



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

**DRIELLY RODRIGUES DE LIMA**

**ANÁLISE CUSTO/BENEFÍCIO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM**  
**ATERROS**

**ARARUNA**

**2016**

**DRIELLY RODRIGUES DE LIMA**

**ANÁLISE CUSTO/BENEFÍCIO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM  
ATERROS**

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

Orientador: Prof. Dr. Raimundo Leidimar  
Bezerra

**ARARUNA**

**2016**

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

L732a Drielly Rodrigues de Lima  
Análise custo/benefício de estruturas de contenção em aterros  
[manuscrito] / Drielly Rodrigues de Lima. - 2016.  
57 p.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2016.

"Orientação: Dr.Raimundo Leidimar Bezerra, Departamento de Engenharia Civil".

1. Estabilização de solos 2. Engenharia civil 3. Análise estrutural I. Título.

21. ed. CDD 624.151 36

**DRIELLY RODRIGUES DE LIMA**

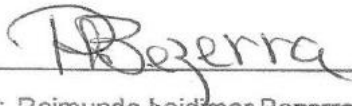
**ANÁLISE CUSTO/BENEFÍCIO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM  
ATERROS**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado à Universidade Estadual da  
Paraíba, como requisito à obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 30/05/2016

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Me. Erick dos Santos Leal

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Pedro Filipe de Luna Cunha

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

## DEDICATÓRIA

À Deus o Senhor da minha casa, que com sua forte mão tem sido meu sustento nos dias difíceis e tem me colocado no lugar onde lhe agrada, me protegendo e guiando pelo caminho. A Ele toda honra, glória e louvor.

## AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos que fizeram parte desse processo de formação acadêmica.

À Deus pelo seu amor incondicional, que permitiu que eu chegasse até aqui, sem Ele nada seria possível.

Aos meus pais, Zacarias e Rosângela, que tanto me orgulham pela luta e trabalho dedicados exclusivamente a mim e minhas irmãs, que sempre tiveram os estudos como prioridade, vocês são meus maiores motivadores.

As minhas irmãs, Daleska e Déborah, por todo amor, compreensão e cuidado compartilhados e que sempre esperaram ansiosas minha volta para casa, vocês são meu bem precioso.

A toda minha família, em especial ao meu tio Engenheiro Civil Renan Porto a quem eu sempre admirei e por isso quis seguir seus passos nessa profissão que nos orgulha, cada ensinamento tem sido válido e sua competência, compromisso são como um espelho para mim.

Ao meu querido Félix, por todo amor, paciência e incentivo, que tem sido meu companheiro em todos os momentos e fez parte tão importante nessa jornada.

A minha amiga Gisele, que mesmo geograficamente longe, sempre esteve presente, amiga valiosa que Deus me presenteou. Aos amigos que fiz nessa caminhada, em especial minhas maridas Priscilla e Elonir pelo cuidado, preocupação, assistência médica, e por tornarem as madrugadas de estudos tão divertidas, louvo ao Senhor pela vida de vocês e por Ele ter me presenteado com outras duas irmãs.

A todos os funcionários e professores da UEPB, que foram parte crucial na minha formação acadêmica, pelos ensinamentos partilhados, pelas dúvidas tiradas, pela paciência nos prazos, pelas caronas dadas. E em especial, ao professor Raimundo Leidimar admirado pela sua inteligência e ética, foi o responsável pelo meu apreço pela Geotecnia e por ter sido orientador tão comprometido neste trabalho, meu muito obrigada!

## RESUMO

O crescimento populacional impulsionou a evolução dos centros urbanos e, contudo, a necessidade de construir obras que atendessem essa população. O espaço ocupado já não atendia a demanda da sociedade, e, portanto, terrenos consideráveis inapropriados começaram a ser explorados. Áreas que não obtiveram projeto e planejamento para ocupação, tiveram moradias construídas de forma desordenada e irresponsável e quando o terreno apresentou características de instabilidade, acidentes como deslizamentos de terra destruíram famílias, deixando prejuízos financeiros e morais. Como forma de evitar acidentes como esse, surgiram as técnicas para combater a massa de solo de forma a garantir segurança e estabilidade e dentre as várias formas de estabilizar o solo, as obras de contenção mostram-se uma eficiente medida de controle e são amplamente utilizadas nas diversas obras, contenção de taludes naturais, construção de viadutos, edifícios, subsolos, etc. O uso dessas técnicas tem crescido e com ela o estudo e aprofundamento no estudo da viabilidade dessas obras. O projeto e dimensionamento dessas estruturas deve garantir a sua estabilidade externa e interna, e além de trabalhar com fatores a favor da segurança outro índice deve ser analisado, o fator financeiro. Este atrelado a outros fatores irá auxiliar os engenheiros na escolha da melhor opção. Com o intuito de apresentar a melhor opção financeira este trabalho apresenta o orçamento para três soluções distintas de estruturas de arrimo para duas alturas 3 metros e 8 metros. Vale ressaltar a importância da análise de todos os fatores que influenciam na escolha da estrutura, o fator financeiro é muito importante mas se a solução mais barata não atender as normas ou não garantir segurança não é a melhor opção. Com a análise feita pode-se constatar que a solução de reforço de solo com uso de geossintéticos atende todos os requisitos de qualidade e segurança e foi a menos onerosa para obra, além de possuírem vantagens quanto a rapidez e simplicidade das metodologias construtivas.

**Palavras-chave:** Obras de contenção. Estabilidade de taludes. Orçamento.

## **ABSTRACT**

Population growth has boosted the development of urban centers, however, the need to build works that met this population. The space already occupied did not meet the demands of society, and therefore inappropriate considerable land began to be explored. Areas that did not obtain design and planning for occupation, had built houses in a disorderly and irresponsible manner and when the ground presented characteristics of instability, accidents such as landslides destroyed families, leaving financial and moral losses. In order to avoid such accidents, there have been techniques to combat the mass of soil to ensure safety and stability among the various ways of stabilizing soil, containment works shown to be an effective means of control and are widely used various works, retaining natural slopes, construction of flyovers, buildings, basements, etc. The use of these techniques has grown and with it the study and deeper study of the feasibility of such works. The design and sizing of these structures to ensure their internal and external stability, and in addition to working with the support of security factors other content should be analyzed, the financial factor. This coupled with other factors will assist engineers in choosing the best option. In order to present the best financial option this work presents the budget for three distinct solutions of retaining structures for two times three meters and 8 meters. It is worth mentioning the importance of the analysis of all factors that influence the choice of the structure, the financial factor is very important but the cheapest solution does not meet the standards, or to enforce security is not the best option. With the analysis can be seen that the soil reinforcement solution with use of geosynthetics meets all quality and safety requirements and was the least expensive to work, besides their advantages as the speed and simplicity of construction methods.

**Keywords:** Barring structures. Stability of Slopes. Budget.



## Sumário

<b>RESUMO .....</b>	<b>19</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>20</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>23</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>24</b>
<b>1.0 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>13</b>
<b>2.0 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>14</b>
<b>2.1 TIPOS DE MURO.....</b>	<b>15</b>
<b>2.1.1 MURO DE GRAVIDADE.....</b>	<b>15</b>
<b>2.1.2 MURO DE FLEXÃO .....</b>	<b>16</b>
<b>2.1.3 SOLO GRAMPEADO .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1.4 CORTINA ATIRANTADA.....</b>	<b>17</b>
<b>2.1.5 MUROS EM SOLO REFORÇADO.....</b>	<b>18</b>
<b>2.2 DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.1 UTILIZANDO O MÉTODO DE COULOMB.....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.2 DIMENSIONAMENTO PARA SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO...24</b>	
<b>2.2.3 DIMENSIONAMENTO DE SOLO REFORÇADO COM TIRAS METÁLICAS ....34</b>	
<b>2.2.3.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS.....34</b>	
<b>2.2.3.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS.....36</b>	
<b>3.0 METODOLOGIA .....</b>	<b>36</b>
<b>4.0 ESTUDO DE CASO .....</b>	<b>37</b>
<b>4.1 MURO DE GRAVIDADE .....</b>	<b>37</b>
<b>4.2 SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS .....</b>	<b>39</b>
<b>4.2.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA REFORÇO COM GEOSSINTÉTICOS, 3 METROS DE ALTURA.....40</b>	
<b>4.2.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA ALTURA DE 8 METROS.....42</b>	
<b>4.2.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA ALTURA DE 8 METROS.....42</b>	
<b>4.3 SOLO REFORÇADO COM TIRAS METÁLICAS .....</b>	<b>43</b>
<b>4.3.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS.....44</b>	
<b>4.3.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS, ALTURA DO MURO 3 METROS.....45</b>	
<b>4.3.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS, MURO DE ALTURA 8 METROS.....45</b>	
<b>4.3.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS, MURO DE ALTURA 8 METROS.....46</b>	

<b>5.0</b>	<b>COMPARAÇÃO ORÇAMENTÁRIA</b> .....	<b>47</b>
<b>6.0</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>49</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>50</b>
	<b>ANEXO A</b> .....	<b>523</b>
	<b>ANEXO B</b> .....	<b>54</b>
	<b>ANEXO C</b> .....	<b>55</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Muro de arrimo em concreto armado .....	15
Figura 2 – Muro de arrimo de gravidade tipo gabião .....	15
Figura 3 – Muro de arrimo de gravidade com uso de pneus usados .....	16
Figura 4 – Muro de arrimo de flexão com contrafortes .....	16
Figura 5 – Execução de solo grampeado .....	17
Figura 6 – Cortina atirantada .....	17
Figura 7 – Seção transversal típica do muro dimensionado .....	19
Figura 8 – Execução de terra armada .....	19
Figura 9 – Pré dimensionamento de muro de gravidade .....	20
Figura 10 – Muro dividido em áreas conhecidas .....	22
Figura 11 – Resultante das forças fora do núcleo central .....	24
Figura 12 – Modos de ruptura na análise da estabilidade externa .....	25
Figura 13 – Forças e variáveis envolvidas nas análises de estabilidade externa .....	26
Figura 14 – Medidas de pré-dimensionamento de muro de arrimo, altura 3 m .....	38
Figura 15 –Pré-dimensionamento de muro de arrimo, altura 8 metros .....	39

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Sugestão de Medidas para dimensionamento de muro de gravidade.....	21
Tabela 2- Cálculo do Momento resistente.....	22
Tabela 3- Valores de capacidade de carga .....	30
Tabela 4 - Exemplo de tabela para determinar o comprimento total do reforço .....	35
Tabela 5 - Estabilidade de muro de arrimo para altura de 3 metros.....	38
Tabela 6 - Estabilidade para muro de arrimo para altura de 8 metros.....	39
Tabela 7 - Dados para dimensionamento .....	40
Tabela 8 - Estabilidade externa para solo reforçado com altura de 3 metros.....	40
Tabela 9 - Características do reforço.....	41
Tabela 10 - Valores que influenciam a estabilidade ao arrancamento .....	41
Tabela 11 - Estabilidade externa para solo reforçado com altura de 8 metros.....	42
Tabela 12 - Valores que influenciam a estabilidade ao arrancamento .....	43
Tabela 13 - Dados para dimensionamento de solo reforçado com tiras metálicas.....	44
Tabela 14 - Valores obtidos para garantir a estabilidade externa, altura de 3 metros .....	44
Tabela 15 - Dados obtidos para estabilidade interna muro de 3 metros.....	45
Tabela 16 - Valores obtidos para garantir a estabilidade externa, altura de 8 metros .....	46
Tabela 17 - Dados obtidos para estabilidade interna muro de 8 metros.....	46

## 1.0 INTRODUÇÃO

Estruturas de contenção são elementos essenciais para projetos de engenharia, uma vez que permite a construção das mais diversas obras com estabilidade e segurança através de paramentos que irão sustentar a grande massa de solo e suas tensões sem que ajam, por exemplo, escorregamentos e deslizamentos. Sua função é, basicamente, suportar os empuxos de terra, conferindo segurança a um talude, permitindo o uso do espaço à sua frente ou de seu terrapleno superior (EHRlich E BECKER, 2011).

Durante muito tempo as principais estruturas utilizadas para conter esses solos foram de concreto armado ou ciclópico. Com a necessidade de muros cada vez mais altos e construção em solos cada vez mais instáveis, buscaram-se novas soluções que pudessem atrelar melhor resistência ao solo e menores custos de execução (EHRlich E BECKER, 2011).

