

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**João Pedro Werner Polido**

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES  
DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM  
GEOGRELHAS**

Porto Alegre  
Fevereiro de 2024

**JOÃO PEDRO WERNER POLIDO**

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES  
DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM  
GEOGRELHAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de  
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de  
Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de  
Engenheiro Civil

**Orientador: Prof. Dr. Cesar Alberto Ruver**

Porto Alegre  
Fevereiro de 2024

**JOÃO PEDRO WERNER POLIDO**

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES  
DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM  
GEOGRELHAS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, fevereiro de 2024

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador/a

**Profa. Wai Ying Yuk Gehlin (UFRGS)**

Dra. pela Universitat Politècnica de Catalunya

**Eng. Eduardo Bonow Simões (BSE Engenharia Geotécnica e Ambiental)**

Ms. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Ms. Maiki Mafessoli (UFRGS)**

Ms. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha família, por sempre me apoiar e incentivar em todas as minhas decisões.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço à minha família, por sempre estar ao meu lado, incentivando e oferecendo suporte nos momentos difíceis.

Agradeço à equipe da BSE Engenharia Geotécnica e Ambiental, empresa onde fui muito bem acolhido nos anos finais da universidade, e onde tive a oportunidade de testar e aprofundar os conhecimentos adquiridos em sala de aula com auxílio dos engenheiros Eduardo Simões e Luiz Bressani. Muito Obrigado.

Agradeço ao meu orientador, professor Cesar Ruver, pelo suporte oferecido ao longo do desenvolvimento do trabalho.

Agradeço a todos os outros professores que fizeram parte desta etapa importante de formação profissional.

Os que se encantam com a prática sem a ciência são  
como os timoneiros que entram no navio sem timão  
nem bússola, nunca tendo certeza do seu destino.

*Leonardo da Vinci*

## RESUMO

As estruturas de contenção são obras que tem como principal objetivo promover a estabilização de um maciço de solo ou rocha. Ao longo dos anos, para superar dificuldades como as grandes alturas das contenções ou o melhoramento de solo das fundações, desenvolveram-se as estruturas de solo reforçado (Ehrlich, 2020). O solo resiste muito bem aos esforços de compressão, porém não resiste às solicitações de tração. A técnica de reforço de solo consiste na inserção de um elemento resistente à tração no maciço de solo o que faz com que o conjunto tenha o seu comportamento melhorado, aumentando a resistência do maciço e diminuindo as deformações. Este trabalho abordou o dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo reforçado com geogrelhas, bem como a análise das deformações da estrutura no período de construção. Foram apresentados os resultados do dimensionamento de um muro de 145 metros de comprimento e 9,50 metros na seção de maior altura. Foi possível identificar as principais variáveis que governam o dimensionamento de uma estrutura deste tipo. A respeito das deformações medidas na estrutura, a análise dos resultados indica que o muro sofreu pouca deformação durante a fase construtiva. Os dados de topografia confirmam as expectativas a respeito do comportamento da estrutura de contenção.

Palavras-chave: Estrutura de contenção. Solo reforçado.  
Geossintéticos. Deformações.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> funções dos geossintéticos (Vertematti, 2015). .....	17
<b>Figura 2:</b> comparação de custos de estruturas de contenção por área de face (Elias; Christopher; Berg, 2001 apud Ehrlich, 2020).....	19
<b>Figura 3:</b> fotografia de uma geogrelha (Ehrlich, 2020). .....	20
<b>Figura 4:</b> mecanismos de interação solo-geogrelha (Ehrlich, 2020 adaptado de Wilson-Fahmy e Koerner, 1993).....	21
<b>Figura 5:</b> indicação de valores para os fatores de redução (Vertematti, 2015).....	22
<b>Figura 6:</b> geometria típica e parâmetros de projeto de estruturas de solo reforçado (Vertematti, 2015). .....	23
<b>Figura 7:</b> mecanismos para verificação da estabilidade externa de estruturas de solo reforçado. (a) deslizamento; (b) tombamento; (c) capacidade de carga da fundação; (d) estabilidade global (Vertematti, 2015). .....	24
<b>Figura 8:</b> forças atuantes para estudo de estabilidade (Vertematti, 2015). .....	26
<b>Figura 9:</b> mecanismos para análise de estabilidade interna: (A) ruptura dos reforços; (B) arrancamento dos reforços; (C) desprendimento da face; (D) instabilidade local (Ehrlich, 2020 apud Ehrlich; Azambuja, 2003). .....	30
<b>Figura 10:</b> mobilização de tensões no maciço de solo reforçado (Ehrlich, 2020).....	31
<b>Figura 11:</b> mobilização de tensões durante a compactação (Vertematti, 2015). .....	33
<b>Figura 12:</b> ábaco de determinação da máxima tensão nos reforços (Ehrlich; Mitchell, 1994). .....	37
<b>Figura 13:</b> ponto de atuação de $T_{m\acute{a}x}$ no reforço: a) reforço extensível e b) reforço rígido. (Ehrlich, 2020 apud Christopher et al., 1990). .....	38
<b>Figura 14:</b> localização de $T_{m\acute{a}x}$ para reforço de taludes íngremes (Ehrlich, 2020 apud Dantas; Ehlich, 2000).....	38
<b>Figura 15:</b> geometria do muro de solo reforçado (Autor, 2024). .....	44
<b>Figura 16:</b> trincheira de inspeção da fundação (Autor, 2023).....	45
<b>Figura 17:</b> especificações técnicas das geogrelhas escolhidas - 55 kN/m e 80 kN/m (catálogo FortGrid). .....	47
<b>Figura 18:</b> resultado da análise de estabilidade da seção crítica de projeto pelo método de Bishop Simplificado (Autor, 2024). .....	52
<b>Figura 19:</b> resultado da análise de estabilidade da seção crítica de projeto pelo método de Morgenstern-Price (Autor, 2024). .....	53
<b>Figura 20:</b> pista teste para verificação de danos ao reforço (Autor, 2023). .....	54
<b>Figura 21:</b> alvo topográfico utilizado para as medições (Autor, 2023). .....	56
<b>Figura 22:</b> posição dos alvos e bases de topografia (imagem produzida pela equipe de topografia, 2024).....	57
<b>Figura 23:</b> deformações do ponto 1 (Autor, 2024). .....	58
<b>Figura 24:</b> deformações do ponto 2 (Autor, 2024). .....	58
<b>Figura 25:</b> deformações do ponto 3 (Autor, 2024). .....	59
<b>Figura 26:</b> deformações do ponto 4 (Autor, 2024). .....	59
<b>Figura 27:</b> deformações do ponto 5 (Autor, 2024). .....	60
<b>Figura 28:</b> deformações do ponto 6 (Autor, 2024). .....	60
<b>Figura 29:</b> deformações do ponto 7 (Autor, 2024). .....	61
<b>Figura 30:</b> deformações do ponto 8 (Autor, 2024). .....	61
<b>Figura 31:</b> deformações do ponto 9 (Autor, 2024). .....	62

<b>Figura 32:</b> deformações do ponto 10 (Autor, 2024).....	62
<b>Figura 33:</b> deformações do ponto 11 (Autor, 2024).....	63
<b>Figura 34:</b> deformações do ponto 12 (Autor, 2024).....	63
<b>Figura 35:</b> deformações do ponto 13 (Autor, 2024).....	64
<b>Figura 36:</b> deformações do ponto 14 (Autor, 2024).....	64

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1:</b> fatores de segurança para análise determinística (Ehrlich, 2020, apud Elias; Christopher; Berg, 2001).....	24
<b>Tabela 2:</b> fatores de capacidade de carga (Ehrlich, 2020).....	28
<b>Tabela 3:</b> valores típicos de $S_i$ (Ehrlich, 2020).....	32
<b>Tabela 4:</b> fatores de segurança para análise de estabilidade interna (Ehrlich, 2020, apud Elias; Christopher; Berg, 2001).....	34
<b>Tabela 5:</b> parâmetros para análise do arrancamento (Vertematti, 2015). ....	40
<b>Tabela 6:</b> fatores de segurança mínimos para estabilidade geral (ABNT NBR 16920 – Parte 1, 2021).....	51

## LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

$T$  – Resistência à tração

$\varepsilon$  – Elongação sob tração

$\varepsilon'$  – Taxa de deformação

$J$  – Módulo de rigidez à tração

PEAD – Polietileno de alta densidade

PET – Poliéster

PP – Polipropileno

H – Altura do talude

$\omega$  – Ângulo de inclinação do terreno

$\alpha$  - Ângulo de inclinação do terreno

$L_r$  – Comprimento dos reforços

$S_v$  – Espaçamento vertical dos reforços

$q$  – Carregamentos externos

W - Peso do muro

FSt - Fator de segurança quanto ao tombamento

Ea - Empuxo ativo

FSd - Fator de segurança contra o deslizamento

$\varphi'_1$  – Ângulo de atrito do solo da zona resistente

e - Excentricidade da resultante vertical na base do maciço

Rz - Resultante vertical na base do muro

$\sigma_{z,b}$  - Tensão normal atuante na base da estrutura

qlim - Capacidade de carga da fundação

$\gamma_f$  - Peso específico do material de fundação

D - Embutimento da estrutura

$c'_f$  - Intercepto coesivo do material de fundação

$B'$  - Largura efetiva da fundação

$N_c, N_q$  e  $N_y$  - fatores de capacidade de carga

$f_{ci}, f_{qi}$  e  $f_{yi}$  - fatores excentricidade e inclinação da carga

$R_h$  – Resultante das solicitações horizontais

$R_v$  – Resultante das solicitações verticais

FSf – Fator de segurança quanto à ruptura da fundação

FSg – Fator de segurança global

K - Módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico

$P_a$  - Pressão atmosférica

$S_i$  – Índice de rigidez relativa

$\sigma'_{zc}$  - Máxima tensão induzida no aterro durante a compactação

$\sigma'_z$  - Tensão vertical efetiva

$Z_c$  – Profundidade de influência da compactação

$\gamma'$  - Peso específico natural do solo

$T_{máx}$  – Força de tração máxima

$\beta$  - Deformabilidade do reforço

n - Módulo expoente da curva tensão-deformação do solo

$P_r$  - Resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço

$F^*$  - Fator de resistência ao arrancamento

$\alpha$  - Fator de correção do efeito de escala

$F_q$  - Fator capacidade de carga para o embutimento

$\alpha_\beta$  - Fator geométrico estrutural para resistência passiva

$\mu^*$  - Coeficiente de atrito aparente entre o solo e o reforço

$\alpha_f$  - Fator geométrico estrutural para a resistência friccional

$f_a$  - Coeficiente de aderência

$\rho$  - Ângulo de atrito mobilizado na superfície entre o solo e o reforço

$\alpha_s$  - Fração da superfície sólida da grelha

$f_b$  - Fração do elemento transversal no qual a resistência passiva é totalmente desenvolvida

t - Espessura do elemento transversal

$S_x$  - Espaçamento longitudinal entre os elementos transversais

$L_0$  - Comprimento da ancoragem do envelopamento

$T_0$  - Tensão de tração no reforço junto ao paramento

$T_d$  - resistência de projeto do reforço

CR é a eficiência do acoplamento

$K_a$  – Coeficiente de empuxo ativo

$f_f$  - Fator de redução devido à fluência

$f_a$  - Fator de redução devido à degradação ambiental

$f_d$  - Fator de redução devido aos danos mecânicos de instalação

$f_e$  - Fator de redução devido a emendas

$T_i$  – Resistência nominal das geogrelhas

$T_f$  – Resistência funcional das geogrelhas

FS – Fator de segurança

# SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	15
1.1 Objetivos.....	15
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	16
2.1 Estruturas de contenção .....	16
2.2 Geossintéticos.....	16
2.3 Solo reforçado .....	17
2.4 Estruturas de contenção em solo reforçado com geogrelhas.....	19
2.5 Dimensionamento.....	34
3. METODOLOGIA .....	43
4. DIMENSIONAMENTO DO MURO DE SOLO REFORÇADO .....	44
4.1 Descrição da geometria e dos materiais utilizados .....	44
4.2 Estabilidade externa.....	47
4.3 Estabilidade interna .....	50
4.4 Aspectos construtivos .....	53
4.5 Arranjo final da estrutura .....	55
6. REFERÊNCIAS.....	66
APÊNDICE A – Modelo geomecânico de análise de estabilidade .....	68
APÊNDICE B – Arranjo final da estrutura .....	69

# 1. INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são obras que tem como principal objetivo promover a estabilização de um maciço de solo ou rocha. Cada vez mais, estas estruturas mostram-se necessárias nas obras de engenharia civil, seja em obras de saneamento básico, estradas, pontes, cortes ou aterros (Ranzini; Negro, 1998).

De acordo com Lima (2016), o setor construtivo apresenta uma gama variada de soluções para estruturas de contenção, sendo que cada técnica apresenta diferentes materiais, geometrias e métodos construtivos. Porém, o objetivo final é sempre o mesmo: promover o equilíbrio do solo.

Ao longo dos anos, para superar dificuldades como as grandes alturas das contenções ou o melhoramento de solo das fundações, desenvolveram-se as estruturas de solo reforçado (Ehrlich, 2020). O solo resiste muito bem aos esforços de compressão, porém não resiste às solicitações de tração. A técnica de reforço de solo consiste na inserção de um elemento resistente à tração no maciço de solo o que faz com que o conjunto tenha o seu comportamento melhorado, aumentando a resistência do maciço e diminuindo as deformações.

De forma geral, as estruturas de solo reforçado são compostas por três elementos: o solo de preenchimento, os reforços e o elemento de face. A escolha destes elementos é de fundamental importância para garantir a eficiência das estruturas.

A crescente ocupação urbana dos últimos anos, bem como os desastres ambientais relacionados a deslizamentos de terra que ocorrem no Brasil anualmente tornam necessário o estudo e entendimento destas estruturas de contenção. A estrutura de solo reforçado mostra-se uma solução eficaz para qualquer altura e economicamente viável se comparada às contenções tradicionais.

## 1.1 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo estudar e compreender as variáveis envolvidas no dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo reforçado com geogrelhas, baseado em dados de um projeto real, desenvolvido para a ampliação de parque industrial na cidade de Carlos Barbosa/RS. Como objetivo secundário, pretendeu-se analisar as deformações medidas por topografia na fase de execução da estrutura.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Estruturas de contenção

As estruturas de contenção são obras civis que têm como principal objetivo a estabilização do maciço de solo e maciço rochoso. Estas estruturas são muito requisitadas em diversas obras de engenharia, como por exemplo na criação de subsolos de edifícios urbanos, contenção de cortes e aterros em obras de estradas, pontes, saneamento etc. Ranzini e Negro (1998) definem contenção como qualquer elemento ou estrutura com a finalidade de suportar as tensões geradas no maciço de solo causadas por algum tipo de escavação, corte ou aterro.

Para Maccaferri (2001), contenções são estruturas que suportam o maciço, evitando escorregamento por conta do seu peso próprio ou por carregamentos externos. De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Norma Brasileira (NBR 11682/2009) – Estabilidade de encostas, as contenções são “elementos destinados a contrapor-se aos esforços estáticos provenientes do terreno e de sobrecargas acidentais e/ou permanentes” (ABNT, 2009).

Por conta do contínuo crescimento das áreas urbanas, tornou-se necessária a elaboração de soluções eficientes para a contenção de taludes. Estas soluções devem ser simples, seguras e economicamente viáveis. A definição do tipo de contenção ideal para cada caso depende de uma série de fatores, tais como a geometria do talude, as características do solo disponível e da própria estrutura, além da interação entre eles.

Os fatores que balizam a escolha do tipo de contenção são:

- Fatores físicos: altura da estrutura, espaço disponível para implantação, sobrecargas etc.
- Fatores geotécnicos: características do solo a ser contido, definição do nível do lençol freático, capacidade de carga da fundação etc.
- Fatores econômicos: materiais disponíveis, mão de obra qualificada, tempo de execução, custo final da obra etc.

Existem diversas estruturas de contenção que são igualmente eficientes para os mais diversos problemas de geotecnia. Dentre as opções de estruturas de contenção existentes, destacam-se os muros de arrimo, o solo grampeado e o solo reforçado com geossintéticos. Este trabalho buscou estudar mais profundamente as contenções em solo reforçado com geossintéticos.

### 2.2 Geossintéticos

Geossintéticos são produtos poliméricos, sintéticos ou naturais, industrializados, que podem desempenhar diversas funções, contribuindo assim para o aprimoramento de obras geotécnicas (Vertematti, 2015). Abramento (1998) afirma que o termo “geossintético” deriva de “geo”, que se refere a terra, e “sintético”, relacionando com a matéria-prima com que são fabricados.

Ainda segundo Abramento (1998), os geossintéticos tem sido utilizados no Brasil desde a década de 70, principalmente exercendo a função de drenagem. A partir dos

anos 80 começaram a ser executadas as primeiras obras de contenção em solo reforçado com geossintéticos e desde então esta técnica tem se difundido.

Lima (2016) cita os Gotêxteis, Geogrelhas, Georredes e Geocompostos como os materiais geossintéticos mais utilizados. Estes materiais possuem diversas aplicações.

De acordo com Vertematti (2015), as principais funções dos materiais geossintéticos são: controle de erosão superficial, drenagem, filtração, impermeabilização, proteção, reforço e separação. A Figura 1 apresenta as funções dos geossintéticos em projetos de engenharia.

TABELA 3-1 Funções dos vários geossintéticos nos projetos de engenharia							
Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X	X <sup>(*)</sup>
Geogrelha	X	-	-	-	-	X	-
Geomembranas	X	-	-	-	-	-	X
Georrede	-	X	-	X	-	-	-
Geocompostos argilosos	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-

\*Quando impregnado com material asfáltico.

**Figura 1:** funções dos geossintéticos (Vertematti, 2015).

Vertematti (2015) afirma que, mesmo quando aplicados ao reforço de solo, além da resistência aos esforços de tração, existem diversas outras solicitações que interferem na correta escolha do geossintético a ser utilizado para cada função. Desta forma, existem propriedades destes materiais que devem ser cuidadosamente observadas. São elas:

- Resistência à tração,  $T$  (kN/m);
- Elongação sob tração,  $\varepsilon$  (%);
- Taxa de deformação,  $\varepsilon'$  (%/s);
- Módulo de rigidez à tração,  $J$  (kN/m);
- Comportamento em fluência sob tração;
- Resistência a esforços de instalação;
- Resistência à degradação ambiental;
- Interação mecânica com o solo envolvente;
- Fatores de redução.

