuo.



Fonte (Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1998).

### 2.1.3.2. Corrida

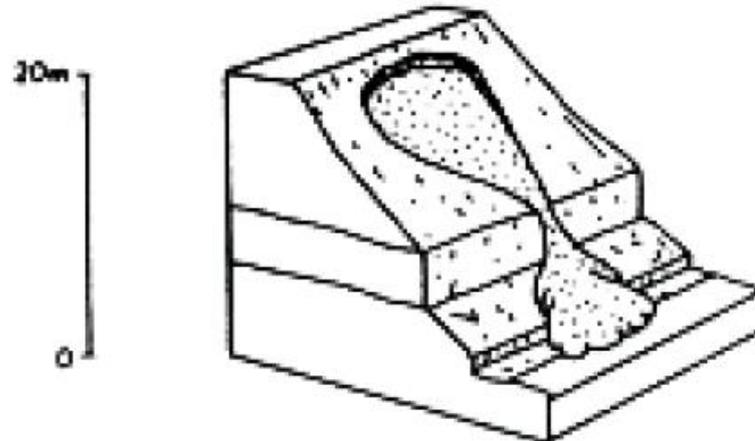
Gerscovich (2016) caracteriza este movimento de massa como:

São movimentos de alta velocidade ( $\geq 10$  km/h) gerados pela perda completa das características de resistência do solo. A massa de solo passa a se comportar como um fluido e os deslocamentos atingem extensões significativas.

Para Augusto Filho (1992) este movimento é caracterizado pelo deslocamento interno e externo da massa, pela grande quantidade de material movimentado e por possuir a fluidez de um líquido viscoso. O autor também afirma que por possuir uma alta velocidade de deslocamento, consegue alcançar grandes distâncias, mesmo em áreas planas.

Ocorre principalmente em solos argilosos moles que se movem como um fluido viscoso. Esse movimento de fluxo também pode ser visto em solos de areia seca (DYMINSKI, 2007). A Figura 5 esquematiza este movimento.

Figura 5. Movimento de massa com propriedade fluida.



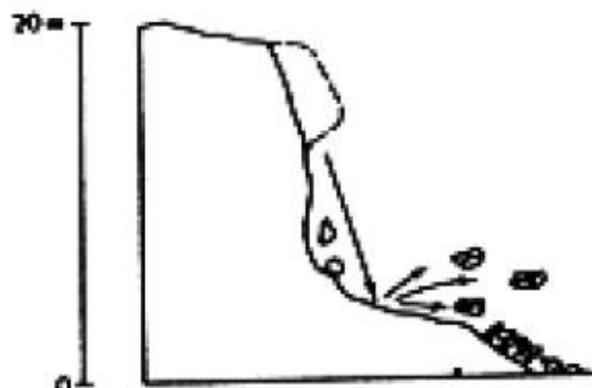
Fonte (Dyminski, 2007).

### 2.1.3.3. Queda ou desprendimento

As quedas envolvem blocos rochosos que se deslocam livremente em queda livre ou em um plano inclinado, como afirma Gerscovich (2016) e é mostrado na Figura 6. Para Dyminski (2007), as quedas ou desprendimentos são o destacamento de solo ou rocha de um talude com grande inclinação. A autora ainda salienta que “a rotação de massa de solo ou rocha em um ponto ou eixo abaixo do centro de gravidade da massa deslizante” pode levar ao movimento de queda.

Para Fernandes (2000) o desprendimento se caracteriza pelo movimento de queda livre de uma massa de qualquer tamanho a partir de um talude de grande inclinação, de modo rápido e pode ou não ser subsequente a algum movimento anterior à separação final do maciço.

Figura 6. Queda, desprendimento de fragmentos do terreno.

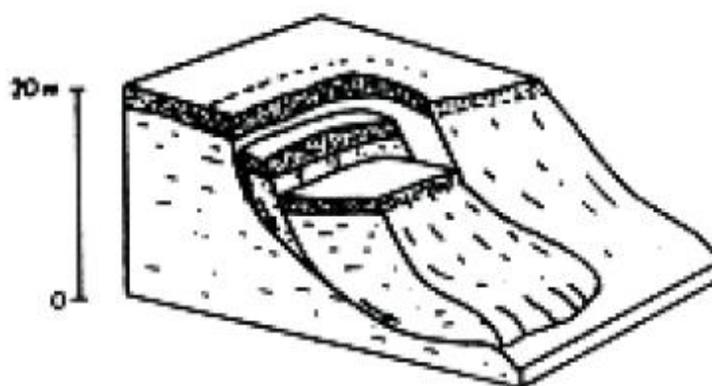


Fonte (Dyminski, 2007).

#### 2.1.3.4. Escorregamento

De acordo com Gerscovich (2016) "escorregamentos são movimentos de massa rápidos, com superfície de ruptura bem definida", os quais ocorrem quando as tensões do solo são superiores à resistência ao cisalhamento da massa, esquematizados na Figura 7.

Figura 7. Escorregamento, movimento de massa por deslocamento.



Fonte (Dyminski, 2007)

Também chamado de deslizamento, se desenvolve em encostas com declividade e com amplitude de média à alta. Para o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (2014) pode ser dividido em circulares, nos quais há uma superfície de ruptura curva na qual se dá o movimento rotacional do maciço de solo. Este tipo de movimento está associado à existência de solos espessos e homogêneos, decorrentes da alteração de rochas argilosa (LEITE, 2011).

Este movimento também pode ser caracterizado como planar, onde Guidicini e Nieble (1984) explicam que esta ruptura ocorre em superfícies já existentes, como falhas, juntas tectônicas ou ainda estratificações. Os escorregamentos planares, ou translacionais, são os mais frequentes e geralmente ocorrem em taludes de menor inclinação e com a capacidade de atingir alturas elevadas.

Podem ser divididos em escorregamentos translacionais de solo e rocha e escorregamentos translacionais remontantes, cuja causa é os sucessivos escorregamentos em uma única face do talude. Bautista (2008) ainda afirma que a condição básica para a ruptura planar é a presença de uma descontinuidade, que siga a favor do talude e com mesma direção, sendo que o ângulo de queda do talude deve ser maior do que a descontinuidade ( $\Psi > \omega$ ) e este maior que o ângulo de atrito interno ( $\omega > \phi$ ).

E, por fim, em formato de cunha, que segundo Infanti Jr. e Fornasari Filho (1998, apud LEITE, 2011) tal tipo de superfície de ruptura ocorre com frequência em taludes de corte ou encostas que sofreram algum tipo de confinamento, sendo ele natural ou antrópico. Leite (2011) afirma que geralmente ocorrem em regiões que apresentam um relevo controlado por estruturas geológicas, que apresentam algum grau de alteração e estão associados a maciços rochosos. Nestes tipos de escorregamentos, existem duas estruturas planares desfavoráveis à estabilidade que condiciona o deslocamento de uma parcela ao longo do eixo de intersecção destes planos.

#### **2.1.4. Estabilidade de taludes**

Pode-se classificar como talude não restrito toda superfície de solo exposta que forma um ângulo com a superfície horizontal, este podendo ser natural ou artificial. Se a superfície do solo não for horizontal, o solo tenderá a mover-se para baixo devido a força da gravidade que, superando a resistência de cisalhamento do solo, acarretará na ruptura do talude (DAS, 2007).

A estabilidade pode ser avaliada de diversos métodos, porém Ventura (2009) afirma que o método comumente utilizado é o equilíbrio limite, pois possui uma precisão satisfatória, além de ser um método simples e rápido de ser calculado.

##### *2.1.4.1. Equilíbrio limite*

Esse método assume como hipótese um tipo e um critério de ruptura, em sua maioria o de Mohr-Coulomb. Nele, a deformação do material não é levada em consideração, e “a condição de equilíbrio é normalmente satisfeita pelo equilíbrio de forças e momentos” (VENTURA, 2009). Algumas características desse método são:

- a. assume-se a existência de uma superfície de ruptura bem definida, além de utilizar um coeficiente de segurança constante e único ao longo da superfície de ruptura (DYMINSKI, 2007);
- b. consideram como hipótese genérica que os maciços se comportam mecanicamente como materiais rígidos-perfeitamente plásticos, não sendo feitas quaisquer considerações sobre os campos de tensão e deformação gerados pelo carregamento externo, de acordo com Skempton (1949) citado por ZeaHualanca (2004).

A análise por equilíbrio limite é feita pelos métodos apresentados na Tabela 1.

Tabela 1. Características dos métodos de equilíbrio limite.

Método	Características
Fellenius (1927)	A força entre fatias não é considerada em cálculo, somente a pressão neutra atuante ao longo da superfície de ruptura.
Bishop Simplificado (1955)	A resultante das forças entre fatias é horizontal.
Jambu Simplificado (1968)	A resultante das forças entre fatias é horizontal, é utilizado um fator de correção $f_o$ para considerar os efeitos das forças tangenciais.
Jambu Generalizado (1968)	Uma linha de empuxo arbitrária define a localização da força normal entre fatias.
Spencer (1967)	As resultantes das forças entre fatias têm inclinações constantes ao longo da massa de solo.
Morgenster-Price (1965)	Existe uma parcela arbitrária, $f(x)$ , que define a direção da resultante das forças entre fatias, que deve ser calculada.
Sarma (1973)	Assume que a resistência interna entre fatias é mobilizada, e a distribuição das resultantes das forças tangenciais é definida com base em uma função arbitrária.

Fonte (Autor, adaptado de Ventura. 2009)

Para a escolha do método de análise de estabilidade de taludes, de acordo com Sayão (2001), deve ser considerado o modo de ruptura provável do talude. Ventura (2009) ainda afirma que:

Para projetos preliminares e classificados como de risco desprezível, é aceitável o uso de métodos convencionais e simplificados, com superfícies circulares de ruptura, como por exemplo, o Bishop Simplificado. E, para projetos classificados com risco elevado, são requeridos estudos geológico-geotécnicos da área e análise rigorosa de estabilidade a partir de métodos como o de Morgenster&Price, Spencer e Sarma.

## 2.2. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

Estruturas de contenção proporcionam a estabilidade da encosta quando analisada como um todo, portanto a contenção do maciço é uma combinação de proteção superficial, drenagem e retaludamento (ALHEIROS et al, 2003). Para Barros (2008) a finalidade das estruturas de contenção é auxiliar na estabilidade de maciços, prevenindo sua ruptura através de movimentos de massa causados por seu peso próprio ou ainda por carregamentos externos.

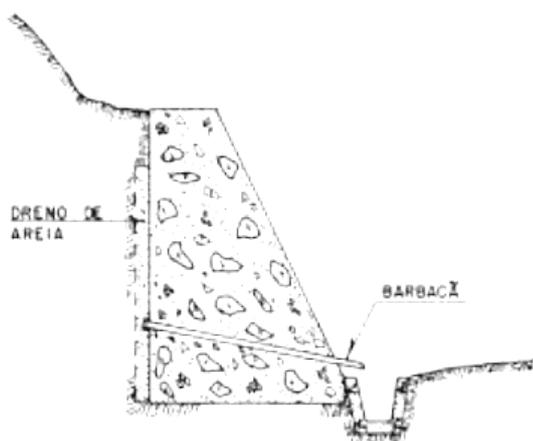
## 2.2.1. Tipos de estrutura de contenção

### 2.2.1.1. Muro de gravidade com concreto ciclópico

São estruturas constituídas por agregados grandes juntamente com concreto. Sua execução se dá no preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. É imprescindível o uso de drenos neste tipo de muro por se tratar de um material impermeável (DA SILVA, 2012).

Bonatto (2015) afirma que a largura da base deste muro deve ser 50% da altura da estrutura. Para gerar uma economia de material, recomenda-se especificá-lo com faces de certo grau de inclinação ou, quando não for possível, deve-se incliná-lo para trás com pelo menos 2 graus em relação à vertical, evitando a sensação de tombamento para frente. A autora também explana sobre a necessidade de execução de furos de drenagem, os quais devem ser posicionados de modo a minimizar o impacto visual provenientes das manchas que o fluxo de água causa na estrutura. Uma solução é realizar a drenagem na região posterior do muro através de uma geossintético, como mostrado na Figura 8.

Figura 8. Muros de concreto ciclópico



Fonte (BONATTO, 2015)

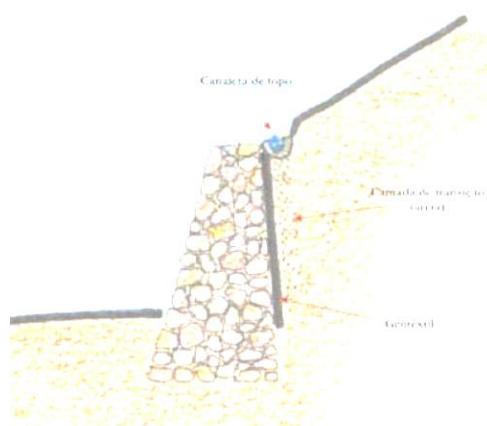
### 2.2.1.2. Muro de gravidade em alvenaria de pedra

Para Dyminski (2010) e Gerscovich (2013) a utilização de muros de pedra é uma forma econômica de estruturar uma contenção, pois possui uma maneira simples de construção, uma vez que são arrumados manualmente; sua resistência está diretamente ligada

à disposição das pedras. Da Silva (2012) ressalta uma desvantagem significativa em relação a este método, na qual para assegurar uma instabilidade interna os blocos devem possuir dimensões regulares, o que diminui o atrito entre as pedras.