Conforme Ehrlich e Becker (2011), para superar essas dificuldades, desenvolveram-se diversos tipos de estruturas de contenção em solo reforçado que, por suas vantagens, acabaram paulatinamente substituindo as estruturas “tradicionais”, na maioria dos casos. Essas estruturas são, em última análise, muros de gravidade em que o material de construção da estrutura é constituído de solo associado a inclusões resistentes à tração.

A utilização de materiais naturais para melhorar a qualidade dos solos é prática comum desde 3000 a.C. Estivas de junco, solo misturado com palha, bambus, etc., em geral materiais naturais constituídos de fibras resistentes, foram empregados nos zigurantes da Mesopotâmia, na grande muralha da China e em várias obras do Império Romano. (AGUIAR E VERTEMATTI, 2004).

Em 1960 Henry Vidal desenvolveu o conceito de solo reforçado em estruturas de contenção através da técnica com inclusões metálicas denominada “Terra Armada”. Consiste em um muro de solo reforçado com fitas metálicas galvanizadas e faceamento de concreto armado cruciforme (EHRlich E BECKER, 2011).

Os sistemas de solo reforçado com inclusões metálicas estavam difundidos pelo mundo. Nessa mesma época surgiram as primeiras aplicações de muros reforçados com fibras poliméricas (geossintéticos).

As estruturas em solos reforçados são construídas com camadas horizontais de solo compactado intercaladas por camada de geossintéticos. A estrutura pode ou não possuir uma face rígida, entretanto, ela não é necessária em termos estruturais. Contudo, a face rígida é importante para evitar erosão, vandalismo e dispor de uma agradável estética. O desempenho destas estruturas depende da interação entre as inclusões e o solo. É desta interação que o sistema reforçado gera condições para garantir sua estabilidade.

Estas duas soluções baseiam-se no conceito de solo reforçado: solo onde são colocados elementos (reforços) convenientemente orientados no solo que, pelas suas características, melhoram as propriedades mecânicas do novo material (solo reforçado) quando comparadas com as do solo não reforçado (LOPES, 2007).

O objetivo deste trabalho foi realizar um comparativo custo/benefício entre as soluções para contenção e reforço de solo de muro de arrimo, reforço com uso de fitas metálicas e reforço com uso de geossintéticos. E, portanto, analisar quando se torna inviável o uso de muro de gravidade mediante o volume de solo que se deseja conter, e deve optar por executar um reforço desse solo seja por meio de reforços metálicos ou reforços com geossintéticos. O tipo de geossintético utilizado nesse estudo foi a geogrelha que é um elemento resistente à tração e integralmente conectado com o objetivo de reforçar o solo.

## **2.0 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

Obras de contenção são elementos (sistemas) destinados a contrapor-se aos esforços provenientes das sobrecargas acidentais ou permanentes, suportando os empuxos de terra e conferindo segurança a um talude que representa uma área de risco a sociedade. São elementos muito úteis em vários projetos de engenharia como barragens, atracadouros, píeres, pontes, rodovias, permitindo maior aproveitamento do espaço sobre o terrapleno ou à sua frente.

Essas estruturas devem, de acordo com a NBR 11682:2009, ser projetadas para suportar uma sobrecarga acidental mínima de 20 kPa distribuída sobre a superfície do terreno contido, além dos esforços vindos do solo.

## 2.1 TIPOS DE MURO

### 2.1.1 MURO DE GRAVIDADE

Muros de gravidade são estruturas contínuas que se opõem aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Geralmente, são utilizadas para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 metros. Podem ser construídos de pedra ou concreto (simples ou armado) gabiões ou ainda pneus usados. Nas Figuras de 1 a 3 são apresentados estes tipos de muro, respectivamente.

*Figura 1-Muro de Arrimo de gravidade de concreto*



Fonte: Estâncias pedras

*Figura 2- Muro de Arrimo de gravidade tipo gabião*



Fonte: [www.g1.globo.com](http://www.g1.globo.com)

*Figura 3- Muro de Arrimo de gravidade com uso de pneus usados*



Fonte: [www.aconstrutoravion.blogspot.com.br](http://www.aconstrutoravion.blogspot.com.br)

### **2.1.2 MURO DE FLEXÃO**

Muros de Flexão são estruturas mais esbeltas com seção transversal em forma de “L” que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço, que se apoia sobre a base do “L”, para manter-se em equilíbrio. Em geral, são construídos em concreto armado, tornando-se antieconômicos para alturas acima de 5 a 7 metros. A laje de base em geral apresenta largura entre 50 e 70% da altura do muro. A face trabalha à flexão e, se necessário, pode empregar vigas de enrijecimento, no caso de alturas maiores. Ver Figura 4.

*Figura 4- Muro de arrimo de flexão com contrafortes*



Fonte: Sope Engenharia, 2012



### 2.1.3 SOLO GRAMPEADO

Solo grampeado é uma técnica em que o reforço do maciço é obtido por meio da inclusão de elementos, como grampos ou pregos, resistentes às tensões de tração, esforços cortantes e momentos de flexão. Os grampos podem ser introduzidos no maciço por cravação direta de elementos metálicos (grampo cravado) ou por meio de pré-furo, seguido pela introdução da barra metálica e preenchimento do furo por nata ou argamassa de cimento (grampo injetado). Ver Figura 5.

*Figura 5- Execução de solo grampeado*



Fonte: CONTENSOLO Estruturas de Contenção Ltda.

### 2.1.4 CORTINA ATIRANTADA

É um dos métodos mais modernos de contenção, valendo-se de tirantes protendidos e chumbadores para dar sustentação ao terreno. Sua principal vantagem é a possibilidade de aplicação sem a necessidade de cortar nada além do necessário. Com as cortinas atirantadas é possível vencer qualquer altura e situação e as desvantagens são: o alto custo, seguido da demora para a execução. (LOTURCO, 1983). Na Figura 6 é mostrado uma estrutura em cortina atirantada.

*Figura 6- Cortina Atirantada*



Fonte: [www.solatrat.com.br](http://www.solatrat.com.br)

### 2.1.5 MUROS EM SOLO REFORÇADO

Estruturas de solo reforçado são, por sua vez, estruturas de contenção ou muros de gravidade onde o material que constitui a estrutura é composto de solo compactado combinado a inclusões de material resistente à tração. São muros construídos em aterros reforçados através da inserção de elementos de amarração no solo. Esses elementos são bastante resistentes à tração e compensam a má capacidade do solo em resistir à essas forças, trabalhando conforme o aço em uma estrutura de concreto armado, ou seja, suprimindo a deficiência do solo quanto à resistência à tração.

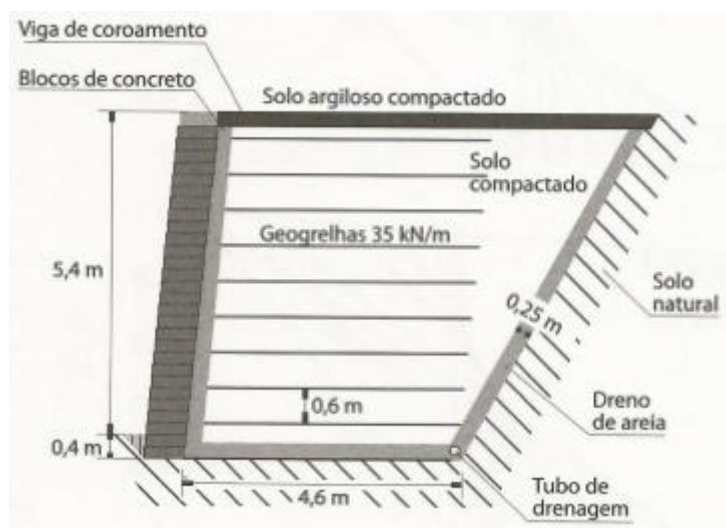
Os elementos de reforço distribuem numa maior área os esforços gerados através do atrito, fazendo o conjunto atuar como um corpo sólido, garantindo o reforço do terreno e a estabilidade da estrutura.

Esses elementos, a ser devidamente solidarizados ao paramento do muro, podem ser grampos, fitas de aço, colunas de solo-cimento, estacas ou geossintéticos (geogrelhas e geotêxteis), todos trabalhando em conjunto com o terreno.

De acordo com a NBR 11682:2009, o projeto deve demonstrar que os esforços atuantes nos elementos resistentes utilizados se situam na faixa de trabalho dos elementos considerados, sendo obrigatória a apresentação das características físicas de resistência, deformabilidade e durabilidade dos materiais empregados, que devem ser coerentes com a dos produtos fabricados e existentes no mercado.

As verificações da estabilidade a ser realizadas no dimensionamento dessas estruturas são: a análise de estabilidade externa, garantindo a estabilidade global, quanto ao tombamento, deslizamento da base e capacidade de carga do solo de fundação; e análise de estabilidade interna, que segundo ERLICH, 2009, deve garantir que não ocorram rupturas por tração, arrancamento dos reforços ou instabilidade localizada na face. Na Figura 7 é mostrado uma seção típica de um solo reforçado com geossintéticos.

*Figura 7- Seção transversal típica do muro dimensionado*



Fonte: (Ehrlich e Becker, 2009)

### 2.1.5.1 TERRA ARMADA

Terra armada é um sistema de muros verticais em solo reforçado com reforços lineares de alta aderência instalados no solo em camadas sucessivas e conectados à um paramento flexível em concreto armado. Essa técnica de reforço de solo patenteada por Henry Vidal consiste em reforçar os solos com armaduras unidimensionais convenientemente orientadas. O funcionamento do sistema em terra armada é baseado principalmente no atrito que se desenvolve entre o contato dos reforços com o solo. Os esforços aplicados ao paramento são transferidos por intermédio das “amorças” aos reforços inclusos no solo, conforme mostrado na Figura 8.

*Figura 8- Execução de Terra armada*



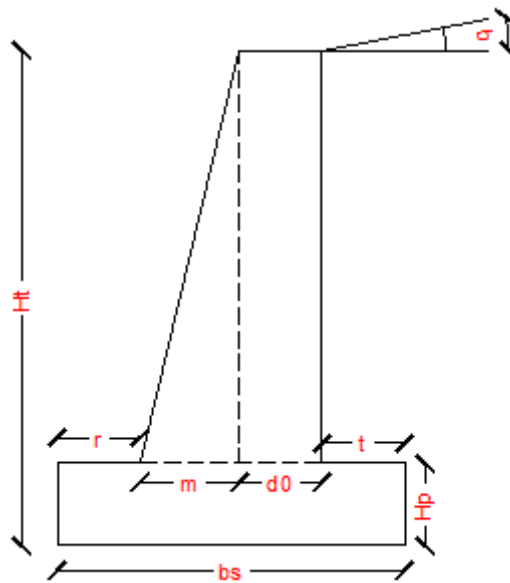
Fonte: SAS Protenção

## 2.2 DIMENSIONAMENTO

### 2.2.1 DIMENSIONAMENTO PARA MURO DE GRAVIDADE

Os muros de gravidade dependem basicamente de seu peso para manter a estabilidade, suas dimensões são de tal ordem que não se desenvolvem tensões de tração em nenhuma seção. Na Figura 9 apresenta um pré-dimensionamento para muro de gravidade.

Figura 9- Pré-dimensionamento de muro de gravidade



Fonte: Acervo

## UTILIZANDO O MÉTODO DE COULOMB

### a) Cálculo do coeficiente de empuxo ativo

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2 \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) \times \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \times \text{sen}(\alpha - \beta)} \right]} \quad (1)$$

Sendo:

- $\phi$  → ângulo de atrito interno do solo;
- $\alpha$  → ângulo de inclinação do muro;
- $\beta$  → ângulo de inclinação do terreno;
- $\delta$  → ângulo de atrito solo-muro.

**b) Cálculo do empuxo ativo, forças verticais e forças horizontais**

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

Sendo:

- $Ea \rightarrow$  empuxo ativo (kPa);
- $Ka \rightarrow$  coeficiente de empuxo ativo;
- $\gamma \rightarrow$  peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>);
- $H \rightarrow$  altura do muro (m).

$$Eav = Ea \times \sin i \quad (3)$$

$$Eah = Ea \times \cos i \quad (4)$$

Sendo:

- $Eav \rightarrow$  empuxo ativo vertical (kPa);
- $Eah \rightarrow$  empuxo ativo horizontal (kPa).