### 2.3 Solo reforçado

Contenções em solo reforçado são caracterizadas pela inserção de elementos resistentes à tração no interior da massa de solo. Estes elementos auxiliam na

estabilização do maciço, tornando o sistema autoportante. A NBR 11682 (ABNT, 2009) define as estruturas de solo reforçado como “aquelas cuja estabilidade é garantida através do reforço do terreno com elementos resistentes introduzidos no seu interior.”

Este sistema apresenta diversas vantagens em relação às estruturas de contenção convencionais, como por exemplo, o baixo custo de implantação, facilidade de execução, tolerância a recalques na fundação e a deformações horizontais. Por essa razão, esta é uma solução que vem sendo muito utilizada. Segundo Koerner (2012), estima-se que existam aproximadamente quarenta mil contenções deste tipo nos Estados Unidos e mais de oitenta mil ao redor do mundo.

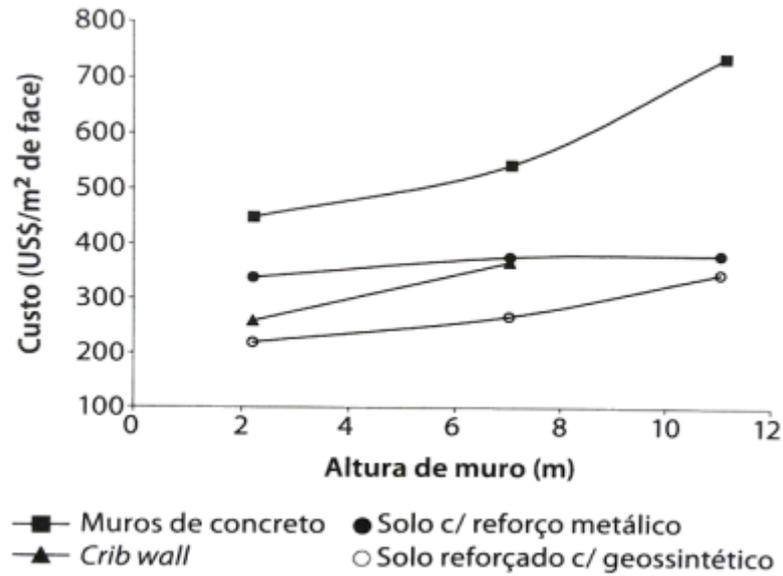
Estruturas de solo reforçado podem ser aplicadas para qualquer altura de maciço e são compostas basicamente por três elementos: solo, reforço e face (Alves, 2017). O solo é o principal elemento neste tipo de contenção. Existe a possibilidade de utilização do solo local para o aterro, porém, deve-se tomar cuidado especial na escolha do material a ser utilizado, suas propriedades e com a compactação de cada camada.

Os elementos de reforço são responsáveis pela estabilidade do maciço. O solo apresenta boa resistência à compressão, mas não aos esforços de tração, que são absorvidos pelos elementos de reforço.

Por último, sem importância estrutural, mas com fins estéticos e de proteção contra erosão, são especificados elementos de revestimento de face. O faceamento da estrutura pode ser em concreto projetado, blocos de concreto, painéis pré-moldados, gabiões, entre outros.

De acordo com Vertematti (2015), a inclusão de reforços no aterro compactado resulta em uma distribuição de tensões e deformações, o que permite a adoção de estruturas com faceamento vertical ou taludes mais íngremes, possibilitando a redução do volume de aterro. É importante diferenciar os muros e taludes em solo reforçado, pois apresentam diferentes critérios de projeto. Neto (2015), classifica os muros de solo reforçado como estruturas cuja face é tipicamente vertical, e chama de taludes íngremes as estruturas que apresentam inclinação inferior a 70°.

Em termos de economia, esta opção aparece como uma solução viável para diversos problemas de estabilização de taludes ou aterros. A figura 2 apresenta um comparativo de custos entre diferentes técnicas de contenção. Pode-se observar que a estrutura de solo reforçado com geossintético apresenta menor custo por área de face para qualquer altura de contenção.



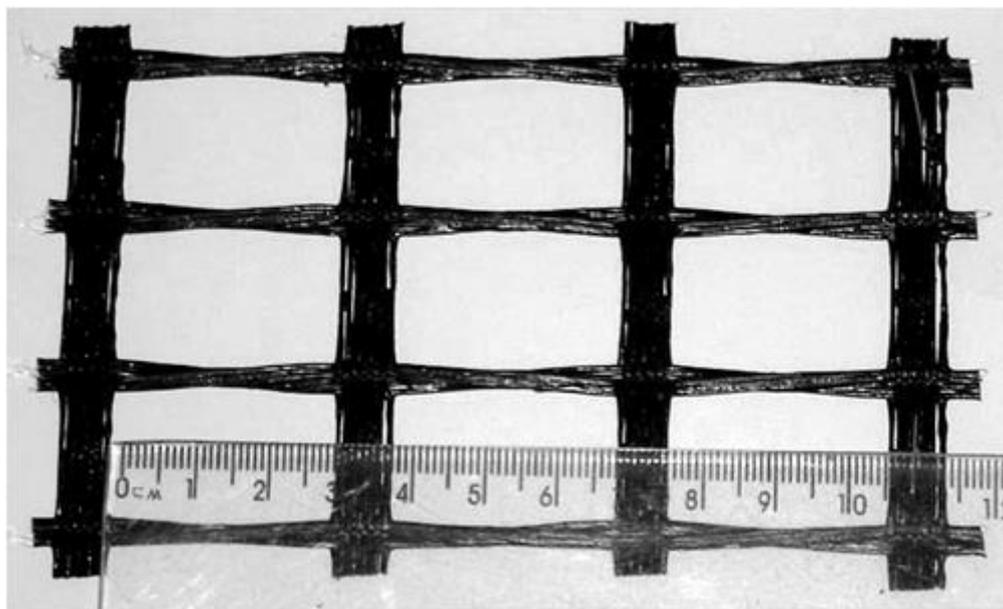
**Figura 2:** comparação de custos de estruturas de contenção por área de face (Elias; Christopher; Berg, 2001 apud Ehrlich, 2020).

## 2.4 Estruturas de contenção em solo reforçado com geogrelhas

### 2.4.1 Geogrelhas

Geogrelhas são estruturas planas em formato de grelha, rígidas, com aberturas entre 1 e 10 cm que permitem a interação com o solo, empregadas geralmente com função de reforço. São produzidas em material polimérico, como polietileno de alta densidade (PEAD), poliéster (PET) e polipropileno (PP) (Abramento, 1998).

As geogrelhas são classificadas em dois tipos principais: unidirecionais e bidirecionais. As unidirecionais são aquelas que apresentam elevada resistência à tração em apenas uma direção, já as bidirecionais apresentam alta resistência à tração nas duas direções (Figura 3).



**Figura 3:** fotografia de uma geogrelha (Ehrlich, 2020).

Teixeira (2003) cita as principais aplicações das geogrelhas:

- Muros de solo reforçado;
- Talude reforçado;
- Bases de rodovias e ferrovias;
- Reforço de pavimentos;
- Reforço de aterros sobre solos moles;
- Taludes de barragens de terra;
- Cobertura de valas de resíduo e de aterros sanitários.

#### 2.4.2 Propriedades relevantes do geossintético de reforço

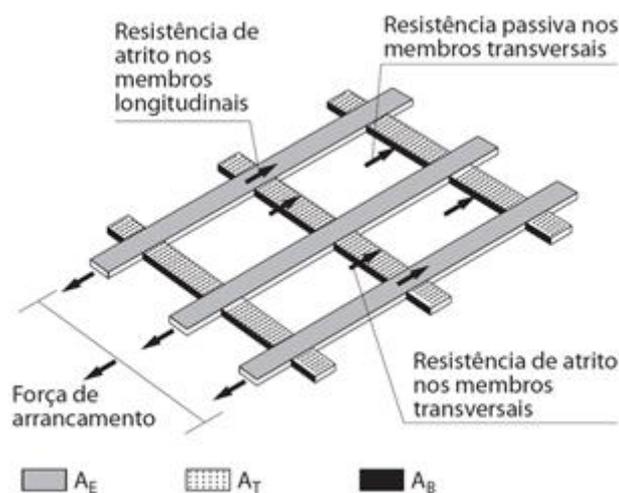
De acordo com Vertematti (2015):

O perfeito desempenho da função de reforço de um geossintético não depende apenas de um correto dimensionamento dos esforços solicitantes, mas também da sua correta especificação, por meio de valores adequados de suas propriedades relevantes.

Algumas das propriedades relevantes ao correto funcionamento de geossintéticos submetidos à função de reforço de solo foram apresentadas no item 2.2 deste trabalho e discutidas com mais detalhes a seguir.

- a) Resistência aos esforços de tração: depende do polímero utilizado, do processo e qualidade de fabricação e do tipo de geossintético;
- b) Comportamento em fluência sob tração: fluência é a deformação gradual que o material sofre quando sujeito a esforços de tração. Depende do material, da temperatura e da magnitude dos esforços. Esta é uma propriedade importante do

- geossintéticos, pois pode levar à ruptura do elemento após certo tempo, mesmo quando submetido à uma carga inferior à carga máxima;
- Resistência a esforços de instalação: durante a instalação, o manuseio do geossintético e a compactação do material de aterro, entre outros fatores, podem alterar as características do geossintético;
  - Resistência à degradação ambiental: sabe-se que podem existir elementos agressivos na natureza, que poderiam ocasionar a perda das características do material. Porém, de modo geral, os geossintéticos não apresentam degradação por fatores ambientais;
  - Interação mecânica com o solo envolvente: está intimamente ligada à eficiência do geossintético quando utilizado em função de reforço. Quanto maior a interação do elemento com o solo, maior será a mobilização da resistência à tração no geossintético. Tipicamente, geogrelhas possuem uma maior interação com o solo quando comparadas a outros geossintéticos. Isto ocorre por conta dos esforços de resistência passiva atuantes nos elementos transversais da geogrelha, como indica a figura 4.