Muros de pedra podem atingir até 2 metros de altura sem a utilização de argamassa, porém a sua base deve ter largura mínima de 0,5 m e deve ser apoiada em uma cota inferior à do terreno, assim o risco de ruptura no contato muro-fundação é reduzido. Já para estruturas com alturas superiores a 3 metros recomenda-se o uso de argamassa para preenchimento dos vazios, a utilização da argamassa auxilia na rigidez do muro, porém diminui drasticamente sua capacidade drenante, fazendo necessário a implementação de dispositivos drenantes como areia ou geossintéticos, como pode ser visto na Figura 9 (BONATTO, 2015).

Figura 9. Muro de alvenaria de pedra



Fonte (BONATTO, 2015)

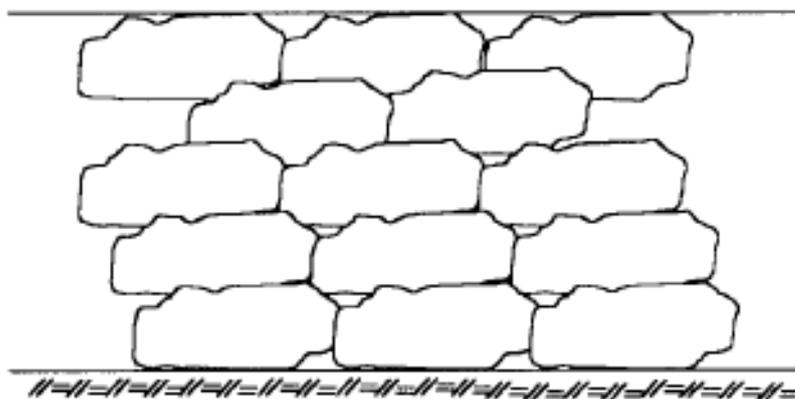
### 2.2.1.3. Muro de saco solo-cimento

Qualquer tipo solo pode ser estabilizado com a adição cimento, mas antes de optar-se por esse método é necessário verificar se a tipologia do solo na região e se há presença de jazidas do mesmo material nas proximidades. Para garantir a economia e durabilidade do solo-cimento, recomenda-se a utilização de solos que possuam 50 a 90% de areia, pois solos finos, como argila, apresentam desvantagens como maior consumo de cimento (SANTANA, 2006). Nessa situação, aconselha-se misturar o solo argiloso com um solo granular, para atender os requisitos de resistência mecânica, durabilidade e economia.

Domingues (1997) afirma que funcionam por gravidade, são executados a partir do preenchimento de sacos de aniagem ou geossintéticos com solo cimento com teores de 8% a

10% de volume de cimento. Sua montagem pode ser vista na Figura 10, onde são empilhados para a formação da contenção.

Figura 10. Contenção em solo cimento.



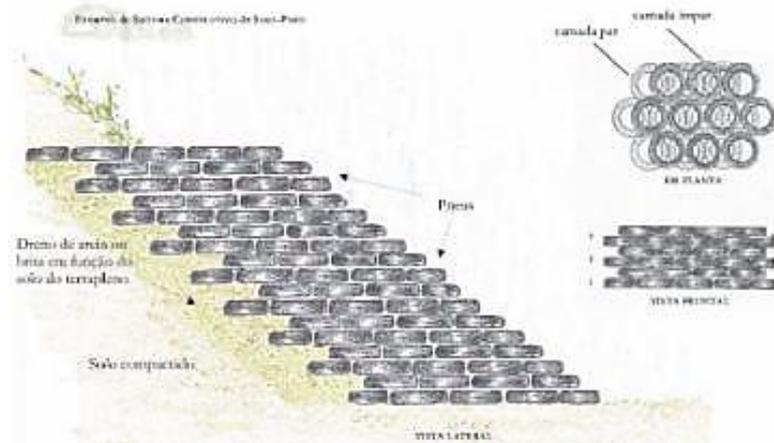
Fonte (Domingues, 1997).

#### 2.2.1.4. Muro de pneus

Para Jesus (2013), os muros de pneus, assim como os muros de gravidade, possuem grande flexibilidade e acomodam os recalques sofridos pelo solo. Devido a isso, não são indicados a taludes que suportem cargas de edificações, ferrovias e rodovias, uma vez que estes tipos de obras não admitem deformações em suas bases.

Por não sustentarem grandes cargas, recomenda-se utilizar esse método de contenção apenas para taludes de até 5 metros de altura, trabalhando assim somente com seu peso próprio. Sua base deve variar entre 40 a 60 % de sua altura total e possuir um acabamento de concreto projetado para evitar que erosões do solo e danificações por intempéries desestabilizem a estrutura (CARMO, 2009), como pode-se ver na Figura 11.

Figura 11. Contenção com muros de pneus



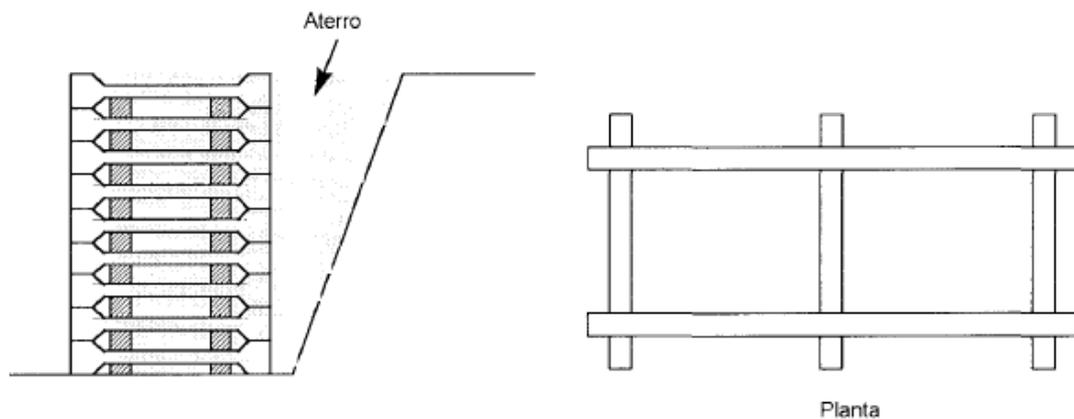
Fonte (SIEIRA, 1998)

### 2.2.1.5. Cribwall

É executado a partir de elementos pré-moldados de concreto ou peças de madeira pregadas, como visto na Figura 12, para vencer pequenos desníveis. Seu interior é preenchido com terra compactada para atingir o equilíbrio do sistema (DOMINGUES, 1997).

Corsini (2011) também define *cribwall* como uma estrutura montada através de uma sobreposição de peças de concreto, com preenchimento de terra ou brita que geralmente é utilizada em obras de rodovias. É uma estrutura de contenção de baixo custo, pois as peças são pré-fabricadas em concreto armado.

Figura 12. Muro Cribwall.



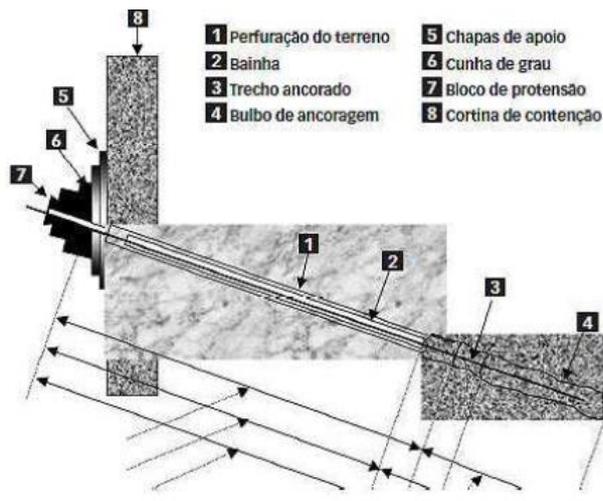
Fonte (Domingues, 1997).

### 2.2.1.6. Cortina de concreto atirantada

Constituído de tirantes incorporados ao maciço através de uma parede de concreto. A qual o furo por onde as barras são inseridas é preenchido com uma nata de cimento que é lançada a uma alta pressão, criando assim um bulbo responsável pela ancoragem das barras no talude, como mostrado na Figura 13 (FERREIRA, 2011).

Para Hachichet *al.* (1998), esse tipo de contenção é uma estrutura mista em concreto, blocos de concreto ou tijolos, com a inserção de barras quase horizontais, que funcionam como tirantes, amarrando o maciço a outros elementos como vigas e estacas. O autor salienta que são estruturas de baixo custo quando aplicadas em pequenas alturas, além de poderem apoiar-se em estacas ou sapatas corridas, dependendo do solo na qual estará apoiada.

Figura 13. Esquema de tirante.



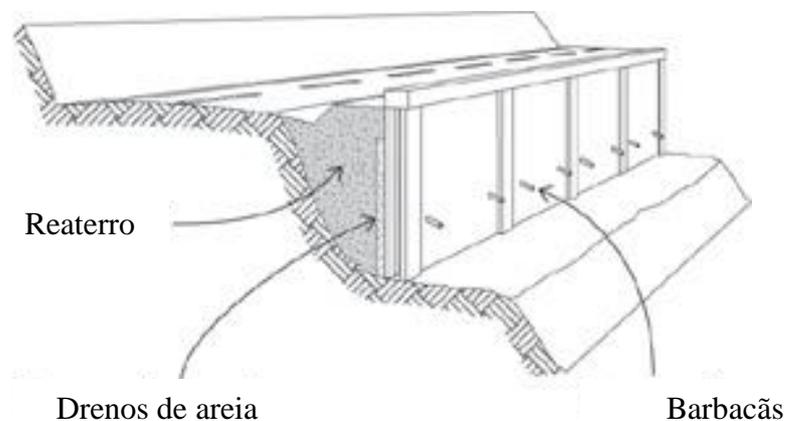
Fonte (Corsini, 2011).

### 2.2.1.7. Cortina cravada

Carvalho (1991) explana que estas estruturas são comumente utilizadas para obras provisórias de contenção de taludes, devido a sua falta de fundações que lhe permitiria sustentar grandes alturas. Seu método construtivo se baseia na introdução de perfis metálicos, peças de madeira ou estacas pré-moldadas para apoiar verticalmente a construção dos muros de arrimos. A distância nas quais essas peças são colocadas varia com o tipo de solo e a altura da estrutura. A Figura 14 demonstra esse tipo de contenção.

É uma estrutura que se caracteriza pelo uso de estacas cravadas no terreno, que trabalham à flexão e resistindo pelo apoio da ficha - parte enterrada no perfil. Podem ser obras contínuas, quando se faz uso de estacas pranchas, ou descontínuas, quando há um espaçamento entre os perfis, sendo o mesmo preenchido por chapas de madeira ou placas e concreto. Por serem comumente utilizados em obras provisórias, faz-se o uso de perfis metálicos cravados com chapas de madeira; porém para obras de longa duração e as definitivas, recomenda-se revestir os perfis metálicos com um material anticorrosivo, além de não utilizar pranchas de madeira para preenchimento entre perfis (LEITE, 2011).

Figura 14. Cortina cravada

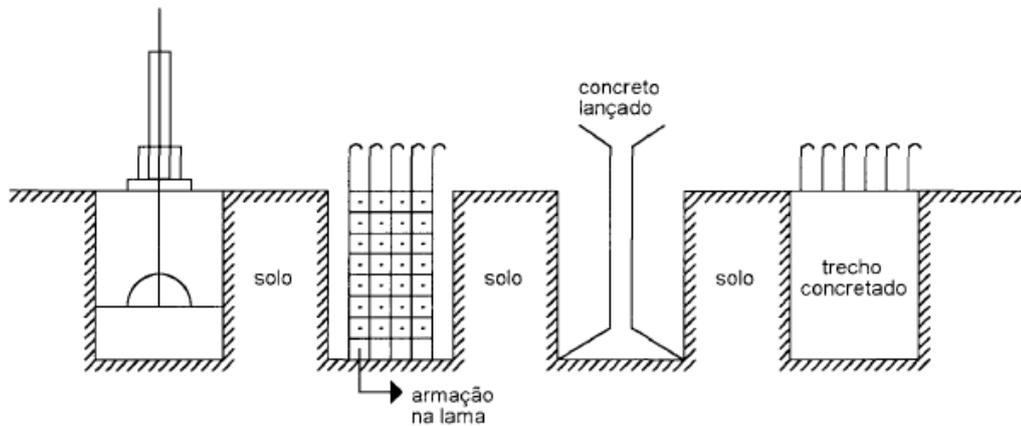


Fonte (LOTURCO, 2004)

#### 2.2.1.8. Parede diafragma

Domingues (1997) afirma “São cortinas de concreto armado, moldadas no solo, em painéis sucessivos, dando origem a uma parede bastante rígida e forte”. É executada a partir da escavação de trincheiras, com aplicação de lama bentonítica para evitar desmoronamentos, colocação da armadura e lançamento do concreto. Por fim, escava-se o restante do solo em frente à estrutura. O processo é esquematizado na Figura 15.

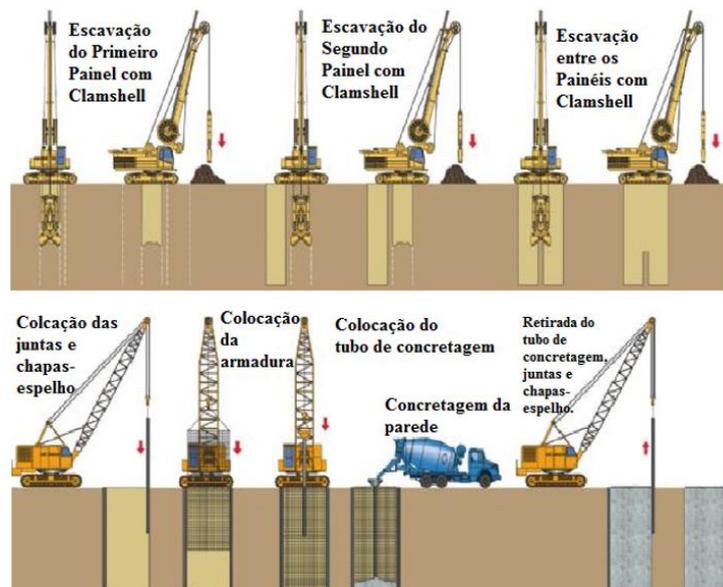
Figura 15. Parede diafragma.