Na Tabela 1, pode-se por meio das medidas sugeridas fazer o pré dimensionamento do muro de arrimo.

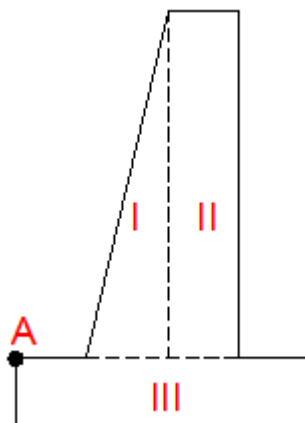
*Tabela 1- Sugestão de Medidas para dimensionamento de muro de gravidade*

Crista	$C = 30 \text{ cm a } C \leq \frac{H}{12}$
Largura da base	$B = 0,5H \text{ a } 0,7H$
Altura da base	$D = \frac{H}{8} \text{ a } \frac{H}{6}$

**c) Cálculo do Momento resistente, Mr**

Deve-se dividir a estrutura em áreas conhecidas para facilitar os cálculos, um ponto A deve ser tomado como referência, como demonstra a Figura 10:

Figura 10- Muro dividido em áreas conhecidas



Fonte: Acervo

Dada a Tabela 2 é possível calcular o momento resistente.

Tabela 2- Cálculo do Momento resistente

Fatia	Peso (kN/m)	Braço de alavanca em relação ao ponto A (m)	Mr (kN.m/m)
I	Área x $\gamma_{concreto}$	Distância do ponto de aplicação ao ponto A	Peso x dist.
II	Área x $\gamma_{concreto}$	Distância do ponto de aplicação ao ponto A	Peso x dist.
III	Área x $\gamma_{concreto}$	Distância do ponto de aplicação ao ponto A	Peso x dist.
$\Sigma$	$\Sigma P$		$\Sigma Mr$

#### d) Cálculo do Momento Atuante, kN.m/m

Para cálculo do momento atuante na estrutura, usa-se a equação 5.

$$Ma = Eah \times \frac{H}{3} \quad (5)$$

- $Ma \rightarrow$  momento atuante (kN.m/m);
- $Eah \rightarrow$  empuxo ativo horizontal (kPa);
- $H \rightarrow$  altura do muro (m).

#### e) Verificação da segurança contra o tombamento

Para que o muro não tombe em torno da extremidade externa (ponto A da Figura 10), o momento atuante deve ser maior do que o momento solicitante. O momento

resistente ( $M_r$ ) corresponde ao momento gerado pelo peso do muro. O momento atuante ( $M_a$ ) é definido como o momento do empuxo total atuante em relação ao ponto A.

$$F.S. = \frac{M_r}{M_a} \geq 1,5 \quad (6)$$

Sendo:

- $M_a \rightarrow$  momento atuante (kN.m/m);
- $M_r \rightarrow$  momento resistente (kN.m/m).

Caso o F.S. resulte menor que 1,5, a estrutura deve ser redimensionada.

#### f) Verificação da segurança contra o deslizamento

A segurança contra o deslizamento consiste na verificação do equilíbrio das componentes horizontais das forças atuantes, com a aplicação de um fator de segurança adequado, como mostra a Equação 7.

$$F.S. = \frac{\sum V \times \text{tg}\phi'}{Eah} \geq 1,5 \quad (7)$$

Sendo:

- $\sum V \rightarrow$  resultantes das forças verticais;
- $\phi' \rightarrow$  ângulo de atrito interno solo-muro;
- $Eah \rightarrow$  resultante das forças horizontais.

#### g) Verificação de segurança quanto ao terreno de fundação

A capacidade de carga consiste na verificação da segurança contra a ruptura e deformações excessivas do terreno de fundação. A análise geralmente considera o muro rígido e a distribuição de tensões linear ao longo da base.

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

$$x = \frac{M_{resistente} - M_{atuante}}{V} \quad (8)$$

$$e = \frac{B}{6} \quad (9)$$

Se,  $e \geq x$ , a resultante passa dentro do terço médio, então:

$$\sigma_1 = \frac{V}{B} \left( \frac{1+6e}{B} \right) \quad (10)$$

$$\sigma_2 = \frac{V}{B} \left( \frac{1-6e}{B} \right) \quad (11)$$

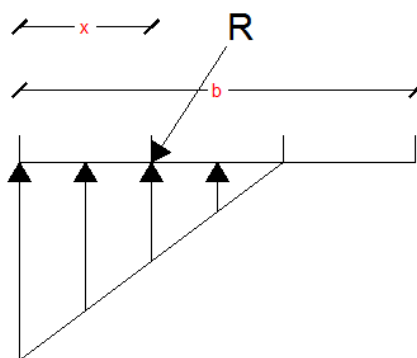
Sendo:

- $V \rightarrow$  resultante na direção vertical;
- $e \rightarrow$  excentricidade;
- $B \rightarrow$  largura da base.

Condição:  $\sigma_1 \geq \sigma_{adm}$

Se,  $e \leq x$ , a resultante passa fora do terço médio, o diagrama será triangular como mostrado na Figura 11. A tensão máxima será calculada pela Equação 12, não levando em consideração a parte negativa do diagrama de tensões resultantes.

Figura 11- Resultante das forças fora do núcleo central



Fonte: Acervo

$$\sigma_1 = \frac{2V}{3x} \quad (12)$$

Sendo:

- $V \rightarrow$  resultante na direção vertical;
- $x \rightarrow$  ponto que passa a resultante, fora do terço médio.

### 2.2.2 DIMENSIONAMENTO PARA SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO

Para analisar as condições de trabalho, deve-se levar em conta a compatibilidade de deformações entre os materiais constituintes, introduzindo no cálculo condições adicionais que garantam essa compatibilidade. A análise da estabilidade é dividida em duas etapas: verificação da estabilidade externa e verificação da estabilidade interna.

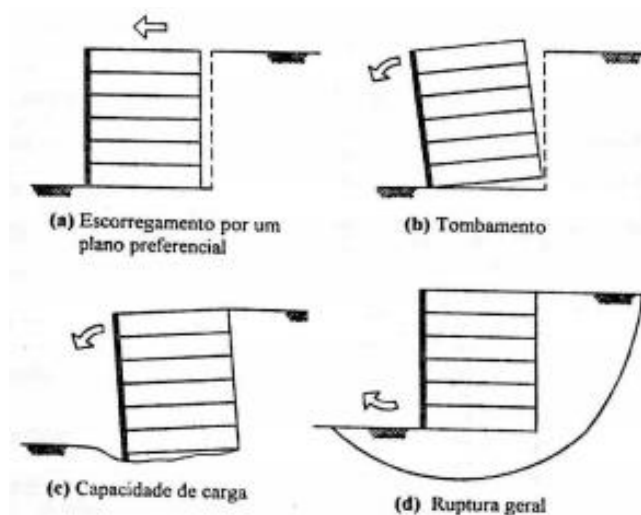


### 2.2.2.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA REFORÇO COM GEOSSINTÉTICOS

O dimensionamento externo consiste basicamente em determinar o comprimento dos reforços para que a estrutura do solo reforçado como um todo resista ao empuxo da massa de solo no seu tardoz sem tombar, deslizar e com tensões verticais na base inferiores às tensões admissíveis que o solo de fundação suporta (Brugger et al, 2005).

Quatro mecanismos de ruptura são considerados no projeto de dimensionamento de um muro de solo reforçado (MSR) em termos de sua estabilidade externa, como mostra na Figura 12.

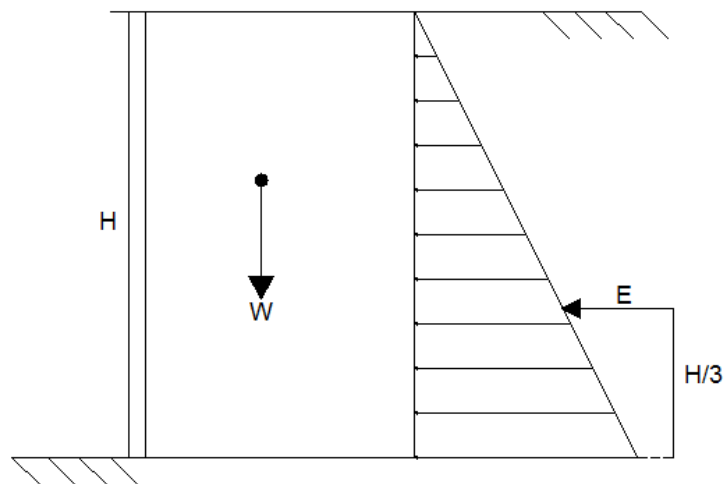
*Figura 12- Modos de ruptura na análise da estabilidade externa*



Fonte: SILVA, 1996

A estabilidade externa, assim como a das estruturas convencionais de contenção, pressupõe que o maciço reforçado atue como um corpo rígido.

Figura 13- Forças e variáveis envolvidas nas análises de estabilidade externa



Fonte: Acervo

- O comprimento dos reforços ( $L_r$ ) deve ser definido de modo a garantir a estabilidade externa.

O método utilizado para dimensionamento foi o de **Erhlich e Mitchell (1994)**.

#### a) Cálculo do empuxo da zona não reforçada

O Empuxo de terras ( $E$ ) na ausência de ações de sobrecarga, é dado por:

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

Sendo:

- $\gamma$  → peso específico ( $\text{kN/m}^3$ );
- $H$  → altura (m);
- $K_a$  → coeficiente de empuxo ativo;
- $E$  → empuxo de terra ( $\text{kN/m}$ ).

O coeficiente de empuxo de terras no estado ativo ( $K_a$ ), considerando o terrapleno horizontal e desprezando o atrito entre o solo e o muro, a favor da segurança, pode ser calculado pela formulação de Rankine:

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (13)$$

Sendo:

- $\phi \rightarrow$  ângulo de atrito.

### b) Verificação do deslizamento

O fator de segurança ao deslizamento (FS) é determinado pela razão entre a máxima força resistente que pode ser mobilizada na base do muro e o empuxo de terra:

$$FS = \frac{\gamma \cdot H \cdot L_r \cdot \tan \phi'}{\frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a} \quad (14)$$

Sendo:

- $L_r \rightarrow$  comprimento do reforço (m);
- $\gamma \rightarrow$  peso específico (kN/m<sup>3</sup>);
- $H \rightarrow$  altura (m);
- $K_a \rightarrow$  coeficiente de empuxo;
- $\phi' \rightarrow$  ângulo de atrito.

Estabelecido o fator de segurança mínimo de 1,5, o comprimento de reforço ( $L_r$ ) para um muro sem a ação de sobrecarga é dado por:

$$L_r \geq \frac{3}{4} \cdot \frac{H \cdot K_a}{\tan \phi'} \quad (15)$$

Sendo:

- $L_r \rightarrow$  comprimento do reforço (m);
- $H \rightarrow$  altura (m);
- $K_a \rightarrow$  coeficiente de empuxo;
- $\phi' \rightarrow$  ângulo de atrito.

### c) Verificação do tombamento

O fator de segurança ao tombamento (FS) é definido pela razão entre momentos estabilizantes proporcionados pelo peso do muro e o momento instabilizante gerado pelo empuxo horizontal de solo (E), de sorte que:

$$FS = \frac{W \cdot \frac{Lr}{2}}{E \cdot \frac{H}{3}} \quad (16)$$

Sendo:

- $W$  → resultante das forças na horizontal;
- $Lr$  → comprimento do reforço;
- $E$  → empuxo de terra (kN/m);
- $H$  → altura.

Estabelecido o fator de segurança mínimo de 2,0 o comprimento de reforço ( $Lr$ ) para um muro sem a ação de sobrecarga é dado por:

$$Lr \geq \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot Ka \cdot H^2 \quad (17)$$

Sendo:

- $Lr$  → comprimento do reforço (m);
- $Ka$  → coeficiente de empuxo ativo;
- $H$  → altura (m).

#### d) Verificação das tensões na base

A resultante das tensões atuantes na base do muro deve garantir toda a base comprimida e, para tanto, a excentricidade ( $e$ ) deve ser inferior à sexta parte de  $Lr$ .