**Figura 4:** mecanismos de interação solo-geogrelha (Ehrlich, 2020 adaptado de Wilson-Fahmy e Koerner, 1993).

- Fatores de redução: da mesma forma como se costuma majorar os esforços solicitantes em projetos, no dimensionamento de geossintéticos reduz-se a máxima resistência à tração do material através da aplicação de um fator de resistência global. Este fator global depende de fatores parciais referentes à fluência em tração, aos danos mecânicos de instalação, à degradação ambiental e aos ataques químicos. A figura 5 apresenta sugestões de valores para os fatores de redução.

<b>TABELA 4-1</b> <b>Faixa de valores indicativos para os fatores de redução utilizáveis na fase de projeto básico</b>		
<b>Fator</b>	<b>Valor mínimo</b>	<b>Valor máximo</b>
Fluência em tração ( $FRP_{FL}$ )	2,00	5,00
Danos de instalação ( $FRP_{DI}$ )	1,50	2,00
Degradação ambiental ( $FRP_{MA}$ )	1,05	2,00
Ataque químico ( $FRP_{AQ}$ )	1,00	2,00
Fator de redução global ( $FRT$ )	3,15	40,00

**Figura 5:** indicação de valores para os fatores de redução (Vertematti, 2015).

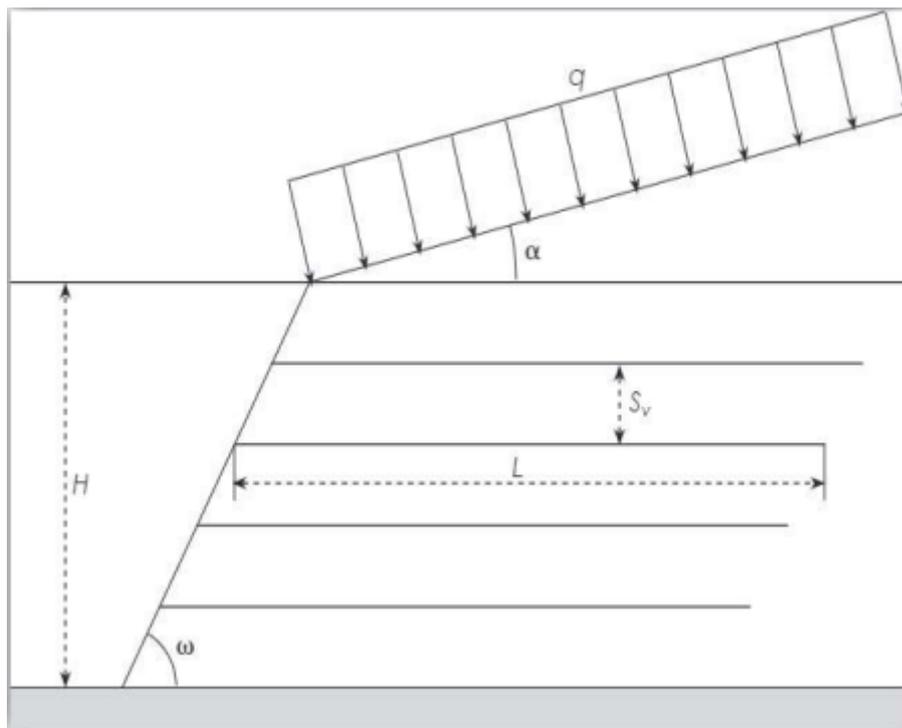
#### 2.4.3 Parâmetros de projeto

Um projeto de estruturas de contenção em solo reforçado é elaborado em várias etapas. Entre elas podemos destacar: determinação das dimensões da estrutura, escolha da técnica de construção a ser utilizada, seleção dos materiais de aterro e determinação dos métodos de cálculo (Lima, 2016).

De acordo com Vertematti (2015), as variáveis utilizadas no dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado são (Figura 6):

- Altura do talude ( $H$ );
- Inclinação da estrutura de arrimo ( $\omega$ );
- Ângulo de inclinação do terreno ( $\alpha$ );
- Propriedades de resistência dos solos de aterro e fundação;
- Resistência da interface solo-geogrelha;
- Resistência, comprimento ( $L_r$ ) e espaçamento ( $S_v$ ) das geogrelhas;
- Condição de compactação do terreno;
- Carregamentos externos ( $q$ );
- Fatores de segurança de estabilidade.

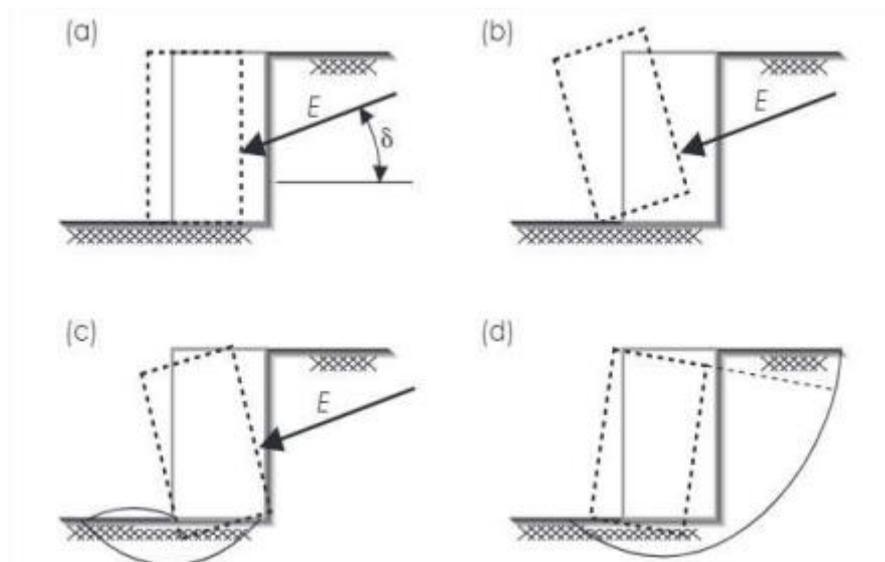
O maciço de solo reforçado comporta-se de forma similar a um muro de gravidade. O dimensionamento é feito analisando a estabilidade interna e externa da estrutura, analisando possíveis cunhas de ruptura localizadas interna ou externamente à zona reforçada (Vertematti, 2015).



**Figura 6:** geometria típica e parâmetros de projeto de estruturas de solo reforçado (Vertematti, 2015).

#### 2.4.4 Estabilidade externa

A análise de estabilidade externa dos muros de solo reforçado é realizada de forma similar aos muros de gravidade. A segurança da estrutura é avaliada de acordo com quatro mecanismos clássicos de instabilidade: (a) segurança quanto ao tombamento, (b) segurança quanto ao deslizamento da estrutura no contato da base com a fundação, (c) quanto à capacidade de carga da fundação, e (d) quanto à ruptura global (Vertematti, 2015) (Figura 7).



**Figura 7:** mecanismos para verificação da estabilidade externa de estruturas de solo reforçado. (a) deslizamento; (b) tombamento; (c) capacidade de carga da fundação; (d) estabilidade global (Vertematti, 2015).

De acordo Ehrlich (2020) o empuxo de solo pode ser determinado a partir das teorias clássicas de mecânica dos solos. Pode-se considerar que o maciço de solo reforçado se comporta como um corpo rígido e utilizar a teoria de Coulomb para a determinação do empuxo. Porém, o autor destaca que, na realidade a estrutura reforçada não tem comportamento exatamente rígido e, por isso, seria mais correta a determinação do empuxo pela teoria de Rankine.

A verificação quanto à estabilidade externa da estrutura pode ser feita de forma probabilística, utilizando fatores de ponderação, ou de forma determinística, mais comum, considerando a inclinação da face da estrutura e o material da fundação. Caso a análise seja feita de forma determinística, deve-se respeitar os fatores de segurança indicados na tabela 1 (Ehrlich, 2020, apud Elias; Christopher; Berg, 2001).

**Tabela 1:** fatores de segurança para análise determinística (Ehrlich, 2020, apud Elias; Christopher; Berg, 2001).

Verificação	Fator de segurança	Observação
Deslizamento	$\geq 1,5$	Sistemas com $\omega > 65^\circ$
	$\geq 1,3$	Sistemas com $\omega < 65^\circ$
Tombamento	$\geq 2,0$	Sistemas com $\omega > 65^\circ$
Capacidade de carga da fundação	$\geq 2,5$	
Estabilidade global	$\geq 1,5$	Condições críticas
	$\geq 1,3$	Condições não críticas
Estabilidade a sismos	Pode-se utilizar FS equivalentes a 75% dos valores de FS para análises estáticas	
Verificação	Condição mecânica	Observação
Excentricidade	$e \leq B/6$	Sistemas apoiados em solo
	$e \leq B/4$	Sistemas apoiados em rocha

Importante destacar a incrementação de 75% do fator de segurança em caso de zonas sujeitas a sismos proposta por Elias, Christopher e Berg (2001).