Fonte (Domingues, 1997)

Roman (2013) explica que a escavação para este tipo de contenção é feita através de uma garra hidráulica (*clamshell*) e tem a capacidade de executar paredes de espessuras de 30 a 140 cm, com larguras variando entre 2,5 a 3,8 metros. A sequência de montagem desta parede pode ser visualizada na Figura 16.

Figura 16. Execução parede diafragma



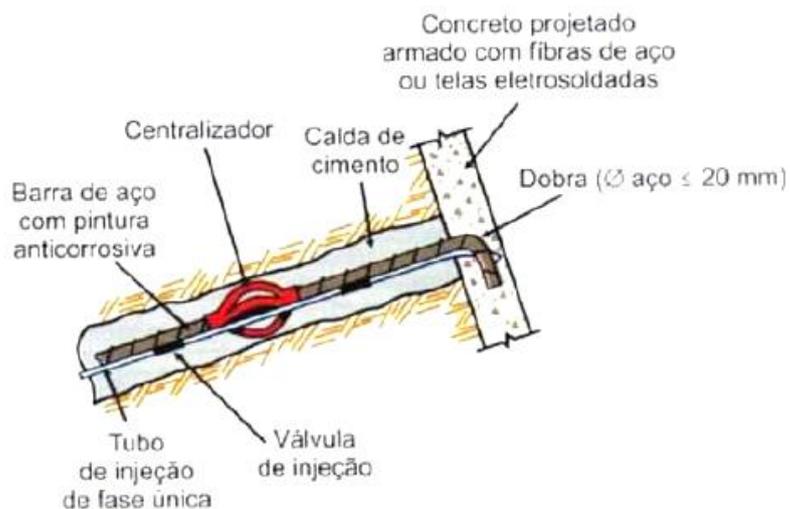
Fonte (Adaptado de ROMAN, 2013)

### 2.2.1.9. Solo grampeado

É uma técnica constituída pela inserção de barras semirrígidas em taludes, seguida pelo preenchimento do furo com uma calda de cimento e fixação com concreto projetado, como pode ser visto na Figura 17. Os grampos atuam na redistribuição dos esforços no interior da contenção e podem ser de diferentes materiais, como barras de aço, micro estacas ou ainda estacas (GERSCOVICH, 2013).

Para Dutra (2013), é um método de contenção muito eficiente na estabilização de taludes originários de escavações por meio de reforços do solo no próprio local. Devido à resistência à flexão presente nesses elementos, os grampos transferem tensões de tração e cisalhamento para o solo ao longo de toda a sua extensão.

Figura 17. Detalhamento do grampo.



Fonte (Gerscovich, 2013).

### 2.2.1.10. Solo reforçado

Este método atua para redistribuir as tensões e deformações globais do maciço, visando aumentar sua resistência. São executados da base para o topo do talude, usualmente em camadas, e fazendo uso de revestimento externo para diminuir os impactos causados por intempéries (PLÁCIDO e KAMIJ, 2011; DYMINSKI, 2010).

Pedroso (2000) ainda afirma que:

As estruturas de solo reforçado caracterizam-se pela associação de dois materiais com comportamentos mecânicos distintos: o solo, que pode

apresentar resistências à compressão e ao cisalhamento relativamente elevadas, e o geossintético, que possui elevada resistência à tração.

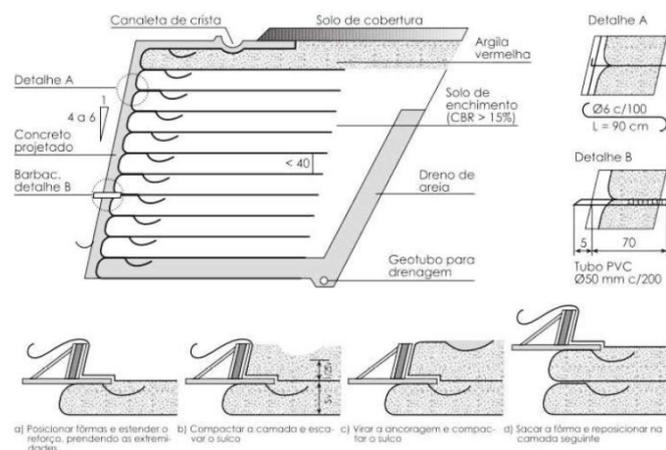
Existem vários materiais que podem ser utilizados neste método, os quais são apresentados seguir:

#### a. Geossintéticos

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (*International Geosynthetic Society – IGS*) afirma que, quando utilizado como reforço de solo, os geossintéticos como geotêxteis e geogrelhas acrescentam resistência à tração na massa de solo, de forma a possibilitar paredes de solo reforçado verticais ou aproximadamente verticais. O emprego deste reforço possibilita a construção de aterros sobre fundações de solos extremamente moles, assim como de muros íngremes improváveis de serem viabilizados em solos não-reforçados.

Alexandre e França (2005) explicam que o método construtivo é consistido primeiramente na regularização e compactação da primeira camada de solo, seguido pela adição de uma faixa de reforço drenante geossintético e, por fim, a adição da segunda camada de solo compactado; este processo é repetido até o atingimento da cota desejada. Para garantir a durabilidade e segurança da estrutura, pode ser executado um revestimento externo, como o envelopamento com geotêxtil ou ainda jateamento de concreto, como pode ser vista na Figura 18.

Figura 18. Seção transversal de muro com reforço de geossintético.

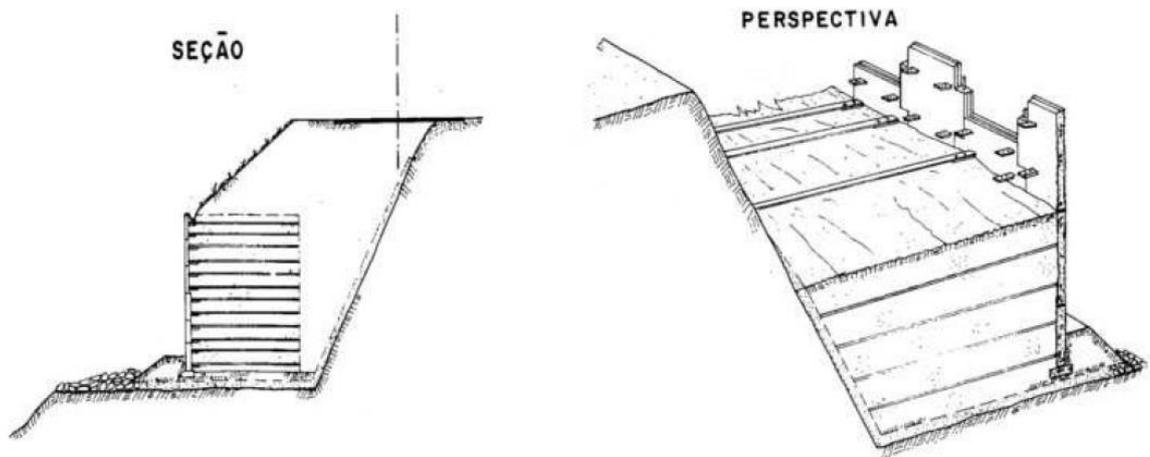


Fonte (Alexandre e França, 2005).

## b. Terra armada

O objetivo deste sistema é redistribuir a pressão no interior do talude a partir da inserção gradativa de placas de concreto pré-moldadas juntamente com tiras metálicas presas às placas (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2008; CORSINI, 2012). Dyminski (2010) ressalta que essas placas não possuem função estrutural, apenas auxiliam a proteção na face do talude. O corte esquemático do sistema se encontra na Figura 19.

Figura 19. Plano transversal e perspectiva do sistema de terra armada.



Fonte (Gerscovich, 2013).

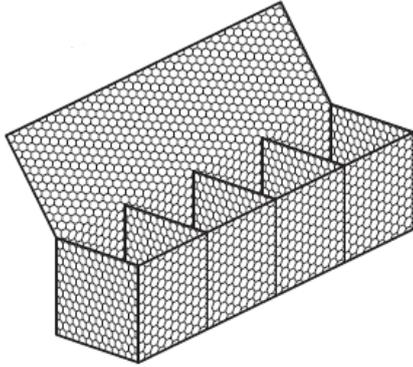
### 2.2.1.11. Muro de gabião

Barros (2008) explana que o muro gabião é um muro de gravidade flexível constituído de elementos metálicos feitos com telas de malha hexagonal de dupla torção, preenchidos com pedras basálticas e granito. Este tipo de contenção é construído com o intuito de suportar permanentemente, através de seu próprio peso, uma massa de solo que se encontra em risco de movimentação do solo (HIGHLAND e BOBROWSKY, 2011).

Suas dimensões atingem normalmente 2 metros de altura com 1 metro de largura em suas arestas; caracterizados por serem “estruturas relativamente deformáveis e drenadas” (DA SILVA, 2012). São divididos em: gabião caixa, com formato de prisma retangular e revestido por uma malha metálica hexagonal; gabião manta, que possui formato de prisma retangular com grande superfície e pouca altura e é empregado na preservação de taludes, canalizações, plataformas de deformação e em margens; gabião saco, utilizado, em sua maioria, em obras

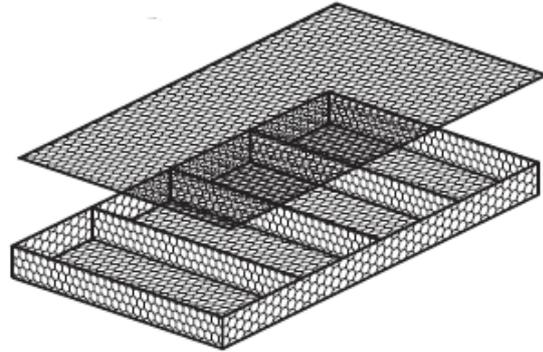
emergenciais hidráulicas onde o local necessita de uma intervenção rápida ou ainda quando a água não permite acesso ao local. Seus detalhamentos se dão na Figura 20, Figura 21 e Figura 22, respectivamente.

Figura 20. Gabião caixa.



Fonte (Maccaferri, 2018).

Figura 21. Gabião manta.



Fonte (Maccaferri, 2018).

Figura 22. Gabião saco



Fonte (Maccaferri, 2018).

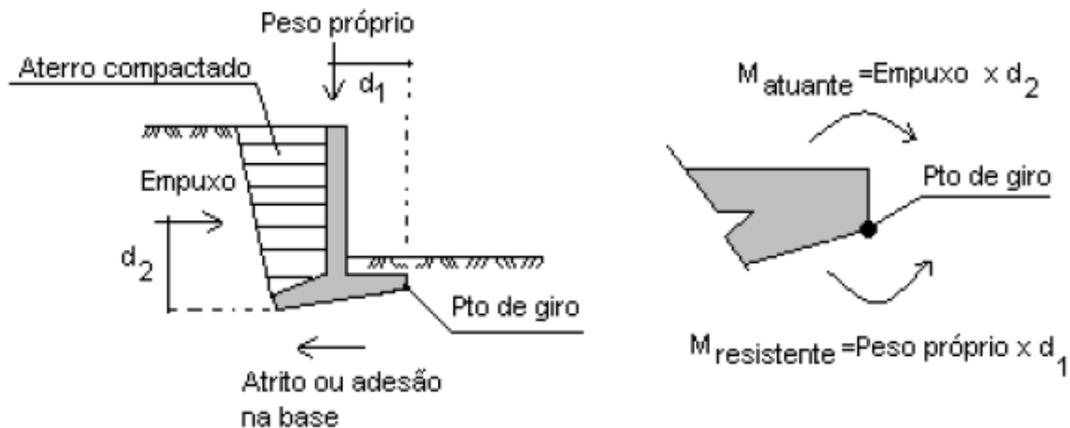
#### 2.2.1.12. Muro de flexão em concreto armado

Para Ranziniet *al.* (1998), os muros de flexão possuem seção em “L” e são estruturas esbeltas que resistem aos empuxos por flexão através do apoio de sua base utilizando parte de seu peso próprio para tal feito. Para Gerscovich (2013) este tipo de contenção não é econômica para grandes alturas, pelo alto custo de seus materiais e pela necessidade da utilização de contrafortes para aumentar sua estabilidade ao tombamento.

Pinto (2013) afirma que existem dois tipos de muros de flexão: para aterro, onde são projetados de modo a suportar os empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio da estrutura, sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio; e à flexão para corte, nos quais transmitem as pressões geradas pelos empuxos ativos ao solo de apoio pela sapata de

fundação dos muros sem a contribuição de parte do maciço a ser estabilizado. A Figura 23 mostra a última estrutura mencionada.

Figura 23. Muro de flexão para corte.



Fonte (Pinto, 2013).