A excentricidade da resultante normal das forças que atuam na base do muro ( $e$ ) pode ser expressa como:

$$e = \frac{E \cdot \frac{H}{3}}{Rz} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka \cdot \frac{H}{3}}{\gamma \cdot H \cdot Lr} = \frac{Ka \cdot H^2}{6 \cdot Lr} \quad (18)$$

Sendo:

- $e$  → excentricidade;
- $H$  → altura (m);
- $Lr$  → comprimento do reforço (m);

- $Ka \rightarrow$  coeficiente de empuxo.

Para que a condição de base totalmente comprimida seja atendida, tem-se:

$$e = \frac{Ka.H^2}{6.Lr} \leq \frac{Lr}{6} \rightarrow Lr = H\sqrt{Ka} \quad (19)$$

Sendo:

- $Lr \rightarrow$  comprimento do reforço (m);
- $Ka \rightarrow$  coeficiente de empuxo ativo;
- $H \rightarrow$  altura (m).

O comprimento mínimo do reforço será o maior valor de  $Lr$  encontrado nas três verificações.

#### e) Capacidade de carga do terreno de fundação

Ao se considerar a formulação de Meyerhof (1995) para distribuição das tensões atuantes na base do muro, tem-se:

$$\sigma_{z,b} = \frac{Rz}{Lr-2e} = \frac{\gamma.H.Lr}{Lr-2\frac{Ka.H^2}{6.Lr}} = \frac{\gamma.H}{1-\frac{Ka}{3}\left(\frac{H}{Lr}\right)^2} \quad (20)$$

Sendo:

- $\gamma \rightarrow$  peso específico (kN/m<sup>3</sup>);
- $H \rightarrow$  altura (m);
- $Ka \rightarrow$  coeficiente de empuxo ativo;
- $\sigma_{z,b} \rightarrow$  tensão de carga (kPa).

Para prosseguir com os cálculos, será adotado a priori um comprimento de  $0,8H$  para os reforços, de forma a evitar seu arrancamento da zona resistente.

A tensão na base será:  $\sigma_{z,b}$ .

Estabelecido o fator de segurança 2,5 para a capacidade de carga da fundação, o terreno deve apresentar uma capacidade de carga superior às tensões aplicadas ao terreno

pelo muro. De acordo com Brinch Hansen (1961) e Sokolovski (1960), a capacidade de carga do terreno é dada por:

$$q_{lim} = \gamma \cdot D + c \cdot N_c \cdot f_{ci} + \gamma \cdot D \cdot (Nq - 1) \cdot f_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot f_{\gamma i}$$

Onde  $q_{lim}$  é a capacidade de carga do solo de fundação; D é o embutimento da fundação da ECSR;  $N_{c,q,\gamma}$  são os fatores de capacidade de carga;  $f_{ci,qi,\gamma i}$  são os fatores de excentricidade e inclinação da carga; e B' é a largura efetiva da fundação (Lr - 2.e).

Os fatores de inclinação e excentricidade são:

$$f_{qi} = \left[ 1 - \frac{Rh}{Rv + B' \cdot c' \cdot \cotan(\phi)} \right]^2 \quad (21)$$

$$f_{c1} = f_{qi} - \frac{1 - f_{qi}}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad (22)$$

$$f_{\gamma i} = (f_{qi})^{3/2} \quad (23)$$

Onde Rh e Rv são, respectivamente, as resultantes das solicitações horizontais e verticais.

A Tabela 3 apresenta valores de fatores de capacidade de carga para fundações superficiais corridas, de acordo com Prandtl (1921), Reissner (1924), Vesic (1975).

*Tabela 3- Valores de capacidade de carga*

Ângulo de atrito efetivo (°)			
0	5,14	1,00	0
15	10,98	3,94	2,65
20	14,83	6,40	5,39
25	20,72	10,66	10,88
30	30,14	18,40	22,4
35	46,12	33,30	48,03
40	75,31	64,20	109,41
45	133,9	134,90	271,76

Deve-se adotar um embutimento do solo reforçado no terreno de fundação, mesmo que não seja necessária sua utilização pelo dimensionamento realizado.

A capacidade de carga do solo de fundação será:  $q_{lim}$ .

O fator de segurança para a capacidade de carga de fundação pode ser definido como:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma'_{z,b}} \quad (24)$$

### 2.2.2.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM GEOSINTÉTICOS

A análise da estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado passa pela determinação da tensão máxima atuante nos reforços, que é o aspecto mais importante nesta etapa de projeto. Esta tensão é decorrente da interação solo-reforço, que promove a transferência de esforços, seja por atrito ou por resistência passiva, do solo para o reforço. Dividindo-se a massa em zona ativa e zona resistente, a estabilidade da primeira está assegurada desde que, sob ação das cargas, não haja ruptura por traço do reforço e embutimento na zona resistente seja suficiente para evitar seu arrancamento (DANTAS & EHRLICH, 2000).

Os reforços devem ser definidos de forma a evitar a ruptura por tração ou o arrancamento da zona resistente. O comprimento, a resistência e a quantidade de reforços a serem estabelecidos são determinados com base na tensão máxima atuante nos reforços,  $T_{máx}$ .

#### a) Determinar a tensão vertical induzida pela compactação

A tensão vertical induzida irá depender do tipo de rolo compactador utilizado.

#### b) Determinar a tensão vertical geostática no nível do reforço

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} \quad (25)$$

Sendo:

- $\gamma$  → peso específico (kN/m<sup>3</sup>);
- $Ka$  → coeficiente de empuxo;
- $Lr$  → comprimento do reforço (m);
- $z$  → nível do reforço (m).

#### c) Determinar $\sigma'_{zc}$

Para profundidades nas quais  $\sigma'_z \leq \sigma'_{zc,i}$ , tem-se  $\sigma'_{zc} = \sigma'_{zc,i}$ . Para maiores profundidades, nas quais  $\sigma'_z \geq \sigma'_{zc,i}$ , tem-se  $\sigma'_{zc} = \sigma'_z$ .

**d) Determinar  $\beta$** 

Para a primeira interação, deve-se adotar um valor adequado de  $S_i$ , de acordo com o tipo de reforço.

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{Pa}\right)^n}{S_i} \quad (26)$$

Sendo:

- $\sigma'_{zc}$  → tensão vertical geostática;
- $Pa$  → pressão atmosférica.

**e) Determinar o  $T_{m\acute{a}x}$** 

A força de tração máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) é determinada para cada nível de reforço, considerando os valores de  $\beta$ ,  $\sigma'_z$  e  $\sigma'_{zc}$  a partir dos ábacos em anexo A.

**f) Determinar as características dos reforços**

Com base nos valores de  $T_{m\acute{a}x}$  obtidos na primeira interação, é possível estabelecer as características adequadas dos reforços, considerando os fatores de segurança e resistências de cálculo para a ruptura e para o arrancamento.

**g) Refinamento do cálculo**

É provável que o valor de  $S_i$  correspondente ao reforço escolhido seja diferente do valor arbitrado na primeira interação. Realiza-se então uma segunda interação, com o novo valor de  $S_i$ , obtendo-se um novo valor de  $\beta$  e novas leituras no ábaco, que conduzirão a um novo valor de  $T_{m\acute{a}x}$ . Se este for compatível com o reforço selecionado, encerra-se o cálculo. Caso contrário, escolhe-se um novo reforço e realiza-se mais uma interação.

**h) Resistência admissível do reforço**

Estabelecido um fator de segurança mínimo de 1,5 com respeito à ruptura dos reforços, teremos a necessidade de contar com geogrelhas com resistência de cálculo ( $T_d$ ).



### i) Estabilidade ao arrancamento

Primeiramente, é necessário determinar o comprimento de embutimento disponível além da cunha ativa ( $Le$ ), o qual depende da profundidade de cada reforço:

$$Le = Lr - (H - z) \cdot \left[ \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - \frac{1}{\tan w} \right] \quad (27)$$

Sendo:

- $Le$  → comprimento efetivo do reforço (m);
- $Lr$  → comprimento do reforço (m);
- $H$  → altura do muro (m);
- $z$  → profundidade da camada de reforço (m).

A resistência ao arrancamento ( $Pr$ ) pode ser determinada com base nas características do contato solo-reforço e das tensões geostáticas verticais atuantes em cada reforço:

$$Pr = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot Le \geq FS \cdot T_{m\acute{a}x} \quad (28)$$

Sendo:

- $F^*$  → fator de resistência ao arrancamento;
- $Pr$  → resistência ao arrancamento;
- $T_{m\acute{a}x}$  → tração máxima.

O fator de efeito de escala ( $\alpha$ ) será admitido como 1,00 e o fator de resistência ao arrancamento ( $F^*$ ) pode ser determinado por:

$$F^* = fa \cdot \tan \phi \quad (29)$$

Sendo:

- $\phi$  → atrito do solo.

Assim tem-se,

$$FS = \frac{Pr}{T_{m\acute{a}x}} \quad (30)$$

## 2.2.3 DIMENSIONAMENTO DE SOLO REFORÇADO COM TIRAS METÁLICAS

Para iniciar o dimensionamento com tiras metálicas faz-se necessário estimar os espaçamentos das tiras. Os valores de larguras padronizadas e propriedades das tiras podem ser obtidos em catálogos de fabricantes. As dimensões das tiras variam conforme as exigências de casa obra. A espessura deve incluir um valor adicional (espessura de sacrifício) para compensar as perdas por corrosão.

### 2.2.3.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS

Para análise da estabilidade interna e externa do solo reforçado com tiras metálicas, foi seguido o método descrito **BUDHU, M.**; Fundações e Estruturas de Contenção. Tradução da 1ª edição de “Foudations and Earth refaining Structures”, LTC – Livros técnicos e científicos Editora, Rio de Janeiro, 2013.

#### a) Calcular a espessura necessária ou reforço

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi'_{ec} \quad (31)$$

Sendo:

- $\phi'$  → ângulo de atrito do solo.

$$K_{aR} = tg^2 \left( 45 - \frac{\phi'_{ec}}{2} \right) \quad (32)$$

$$t_r = \frac{K_{oR}(\gamma'Ho + qs)SzSy(FS)tr}{wfy} \quad (33)$$

Sendo:

- $t_r$  → largura da tira (mm);
- $qs$  → sobrecarga (kPa);
- $Ho$  → altura do muro (m);
- $Sz = Sy = w$  → espaçamentos (m);
- $fy$  → resistência ao escoamento da tira metálica (kPa).

Para calcular a espessura de sacrifício deve-se estimar o tempo de vida útil da obra. (Equação 34).

$$t_{corrosão} = \text{taxa anual de corrosão} \times \text{vida útil da obra} \quad (34)$$

Deve-se selecionar uma espessura de tira a partir dos padrões existentes:

$$t_{projeto} = \text{espessura calculada} + \text{espessura de corrosão} \quad (35)$$

**b) Determinar o comprimento do reforço necessário na base.**

$$L_b = \frac{(Kac)x\left(0,5H_0 + \frac{qs}{\gamma'}\right)(FS)T}{tg\phi'_b} \quad (36)$$

Sendo:

- $L_b$  → comprimento do reforço na base;
- $\phi'_b$  → ângulo de atrito do solo na base.

Para estabilidade interna, o comprimento efetivo da base do muro é pela equação 37.

$$L_e = \frac{K_{aR}(\sigma'_z + qs)S_z S_y (FS)t}{2w(\sigma'_z + qs)tg\phi_i} \quad (37)$$

Sendo:

- $L_e$  → comprimento efetivo do reforço;
- $qs$  → sobrecarga (kPa).

**c) Determinar o comprimento total do reforço utilizando os dados dispostos na Tabela 4.**

*Tabela 4 - Exemplo de tabela para determinar o comprimento total do reforço*

$z$ (m)	$S_z$ (m)	K	$L_e$ (m)	$L_r$ (m)	$L$ (m) = $L_e + L_r$	$L$ (m)

Para determinar K, utiliza a fórmula 38 e 39;

$$K = K_{aR} \cdot \frac{z}{6} + K_0 \left(1 - \frac{z}{6}\right) \text{ para } z \leq 6m \quad (38)$$

$$K = K_{aR} \text{ para } z > 6m \quad (39)$$

Sendo:

- $K_{aR}$  → coeficiente de atrito por rankine;
- $z$  → profundidade da camada de reforço.

Para cálculo de  $L_e$ , utiliza-se a fórmula 37;

Para cálculo de  $L_r$ , utiliza-se a fórmula 40 e 41;

$$L_R = 0,2H_o + \left(0,1H_o - \frac{z}{6}\right) \text{ para } z \leq 0,6H_o \quad (40)$$

$$L_R = \frac{1}{2}H_o \left(1 - \frac{z}{H_o}\right) \text{ para } z > 0,6H_o \quad (41)$$

Sendo:

- $L_r \rightarrow$  comprimento do reforço.