#### 2.4.4.1 Segurança quanto ao tombamento da estrutura

A segurança quanto ao tombamento da estrutura é dada pela relação entre os momentos instabilizantes e os momentos estabilizantes gerados pelas forças que atuam na estrutura de solo reforçado. Segundo Ehrlich (2020), o momento instabilizante é gerado pelo empuxo de solo atrás do reforço. Já o momento estabilizante é devido ao peso do muro (Figura 8).

O fator de segurança em relação ao tombamento deve ser maior que 2, e é definido pela equação 1:

$$FSt = \frac{M_{Estab.}}{M_{Instab.}} = \frac{W \cdot \frac{Lr}{2}}{Ea \cdot \frac{H}{3}} \quad (1)$$

onde:

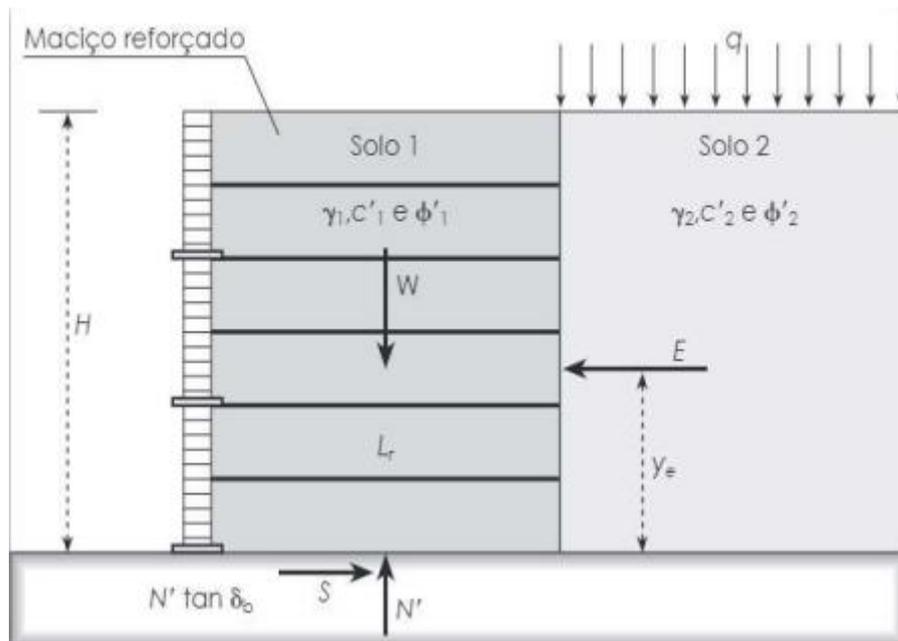
W é o peso do muro;

Lr é o comprimento do reforço;

FSt é o fator de segurança quanto ao tombamento ( $FSt \geq 2$ );

Ea é o empuxo ativo;

H é a altura total da contenção.



**Figura 8:** forças atuantes para estudo de estabilidade (Vertematti, 2015).

#### 2.4.4.2 Segurança quanto ao deslizamento

O fator de segurança da estrutura quanto ao deslizamento é determinado pela razão entre a força de empuxo e a máxima força resistente mobilizada na base do muro em contato com a fundação (Ehrlich, 2020). Dessa forma, o fator de segurança relativo ao deslizamento da estrutura é determinado pela equação 2:

$$FSd = \frac{F_{Estab.}}{F_{Instab.}} = \frac{W \cdot \tan(\varphi'_1)}{Ea} \quad (2)$$

onde:

$W$  é o peso do muro;

$FSd$  é o fator de segurança contra o deslizamento ( $FSd \geq 1,5$ );

$\varphi'_1$  é o ângulo de atrito do solo da zona resistente;

$Ea$  é o empuxo ativo.

Muitas vezes a base do muro de solo reforçado é revestido por material geossintético. Nestes casos,  $\varphi'_1$  representa o ângulo de atrito da interface entre o material geossintético e o solo da fundação.

#### 2.4.4.3 Segurança quanto à ruptura da fundação

Da mesma forma como nos muros de gravidade, para as estruturas de solo reforçado a capacidade de carga pode ser calculada pelas teorias clássicas da mecânica dos solos. É possível considerar uma distribuição de tensões trapezoidal na base da estrutura, ou uma distribuição uniforme do tipo Meyerhof.

Admitindo uma distribuição trapezoidal de tensões na base do muro, a capacidade de carga da fundação pode ser determinada pela expressão de Terzaghi e Peck (1967). A excentricidade da reação vertical na base da estrutura em relação ao centro do comprimento de reforço não deve ser maior que 1/6 deste comprimento. Sendo assim, o comprimento de reforço mínimo para atender ao fator de segurança contra a ruptura da fundação é dado pela equação 3:

$$e = \frac{Ea \cdot \frac{H}{3}}{Rz} \leq \frac{Lr}{6} \quad (3)$$

onde:

$e$  é a excentricidade da resultante vertical na base do maciço;

$Ea$  é o empuxo ativo;

$Rz$  é a resultante vertical na base do muro;

$H$  é a altura do muro reforçado;

$Lr$  é o comprimento do reforço.

De acordo com Ehrlich (2020), considerando a formulação de Meyerhof (1955), a distribuição de tensões na base da estrutura de solo reforçado é dada pela equação 4:

$$\sigma_{z,b} = \frac{Rz}{Lr - 2 \cdot e} \quad (4)$$

Sendo  $\sigma_{z,b}$  a tensão normal atuante na base da estrutura.

Nesta etapa, Ehrlich (2020) recomenda a adoção de um comprimento de reforços da ordem de 80% da altura  $H$ , de forma a garantir que não haverá arrancamento dos reforços na zona resistente.

A capacidade de carga da fundação pode ser calculada pela equação 5:

$$q_{lim} = \gamma_f \cdot D + c'_f \cdot N_c \cdot f_{ci} + \gamma_f \cdot D \cdot (N_q - 1) \cdot f_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_y \cdot f_{yi} \quad (5)$$

Sendo:

$q_{lim}$  a capacidade de carga da fundação;

$\gamma_f$  o peso específico do material de fundação;

$D$  o embutimento da estrutura;

$c'_f$  o intercepto coesivo do material de fundação;

$B'$  a largura efetiva da fundação ( $L_r - 2e$ );

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_y$  fatores de capacidade de carga;

$f_{ci}$ ,  $f_{qi}$  e  $f_{yi}$  fatores excentricidade e inclinação da carga.

Os fatores de excentricidade e inclinação são definidos pelas equações 6, 7 e 8:

$$f_{qi} = \left[ 1 - \frac{Rh}{Rv + B' \cdot c'_f \cdot \cotan(\varphi'_f)} \right]^2 \quad (6)$$

$$f_{ci} = f_{qi} - \frac{1 - f_{qi}}{N_c \cdot \tan(\varphi'_f)} \quad (7)$$

$$f_{yi} = (f_{qi})^{\left(\frac{3}{2}\right)} \quad (8)$$

Onde  $R_h$  e  $R_v$  são as resultantes das solicitações horizontais e verticais, respectivamente.

Os fatores de capacidade de carga são definidos na tabela X, de acordo com Ehrlich (2020).

**Tabela 2:** fatores de capacidade de carga (Ehrlich, 2020)

Ângulo de atrito efetivo (°)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,00
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	22,40
35	46,12	33,30	48,03
40	75,31	64,20	109,41
45	133,9	134,9	271,76

Para qualquer caso, o fator de segurança quanto à ruptura da fundação deve ser maior ou igual a 3 ( $FS_f \geq 3$ ). Portanto:

$$FS_f = \frac{q_{lim}}{\sigma_{z,b}} \geq 3,0 \quad (9)$$

#### 2.4.4.4 Segurança quanto à ruptura generalizada

A verificação de segurança quanto à ruptura global do maciço é de suma importância, especialmente para muros construídos em taludes ou sobre solos com uma camada apresentando baixa resistência ao cisalhamento. Vertematti (2015) afirma que esta verificação implica na determinação de uma superfície de ruptura cilíndrica.

A análise é feita através de métodos de análise de estabilidade de taludes, como Bishop Simplificado, para superfícies de ruptura circulares, ou o método de Janbu, para superfícies de ruptura não-circulares. O fator de segurança global (FSg) deve ser igual ou maior a 1,5 para obras permanentes ou igual ou maior a 1,3, para estruturas provisórias.