## 2.2.2. Estabilidade da estrutura

### 2.2.2.1. Estabilidade contra o tombamento

Segundo Gerscovich (2009), o momento resistente deve ser maior do que o momento solicitante para que o muro não sofra tombamento em torno da extremidade externa. Sendo o momento resistente correspondente ao momento gerado pelo peso do muro e o momento solicitante definido como o momento do empuxo total atuante, como mostrado na Figura 24. Com isso, o coeficiente de segurança contra o tombamento é definido pelas Equações 1 e 2.

$$FS_{\text{tomb}} = \frac{M_{\text{RES}}}{M_{\text{SOLIC}}} \geq 2,0 \quad (1)$$

$$FS_{\text{tomb}} = \frac{w \cdot x_1 + E_{\text{av}} \cdot x_2}{E_{\text{ah}} \cdot y_1} \geq 2,0 \quad (2)$$

Onde:

W: força peso;

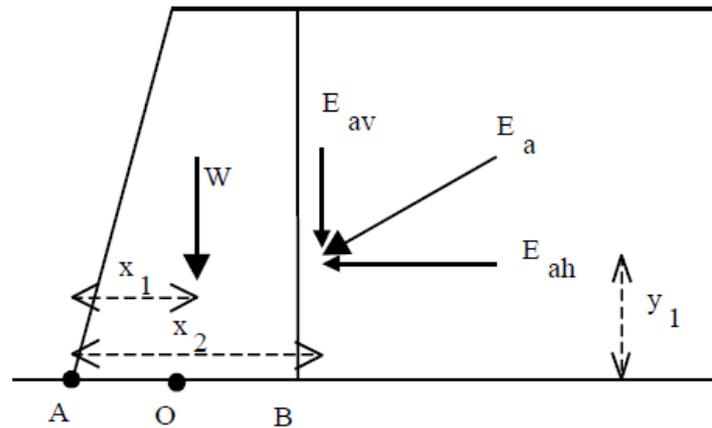
X1; distância da base do muro ao centro;

Eav: componente vertical do empuxo;

X2: base do muro;

$E_{ah}$ : componente horizontal do empuxo;  
 $Y_1$ : altura de aplicação do empuxo.

Figura 24. Segurança contra o tombamento



Fonte (Gerscovich, 2009).

A segurança contra tombamento da massa reforçada é definida pela razão entre o momento estabilizante proporcionado pelo peso do muro e momento instabilizante gerado pelo empuxo de solo, sendo determinado pela Equação 3.

$$FS_t = \frac{(\gamma_1 H + q) \cdot (L_r)^2}{2E \cdot y_E} \geq 2,0 \quad (3)$$

Onde:

$\gamma_1$ : peso específico do solo;

H: altura do maciço reforçado;

q: sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno;

$L_r$ : comprimento do reforço ou largura da base da massa de solo reforçado;

E: empuxo ativo;

$y_E$ : altura de aplicação do empuxo.

Pode-se determinar a largura da massa reforçada a partir da Equação 4.

$$L_r = \sqrt{\frac{2FS_t \cdot E \cdot y_E}{(\gamma_1 H + q)}} \quad (4)$$

$FS_t$  : fator de segurança ao tombamento;

E: empuxo ativo;

$Y_e$ : altura de aplicação do empuxo.

$\gamma_1$ : peso específico do solo;

H: altura do maciço reforçado;

q: sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno;

### 2.2.2.2. Segurança contra o deslizamento

Barros (2015) determina o fator de segurança contra o deslizamento verificando o equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com o auxílio de um fator de segurança, calculado segundo a Equação 5.

$$FS_{\text{desliz}} = \frac{W_{\text{muro}} \cdot \tan \delta + \frac{E_p}{2}}{E_a} \geq 1,5 \quad (5)$$

Onde:

$W_{\text{muro}}$  = peso do muro ou do solo sobre o tardo (kN/m);

$E_p$  = empuxo passivo (kN/m);

$E_a$  = empuxo ativo (kN/m);

$\delta$  = ângulo de atrito solo-muro ( $^\circ$ ).

As forças atuantes são mostradas na Figura 25 e o ângulo de atrito solo-muro pode ser calculado conforme a Equação 6.

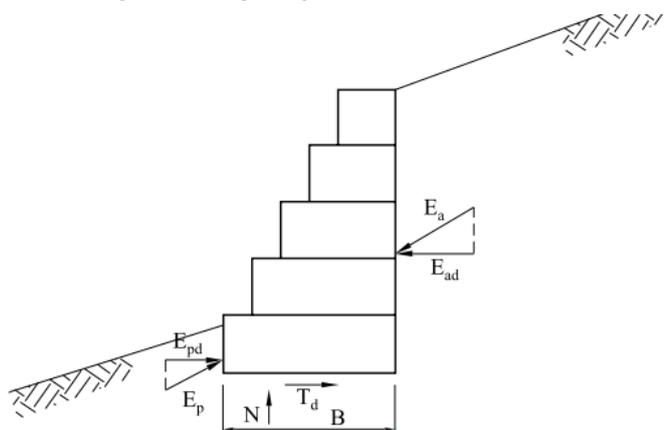
$$\tan \delta = \frac{2}{3} \cdot \tan \theta \quad (6)$$

Sendo:

$\delta$  = ângulo de atrito solo-muro ( $^\circ$ );

$\theta$  = ângulo de atrito do solo ( $^\circ$ ).

Figura 25. Segurança contra o Deslizamento



Fonte (Barros et al, 2015).

### 2.3. ORÇAMENTAÇÃO

O controle de custos da construção civil é feito a partir de orçamentos, nos quais se identificam as variáveis que estarão presentes nas etapas de projeto e execução da obra de engenharia. No decorrer da execução, é necessário realizar um controle de custos que é caracterizado pela identificação de variações negativas entre custos orçados e custos reais, podendo assim interferir na qualidade dos empreendimentos (KNOLSEISEN, 2003).

Welsch (2002) afirma que orçamento é “um enfoque sistemático e formal à execução das responsabilidades de planejamento, coordenação e controle da administração”. O autor afirma que esta é uma ferramenta muito importante na administração da obra, pois é responsável pela tomada de decisões. Já Pini (1999) comenta que o orçamento “consiste na determinação do custo de uma obra antes de sua realização, elaborado com base em documentos específicos, tais como, projetos, memorial descritivo e caderno de encargos”.

#### 2.3.1. Tipos de orçamentos

##### 2.3.1.1. Orçamento paramétrico

O orçamento paramétrico é ideal para as verificações iniciais de uma obra, por se tratar de uma análise aproximada dos valores, ou ainda quando não se tem acesso a todos os projetos referentes à obra em questão, podendo definir o custo da construção por sua área. A média do custo utilizado por esse tipo de orçamento é obtido pelo CUB (Custo Unitário Básico), que é um índice que representa a variação mensal dos custos para a realização de uma construção. Tal índice é definido pela NBR 12.721 (MARTINS, 2012).

A NBR 12.721:2006 descreve que alguns itens – como fundações, elevadores, ar condicionado, calefação, entre outros, não são considerados na formação dos custos unitários básicos, mas “devem ser levados em conta na determinação dos preços por metro quadrado de construção”. A norma ainda determina que o objetivo do CUB é disciplinar o mercado imobiliário, servindo como parâmetro na determinação dos valores de imóveis.

### *2.3.1.2. Orçamento discriminado*

O orçamento discriminado utiliza dados provenientes da TCPO e do SINAPI, apresentados a seguir:

- a. A TCPO13ª Edição (2010): apresenta uma série de considerações situando o leitor no contexto de custos e despesas que se pode encontrar em uma determinada obra. É feito um comentário a respeito do orçamento e, em seguida, é subdividido em duas classes, orçamento estimativo e orçamento definitivo. O orçamento estimativo é aquele calculado com base em projetos básicos e é um orçamento que com certeza sofrerá alteração, devido a sua falta de precisão. Já o orçamento definitivo é calculado levando em consideração todos os projetos executivos, apresentando assim um melhor detalhamento nos gastos. Apresenta os insumos necessários para todas as etapas da obra, desde mão de obra necessária até o material que será utilizado na respectiva tarefa. Porém, não apresenta nenhum valor, somente fatores de correção;
- b. O SINAPI (2018): tem como objetivo a produção, com abrangência nacional, de informações de custos e índices a serem utilizados pela construção civil. É utilizado como complemento a TCPO devido ao fato de informar os valores básicos para os insumos e sua mão de obra, com base na programação da obra.

Para Martins (2012), o orçamento é composto por custos diretos, que dependem da quantidade de bens e serviços produzidos. Enquadram-se nesses custos as despesas com materiais, equipamentos e mão de obra. O orçamento também abrange o custo indireto, que são aqueles que não dependem dos bens produzidos, e sim as despesas com a instalação do canteiro, gastos com escritório e veículos da administração.

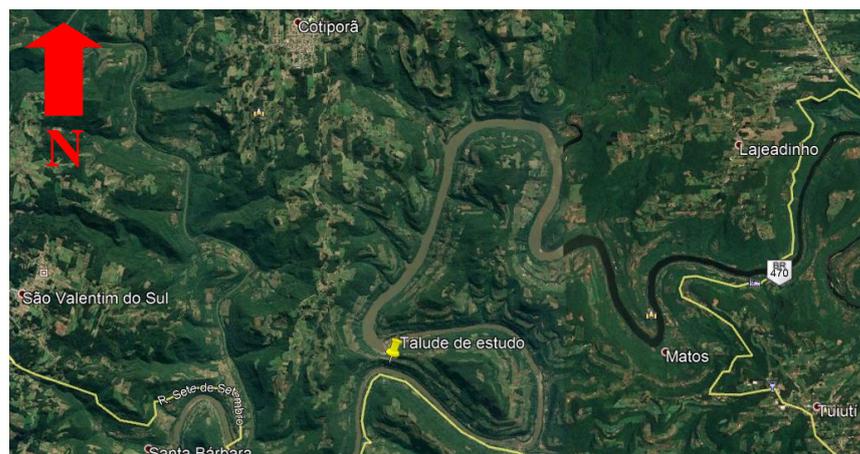
### 3. METODOLOGIA

Neste trabalho foram dimensionadas duas estruturas de contenção, um muro de gabião e um muro de flexão em concreto armado para um talude de corte no município de Cotiporã – RS, para fins de comparação e análise econômica.

#### 3.1. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

O objeto do estudo está localizado em uma rodovia municipal que liga Bento Gonçalves a Cotiporã. Esta rodovia está dentro do domínio do município de Cotiporã no Rio Grande do Sul, sob as coordenadas geográficas: latitude  $29^{\circ}4'9.33''S$  e longitude  $51^{\circ}40'23.81''O$ , como pode ser observado nas Figuras 26, 27 e 28.

Figura 26. Localização do talude.



Fonte (Google Earth).

Figura 27. Localização do talude.



Fonte (Google Earth).

Figura 28. Talude de estudo.



Fonte (Autor).

### 3.2. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

A amostra de solo foi coletada no dia 18/08/2018, de forma manual com auxílio de pá, e a partir dela foram realizados os ensaios previstos na NBR 6459/2016 – Determinação do Limite de Liquidez de Solo e NBR 7180/2016 – Determinação do Limite de Plasticidade de Solos. Obtendo-se o limite de liquidez e o limite de plasticidade, assim pode-se determinar o índice de plasticidade do solo, como mostrado na Equação 7.

$$IP = LL - LP \quad (7)$$

Onde:

IP = índice de plasticidade

LL = limite de liquidez

LP = limite de plasticidade

A partir da umidade natural do solo ( $w$ ), obteve-se o índice de consistência (IC) do solo, como pode ser observado na Equação 8. A partir da definição da consistência do solo

estudado, foi possível definir o peso específico natural do solo ( $\gamma$ ), o ângulo de atrito ( $\phi$ ) e a coesão ( $c$ ).

$$IC = \frac{LL - \omega}{IP} \quad (8)$$

### 3.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DO TALUDE

A análise de estabilidade do talude foi feita através do Método de Bishop Simplificado, que considera superfícies circulares e é baseado no método das fatias. O método de Bishop é complexo e necessita de uso computacional, por isso utilizou-se a simplificação com solução iterativa, onde poucas iterações são necessárias para se obter o fator de segurança, o qual deve ser maior que 1,5. A Equação 9 foi utilizada para esse cálculo.

$$FS = \frac{1}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \sum \left\{ [c' b + (W - ub) \operatorname{tg} \phi'] \frac{1}{m_i} \right\} \quad (9)$$

### 3.4. PRÉ - DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

#### 3.4.1. Cálculo do coeficiente de empuxo

Para o cálculo do coeficiente do empuxo, utilizou-se a Teoria de Coulomb, que considera o atrito interno do solo e fornece valores mais realistas que as demais teorias, tornando-se mais vantajoso financeiramente. O valor do coeficiente de empuxo ativo foi calculado conforme apresentado na Equação 10 e o valor do coeficiente de empuxo passivo foi calculado conforme apresentado na Equação 11.

$$K_a = \left[ \frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \sin(\beta - \phi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad (10)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (11)$$

A Teoria de Coulomb tem como hipóteses básicas que a superfície de deslizamento é plana e ocorre deslizamento relativo entre o solo e o muro. A escolha pela utilização desta teoria se deu pelo fato de o conjunto de estrutura a ser estudado ser oneroso, favorecendo valores mais baixos a favor da economia da obra. O empuxo passivo foi considerado pois possui sua base abaixo do nível do solo. Para obtenção do valor de empuxo ativo utilizou-se a Equação 12 e o valor do empuxo passivo conforme Equação 13.