### 2.2.2.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS

#### a) Verificação contra o deslizamento

Determinado o valor de  $L_b$  pela equação (5.6), pode-se garantir a segurança contra o deslizamento, se o comprimento do reforço for maior que o comprimento do reforço na base.

#### b) Verificação da capacidade de carga

$$(\sigma_z)_{m\acute{a}x} = \gamma H_o \quad (42)$$

$$H = 0,5\gamma K_{ac} x H_o^2 + K_{ac} x H_o q_s \quad (43)$$

$$Vn = \gamma H_o B \quad (44)$$

$$w = \text{tg}^{-1} \frac{H}{Vn} \quad (45)$$

$$n = \frac{\left(2 + \frac{B'}{L'}\right)}{\left(1 + \frac{B'}{L'}\right)} \quad (46)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{Vn}\right)^{n+1} \quad (47)$$

$$N_\gamma = 0,1054 \exp(9,6\phi'_p) \quad (48)$$

$$q_u = 0,5\gamma B N_\gamma i_\gamma \quad (49)$$

$$FS_B = \frac{q_u}{\sigma_{m\acute{a}x}} \geq \text{ao fator de seguran\c{c}a determinado em projeto} \quad (50)$$

## 3.0 METODOLOGIA

A escolha das estruturas que iriam ser comparadas foi feita partindo do pressuposto de que as três atenderiam de maneira eficaz como solu\c{c}o para o problema da

instabilidade de taludes. As alturas que foram utilizadas para dimensionamento e futura comparação, foram escolhidas para mostrar a diferença discrepante quando se trata de alturas baixas e alturas elevadas. A partir desses dados e os dados adquiridos do solo de João Pessoa – PB pode-se realizar o dimensionamento para cada uma das estruturas. Assegurada a estabilidade das contenções escolhidas, partiu-se para o orçamento onde foram apresentados os itens e os valores foram retirados do Centro de custos rodoviários do DNIT o SICRO2 de novembro/2015. Com os orçamentos concluídos, pode-se comparar qual estrutura apresentou melhor custo.

#### **4.0 ESTUDO DE CASO**

Foram realizados dimensionamentos para três estruturas diferentes, utilizando os dados obtidos do solo de João Pessoa - PB na construção da obra de transposição da BR 230 - viaduto do Geisel. O dimensionamento foi feito para duas alturas, 3 metros e 8 metros.

#### **4.1 MURO DE GRAVIDADE**

O cálculo de muro de gravidade foi realizado a partir da planilha em excel “Desenvolvimento de ferramenta computacional para dimensionamento de muros de arrimo”.

Dados do solo:

$$\phi_{aterro} = 40^\circ$$

$$\phi_{fund} = 26,67^\circ$$

$$\beta = 10^\circ$$

$$\gamma_s = 19,04 \text{ kN/m}^3$$

$$\delta = 25^\circ$$

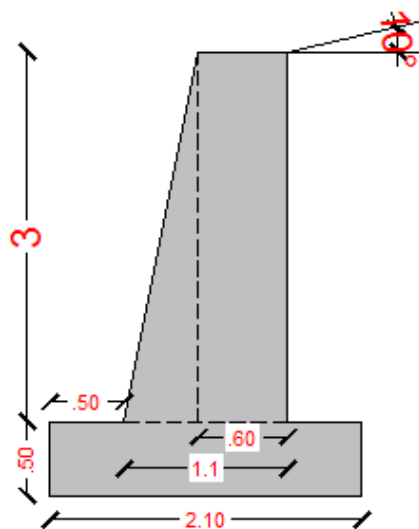
$$\alpha = 90^\circ$$

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

#### 1º Caso: Muro de arrimo de gravidade para altura de 3 metros

Dimensões de pré-dimensionamento

Figura 14- Medidas de pré-dimensionamento de muro de arrimo, altura 3 m



Fonte: Acervo

Os cálculos para análise da estabilidade do muro de gravidade para altura de 3 metros foram efetuados seguindo o dimensionamento e são apresentados na Tabela 5.

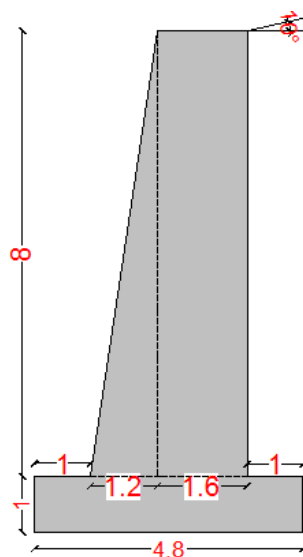
Tabela 5 - Estabilidade de muro de arrimo para altura de 3 metros

Análise da estabilidade: Muro de arrimo	
Coeficiente de Empuxo – Ka	0,221
Empuxo ativo - Ea (kPa)	25,76
Empuxo ativo vertical -Eav (kPa)	10,89
Empuxo ativo horizontal - Eah (kPa)	23,34
Momento resistente - Mr (kN.m/m)	1254,57
Momento atuante - Ma(kN.m/m)	27,23
Segurança contra tombamento (>1,5)	4,57
Segurança contra deslizamento (>1,5)	2
Segurança quanto ao terreno de fundação (<300 kPa)	59,75

## 2º Caso: Muro de arrimo de gravidade para altura de 8 metros

Dimensões de pré-dimensionamento

Figura 15- Pré-dimensionamento de muro de arrimo, altura 8 metros



Fonte: Acervo

Os cálculos para análise da estabilidade do muro de gravidade para altura de 8 metros foram efetuados seguindo o dimensionamento e são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Estabilidade para muro de arrimo para altura de 8 metros

Análise da estabilidade: Muro de arrimo	
Coeficiente de Empuxo – Ka	0,221
Empuxo ativo - Ea (kPa)	170,37
Empuxo ativo vertical -Eav (kPa)	72,06
Empuxo ativo horizontal - Eah (kPa)	154,35
Momento resistente - Mr (kN.m/m)	1809,91
Momento atuante - Ma(kN.m/m)	463,06
Segurança contra tombamento (>1,5)	3,9
Segurança contra deslizamento (>1,5)	1,9
Segurança quanto ao terreno de fundação (<300 kPa)	175,98

## 4.2 SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Considerando o projeto de um muro de solo reforçado com face em blocos intertravados de concreto e geogrelhas, com as características a seguir. O método de dimensionamento utilizado foi de acordo com o proposto por Ehrlich e Mitchell (1994).

### 1º Caso: Muro reforçado com geossintético, altura de 3 metros

Tabela 7 - Dados para dimensionamento

<b>Geometria do muro</b>	
Altura do muro (H)	8
Espaçamento dos reforços (m)	0,7
Inclinação da face	1H:10V
<b>Parâmetros do solo de enchimento</b>	
Descrição	
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	19,04
Ângulo de atrito	40
Intercepto coesivo (kPa)	10
Módulo tangente inicial	128
Módulo expoente	0,78
<b>Parâmetros do bloco e reforço</b>	
Tipo de reforço	geogrelha de PVA
Eficiência do acoplamento	85%
Dimensões do bloco	40 cm x 40 cm e altura de 20 cm
<b>Características do rolo compactador</b>	
Tipo de equipamento	rolo autopropelido Dynapac CA134PD
Tensão vertical induzida	110 Kpa

#### 4.2.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA REFORÇO COM GEOSSINTÉTICOS, 3 METROS DE ALTURA

Dado o procedimento para análise da estabilidade externa como mostrado anteriormente, efetuou-se os cálculos e foram encontrados os resultados mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 - Estabilidade externa para solo reforçado com altura de 3 metros

<b>ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA</b>	
Coefficiente de Empuxo - $K_a$	0,217
Empuxo ativo - $E_a$ (kPa)	18,94
Comprimento do reforço contra o deslizamento (m)	0,58
Comprimento do reforço contra o tombamento (m)	1,14
Verificação das tensões na base (m)	1,4
Capacidade de carga do terreno de fundação (m) (FS>2,0)	2,4

Foram determinados as dimensões dos reforços para garantir a estabilidade interna do solo reforçado. A Tensão vertical induzida pela compactação é de 110 kPa.



O valor de  $T_{m\acute{a}x}$  é determinado para cada nível de reforço, considerando os valores de  $\beta$ ,  $\sigma'_z$  e  $\sigma'_{zc}$  a partir dos ábacos de Ehrlich e Mitchel. Como visto na Tabela B.1 -Planilha de cálculo para a primeira interação disposta no Anexo B.

Possuindo o valor das tensões máximas foi possível determinar as características adequadas do reforço considerando os fatores de segurança e as resistências de cálculo para a ruptura e para o arrancamento. Na Tabela 9 encontra-se as características do reforço escolhido.

*Tabela 9 - Características do reforço*

Característica	Fortrac 35 MP
Resistência à tração (kN/m)	35
Alongamento na ruptura	4 a 6%
Jr (kN/m)	700
Fator de segurança para danos de instalação em solos arenosos, siltosos ou argilosos	1,05
Fator de segurança para fluência (td = 75 anos)	1,514
Fator de segurança para degradação química (2<pH<13)	1,1
Fator de segurança para degradação biológica	1
Resistência de projeto (Td)	20

A partir dos reforços escolhidos pela primeira interação, foi possível calcular o valor de Si. O valor de Si calculado foi diferente do valor atribuído na primeira interação, então repete-se o processo até que os valores calculados e assumidos para Si sejam coerentes e conduzam a valores de  $T_{m\acute{a}x}$  semelhantes. A Tabela B.2 em anexo B, mostra os valores obtidos na segunda interação. Os reforços foram definidos de forma a evitar a ruptura por tração ou arrancamento da zona resistente, de acordo com os resultados apresentados na Tabela 10.

*Tabela 10 - Valores que influenciam a estabilidade ao arrancamento*

<b>ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA</b>	
Tensão induzida pela compactação (kPa)	110
Fator de segurança da resistência admissível do reforço	1,5
Resistência admissível do reforço para níveis superiores (kN/m)	12,87
Resistência admissível do reforço para níveis inferiores (kN/m)	12,87
Fator de resistência ao arrancamento (F*)	0,671

Substituindo os valores obtidos, na Equação (28) encontra-se a resistência ao arrancamento para cada nível de reforço, como visto na Tabela B.2 que se encontra no anexo B.

#### 2º Caso: Muro reforçado com geossintético, altura de 8 metros

Os dados utilizados para dimensionamento do muro de altura 8 metros, foram os mesmos utilizados anteriormente e dispostos na Tabela 7.

#### **4.2.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA ALTURA DE 8 METROS**

Os cálculos foram repetidos, agora para altura de 8 metros de solo reforçado, como mostra na Tabela 11.

*Tabela 11 - Estabilidade externa para solo reforçado com altura de 8 metros*

<b>ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA</b>	
Coeficiente de Empuxo – $K_a$	0,217
Empuxo ativo - $E_a$ (kPa)	132,48
Comprimento do reforço contra o deslizamento (m)	1,55
Comprimento do reforço contra o tombamento (m)	3,05
Verificação das tensões na base (m)	3,7
Capacidade de carga do terreno de fundação (m) (FS>2,0)	6,4

#### **4.2.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA ALTURA DE 8 METROS**

Igualmente para estabilidade interna, repetiu-se os cálculos para altura de 8 metros. O compactador utilizado foi o mesmo com tensão de 110 kPa.

O valor de  $T_{máx}$  é determinado para cada nível de reforço, considerando os valores de  $\beta$ ,  $\sigma'_z$  e  $\sigma'_{zc}$  a partir dos ábacos de Ehrlich e Mitchel. Como visto na Tabela B.3 – Planilha de cálculo para a primeira interação disposta no Anexo B.

Possuindo o valor das tensões máximas foi possível determinar as características adequadas do reforço considerando os fatores de segurança e as resistências de cálculo para a ruptura e para o arrancamento. Na Tabela 8 encontra-se as características do reforço escolhido, o mesmo utilizado no dimensionamento de muro com altura de 3 metros.