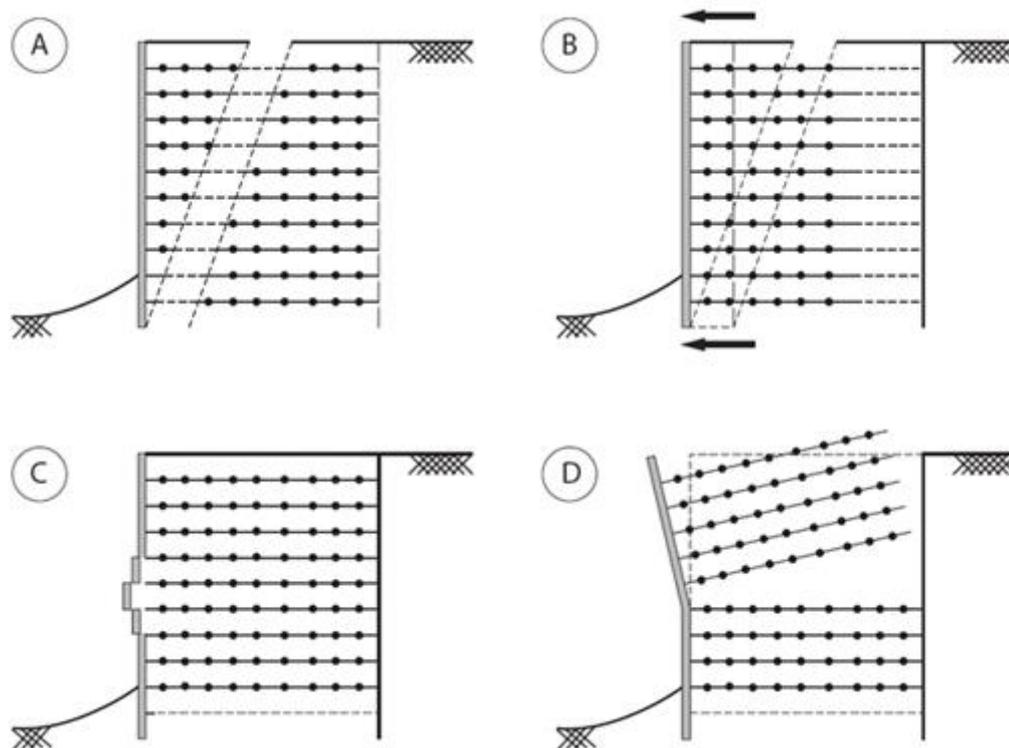
#### 2.4.5 Estabilidade interna

A análise da estabilidade interna é particularidade dos muros de solo reforçado. Esta análise visa garantir a segurança dos reforços que resistem aos esforços de tração no interior do maciço, impedindo a ruptura por tração dos reforços e o arrancamento dos mesmos, bem como instabilidades localizadas na face da estrutura (Ehrlich, 2020).

Ehrlich (2020) destaca a importância de definir a superfície crítica de ruptura. O maciço pode ser dividido em uma zona resistente e uma zona ativa. O limite entre estas duas zonas se dá na superfície crítica.

Para Vertematti (2015), a ruptura acontece quando as solicitações nos reforços são superiores à resistência de projeto ou quando ocorre o escorregamento por ancoragem insuficiente. Quando uma camada de reforço rompe ou é arrancado, os esforços mobilizados decorrentes desta camada passam para as demais, gerando um processo de ruptura progressiva.

Os modos de ruptura que provocam a instabilidade interna da estrutura estão representados na figura 9.



**Figura 9:** mecanismos para análise de estabilidade interna: (A) ruptura dos reforços; (B) arrancamento dos reforços; (C) desprendimento da face; (D) instabilidade local (Ehrlich, 2020 apud Ehrlich; Azambuja, 2003).

A tensão máxima de tração não deve ultrapassar a capacidade de resistência do geossintético. Por este motivo, devem ser empregados fatores de segurança adequados, considerando os danos de instalação, condições ambientais e o tempo de projeto. Geralmente, a determinação da tensão máxima que atua no reforço é feita por métodos de equilíbrio limite. Porém, para Vertematti (2015), uma abordagem deste tipo é incompleta, pois não considera a influência da rigidez do reforço nem os efeitos da compactação. A consideração destes efeitos foi explicada a seguir.

#### a) Rigidez solo-reforço

O índice de rigidez relativa ( $S_i$ ), equação 10, definido por Ehrlich e Mitchel (1994), demonstra a relação entre a rigidez do solo e do geossintético de reforço. Este índice caracteriza a tensão ou deformação de equilíbrio entre o geossintético e o solo.

$$S_i = \frac{J_r}{k \cdot P_a \cdot S_v} \quad (10)$$

sendo:

$J_r$  o módulo de rigidez do reforço;

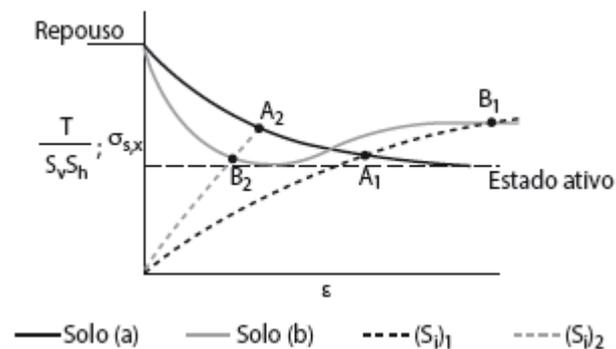
$k$  o módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (Duncan et al., 1980);

$P_a$  a pressão atmosférica;

$S_v$  o espaçamento vertical entre as camadas de reforço.

Ehrlich (2020) explica que a mobilização de tensões em um maciço de solo reforçado está relacionada à deformação horizontal do solo. Sob deformações horizontais nulas, o solo está no estado de tensões correspondente ao repouso e os reforços não recebem solicitações de tração. Uma vez que ocorrem deformações horizontais, a tensão horizontal é aliviada, aproximando o material da condição ativa. Isso faz com que o reforço seja tensionado até atingir o equilíbrio da massa de solo. A magnitude da deformação depende da rigidez do material de reforço. Quanto mais rígido for, menor será a deformação observada.

A figura 10 apresenta a mobilização de tensões no maciço de solo reforçado. São apresentados dois solos diferentes, um cuja curva tensão-deformação não apresenta pico de resistência (a) e outro com pico (b). As linhas tracejadas representam dois reforços diferentes, ( $S_{i1}$ ) apresenta uma rigidez mais baixa e, portanto, maiores deformações. Já o reforço ( $S_{i2}$ ) possui maior rigidez e, por isso, menores deformações.



**Figura 10:** mobilização de tensões no maciço de solo reforçado (Ehrlich, 2020).

Ehrlich (2020) sugere valores que podem ser adotados para  $S_i$ . Estes valores foram definidos considerando um solo com  $K = 450$  e espaçamento vertical entre reforços de 0,5 m. Estruturas com solos que apresentem valores de rigidez ou espaçamento vertical entre reforços diferentes dos apresentados podem resultar em valores diferentes de  $S_i$  (Tabela 3).

**Tabela 3:** valores típicos de  $S_i$  (Ehrlich, 2020).

Tipo de geossintético	$S_i$
Geogrelhas de PVA <sup>(1)</sup>	0,020 a 0,200
Geogrelhas de PET <sup>(1)</sup>	0,010 a 0,100
Geogrelhas de PP <sup>(1)</sup>	0,015 a 0,150
Geotêxteis tecidos <sup>(1)</sup>	0,010 a 0,100
Geotêxteis não tecidos em geral <sup>(2)</sup>	0,001 a 0,003

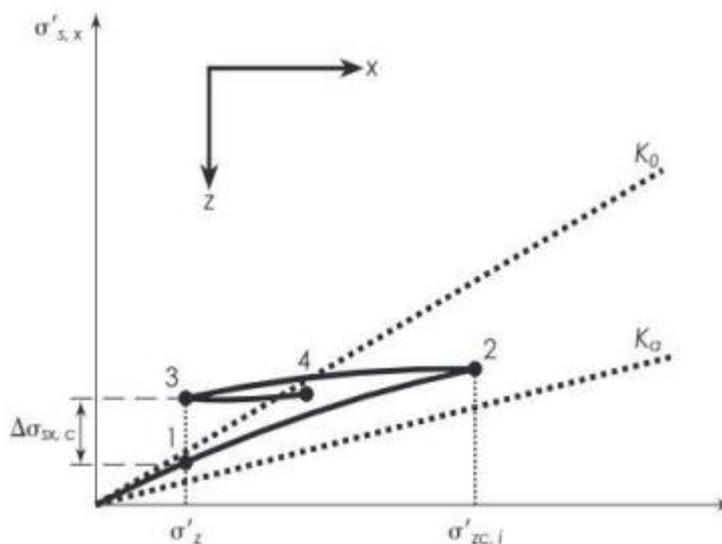
(1): resistência à tração entre 20 e 200 kN/m  
(2): resistência à tração entre 20 e 50 kN/m

#### b) Efeitos da compactação:

A compactação do solo consiste na sua densificação por equipamento mecânico, geralmente um rolo compactador, ou, em alguns casos, manualmente. A densificação do solo tem por objetivo aumentar sua resistência, diminuir a permeabilidade e reduzir possíveis recalques. A compactação é empregada em diversas obras de engenharia, como no caso de aterros, inclusive aterros reforçados (Pinto, 2006).

Segundo Ehrlich (2020), a compactação em aterros reforçados tem efeito similar ao sobre-adensamento de solo. Sendo  $\sigma'_{zc}$  a máxima tensão induzida no aterro durante a compactação, o efeito desta tensão prevalece no solo enquanto a tensão atuante for menor que  $\sigma'_{zc}$ . Caso a tensão vertical efetiva ( $\sigma'_z$ ) passe a ser maior que  $\sigma'_{zc}$ , então a tensão que prevalece no maciço de solo reforçado é a tensão exercida pelo peso próprio ( $\sigma'_z$ ).

A figura 11 representa a mobilização de tensões durante a compactação do aterro reforçado. O ponto 1 representa o estado de tensões após o lançamento de uma camada. Com a compactação, a tensão vertical efetiva aumenta, correspondendo ao aumento de tensões representado no ponto 2. Finalizada a compactação, a tensão vertical volta a ser a tensão devido ao peso próprio da camada, porém a tensão horizontal apresenta um aumento devido ao efeito da compactação. Este efeito desaparece apenas quando a tensão vertical efetiva decorrente do peso próprio das camadas superiores for superior à tensão induzida pela compactação (Ehrlich; Mitchell, 1994).