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (12)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p \quad (13)$$

Onde:

$E_p$  = empuxo passivo (kN/m);

$E_a$  = empuxo ativo (kN/m);

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo;

$H$  = altura de solo sobre o muro (m);

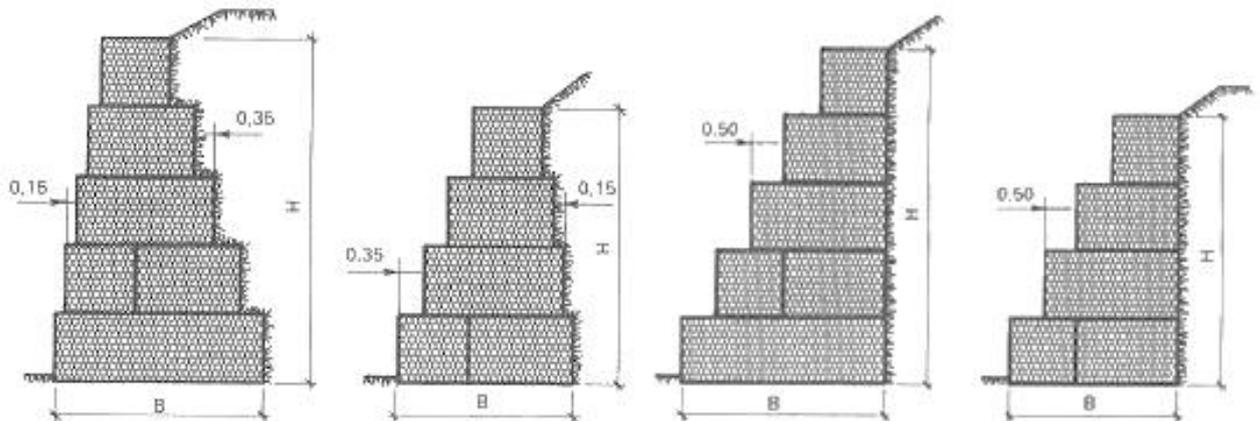
$\gamma$  = peso específico do solo.

### 3.4.2. Muro de Gabião

O muro de gabião, proporciona flexibilidade ao terreno sem a necessidade de um sistema de drenagem. O muro foi pré-dimensionado conforme Loturco (2006), onde calcula-se a base da estrutura em função da sua altura, conforme a Figura 29 e Equação 14.

$$b = \frac{1}{2} \times (1 + H) \quad (14)$$

Figura 29. Pré-dimensionamento do Muro de Gabião.



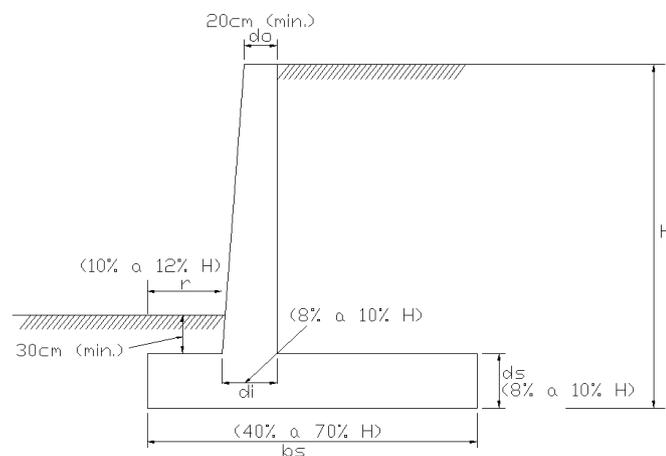
Fonte (Conde & Ribeiro, 2017).

A Figura 29 apresenta que as bermas de equilíbrio dos muros de gabião podem ser dimensionadas com largura variando de 0,15 m a 0,50 m. A largura da base (B) é função da altura (H).

### 3.4.3. Muro de Flexão em Concreto Armado

O pré-dimensionamento da estrutura foi realizado conforme Marchetti (2007), com a sua altura (H) definida através do perfil do terreno. As dimensões que foram calculadas são a base do muro ( $d_i$ ), o topo do muro ( $d_o$ ), a largura da sapata ( $b_s$ ), a altura da sapata ( $d_s$ ), ponta da sapata ( $r$ ) e o talão ( $t$ ), conforme Figura 30.

Figura 30. Pré-dimensionamento da estrutura.



Fonte (Adaptado de Marchetti, 2007).

### 3.5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS

Para a análise de estabilidade das estruturas utilizou-se o Método do Equilíbrio Limite. Neste método é testada a estabilidade contra o tombamento e o deslizamento, devendo-se obter um Fator de Segurança maior do que 2,0 e 1,5, respectivamente, conforme as Equações 2 e 5 apresentadas no capítulo 2 deste trabalho e expostas a seguir novamente.

$$FS_{\text{tomb}} = \frac{w \cdot x_1 + E_{av} \cdot x_2}{E_{ah} \cdot y_1} \geq 2,0$$

$$FS_{\text{desliz}} = \frac{W_{\text{muro}} \cdot \tan \delta + \frac{E_p}{2}}{E_a} \geq 1,5$$

### 3.6. ORÇAMENTAÇÃO

Nesta etapa foram levantados os custos diretos e indiretos para a construção dos dois tipos de obra de contenção:

- custos diretos (de construção): referem-se aos gastos diretos gerados a partir da construção da obra de contenção;
- custos indiretos (de manutenção): referem-se aos custos que serão gerados ao longo da vida útil do projeto.

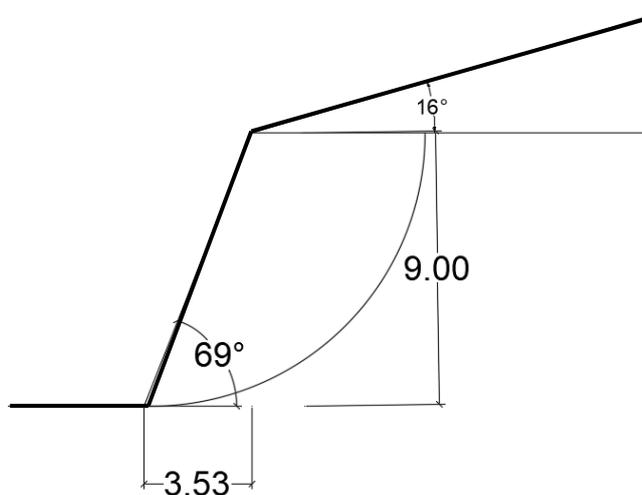
A orçamentação apresentada se refere a 1 metro linear de cada estrutura projetada. Desta forma a diferença entre os custos de cada uma deve ser multiplicado pelo comprimento total de cada construção. Os valores considerados foram embasados no SINDUSCON-RS - Sindicato da Indústria da Construção Civil no Estado do Rio Grande do Sul e no SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - Caixa - IBGE, na vigência do segundo semestre de 2018 para o Estado do Rio Grande do Sul, juntamente com a tabela TCPO 13ª edição de 2010. Os custos apresentados são expressos em valores presentes.

Para efeito comparativo, foram abordados somente os custos para execução e manutenção das estruturas, contemplando: material, equipamentos e mão de obra. Não foram inclusos custos para preparação do local, laudo geológico, instalações provisórias e custos que não estiverem diretamente ligados à obra de execução das contenções.

#### 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios de caracterização do solo, os cálculos para verificação do talude, assim como pré-dimensionamento das estruturas de contenção e os respectivos orçamentos. A Figura 31 mostra o corte esquemático do talude de estudo, onde pode-se verificar a altura do mesmo e seu ângulo de inclinação.

Figura 31. Corte esquemático do perfil de estudo.



Fonte (Autor, 2018)

##### 4.1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Através dos ensaios previstos na NBR 6459/2016 – Determinação do Limite de Liquidez de Solo e NBR 7180/2016 – Determinação do Limite de Plasticidade de Solos, obteve-se o limite de liquidez e o limite de plasticidade. Assim determinou-se o índice de plasticidade do solo.

Na Tabela 2 pode-se observar a umidade média do solo, cujo resultado foi 23,98%. Na Tabela 3 pode-se observar o limite de plasticidade do solo, que se configura pelo menor valor encontrado no ensaio, neste caso foi de 28%. Por fim, na Tabela 4 é verificado o limite de liquidez da amostra cujo valor de umidade para 25 golpes é de 41,86%, o qual foi encontrado conforme apresentado no Gráfico 1, onde “x” representa o número de golpes.

Tabela 2. Umidade do solo.

ENSAIOS DE UMIDADE DO SOLO – AMOSTRAS EM 08/2018						
Amostras	m <sub>cápsula</sub> (g)	m <sub>solo úmido com cápsula</sub> (g)	m <sub>solo seco com cápsula</sub> (g)	m <sub>solo úmido sem cápsula</sub> (g)	m <sub>solo seco sem cápsula</sub> (g)	Umidade (%)
W1	16,23	56,15	48,72	39,92	32,49	22,87
W2	15,96	56,01	47,83	40,05	31,87	25,67
W3	16,12	56,09	48,51	39,97	32,39	23,40
Média						23,98

Fonte (Autor, 2018)

Tabela 3. Limite de Plasticidade.

LIMITE DE PLASTICIDADE – AMOSTRAS EM 08/2018						
Amostras	m <sub>cápsula</sub> (g)	m <sub>solo úmido com cápsula</sub> (g)	m <sub>solo seco com cápsula</sub> (g)	m <sub>solo úmido sem cápsula</sub> (g)	m <sub>solo seco sem cápsula</sub> (g)	Umidade (%)
LP1	17,50	18,84	18,54	1,34	1,04	28,85
LP2	17,11	18,07	17,86	0,96	0,75	28,00
LP3	17,81	18,93	18,68	1,12	0,87	28,74
Limite de Plasticidade						28,00

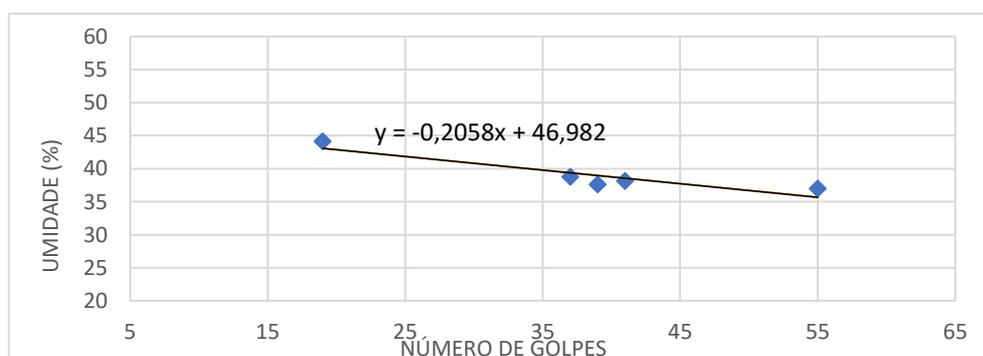
Fonte (Autor, 2018)

Tabela 4. Limite de liquidez.

LIMITE DE LIQUIDEZ: AMOSTRA DE SOLO							
Amostras	m <sub>cápsula</sub> (g)	m <sub>solo úmido com cápsula</sub> (g)	m <sub>solo seco com cápsula</sub> (g)	m <sub>solo úmido sem cápsula</sub> (g)	m <sub>solo seco sem cápsula</sub> (g)	Nº de Golpes	Umidade (%)
LL1	15,81	62,61	49,98	46,8	34,17	55	36,96
LL2	17,11	58,79	47,28	41,68	30,17	41	38,15
LL3	17,11	57,91	46,76	40,8	29,65	39	37,60
LL4	16,39	62,58	49,68	46,19	33,29	37	38,75
LL5	17,41	61,76	48,18	44,35	30,77	19	44,13
Valor de umidade para 25 golpes:				41,86%			

Fonte (Autor, 2018)

Gráfico 1. Equação da reta determinante do limite de liquidez.



Fonte (Autor, 2018)

A partir dos dados obtidos dos limites de liquidez e de plasticidade, assim como a umidade relativa do solo, pode-se chegar aos valores de índice de plasticidade e índice de consistência, conforme as Equações 7 e 8, respectivamente, apresentadas no capítulo 3 deste trabalho.

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 41,86 - 28$$

$$IP = 13,86 \%$$

$$IC = \frac{LL - \omega}{IP}$$

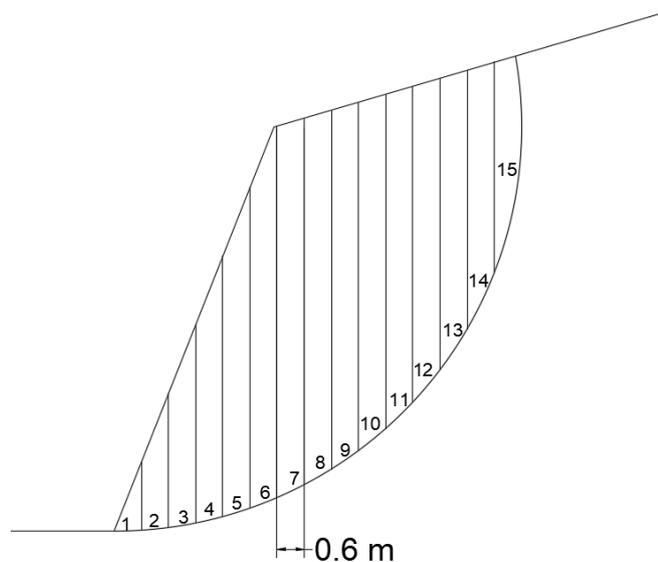
$$IC = \frac{41,86 - 23,98}{13,86}$$

$$IC = 1,29$$

#### 4.2. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO TALUDE

Conforme mostra a Figura 32, para a aplicação do Método de Bishop Simplificado o talude foi dividido em 15 fatias, onde a largura média de cada uma corresponde a 0,60 m.