A partir dos reforços escolhidos pela primeira interação, foi possível calcular o valor de  $S_i$ . O valor de  $S_i$  calculado foi diferente do valor atribuído na primeira interação, então repete-se o processo até que os valores calculados e assumidos para  $S_i$  sejam coerentes e conduzam a valores de  $T_{m\acute{a}x}$  semelhantes. A Tabela B.4 em anexo B, mostra os valores obtidos na segunda interação. Os reforços foram definidos de forma a evitar a ruptura por tração ou arrancamento da zona resistente, de acordo com os resultados apresentados na Tabela 12.

*Tabela 12 - Valores que influenciam a estabilidade ao arrancamento*

<b>ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA</b>	
Tensão induzida pela compactação (kPa)	110
Fator de segurança da resistência admissível do reforço	1,5
Resistência admissível do reforço para níveis superiores (kN/m)	12,87
Resistência admissível do reforço para níveis inferiores (kN/m)	12,87
Fator de resistência ao arrancamento ( $F^*$ )	0,671

Substituindo os valores obtidos, na Equação (28) encontra-se a resistência ao arrancamento para cada nível de reforço, como visto na Tabela B.4 que se encontra no anexo B.

### **4.3 SOLO REFORÇADO COM TIRAS METÁLICAS**

Outro método de cálculo é o método da gravidade consistente (Juran e Schlosser, 1978) e é aplicável a materiais de baixa extensibilidade, tais como tiras metálicas. Os dados utilizados nesse cálculo foram extraídos da memória de cálculo do Viaduto Geisel, obra executada pela “Solo reforçado contenções LTDA”, esses dados são mostrados na Tabela 13.

Tabela 13 - Dados para dimensionamento de solo reforçado com tiras metálicas

Dados de dimensionamento	
H (m)	3
$\gamma_{sat}$ . (kN/m <sup>3</sup> )	19,04
$\phi$ (°)	40
$f_y$ (kPa)	$2,5 \cdot 10^5$
Taxa de corrosão (mm/ano)	0,025
Fator de segurança	3
Vida útil (anos)	50
Atrito tira-solo (°)	21
Sobrecarga (kPa)	20
Ângulo de atrito na base do muro (°)	32

1° Caso: Muro reforçado com tiras metálicas, altura de 3 metros

#### 4.3.1 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS

Os cálculos devidos foram efetuados seguindo o dimensionamento apresentado anteriormente, os resultados obtidos estão dispostos na Tabela 14.

Tabela 14 - Valores obtidos para garantir a estabilidade externa, altura de 3 metros

ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA	
$\sigma_{z \text{ máx}}$	57,12 kPa
H	34,53 KN
Vn	99,96 KN
H/Vn	0,35
W	17,74 °
$i_\gamma$	0,28
$N_\gamma$	37,2
$q_u$	173,84 kPa
FS	3,04

O fator de segurança desejado foi 3 e o obtido com os cálculos foi 3,75. Para uma largura de base (Lb) de 1,90 m. Portanto, a dimensão das tiras foi favorável a estabilidade externa.

### 4.3.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS, ALTURA DO MURO 3 METROS

Os procedimentos descritos no tópico 2.2.3 foram efetuados e obteve-se os resultados demonstrados na Tabela 15, para garantir a estabilidade, foi determinado o comprimento do reforço para cada camada z.

*Tabela 15 - Dados obtidos para estabilidade interna muro de 3 metros*

z (m)	Sz (m)	K	Le (m)	Lr (m)	L (m) = Le +Lr	L (m)
0,5	0,5	0,35	3,67	0,82	4,48	4,5
1	0,5	0,33	3,54	0,73	4,28	4,5
1,5	0,5	0,32	3,42	0,65	4,07	4,5
2	0,5	0,31	3,30	0,50	3,80	4
2,5	0,5	0,30	3,17	0,25	3,42	3,5
3	0,5	0,29	3,05	0,00	3,05	3,5

As armaduras utilizados terão as seguintes características:

- Largura: 60 milímetros
- Espessura: 3 milímetros
- Comprimento: 4,5 metros

2º Caso: Muro reforçado com tiras metálicas, altura de 8 metros

### 4.3.3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS, MURO DE ALTURA 8 METROS

Assim como feito para altura de 3 metros, procedeu-se os cálculos de dimensionamento novamente com a nova altura de 8 metros e obteve-se os resultados apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 - Valores obtidos para garantir a estabilidade externa, altura de 8 metros

<b>ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA</b>	
$\sigma_z máx$	152,32 kPa
H	182,32 KN
Vn	609,28 KN
H/Vn	0,30
W	17,74 °
$i_\gamma$	0,34
$N_\gamma$	37,2
$q_u$	487,48 kPa
FS	3,20

O fator de segurança desejado foi 3 e o obtido com os cálculos foi 3,20. Portanto, a dimensão das tiras foi favorável a estabilidade externa.

#### 4.3.4 ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA PARA REFORÇO COM TIRAS METÁLICAS, MURO DE ALTURA 8 METROS

Repetiu-se o procedimento, agora para o muro de altura 8 metros. Os resultados encontrados estão dispostos na Tabela 17.

Tabela 17 - Dados obtidos para estabilidade interna muro de 8 metros

z (m)	Sz (m)	K	Le (m)	Lr (m)	L (m) = Le + Lr	L (m)
0,5	0,5	0,35	3,67	2,32	5,98	6
1	0,5	0,33	3,54	2,23	5,78	6
1,5	0,5	0,32	3,42	2,15	5,57	6
2	0,5	0,31	3,30	2,07	5,36	5,5
2,5	0,5	0,30	3,17	1,98	5,16	5,5
3	0,5	0,29	3,05	1,90	4,95	5
3,5	0,5	0,28	2,92	1,82	4,74	5
4	0,5	0,26	2,80	1,73	4,53	5
4,5	0,5	0,25	2,68	1,65	4,33	4,5
5	0,5	0,24	2,55	1,5	4,05	4,5
5,5	0,5	0,23	2,43	1,25	3,68	4
6	0,5	0,22	2,30	1	3,30	3,5
6,5	0,5	0,22	2,30	0,75	3,05	3,5
7	0,5	0,22	2,30	0,5	2,80	3
7,5	0,5	0,22	2,30	0,25	2,55	3
8	0,5	0,22	2,30	0	2,30	2,5

As armaduras utilizados terão as seguintes características:

- Largura: 60 milímetros
- Espessura: 5 milímetros
- Comprimento: 6 metros

## **5.0 COMPARAÇÃO ORÇAMENTÁRIA**

Com o objetivo de determinar qual desses três métodos de contenção, muro de gravidade, solo reforçado com geossintéticos e solo reforçado com tiras metálicas seria financeiramente mais viável foram produzidas planilhas orçamentárias que demonstram o custo por metro linear de construção. Os valores foram extraídos da planilha de custos e pagamentos no site do Dnit, o SICRO 2. Nas Tabelas C.1, C.2 e C.3, C.4, C.5, C.6 em Anexo C são apresentados os custos.

Por meio dos Gráficos 7.1 e 7.2 é possível fazer um comparativo desses valores e concluir que qualquer uma das técnicas apresentadas atenderia as condições de ruptura e estabilidade, mas um projeto de sistema de contenção passa pela análise de desempenho econômico. Portanto, a técnica de reforço com uso de geossintéticos apresenta uma economia à obra.

Além de apresentar um baixo custo em relação as demais técnicas comparadas, o reforço com geossintéticos apresenta simplicidade com relação aos aspectos construtivos. Para pequenas alturas, menor que 4 m, praticamente não se tem uma diferença de custo acentuada, em contrapartida quando se trata de alturas mais elevadas o métodos como o muro de gravidade já cae em desuso pelo seu elevado custo.

Muitos estudos têm sido desenvolvidos com o objetivo de certificar a excelência do geossintético, por suas características mecânicas e de resistência. Quando comparadas as tiras metálicas não perde no quesito desempenho, mas possuem um custo menor por não exigir que tenha uma espessura de sacrifício, devido a corrosão que acontece nas tiras se faz um cálculo da espessura com as perdas anuais e por isso, a quantidade de ferro utilizado é maior o que torna a obra mais onerosa.

Gráfico 7.1 – Comparativo de custos de obras de contenção altura de 3 metros

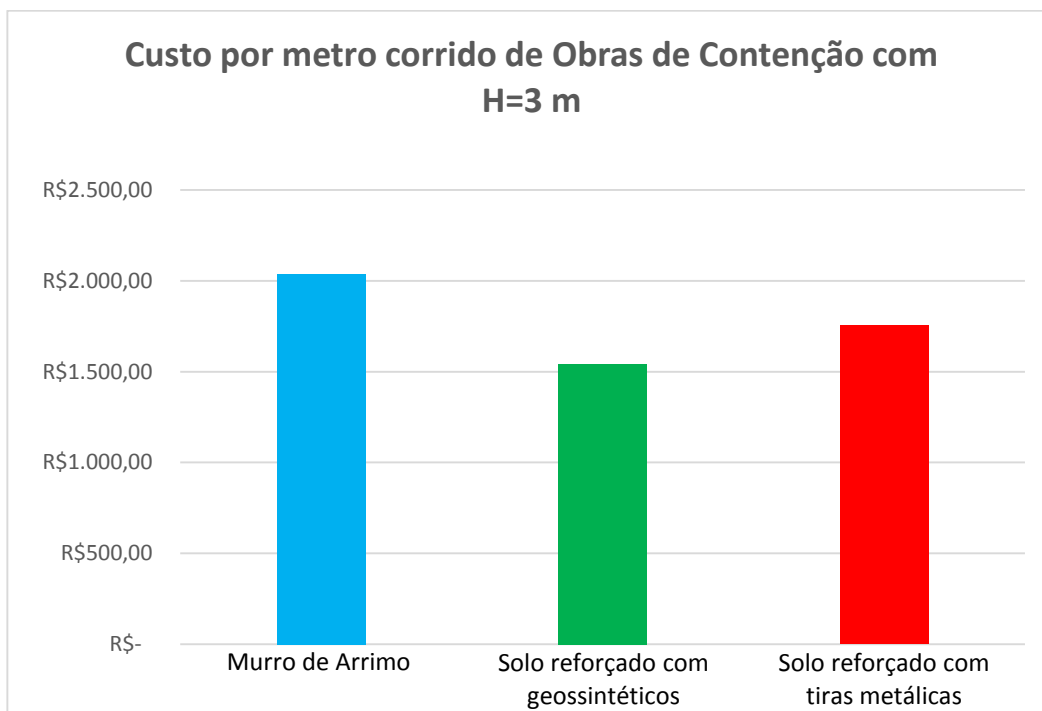
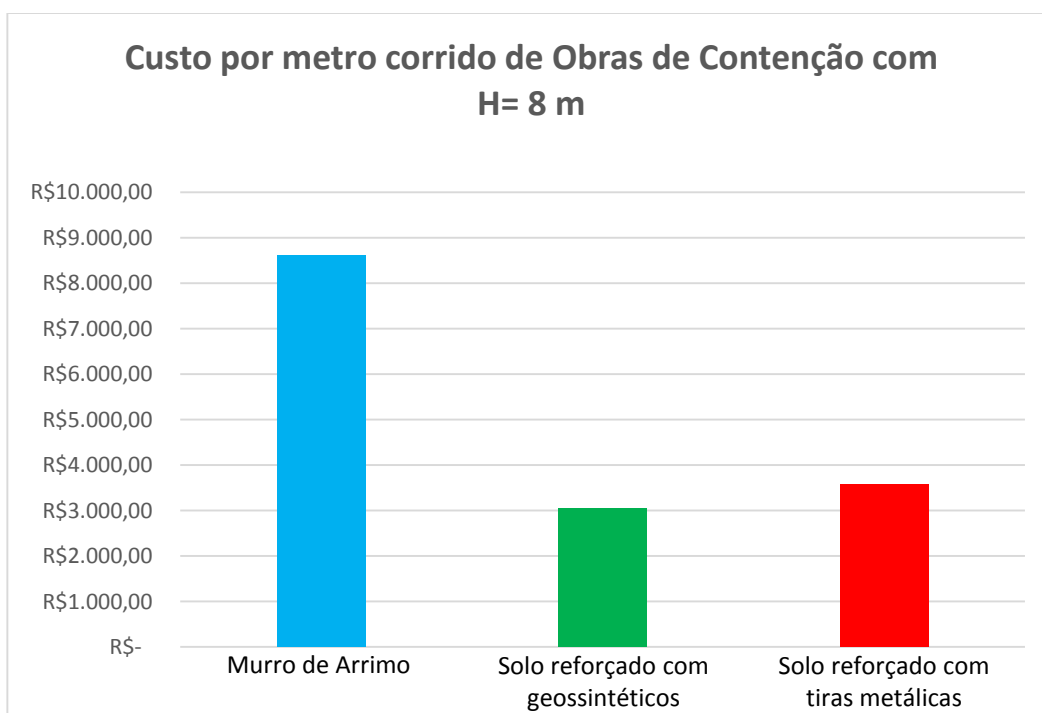


Gráfico 7.2 - Comparativo de custos de obras de contenção altura de 8 metros





## 6.0 CONCLUSÃO

Os benefícios que uma obra de contenção tem em relação à outra devem ser considerados de acordo com os critérios de custo, função mecânica e a função arquitetônica da estrutura de contenção. Entretanto, cabe ressaltar que, apesar da eficácia de todas as técnicas, os custos e o aspecto estético variam significativamente.