**Figura 11:** mobilização de tensões durante a compactação (Vertematti, 2015).

De acordo com Lima (2016), a profundidade em que a tensão devido ao peso próprio do aterro ultrapassa a tensão induzida pela compactação é chamada profundidade de influência ( $Z_c$ ). Segundo Dantas e Ehrlich (2000),  $Z_c$  pode chegar a 6 metros em estruturas de face vertical e até 10 metros quando a inclinação da face é menor que  $70^\circ$ . A profundidade de influência pode ser calculada pela equação 11:

$$Z_c = \frac{\sigma'_{zc,i}}{\gamma'} \quad (11)$$

onde:

$\gamma'$  é o peso específico do solo.

Para garantir a segurança da estrutura contra o arrancamento dos reforços em estruturas de solo reforçado, deve-se considerar um embutimento mínimo, de forma a garantir a ancoragem necessária entre o solo de aterro e o reforço. Este embutimento está relacionado à posição da superfície crítica, que divide a estrutura em zona ativa e resistente, ou passiva. O embutimento do reforço diz respeito ao comprimento ancorado na zona resistente do maciço e o valor da tração máxima não deve ultrapassar a resistência mobilizada pelo reforço neste trecho, considerando os fatores de segurança adotados.

Vertematti (2015) afirma que o sistema de faceamento não tem influência na estrutura do solo reforçado. Porém, o autor ressalta que diversos estudos têm mostrado que o aumento da rigidez do paramento contribui significativamente para a redução dos esforços nos elementos de reforço e das deformações das faces das estruturas. Por outro lado, apesar de a sua rigidez contribuir positivamente para a estrutura, Craig (2012)

ressalta que os elementos de face devem ser flexíveis o suficiente para tolerar possíveis deformações do aterro.

Ehrlich (2020) apresenta uma tabela (tabela 4) com os fatores de segurança utilizados na análise de estabilidade interna.

**Tabela 4:** fatores de segurança para análise de estabilidade interna (Ehrlich, 2020, apud Elias; Christopher; Berg, 2001).

Condição	Verificação	Fator de segurança	Observação
Ruptura do reforço	$T_d \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	$\geq 1,50$	Obras permanentes e críticas
		$\geq 1,15$	Obras temporárias e não críticas
Arrancamento	$P_r \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	$\geq 1,50$	
Estabilidade da conexão	$P_{r,0} \geq T_0 \cdot FS$	$\geq 1,50$	

## 2.5 Dimensionamento

A força de tração máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) que atua nos reforços é o critério balizador de um projeto de estrutura de contenção de solo reforçado. Geralmente, este valor é calculado por métodos de equilíbrio limite, considerando apenas as forças de equilíbrio local, como a resistência à tração no reforço e a resistência ao cisalhamento do solo. De acordo com Ehrlich (2020), estes métodos são limitados, pois não consideram a rigidez da interface entre solo e reforço, nem os efeitos da compactação.

Abramento e Whittle (1993) destacam que os métodos de equilíbrio limite não são totalmente confiáveis para a estimativa da magnitude e distribuição dos esforços atuantes nos elementos de reforço nas condições de trabalho. Ehrlich (2020) relata que, embora os métodos de equilíbrio limite apresentem resultados conservadores na maioria dos casos, existem situações que resultam em reforços dimensionados contra a segurança, oferecendo risco à estrutura.

Para vencer estas deficiências dos métodos de equilíbrio limite, pesquisadores desenvolveram diversos métodos de análise baseados nas condições de trabalho da estrutura de solo reforçado. Segundo Ehrlich (2020), estes métodos consideram o comportamento da estrutura de forma mais realista.

Peralta (2007) afirma que as “análises sob condições de trabalho são baseadas no comportamento tensão-deformação da massa de solo reforçado e na resposta de deformação interna da massa reforçada por tensões desenvolvidas internamente”. O autor menciona que as análises baseadas nas condições de trabalho podem ser realizadas a partir de métodos semi-empíricos, embasados no comportamento real de estruturas, ou a partir de métodos teóricos analíticos. Estes últimos envolvem as propriedades dos materiais que constituem a estrutura, incluindo até mesmo as interações na interface entre solo e reforço.

Dentre os métodos de análise baseados nas condições de trabalho, destaca-se o método de Ehrlich e Mitchell (1994).

### 2.5.1 Método de Ehrlich e Mitchell (1994)

O método de Ehrlich e Mitchell (1994) para análise de estruturas de solo reforçado foi modelado relacionando o comportamento não-elástico do solo com o comportamento elástico do material de reforço (Ehrlich; Mitchell, 1994). Segundo Peralta (2007), o método é válido para taludes de face vertical.

Este método foi desenvolvido para análise das condições de trabalho da estrutura, considerando a rigidez da interface entre o solo e o reforço e os efeitos da compactação. O método trata apenas das verificações quanto à estabilidade interna da estrutura, uma vez que a estabilidade externa pode ser avaliada de forma similar aos muros de gravidade, já descrita anteriormente neste trabalho, e avalia a tensão máxima aplicada nos elementos de reforço, a posição em que esta tensão é aplicada, a conexão entre o reforço e o paramento e verifica a segurança contra o arrancamento dos reforços.

#### 2.5.1.1 Definição da tensão máxima nos reforços

A determinação da tensão máxima que atua nos reforços ( $T_{\text{máx}}$ ) pode ser realizada com auxílio de ábacos apresentados na figura 12. Estes ábacos consideram a tensão vertical atuante ( $\sigma'_z$ ) em cada camada e a tensão vertical máxima após a compactação ( $\sigma'_{zc}$ ).

Calcula-se a deformabilidade do reforço ( $\beta$ ) pela equação 12:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{Pa}\right)^n}{S_i} \quad (12)$$

onde:

$n$  é o módulo expoente da curva tensão-deformação do solo;

$S_i$  é índice de rigidez relativa da interface entre solo e reforço;

$Pa$  é a pressão atmosférica.

Segundo Ehrlich (2020), como  $S_i$  é função da área da seção transversal, adota-se um processo iterativo para a determinação de  $T_{\text{máx}}$ . Geralmente três iterações são necessárias. Para geossintéticos, nas condições usuais de material de aterro e espaçamento dos reforços, tem-se  $8 < \beta < 300$ , de forma que reforços rígidos apresentam menor valores de  $\beta$ .

Em situações em que o aterro não é compactado ou quando a tensão geostática supera a tensão máxima de compactação, tem-se (equação 13):

$$\sigma'_{zc} = \sigma'_z \quad (13)$$

Caso contrário, prevalece a tensão decorrente do efeito da compactação da camada de aterro.

A tensão vertical atuante em cada camada após a compactação pode ser obtida pela equação 14:

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \left(\frac{z}{L_r}\right)^2} \quad (14)$$

sendo:

$L_r$  o comprimento dos reforços;

$K_a$  o coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma'$  o peso específico do solo;

$z$  a profundidade da camada considerada.

Inserindo a razão  $\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zc}}$  no ábaco da figura 12, tem-se no eixo das abcissas um valor ( $\chi$ ), correspondente para a relação dada pela equação 15:

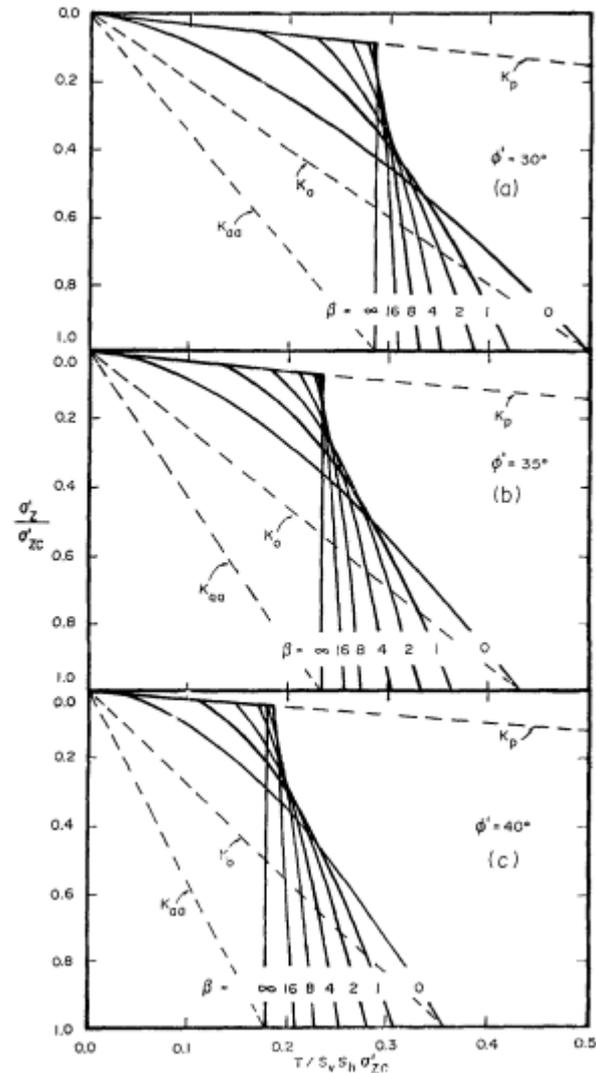
$$\chi = \frac{T}{S_v \cdot S_h \cdot \sigma'_{zc}} \quad (15)$$

em que:

$T$  é a tensão máxima atuante no reforço;

$S_v$  é o espaçamento vertical entre os reforços;

$S_h$  é o comprimento do reforço.