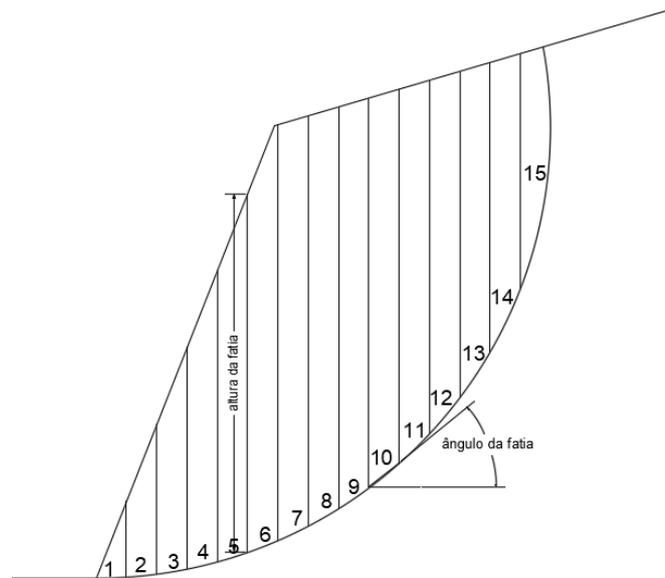
Figura 32. Fatias utilizadas no Método de Bishop Simplificado.



Fonte (Autor, 2018)

O próximo passo foi definir a altura ( $h$ ) e o ângulo de inclinação ( $\alpha$ ) de cada fatia. O valor da altura é medido do centro da fatia até o topo do talude e o ângulo de inclinação é determinado através do ângulo da base da fatia com a horizontal. A Figura 33 exemplifica a obtenção destes valores.

Figura 33. Determinação da altura e ângulo de inclinação de cada fatia.



Fonte (Autor, 2018)

Com as determinações realizadas, foi possível aplicar o Método de Bishop Simplificado, conforme Equação 9 explanada no capítulo 3 deste trabalho. Os valores obtidos por este método podem ser verificados nas Tabelas 5, 6 e 7. Foram necessárias 20 iterações para que o valor do fator de segurança (FS) convergisse.

Tabela 5. Método de Bishop Simplificado.

Método de Bishop Simplificado																				
Fatias	b (m)	h (m)	$\alpha$ (°)	W(kN/m)	W.sen $\alpha$	c'.b	tg $\phi$	FSarb1	cosa	tg $\alpha$ *tg $\phi$	Mi1	Mi2	Mi3	Mi4	Mi5	Mi6	Mi7	Mi8	Mi9	Mi10
1	0,60	0,76	69,00	9,12	8,51	12,00	0,7002	1,00	0,358	1,824	1,012	0,946	0,894	0,852	0,818	0,792	0,771	0,754	0,740	0,729
2	0,60	2,25	79,00	27,00	26,50	12,00	0,7002	1,00	0,191	3,602	0,878	0,809	0,754	0,710	0,675	0,647	0,624	0,606	0,592	0,581
3	0,60	3,70	82,00	44,40	43,97	12,00	0,7002	1,00	0,139	4,982	0,833	0,763	0,707	0,663	0,627	0,599	0,576	0,558	0,544	0,533
4	0,60	5,11	84,00	61,32	60,98	12,00	0,7002	1,00	0,105	6,662	0,801	0,731	0,675	0,630	0,595	0,566	0,544	0,526	0,511	0,500
5	0,60	6,47	85,00	77,64	77,34	12,00	0,7002	1,00	0,087	8,003	0,785	0,714	0,658	0,614	0,578	0,550	0,527	0,509	0,494	0,483
6	0,60	7,79	86,00	93,48	93,25	12,00	0,7002	1,00	0,070	10,013	0,768	0,698	0,642	0,597	0,561	0,533	0,510	0,492	0,478	0,466
7	0,60	8,22	86,00	98,64	98,40	12,00	0,7002	1,00	0,070	10,013	0,768	0,698	0,642	0,597	0,561	0,533	0,510	0,492	0,478	0,466
8	0,60	8,08	86,00	96,96	96,72	12,00	0,7002	1,00	0,070	10,013	0,768	0,698	0,642	0,597	0,561	0,533	0,510	0,492	0,478	0,466
9	0,60	7,88	86,00	94,56	94,33	12,00	0,7002	1,00	0,070	10,013	0,768	0,698	0,642	0,597	0,561	0,533	0,510	0,492	0,478	0,466
10	0,60	7,61	86,00	91,32	91,10	12,00	0,7002	1,00	0,070	10,013	0,768	0,698	0,642	0,597	0,561	0,533	0,510	0,492	0,478	0,466
11	0,60	7,25	85,00	86,94	86,61	12,00	0,7002	1,00	0,087	8,003	0,785	0,714	0,658	0,614	0,578	0,550	0,527	0,509	0,494	0,483
12	0,60	6,77	85,00	81,24	80,93	12,00	0,7002	1,00	0,087	8,003	0,785	0,714	0,658	0,614	0,578	0,550	0,527	0,509	0,494	0,483
13	0,60	6,15	85,00	73,76	73,48	12,00	0,7002	1,00	0,087	8,003	0,785	0,714	0,658	0,614	0,578	0,550	0,527	0,509	0,494	0,483
14	0,60	5,27	84,00	63,24	62,89	12,00	0,7002	1,00	0,105	6,662	0,801	0,731	0,675	0,630	0,595	0,566	0,544	0,526	0,511	0,500
15	0,59	3,83	85,00	45,04	44,87	11,76	0,7002	1,00	0,087	8,003	0,785	0,714	0,658	0,614	0,578	0,550	0,527	0,509	0,494	0,483

Fonte (Autor, 2018)

Tabela 6. Método de Bishop Simplificado. (resumo)

Método de Bishop Simplificado														
Fatias	Mi11	Mi12	Mi13	Mi14	Mi15	Mi16	Mi17	Mi18	Mi19	Mi20				
1	0,721	0,714	0,708	0,704	0,700	0,697	0,695	0,693	0,692	0,691				
2	0,572	0,564	0,559	0,554	0,550	0,547	0,545	0,543	0,541	0,540				
3	0,523	0,516	0,510	0,505	0,502	0,499	0,496	0,494	0,493	0,492				
4	0,490	0,483	0,477	0,472	0,469	0,466	0,463	0,461	0,460	0,459				
5	0,474	0,466	0,460	0,456	0,452	0,449	0,446	0,445	0,443	0,442				
6	0,457	0,449	0,443	0,439	0,435	0,432	0,430	0,428	0,426	0,425				
7	0,457	0,449	0,443	0,439	0,435	0,432	0,430	0,428	0,426	0,425				
8	0,457	0,449	0,443	0,439	0,435	0,432	0,430	0,428	0,426	0,425				
9	0,457	0,449	0,443	0,439	0,435	0,432	0,430	0,428	0,426	0,425				
10	0,457	0,449	0,443	0,439	0,435	0,432	0,430	0,428	0,426	0,425				
11	0,474	0,466	0,460	0,456	0,452	0,449	0,446	0,445	0,443	0,442				
12	0,474	0,466	0,460	0,456	0,452	0,449	0,446	0,445	0,443	0,442				
13	0,474	0,466	0,460	0,456	0,452	0,449	0,446	0,445	0,443	0,442				
14	0,490	0,483	0,477	0,472	0,469	0,466	0,463	0,461	0,460	0,459				
15	0,474	0,466	0,460	0,456	0,452	0,449	0,446	0,445	0,443	0,442				

Fonte (Autor, 2018)

Tabela 7. Fator de segurança.

FS1	FS2	FS3	FS4	FS5	FS6	FS7	FS8	FS9	FS10	FS11	FS12	FS13	FS14	FS15	FS16	FS17	FS18	FS19	FS20
1,11	1,22	1,33	1,42	1,51	1,59	1,65	1,71	1,76	1,81	1,84	1,87	1,90	1,91	1,93	1,94	1,95	1,96	1,97	1,97

Fonte (Autor, 2018)

O Fator de Segurança obtido foi de 1,97, enquadrando o talude como estável conforme a norma NBR 11.682. Porém, conforme observado na Figura 34, o talude apresenta características de instabilidade, visto que já ocorreram deslocamentos de massa no talude e, para efeitos de cálculo, não foram considerados valores de poro-pressão. Portanto, há necessidade de implantação de estruturas de contenção no local.

Figura 34. Talude com movimentação de massa.



Fonte (Autor, 2018)

### 4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

#### 4.3.1. Coeficientes de empuxo

Através da Teoria de Coulomb, obteve-se o valor de empuxo ativo (Equação 12) e de empuxo passivo (Equação 13). O valor do empuxo ativo manteve-se constante no pré-dimensionamento de ambas estruturas de contenção, porém somente o muro de flexão possui valor do empuxo passivo, pois é a única estrutura que possui sua base abaixo do nível do solo, conforme pode ser visto nas Tabelas 8 e 9, respectivamente.

Tabela 5. Valor do empuxo passivo para ambas estruturas.

$\gamma$	21	kN/m <sup>3</sup>
<b>H</b>	5	M
<b>Ka</b>	0,339	
<b>Ea</b>	89,02	kN/m

Fonte (Autor, 2018)

Tabela 6. Valor do empuxo passivo para o muro de flexão em concreto armado.

$\gamma$	21	kN/m <sup>3</sup>
<b>H</b>	0,5	M
<b>Kp</b>	0,741	
<b>Ep</b>	1,944	kN/m

Fonte (Autor, 2018)

#### 4.3.2. Muro de gabião

O pré-dimensionamento da estrutura foi realizado conforme Loturco (2006), a altura da estrutura (H) é 400,00 cm e sua base foi adotada como 300,00 cm. Os valores obtidos, juntamente com o adotado, podem ser vistos na Tabela 10.

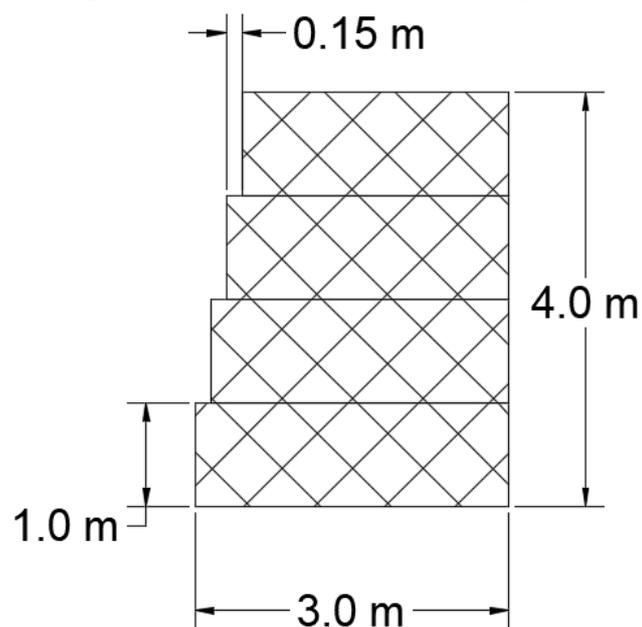
Tabela 7. Pré-dimensionamento do muro de gabião.

H=	400	cm
base:		
$b = (1/2)*(1+H)$		
b=	200,5	cm
Base adotada=	300	cm

Fonte (Autor, 2018)

Na Figura 35 pode-se observar um corte esquemático da estrutura.

Figura 35. Corte esquemático do muro de gabião.



Fonte (Autor, 2018).

### 4.3.3. Muro de flexão em concreto armado

O pré-dimensionamento da estrutura foi realizado conforme Marchetti (2007), sua altura (H) é 450,00 cm. Os valores obtidos podem ser vistos na Tabela 11.

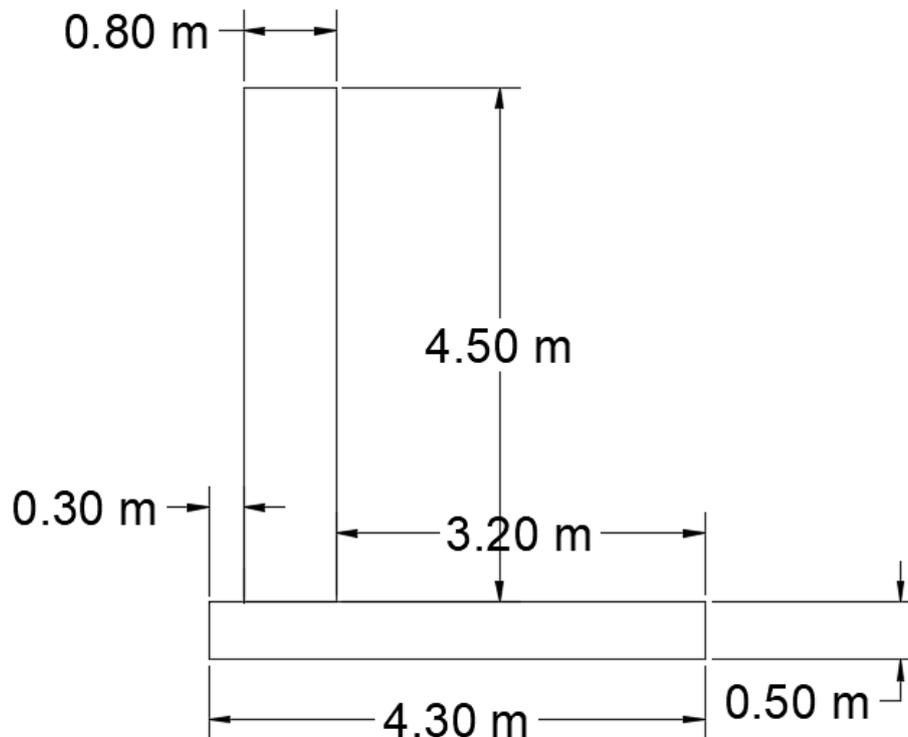
Tabela 8. Pré-dimensionamento do muro de flexão em concreto armado.

<b>Di</b>		<b>BASE (bs)</b>	
8%H a 10%H		40%H a 70%H	
Adotado (cm)	50	Adotado (cm)	400
<b>Ds</b>		<b>R</b>	
8%H a 10%H		10%H a 12%H	
Adotado (cm)	50	Adotado (cm)	30
<b>Do</b>		<b>PROFUNDIDADE</b>	
Adotado (cm)	50	Adotado (cm)	0

Fonte (Autor, 2018)

Na Figura 36 pode-se observar um corte esquemático da estrutura.