Pode-se concluir então que para as três situações consideradas, o solo reforçado com geossintéticos apresentou como a opção mais econômica. Em contrapartida, o muro de gravidade para alturas elevadas aumenta muito os custos e se torna a solução mais cara.

É importante lembrar que esses custos são referentes a cada metro corrido de construção, portanto, as diferenças desses valores tendem a ser muito maiores, quando multiplicados pelo comprimento de uma determinada obra. Sendo assim, quanto maior uma obra, maior será a economia no caso da escolha correta ou o prejuízo caso seja feita uma escolha errada. A escolha correta pelo tipo de contenção é de grande importância, sobretudo na execução de obras sob licitação onde se considera, principalmente, a segurança e a economia. Assim, antes de qualquer projeto de contenção de taludes, devem ser elaborados estudos de viabilidade e de custos a fim de se desenvolver critérios para a escolha mais adequada à situação.

## REFERÊNCIAS

BEZERRA, L. R.; **Revisão sobre empuxos de terra**. Aula 01. Universidade Estadual da Paraíba. Araruna, 2015.

BEZERRA, L. R.; **Dimensionamento de muro de gravidade e sistema de drenagem**. Aula 03. Universidade Estadual da Paraíba. Araruna, 2015.

BEZERRA, L. R.; **Introdução ao estudo dos geossintéticos**. Aula 08. Universidade Estadual da Paraíba. Araruna, 2015.

BEZERRA, L. R.; **Reforço em solo com geossintéticos**. Aula 11. Universidade Estadual da Paraíba. Araruna, 2015.

BUDHU, M.; **Fundações e Estruturas de Contenção**. Tradução da 1ª edição de “Foundations and Earth Retaining Structures”. LTC – Livros Técnicos e Científicos. Editora. Rio de Janeiro, 2013.

**ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO**. Capítulo 2. PUC – Rio. Certificação digital nº 011557/CA.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de solo Reforçado**. São Paulo: Oficina de textos, 2009.

**Estruturas de solo reforçado**. Capítulo 2. PUC – Rio. Certificação digital nº 011557/CA.

FÉLIX, S. M. C.; **Comportamento dos Muros de Terra Armada**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 1991.

FONTANA, B. G.; SANTOS, A. A.; **Análise de dimensionamento de solo reforçado tipo terra armada**. UNESC – Universidade do extremo sul catarinense. 2011.

FORTRAC T: **o reforço ideal para obras geotécnicas**. Huesker. São Paulo: 2014.

LEITE, U. G.; **Análise custo-benefício de Obras de Contenção**. Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 2011.

**Memória de cálculo Viaduto Giesel**. Solo reforçado contenções LTDA.

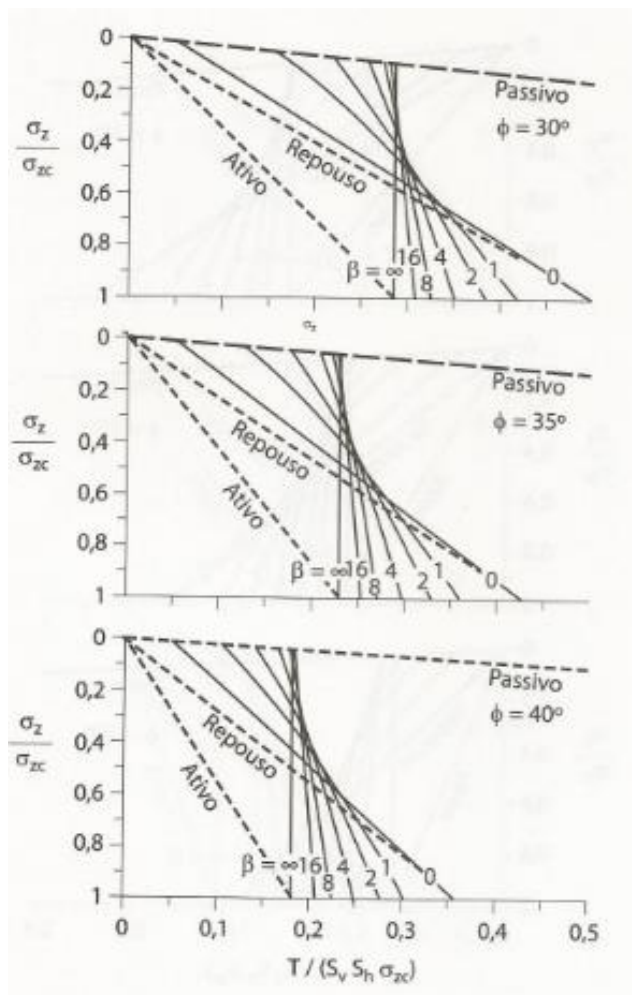
MOTA, M. G.; **Comparação de métodos de dimensionamento de muros de solo reforçado através de programas computacionais**. Guaratinguetá, 2011.

SANTOS, P. D.; **Estrutura de contenção em solo reforçado**. 2014. 90 f. Universidade Federal do Rio de Janeiro – Politécnica. Rio de Janeiro, 2014.

VERTEMATTI, C. J. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blucher, 2014.

## ANEXO A

Ábacos para determinação do “X” para o cálculo de  $T_{máx}$  em estruturas com face vertical (Ehrlich; Mitchell, 1994)



## ANEXO B

Tabela B.1 – Planilha de cálculo para primeira interação

Camada de reforço	Sv (m)	Sh(m)	Cota(m)	Lr(m)	Si (kPa)	$\sigma'z$ (kPa)	$\sigma'zc,i$ (kPa)	$\sigma'zc$ (kPa)	$\sigma'z/\sigma'zc$	$\beta$	X (ABACO)	Sv.Sh. $\sigma'zc$	Tmax (kN)
5 (base)	0,6	1	0,4	2,4	0,03	7,78	110,00	110,00	0,07	35,90584	0,13	66,00	8,58
4	0,6	1	1	2,4	0,03	19,65	110,00	110,00	0,18	35,90584	0,13	66,00	8,58
3	0,6	1	1,6	2,4	0,03	32,07	110,00	110,00	0,29	35,90584	0,13	66,00	8,58
2	0,6	1	2,2	2,4	0,03	45,44	110,00	110,00	0,41	35,90584	0,13	66,00	8,58
1	0,6	1	2,8	2,4	0,03	60,25	110,00	110,00	0,55	35,90584	0,13	66,00	8,58

Tabela B.2 – Planilha de cálculo para segunda interação

Camada de reforço	Sv (m)	Sh(m)	Cota(m)	Lr(m)	Le	Pr	Si (kPa)	$\sigma'z$ (kPa)	$\sigma'zc,i$ (kPa)	$\sigma'zc$ (kPa)	$\sigma'z/\sigma'zc$	$\beta$	X	Sv.Sh. $\sigma'zc$	Tmax (kN)	FS	Verificação
5 (base)	0,6	1	0,4	2,4	1,42	14,74	0,03	7,78	110,00	110,00	0,07	35,9	0,1	66,00	8,58	1,72	Ok
4	0,6	1	1	2,4	1,64	42,78	0,03	19,65	110,00	110,00	0,18	35,9	0,1	66,00	8,58	4,99	Ok
3	0,6	1	1,6	2,4	1,87	77,91	0,03	32,07	110,00	110,00	0,29	35,9	0,1	66,00	8,58	9,08	Ok
2	0,6	1	2,2	2,4	2,10	120,16	0,03	45,44	110,00	110,00	0,41	35,9	0,1	66,00	8,58	14,00	Ok
1	0,6	1	2,8	2,4	2,32	169,50	0,03	60,25	110,00	110,00	0,55	35,9	0,1	66,00	8,58	19,76	Ok

**Tabela B.3 – Planilha de cálculo para primeira interação**

Camada de reforço	Sv (m)	Sh(m)	Cota(m)	Lr(m)	Si (kPa)	$\sigma'z$ (kPa)	$\sigma'zc,i$ (kPa)	$\sigma'zc$ (kPa)	$\sigma'z/\sigma'zc$	$\beta$	X (ABACO)	Sv.Sh. $\sigma'zc$	Tmax (kN)
11 (base)	0,7	1	0,35	6,4	0,03	6,67	110,00	110,00	0,06	35,90584	0,24	77,00	18,48
10	0,7	1	1,05	6,4	0,03	20,03	110,00	110,00	0,18	35,90584	0,24	77,00	18,48
9	0,7	1	1,75	6,4	0,03	33,50	110,00	110,00	0,30	35,90584	0,24	77,00	18,48
8	0,7	1	2,45	6,4	0,03	47,15	110,00	110,00	0,43	35,90584	0,24	77,00	18,48
7	0,7	1	3,15	6,4	0,03	61,05	110,00	110,00	0,55	35,90584	0,24	77,00	18,48
6	0,7	1	3,85	6,4	0,03	75,27	110,00	110,00	0,68	35,90584	0,24	77,00	18,48
5	0,7	1	4,55	6,4	0,03	89,92	110,00	110,00	0,82	35,90584	0,24	77,00	18,48
4	0,7	1	5,25	6,4	0,03	105,07	110,00	110,00	0,96	35,90584	0,24	77,00	18,48
3	0,7	1	5,95	6,4	0,03	120,84	110,00	120,84	1,00	38,63772	0,24	84,59	20,30
2	0,7	1	6,65	6,4	0,03	137,34	110,00	137,34	1,00	42,69377	0,24	96,14	23,07
1	0,7	1	7,35	6,4	0,03	154,70	110,00	154,70	1,00	46,8476	0,24	108,29	25,99

**Tabela B.4 – Planilha de Cálculo para segunda interação**

Camada de reforço	Sv (m)	Sh(m)	Cota(m)	Lr(m)	Le	Pr	Si (kPa)	$\sigma'z$ (kPa)	$\sigma'zc,i$ (kPa)	$\sigma'zc$ (kPa)	$\sigma'z/\sigma'zc$	$\beta$	X	Sv.Sh. $\sigma'zc$	Tmax (kN)	FS	Verificação
9	0,7	1	1,75	6,4	4,03	180,38	0,03	33,50	110,00	110,00	0,30	35,906	0,24	77,00	18,48	9,76	Ok
8	0,7	1	2,45	6,4	4,30	269,15	0,03	47,15	110,00	110,00	0,43	35,906	0,24	77,00	18,48	14,56	Ok
7	0,7	1	3,15	6,4	4,56	367,40	0,03	61,05	110,00	110,00	0,55	35,906	0,24	77,00	18,48	19,88	Ok
6	0,7	1	3,85	6,4	4,83	475,14	0,03	75,27	110,00	110,00	0,68	35,906	0,24	77,00	18,48	25,71	Ok
5	0,7	1	4,55	6,4	5,09	592,37	0,03	89,92	110,00	110,00	0,82	35,906	0,24	77,00	18,48	32,05	Ok
4	0,7	1	5,25	6,4	5,36	719,09	0,03	105,07	110,00	110,00	0,96	35,906	0,24	77,00	18,48	38,91	Ok
3	0,7	1	5,95	6,4	5,62	855,30	0,03	120,84	110,00	120,84	1,00	38,638	0,24	84,59	20,30	42,13	Ok
2	0,7	1	6,65	6,4	5,89	1001,00	0,03	137,34	110,00	137,34	1,00	42,694	0,24	96,14	23,07	43,38	Ok
1	0,7	1	7,35	6,4	6,15	1156,19	0,03	154,70	110,00	154,70	1,00	46,848	0,24	108,29	25,99	44,49	Ok