Figura 36. Corte esquemático do muro de flexão em concreto armado.



Fonte (Autor, 2018).

#### 4.4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS

##### 4.4.1. Muro de Gabião

Para a verificação da estabilidade da estrutura, foi determinado inicialmente o peso e o centro de gravidade do muro e do solo sobre a estrutura. A Tabela 12 apresenta estes valores.

Tabela 9. Valores para a verificação da estabilidade do muro.

Peça	Peso (kN/m)	Centro de Gravidade (m)
Retângulo 1	90	1,5
Retângulo 2	85,5	1,425
Retângulo 3	81	1,35
Retângulo 4	76,5	1,275

Fonte (Autor, 2018)

##### 4.4.1.1. Análise de estabilidade ao tombamento

A verificação da estabilidade quanto ao tombamento foi feita pela Equação 15. O valor do fator de segurança (FS) segundo a Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009) deve ser maior ou igual a 2,0. O cálculo pode ser vislumbrado na Equação 15.

$$FS_{\text{tomb}} = \frac{30 \cdot (1,5 + 1,425 + 1,35 + 1,275)}{56,97 \cdot 1,33} \geq 2,0 \quad (15)$$

$$FS_{\text{tomb}} = 2,19 \geq 2,0$$

A estrutura está segura ao tombamento, pois seu coeficiente de segurança é maior que o determinado na Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009).

##### 4.4.1.2. Análise de estabilidade ao deslizamento

A verificação da estabilidade quanto ao tombamento foi feita pela Equação 16. O valor do fator de segurança (FS) segundo a Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009) deve ser maior ou igual a 1,5.

$$FS_{\text{desliz}} = \frac{30 \cdot \tan 25,02 + 0}{56,97} \geq 1,5 \quad (16)$$

$$FS_{\text{desliz}} = 2,73 \geq 1,5$$

A estrutura está segura ao deslizamento, pois seu coeficiente de segurança é maior que o determinado na Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009).

#### 4.4.2. Muro de flexão em concreto armado

Para a verificação da estabilidade da estrutura, foi determinado inicialmente o peso e o centro de gravidade do muro e do solo sobre a estrutura. A Tabela 13 apresenta estes valores.

Tabela 10. Valores para a verificação da estabilidade do muro.

Peça	Peso (kN/m)	Centro de Gravidade (m)
Peça 1	53,75	2,15
Peça2	90	0,7
Solo	302,4	2,7

Fonte (Autor, 2018)

##### 4.4.2.1. Análise de estabilidade ao tombamento

A verificação da estabilidade quanto ao tombamento foi feita pela Equação 17. O valor do fator de segurança (FS) segundo a Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009) deve ser maior ou igual a 2,0.

$$FS_{\text{tomb}} = \frac{(53,75 \cdot 2,15) + (90 \cdot 0,7) + (302,4 \cdot 2,7)}{56,97 \cdot (6 - \frac{6}{3})} \geq 2,0 \quad (17)$$

$$FS_{\text{tomb}} = 2,09 \geq 2,0$$

A estrutura está segura ao tombamento, pois seu coeficiente de segurança é maior que o determinado na Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009).

#### 4.4.2.2. Análise de estabilidade ao deslizamento

A verificação da estabilidade quanto ao tombamento foi feita pela Equação 18. O valor do fator de segurança (FS) segundo a Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009) deve ser maior ou igual a 1,5.

$$FS_{\text{desliz}} = \frac{(53,75 + 90 + 302,4) \cdot \tan 25,02 + \frac{1,94}{2}}{89,02} \geq 1,5 \quad (18)$$

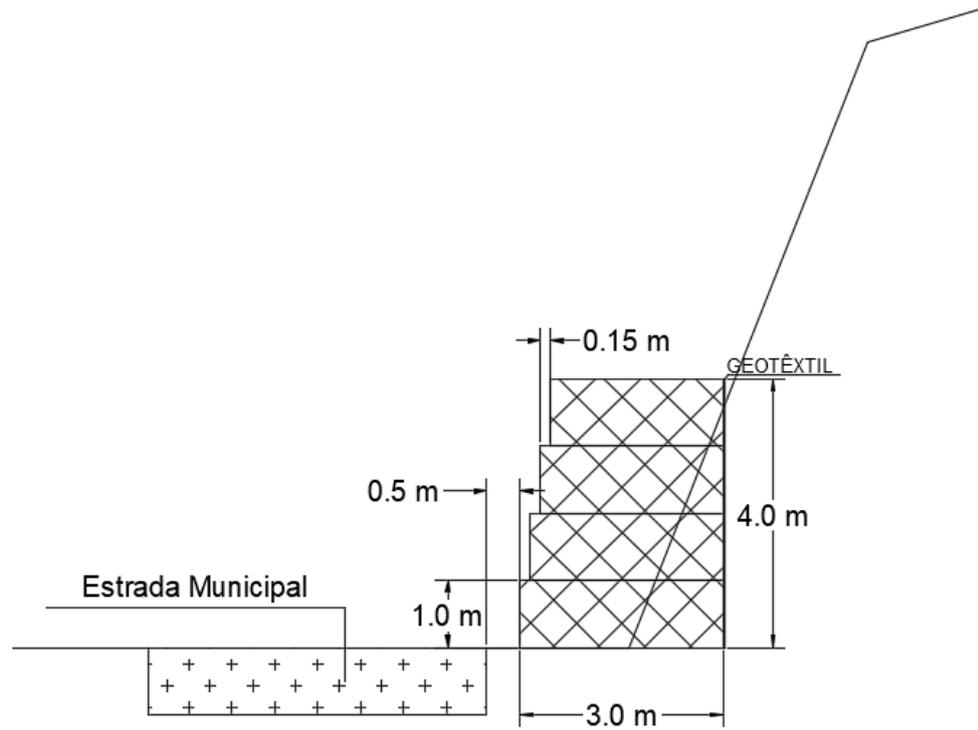
$$FS_{\text{desliz}} = 2,26 \geq 1,5$$

A estrutura está segura ao deslizamento, pois seu coeficiente de segurança é maior que o determinado na Norma de Taludes (ABNT NBR 11682/2009).

#### 4.5. ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

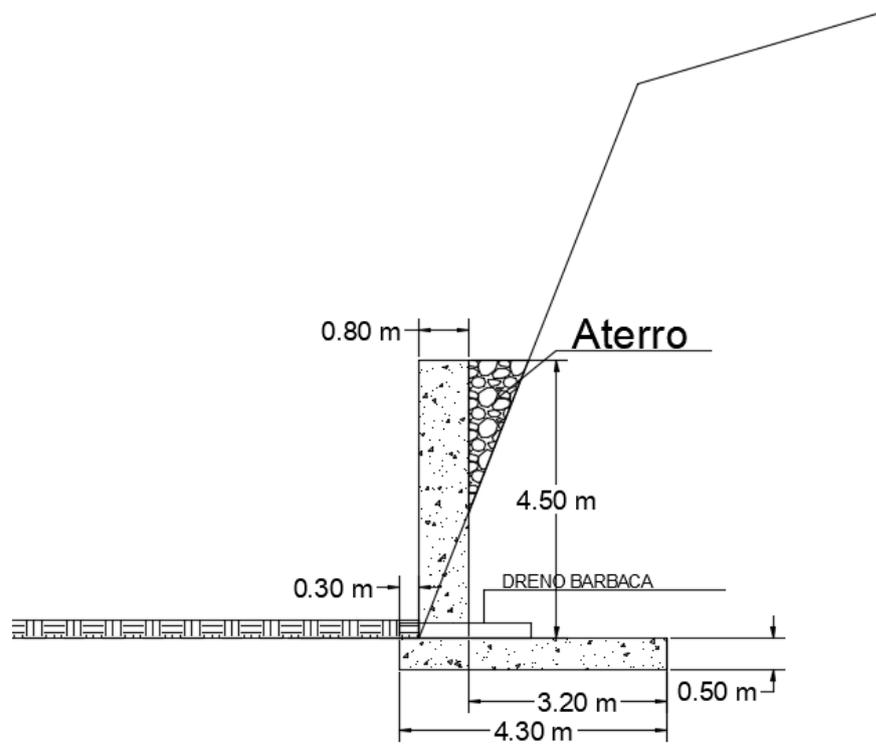
Após a realização de todos os cálculos para verificação da estabilidade, é possível apresentar a disposição final da estrutura de contenção para o talude de corte. A Figura 37 demonstra o muro de gabião e a Figura 38 demonstra o muro de flexão em concreto armado. Como o talude possui uma altura elevada, é recomendado que ocorra um retaludamento em ambas opções, para extinguir a possibilidade de movimento de solo do talude restante. O sistema de drenagem é apenas uma representação, sugere-se para trabalhos futuros que se realize o dimensionamento deste sistema.

Figura 37. Estrutura muro de gabião.



Fonte (Autor, 2018)

Figura 38. Estrutura muro de flexão em concreto armado.



Fonte (Autor, 2018)

#### 4.6. ORÇAMENTO

A orçamentação foi realizada referindo-se a 1 metro linear de cada estrutura projetada. Desta forma, os custos de cada obra devem ser multiplicados pelo comprimento total de cada contenção. Os custos apresentados são expressos em valores presentes.

Os resultados para a estrutura de gabião podem ser observados nas Tabelas 14 e 15, as quais representam o custo de cada etapa e suas composições unitárias, respectivamente, totalizando R\$ 33.525,09/metro linear. Já os valores para a estrutura de flexão em concreto armado podem ser visualizados nas Tabelas 16 e 17, as quais representam o custo de cada etapa e suas composições unitárias, respectivamente, totalizando R\$ 186.217,50/metro linear.

Tabela 14. Planilha orçamentária - muro de gabião.

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA - MURO DE GABIÃO											
ITEM	CÓDIGO ICPO	SERVIÇOS	QUANT.	UNID.	MATERIAL	CUSTO UNITÁRIO			SERVIÇOS DE TERCEIROS	CUSTO TOTAL	CUSTO TOTAL DA ETAPA
						MÃO DE OBRA	MAT. + M.O.				
1		<b>MOVIMENTAÇÃO DE TERRA</b>									
1.1	02315.8.4.5	Escavação mecanizada em campo aberto em solo de 1ª categoria até 4m	2,60	m³	11.790,12	0,58	11.790,70			30.655,81	
2		<b>ESTRUTURA</b>									30.655,81
2.1	02830.8.3.2	MURO DE ARRIMO com gabião, malha hexagonal 8 cm x 10 cm, dupla torção, altura 4 m	1,00	m	2.832,93	0,36	2.833,29			2.833,29	
2.2	02625.8.1.2	GEOTEXTIL usado como filtro em substituição à transição granulométrica e como proteção à erosão em canais revestidos com gabiões - unidade: m2	4,00	m²	8,64	0,36	9,00			35,99	
		<b>CUSTO TOTAL DA OBRA</b>									<b>2.869,28</b>
											<b>33.525,09</b>

Fonte (Autor, 2018)

Tabela 15. Composições unitárias - muro de gabião.

ITEM	TCPO	SERVIÇO	COMPOSIÇÕES UNITÁRIAS - MURO DE GABIÃO				MÃO DE OBRA					
			Quant.	Unid.	Descrição	Valor unit.	Total	Quant.	Unid.	Descrição	Valor unit.	Total
<b>1. MOVIMENTAÇÃO DE TERRA</b>												
1.1	02315.8.4.5	Escavação mecanizada em campo aberto em solo de 1ª categoria até 4m	0,05	CHP	Retroscavadeira sobre pneus, potência nominal no volante do motor: 76 Hp> diesel, fator de carga médio, com caçamba dianteira de inclinação simples e aplicação geral, com capacidade nominal de 0,95 m³, braço padrão, profundidade de escavação de 4,362 mm, alcance de carregamento 1,732 mm	243.597,54	11.790,12	0,05	h	servente	11,89	0,58
						<b>11.790,12</b>						<b>0,58</b>
<b>2. ESTRUTURA</b>												
2.1	02830.8.3.2	MURO DE ARRIMO com gabião, malha hexagonal 8 cm x 10 cm, dupla torção, altura 4 m	7,80	m²	Pedra de mão (rachão)	46,53	362,93	17,40	h	servente	11,89	206,89
						380,00	2.470,00					-
							<b>2.832,93</b>					<b>206,89</b>
2.2	02625.8.1.2	GEOTEXTIL usado como filtro em substituição à transição granulométrica e como proteção à erosão em canais revestidos com gabiões - unidade: m²	1,05	m²	Geotêxtil não-tecido (resistência bidirecional: 20 kN/m / densidade: 300 g/m² / espessura: 2,30 mm/largura: 2,15m)	8,23	8,64	0,03	h	servente	11,89	0,36
							<b>8,64</b>					<b>0,36</b>

Fonte (Autor, 2018)

Tabela 16. Planilha orçamentária - muro de flexão em concreto armado.