## ANEXO C

Orçamentos para os três tipos de estruturas de contenção:

Tabela C.1 – Custos para muro de gravidade, 3 metros

Orçamento por metro linear de obra: Muro de Arrimo, 3 metros de altura							
Ítem	Base	Código	Descrição dos serviços	Unidade	Quant.	Preço unit. (R\$)	Preço total (R\$)
1.0			<b>Serviços preliminares</b>	2,18			
1.1	SICRO 2	3S0890101	Corte e limpeza de áreas gramadas	m <sup>2</sup>	6	0,11	0,66
1.2	SICRO 2	2S0100000	Desm. Dest. Limpeza áreas c/ árvores diâmetro até 0,15 m	m <sup>2</sup>	4	0,38	1,52
2.0			<b>Movimentação de Terra</b>	119,10			
2.1	SICRO 2	2S0110002	Esc. Carga tansp. Mat 1ª cat DMT 50 a 200 m c/m	m <sup>3</sup>	15	7,94	119,10
3.0			<b>Estruturas e Infraestruturas</b>	1.622,03			
3.1	SICRO 2	1A0140701	Confecção e lançam. De concreto magro em betoneira	m <sup>3</sup>	0,5	191,83	95,92
3.2	SICRO 2	3S0331000	Concreto ciclópico	m <sup>3</sup>	3,85	221,51	852,81
3.3	SICRO 2	3S0337000	Forma comum de madeira	m <sup>2</sup>	10	67,33	673,30
4.0			<b>Drenos</b>	75,72			
4.1	SICRO 2	2S0399101	Dreno de PVC D=75 mm	unid.	1,5	15,49	23,24
4.2	SICRO 2	1A0189401	Lastro de brita	m <sup>3</sup>	1,2	43,74	52,49
5.0			<b>Aterro e reaterro</b>	218,50			
5.1	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	10	21,85	218,50
						<b>TOTAL</b>	<b>2.037,53</b>

Tabela C.2 – Custos para muro de gravidade, 8 metros

Orçamento por metro linear de obra: Muro de Arrimo, 8 metros de altura							
Ítem	Base	Código	Descrição dos serviços	Unidade	Quant.	Preço unit. (R\$)	Preço total (R\$)
1.0			<b>Serviços preliminares</b>	5,94			
1.1	SICRO 2	3S0890101	Corte e limpeza de áreas gramadas	m <sup>2</sup>	16	0,11	1,76
1.2	SICRO 2	2S0100000	Desm. Dest. Limpeza áreas c/ árvores diâmetro até 0,15 m	m <sup>2</sup>	11	0,38	4,18
2.0			<b>Movimentação de Terra</b>	317,60			
2.1	SICRO 2	2S0110002	Esc. Carga tansp. Mat 1ª cat DMT 50 a 200 m c/m	m <sup>3</sup>	40	7,94	317,60
3.0			<b>Estruturas e Infraestruturas</b>	7996,45			
3.1	SICRO 2	1A0140701	Confecção e lançam. De concreto magro em betoneira	m <sup>3</sup>	0,8	191,83	153,46
3.2	SICRO 2	3S0331000	Concreto ciclópico	m <sup>3</sup>	27,2	221,51	6025,07
3.3	SICRO 2	3S0337000	Forma comum de madeira	m <sup>2</sup>	27	67,33	1817,91
4.0			<b>Drenos</b>	75,72			
4.1	SICRO 2	2S0399101	Dreno de PVC D=75 mm	unid.	1,5	15,49	23,24
4.2	SICRO 2	1A0189401	Lastro de brita	m <sup>3</sup>	1,2	43,74	52,49
5.0			<b>Aterro e reaterro</b>	218,50			
5.1	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	10	21,85	218,50
						<b>TOTAL</b>	<b>8614,21</b>

Tabela C.3 – Custos para solo reforçado com geossintéticos, 3 metros

Orçamento por metro linear de obra: Solo reforçado com geossintético, 3 metros de altura							
Ítem	Base	Código	Descrição dos serviços	Unidade	Quant.	Preço unit. (R\$)	Preço total (R\$)
1.0			<b>Serviços preliminares</b>	2,78			
1.1	SICRO 2	3S0890101	Corte e limpeza de áreas gramadas	m <sup>2</sup>	8	0,11	0,88
1.2	SICRO 2	2S0100000	Desm. Dest. Limpeza áreas c/ árvores diâmetro até 0,15 m	m <sup>2</sup>	5	0,38	1,90
2.0			<b>Movimentação de Terra</b>	158,80			
2.1	SICRO 2	2S0110002	Esc. Carga tansp. Mat 1ª cat DMT 50 a 200 m c/m	m <sup>3</sup>	20	7,94	158,80
3.0			<b>Estruturas e Infraestruturas</b>	589,60			
3.1	Fortrac ® T	Fortrac ® T	Fornecimento da geogrelha Fortrac 35 T	m <sup>2</sup>	1	28,55	28,55
3.2	SICRO 2	T701	Servente (para colocação da geogrelha)	h	7	7,58	53,06
3.3	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	15	21,85	327,75
3.4	SICRO 2	2S0530100	Alvenaria de pedra argamassada (fundação da proteção)	m <sup>3</sup>	0,16	159,74	25,56
3.5	SICRO 2	1A0090201	Alvenaria de tijolos	m <sup>2</sup>	3	51,56	154,68
4.0			<b>Drenagem</b>	201,93			
4.1	SICRO 2	2S0399101	Dreno de PVC D=75 mm	unid.	4	15,49	61,96
4.2	SICRO 2	1A0189401	Lastro de brita	m <sup>3</sup>	3,2	43,74	139,97
5.0			<b>Aterro e reaterro</b>	589,95			
5.1	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	27	21,85	589,95
						<b>TOTAL</b>	<b>1543,06</b>

Tabela C.4 – Custos para solo reforçado com geossintéticos, 8 metros

Orçamento por metro linear de obra: Solo reforçado com geossintético, 8 metros de altura							
Ítem	Base	Código	Descrição dos serviços	Unidade	Quant.	Preço unit. (R\$)	Preço total (R\$)
1.0			<b>Serviços preliminares</b>	5,78			
1.1	SICRO 2	3S0890101	Corte e limpeza de áreas gramadas	m <sup>2</sup>	18	0,11	1,98
1.2	SICRO 2	2S0100000	Desm. Dest. Limpeza áreas c/ árvores diâmetro até 0,15 m	m <sup>2</sup>	10	0,38	3,80
2.0			<b>Movimentação de Terra</b>	397,00			
2.1	SICRO 2	2S0110002	Esc. Carga tansp. Mat 1ª cat DMT 50 a 200 m c/m	m <sup>3</sup>	50	7,94	397,00
3.0			<b>Estruturas e Infraestruturas</b>	1126,38			
3.1	Fortrac ® T	Fortrac ® T	Fornecimento da geogrelha Fortrac 35 T	m <sup>2</sup>	1	28,55	28,55
3.2	SICRO 2	T701	Servente (para colocação da geogrelha)	h	5	7,58	37,90
3.3	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	36	21,85	786,60
3.4	SICRO 2	1A0189302	Alvenaria de pedra argamassada (fundação da proteção)	m <sup>3</sup>	0,42	159,74	67,09
3.5	SICRO 2	1A0090201	Alvenaria de tijolos	m <sup>2</sup>	4	51,56	206,24
4.0			<b>Drenagem</b>	201,93			
4.1	SICRO 2	2S0399101	Dreno de PVC D=75 mm	unid.	4	15,49	61,96
4.2	SICRO 2	1A0189401	Lastro de brita	m <sup>3</sup>	3,2	43,74	139,97
5.0			<b>Aterro e reaterro</b>	1311,00			
5.1	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	60	21,85	1311,00
						<b>TOTAL</b>	<b>3042,09</b>



Tabela C.5 – Custos para solo reforçado com tiras metálicas, 3 metros

Orçamento por metro linear de obra: Solo reforçado com tiras metálicas, 3 metros de altura							
Ítem	Base	Código	Descrição dos serviços	Unidade	Quant.	Preço unit. (R\$)	Quant. (R\$)
<b>1.0</b>			<b>Serviços preliminares</b>	<b>2,78</b>			
1.1	SICRO 2	3S0890101	Corte e limpeza de áreas gramadas	m <sup>2</sup>	8	0,11	0,88
1.2	SICRO 2	2S0100000	Desm. Dest. Limpeza áreas c/ árvores diâmetro até 0,15 m	m <sup>2</sup>	5	0,38	1,90
<b>2.0</b>			<b>Movimentação de Terra</b>	<b>158,80</b>			
2.1	SICRO 2	2S0110002	Esc. Carga tansp. Mat 1ª cat DMT 50 a 200 m c/m	m <sup>3</sup>	20	7,94	158,80
<b>3.0</b>			<b>Estruturas e Infraestruturas</b>	<b>986,22</b>			
3.1	SICRO 2	2S0530301	Terra armada - ECE - pé de talude 0,0<h<6,0m	m <sup>2</sup>	1	385,00	385,00
3.2	SICRO 2	2S0530310	Concreto soleira e arremates de maciço terra armada	m <sup>3</sup>	0,053	244,33	12,95
3.3	SICRO 2	2S0530359	Escamas de concreto armado	m <sup>3</sup>	0,47	612,39	287,82
3.4	SICRO 2	2S0530311	Montagem de maciço terra armada	m <sup>2</sup>	3,15	95,38	300,45
<b>4.0</b>			<b>Drenagem</b>	<b>278,37</b>			
4.1		M903	Geotêxtil não tecido agulhado RT-9	m <sup>2</sup>	4,50	3,96	17,82
4.2	SICRO 2	2S0450003	Dreno longitudinal prof. p/ corte em solo - DPS 03	m	4	60,09	240,36
4.3	SICRO 2	M704	Areia lavada	m <sup>3</sup>	0,90	42,23	38,01
<b>5.0</b>			<b>Aterro e reaterro</b>	<b>327,75</b>			
5.1	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	15	21,85	327,75
							<b>1.753,92</b>

Tabela C.6 – Custos para solo reforçado com tiras metálicas, 8 metros

Orçamento por metro linear de obra: Solo reforçado com tiras metálicas, 8 metros de altura								
Ítem	Base	Código	Descrição dos serviços	Unidade	Quant.	Preço unit. (R\$)	Quant. (R\$)	
<b>1.0</b>			<b>Serviços preliminares</b>	<b>7,25</b>				
1.1	SICRO 2	3S0890101	Corte e limpeza de áreas gramadas	m <sup>2</sup>	21	0,11	2,31	
1.2	SICRO 2	2S0100000	Desm. Dest. Limpeza áreas c/ árvores diâmetro até 0,15 m	m <sup>2</sup>	13	0,38	4,94	
<b>2.0</b>			<b>Movimentação de Terra</b>	<b>428,76</b>				
2.1	SICRO 2	2S0110002	Esc. Carga tansp. Mat 1ª cat DMT 50 a 200 m c/m	m <sup>3</sup>	54	7,94	428,76	
<b>3.0</b>			<b>Estruturas e Infraestruturas</b>	<b>1.988,33</b>				
3.1	SICRO 2	2S0530302	Terra armada - ECE - pé de talude 0,0<h<6,0m	m <sup>2</sup>	1	385,00	385,00	
3.2	SICRO 2	2S0530310	Concreto soleira e arremates de maciço terra armada	m <sup>3</sup>	0,15	244,33	36,65	
3.3	SICRO 2	2S0530359	Escamas de concreto armado	m <sup>3</sup>	1,25	612,39	765,49	
3.4	SICRO 2	2S0530311	Montagem de maciço terra armada	m <sup>2</sup>	8,40	95,38	801,19	
<b>4.0</b>			<b>Drenagem</b>	<b>278,37</b>				
4.1		M903	Geotêxtil não tecido agulhado RT-9	m <sup>2</sup>	4,50	3,96	17,82	
4.2	SICRO 2	2S0450003	Dreno longitudinal prof. p/ corte em solo - DPS 03	m	4	60,09	240,36	
4.3	SICRO 2	M704	Areia lavada	m <sup>3</sup>	0,90	42,23	38,01	
<b>5.0</b>			<b>Aterro e reaterro</b>	<b>874,00</b>				
5.1	SICRO 2	1A0189302	Reaterro e compactação	m	40	21,85	874,00	
							<b>TOTAL</b>	<b>3.576,71</b>