ITEM	CÓDIGO TCPO	SERVIÇOS	QUANT.	UNID.	CUSTO UNITÁRIO					CUSTO TOTAL	CUSTO TOTAL DA ETAPA
					MATERIAL	MÃO DE OBRA	MAT. + M.O.	SERVIÇOS DE TERCEIROS	CUSTO TOTAL		
<b>1</b>		<b>MOVIMENTAÇÃO DE TERRA</b>									
1.1	02315.8.4.5	Escavação mecanizada em campo aberto em solo de 1ª categoria até 4m	0,63	m³	11.790,12	0,58	11.790,70			7.371,54	
											7.371,54
<b>2</b>		<b>ESTRUTURA</b>									
2.1	03110.8.2	FÓRMA com chapa compensada resinada, e = 12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos com pontalões 7,5 cm x 7,5 cm - 1 reaproveitamento	0,21	m²	95,18	25,59	120,77			25,80	
2.2	03210.8.1.5	Armadura de aço, CA-50 Ø 12,5mm, corte, dobra e montagem	7.476,80	kg	7,36	-	7,36			55.032,99	
2.3	03310.8.2.5	Concreto estrutural dosado em central, fck = 25 N/m²	360,25	m³	343,58	-	343,58			123.775,06	
2.4		Dreno Barbacã	1,00	um	12,12	-	12,12			12,12	
											178.845,96
		<b>Custo total da obra</b>									<b>186.217,50</b>

Fonte (Autor, 2018)

Tabela 17. Composições unitárias - muro de flexão em concreto armado.

ITEM	TCPO	SERVIÇO	MATERIAL			MAO DE OBRA						
			Quant.	Unid.	Descrição	Valor unit.	Total	Quant.	Unid.	Descrição	Valor unit.	Total
<b>1. MOVIMENTAÇÃO DE TERRA</b>												
1.1	02315.8.4.5	Escavação mecanizada em campo aberto em solo de 1ª categoria até 4m	0,048	CHP	Retroscavadeira sobre pneus, potência nominal no volante do motor: 76 Hp> diesel, fator de carga médio, com caçamba dianteira de inclinação simples e aplicação geral, com capacidade nominal de 0,95 m³, braço padrão, profundidade de escavação de 4,362 mm, alcance de carregamento 1,752 mm	243.597,54	11.790,12	0,05	h	servente	11,89	0,58
<b>2. ESTRUTURA</b>												
2.1	03110.8.2	FORMA com chapa compensada resinada, e = 12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos 7,5 cm x 7,5 cm - 1 reaproveitamento	1,00	m²	Fabricação de forma com chapa compensada resinada, e=12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos 7,5 cm x 7,5 cm							-
2.1.1	05.006.000023	Fabricação de forma com chapa compensada resinada, e=12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos 7,5 cm x 7,5 cm	1,00	m²	Forma para estruturas de concreto com chapa compensada resinada, e=12mm - montagem							-
			1,00	m²	Forma para estruturas de concreto com chapa compensada resinada, e=12mm - desmontagem							-
			1,25	m²	Chapa de madeira compensada resinada 1,10 x 2,20 m # 12 mm	48,21	60,26	1,20	h	Ajudante de carpinteiro	11,95	14,34
			6,00	m	Pontalite de cedro 7,5 x 7,5 cm	2,93	17,58	0,30	h	Carpinteiro	15,91	4,77
			8,25	m	Sarrafo 1" x 3"	1,05	8,66					
			0,52	m	Tábua de cedrinho 1" x 8"	9,21	4,79					
			0,20	kg	Preço com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	9,92	1,98					
						93,28						19,11
2.1.2	05.006.000031	Forma para estruturas de concreto com chapa compensada resinada, e=12mm - montagem	0,02	l	Desmoldante de formas de madeira para concreto	6,21	0,12	0,04	h	Ajudante de carpinteiro	11,95	0,51
			0,10	kg	Preço com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	12,24	1,22	0,17	h	Carpinteiro	15,91	2,75
			0,05	kg	Preço com cabeça 15 x 15, 34,5 mm x Ø 2,4 mm	10,98	0,55					
						1,90						3,27
2.1.3	05.006.000033	Forma para estruturas de concreto com chapa compensada resinada, e=12mm - desmontagem						0,04	h	Ajudante de carpinteiro	11,95	0,46
								0,17	h	Carpinteiro	15,91	2,75
												3,21
							95,18					25,59
2.2	03210.8.1.5	Armadura de apo. CA-50 Ø 12,5mm, corte, dobra e montagem	11,40	unid.	Espaçador plástico para armadura de peças de concreto com cobrimento 3 cm	0,15	1,71	0,14	h	Ajudante de armador	10,59	1,48
			1,10	kg	Apo CA-50 Ø 12,5 mm, em barra, massa nominal 0,963 kg/m	4,88	5,37	0,08	h	Armador	15,93	1,28
			0,03	kg	Arame recozido 18 BSWG, Ø 1,25 mm, 0,010 kg/m	11,30	0,28					
						7,36						2,76
2.3	03310.8.2.5	Concreto estrutural dosado em central, fck = 25 MPa	1,05	m³	Concreto dosado em central convencional brita 1 e 2 fck=25 MPa	327,22	343,58					
						343,58						
2.4		Dreno Barbacá	1,00	Unid.	Tubo PVC 30 mm	12,12	12,12					
						12,12						

Fonte (Autor, 2018)

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando o estudo realizado sobre os projetos de um muro gabião e de muro de flexão em concreto armado, para contenção de um talude em uma rodovia municipal em Cotiporã, primeiramente foi realizada a análise da estabilidade do maciço. Apesar do Fator de Segurança obtido ser superior ao mínimo indicado na norma NBR 11.682/2009, o talude apresenta características de instabilidade, visto que já ocorreram deslocamentos de massa no maciço e pelo fato de não ter sido considerado a poro pressão do maciço para este estudo. Portanto, há necessidade de implantação de estruturas de contenção no local.

Optou-se pelas estruturas escolhidas devido à altura necessária para contenção, além de serem as duas estruturas mais comumente usadas. Para o pré-dimensionamento, diversas interações foram necessárias para se chegar a uma estrutura que atendesse ao que foi relacionado e, além disso, se mostrasse positiva para as verificações de estabilidade.

A partir do pré-dimensionamento de ambas estruturas, fez-se a verificação da estabilidade de ambas, em relação à segurança quanto ao tombamento e ao deslizamento. Todas as verificações atenderam o fator mínimo estipulado pela NBR 11682/2009, que é de 2,0 para tombamento e 1,5 para o deslizamento.

Por meio do pré-dimensionamento pode-se gerar o orçamento preliminar das estruturas. Foi observado que, somente a partir deste orçamento, a estrutura de gabião se mostra mais economicamente viável, por apresentar o orçamento de menor valor. Além de ser a estrutura de maior facilidade de montagem, pois o acesso à região é restringido por uma estrada e pontes estreitas.

Para trabalhos futuros, recomenda-se o dimensionamento estrutural do muro de flexão e orçamento detalhado de todas as etapas das obras.

## BIBLIOGRAFIA

ALEXANDRE, F.; FRANÇA, N.D. **Recuperação da geometria e uso de solo local**. 2005

ALHEIROS, M. M. et al. **Manual de ocupação dos morros da região metropolitana de Recife**. Programa Viva o Morro, 1 ed. FISEM, Recife, 2003.

ANDRADE, A. C. O. T.; DANTAS, E. S.; DIAS, L. K. L.; ARAÚJO, M. E. P.; SILVA, M. J. **Geotecnia: fundações e obras de terra**. Cadernos de graduação – Engenharia Civil. Sergipe, 2013.

AUGUSTO FILHO, O., ALHEIROS, M. **Landslides and Coast al Erosion Hazards in Brazil**. *International Geology Review*, v. 39, n. 8.1997.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. In: **Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**. Anais. Rio de Janeiro, 1992.

AUMOND, J. J.; SEVEGNANI, L. **Medidas de estabilização de encostas**. Desastre de 2008 no Vale do Itajaí. Água, gente e política. Frank, B., Sevegnani, L. (Org.). Blumenau: Agência de Água do Vale do Itajaí, 192 p. 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12721**: Avaliação de custos unitários e preparo de orçamento de construção para incorporação de edifício em condomínio. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180**. Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459**. Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 11682**. Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 7217**. Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.

BARROS, P.L.A. **Manual técnico de obras de contenção**. 1ed. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2008.

BAUTISTA, L. E. C. **Influência das tensões de origem térmica em problemas de estabilidade de blocos rochosos**. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

BONATTO, J. **Tipos de estruturas de contenção**. Notas de aula, 2015.

CARMO, E. S. **Análise da estabilidade de um talude de corte da BR-110: Estudo de caso**. Trabalho de conclusão de curso, Feira de Santana, Bahia, 2009.

CARVALHO, P. A. S. **Manual de geotecnia – taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas.** São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) – Departamento de Estradas de Rodagem (DER), 1991.

CORSINI, R. **Taludes atirantados: Parâmetro em concreto armado é uma das soluções para contenção de encostas e redução de riscos de deslizamento. Conheça as principais aplicações, o custo-benefício e os cuidados para a contratação.** *Infraestrutura urbana* 2, n 6, 2011.

CORSINI, R. **Terra armada: Sistema de contenção utiliza parâmetro de placas pré-moldadas fixado a tiras metálicas enterradas no maciço compactado.** *Infraestrutura urbana*, 2012.

DA SILVA, R. A. F. **Aplicação da engenharia natural na estabilização de taludes.** Dissertação de mestrado. Universidade da Madeira, Portugal. 2012.

DAS, B. M. **Principles of geotechnical engineering**, 6 ed. Sacramento: Thomson Canada Limited, 2007.

DNIT. **Manual de implementação básica de rodovia.** 3 ed. 2010.

DOMINGUES, P. C. **Indicações para projeto de muros de arrimo em concreto armado,** dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos – SP. 1997.

DUTRA, V. A. S. **Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural.** Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

DYMINSKI, A. S. **Noções de estabilidade de taludes e contenções.** Notas de aula. Universidade Federal do Paraná, 2007.

DYMINSKI, A. S. **Noções de estabilidade de taludes e contenções.** 2010.

FERNANDES, G. **Caracterização geológico – geotécnica e propostas de estabilização da encosta do morro do curral.** Dissertação de mestrado. Ouro Preto, 2000.

FERREIRA, R. **Cortina atirantada: conheça o sistema de contenção com estrutura de concreto armado e tirantes.** *Equipe de obra*, n 45, 2011.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de contenção – Muros de arrimo.** 2009.

GERSCOVICH, D. M. S. **Empuxos de terra e muros de gravidade.** 2013.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**, 2ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** 2. ed. São Paulo, 1984.

HACHICH, W. *et al.* **Fundações: teoria e prática.** Editora PINI, 2ª Ed. São Paulo, 1998.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. O. **Manual de deslizamento – um guia para a compreensão de deslizamentos.** Virginia, USA: USGS. RESTON8. 2008.

INFANTI JUNIOR, N. & FORNASARI FILHO, N. **Processos de Dinâmica Superficial.** In: OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO, S.N.A. (Eds.). *Geologia de Engenharia.* São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 1998.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Sistema Nacional de Pesquisa de Custo e Índices da Construção Civil. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/indicadores/precos/sinapi/default.shtm>>. Acesso em: 16 de abril de 2018.

KNOLSEISEN, P. C. **Compatibilização de orçamento com o planejamento do processo de trabalho para obras de edificação.** Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

LEITE, G. U. **Análise custo-benefício de obras de contenção.** Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil – Universidade Fernando Pessoa - UFP. João Pessoa, 2011.

LOTURCO, B. **Contenções.** Técnica, Editora Pini, 83ª Ed. São Paulo, 2004.

MACCAFERRI. **Gabiões e outras soluções.** Catálogo, 2018.

MARTINS, G. C. **Verificação do índice SINAPI para orçamento de obras.** Trabalho de conclusão de curso – Universidade Estadual Paulista. Guaratinguetá, 2012.

MATTOS, K. C. A. **Processos de Instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: Estudo na rodovia Castello Branco (SP 280), km 305 a 313.** Dissertação de mestrado – Universidade de São Paulo (Escola de Engenharia São Carlos), 2009.

PINI. **TCPO 2000: Tabela de Composições de Preços para Orçamento.** 1. ed. São Paulo: PINI, 1999.

PINTO, S. E. L. **Retroanálise de ruptura de estrutura de contenção em retângulos em Belo Horizonte/MG.** Dissertação de mestrado, Belo Horizonte, MG, 2013.

PLÁCIDO, R.; KAMIJ, T. Geossintéticos para contenção A. p. 5, 2011.

PRESS, F.; SIEVER, R. **Para entender a terra – capítulo 12.** 1965

RANZINI, S. M.T. et al. **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: PINI, 1998.

REBELATTO, D. A. N. **Projeto de Investimento.** 1. ed. Barueri – SP: Editora Manole, 2004.

ROMAN, R. R. **Método para construção de parede-diafragma: Clamshell e Hidrofresa.** Pet. Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2013.

SANTANA, R.G. **Análise de soluções de engenharia para a estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife – PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida**

**em encosta com ocupação na UR 2, IBURA.** Dissertação de mestrado –Universidade Federal de Pernambuco, 2006.

**SIEIRA, A.C.C.F. Análise do Comportamento de um Muro de Contenção Utilizando Pneus.** Dissertação de Mestrado – PUC-Rio, 1998.

**SILVA, F. C. Métodos de semeadura e uso de mantas no controle de erosão em taludes de corte.** Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Viçosa, 2008.

SOCIEDADE INTERNACIONAL DE GEOSSINTÉTICOS (International Geosynthetic Society – IGS) - <http://igsbrasil.org.br/>, acessado em 15/04/2018.

**TORRES, G. Proposta de manual emergencial: diretrizes para a escolha de estrutura de contenção em taludes rodoviários.** Trabalho de conclusão de curso, Florianópolis, 2017.

**VENTURA, L. C. Análise da influência de barreiras hidráulicas no padrão do fluxo e na estabilidade de taludes de cavas a céu aberto de minas de ferro do quadrilátero ferrífero.** Dissertação de mestrado, MG, 2009.

VERTEMATTI, C., Manual Brasileiro de Geossintético. 2ª ed. São Paulo, 2015.

WELSCH, Glenn Albert. **Orçamento empresarial.** 4. ed. São Paulo: Atlas, 2002.