**Figura 12:** ábaco de determinação da máxima tensão nos reforços (Ehrlich; Mitchell, 1994).

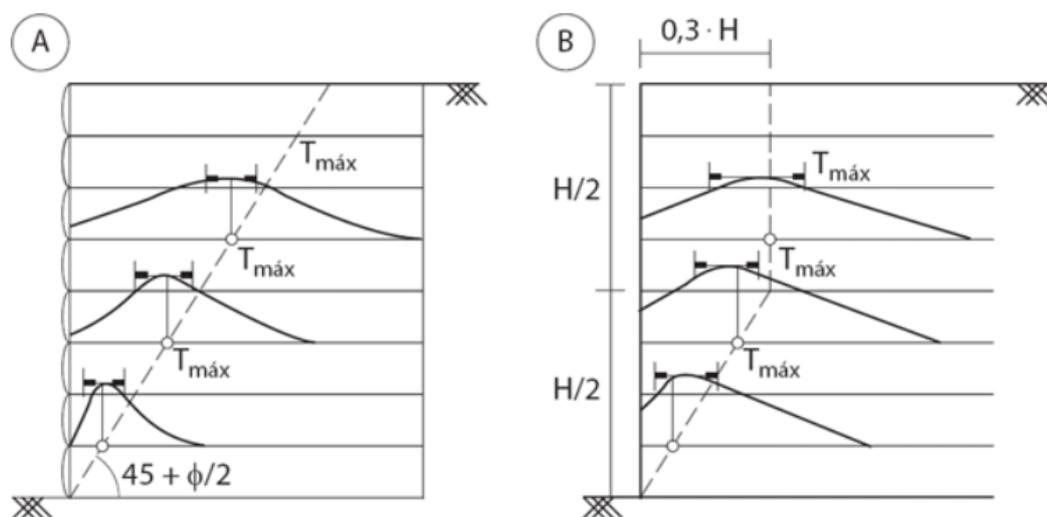
Dessa forma, podemos definir a tensão máxima ( $T_{\text{máx}}$ ) aplicada no reforço dado pela equação 16:

$$T = \chi * S_v * S_h * \sigma'_{zc} \quad (16)$$

### 2.5.1.2 Posição da tensão máxima aplicada no reforço

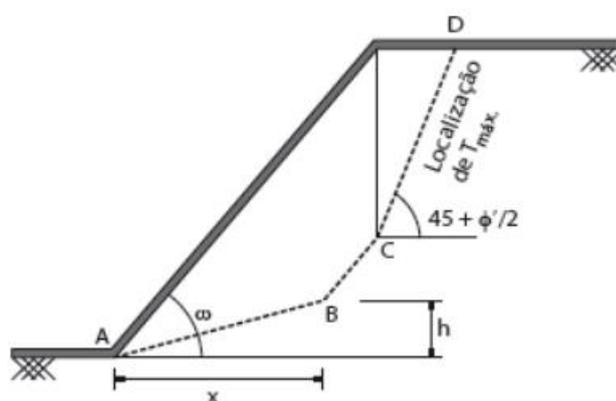
A posição em que se verifica a tensão máxima aplicada ao reforço está coincide com a superfície potencial de ruptura, que divide a zona ativa da zona resistente do maciço (Ehrlich, 2020). De acordo com Vertematti (2015), para reforços mais deformáveis, a posição da tensão máxima atuante no reforço coincide com a superfície crítica definida por Rankine. Para reforços mais rígidos, devido à restrição de deformações horizontais,

a superfície crítica é mais verticalizada. A figura 13 apresenta graficamente as superfícies críticas para (a) reforços deformáveis e (b) reforços rígidos.



**Figura 13:** ponto de atuação de  $T_{máx}$  no reforço: a) reforço extensível e b) reforço rígido. (Ehrlich, 2020 apud Christopher et al., 1990).

Dantas e Ehrlich (2000) sugerem um procedimento baseado em análises numéricas. Segundo os autores, a posição da tensão máxima é definida pela linha pontilhada da figura 14, onde a posição do ponto B é definida pela distância “x” e altura “h”, o trecho BC é paralelo à face da estrutura e o trecho CD tem inclinação de  $45 + \Phi'/2$ .  $\omega$  representa a inclinação do talude ou muro reforçado.



**Figura 14:** localização de  $T_{máx}$  para reforço de taludes íngremes (Ehrlich, 2020 apud Dantas; Ehrlich, 2000).

As distâncias “x” e “h” são calculadas, respectivamente pelas equações 17 e 18:

$$\text{Para } 45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ \rightarrow x = \frac{0,75 \cdot H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{3} \quad (17)$$

$$\text{Para } 65^\circ \leq \omega < 90^\circ \rightarrow x = \frac{0,8 \cdot H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{2} \quad (18)$$

### 2.5.1.3 Verificação de arrancamento dos reforços

Ehrlich (2020) afirma que a resistência ao arrancamento dos geossintéticos se dá pelo atrito entre o solo e o reforço e, para as geogrelhas, existe uma importante componente passiva de resistência do solo contra os elementos transversais. O autor explica que, apesar de existirem diversas formulações (Jewell et al., 1984; Christopher et al., 1990; Bergado; Chai, 1994; Teixeira, 2003), existem divergências entre os valores calculados e os valores medidos em ensaios de arrancamento. Por isso, sugere-se o procedimento conservador proposto por Christopher et al. (1990) para a determinação da resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço ( $P_r$ ) (equação 19):

$$P_r = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_z \cdot L_r \geq FS \cdot T_{m\acute{a}x} \quad (19)$$

onde:

$L_r$  é o comprimento de reforço na zona resistente;

$F^*$  é o fator de resistência ao arrancamento;

$\alpha$  é o fator de correção do efeito de escala;

$\sigma'_z$  é vertical efetiva na interface entre o solo e o reforço.

Conforme Vertematti (2015), o fator de resistência ao arrancamento ( $F^*$ ) (equação 20) pode ser determinado a partir de ensaios de arrancamento. De forma alternativa,  $F^*$  pode ser obtido a partir da combinação das resistências mobilizadas pelo atrito e pelas componentes passivas na interface entre o solo e o reforço:

$$F^* = F_q \cdot \alpha_\beta + \mu^* \cdot \alpha_f \quad (20)$$

sendo:

$F_q$  o fator capacidade de carga para o embutimento;

$\alpha_\beta$  o fator geométrico estrutural para resistência passiva;

$\mu^*$  o coeficiente de atrito aparente entre o solo e o reforço;

$\alpha_f$  o fator geométrico estrutural para a resistência friccional.

O fator de escala  $\alpha$  representa a não linearidade de deformações e mobilização desigual de tensões no reforço, que resulta em uma mobilização desigual de resistência ao arrancamento ao longo do reforço. Os parâmetros de dimensionamento da capacidade de ancoragem de maciços de solo reforçado sugeridos por Vertematti (2015) são apresentados na tabela 5.

De forma simplificada, o fator de resistência ao arrancamento ( $F^*$ ) pode ser obtido pela equação 21:

$$F^* = f_a \cdot \tan \Phi \quad (21)$$

sendo:

$\Phi$  o ângulo de atrito do solo de aterro;

$f_a$  o coeficiente de aderência.

Vertematti (2015) recomenda valores de  $f_a$  entre 0,8 e 1,0 para geogrelhas. Ehrlich (2020) recomenda valores entre 0,8 e 1,0 para o coeficiente de aderência ( $f_a$ ) e entre 0,7 e 1,0 para o fator de escala ( $\alpha_\beta$ ).

**Tabela 5:** parâmetros para análise do arrancamento (Vertematti, 2015).

Tipo de geossintético	Componente Friccional		Componente passivo		Fator de escala ( $\alpha$ ) <sup>*</sup>
	$\mu^*$	$\alpha_f$	$F_q$	$\alpha_\beta$	
Geogrelhas	$\tan \rho$	$\alpha_s$	~20	$\frac{f_b \cdot t}{2 \cdot S_x}$	0,7 a 1,0
Geotêxteis	$\tan \rho$	1	—	—	0,6 a 0,8

onde:

$\rho$  é o ângulo de atrito mobilizado na superfície entre o solo e o reforço;

$\alpha_s$  é a fração da superfície sólida da grelha;

$f_b$  é a fração do elemento transversal no qual a resistência passiva é totalmente desenvolvida;

$t$  é a espessura do elemento transversal;

$S_x$  é o espaçamento longitudinal entre os elementos transversais.

#### 2.5.1.4 Eficiência da conexão entre o reforço e o faceamento

Por conta da mobilização de tensões na zona ativa do maciço, o reforço transmite ao paramento uma tensão menor do que a tensão máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) atuante no reforço. Isto permite a implementação de um faceamento esbelto, uma das principais razões da competitividade econômica deste tipo de estrutura (Vertematti, 2015).

Segundo Vertematti (2015), a redução da tensão transmitida ao paramento se deve à rigidez relativa entre o solo e o reforço, aos efeitos de compactação do aterro e à rigidez relativa entre o paramento e o solo. Em geral, reforços rígidos transmitem uma porcentagem maior de tensão ao paramento do que reforços mais deformáveis. Da mesma forma, faceamentos rígidos atraem maiores tensões em comparação aos faceamentos flexíveis.

Ehrlich (2020) indica que o efeito da compactação é o mais influente dentre todos estes fatores. Por esta razão, sugere-se que a região próxima do paramento seja compactada com equipamentos portáteis de compactação, como “sapos”, por exemplo, evitando a utilização de equipamentos pesados junto ao faceamento.

A análise da resistência admissível da conexão entre o reforço e o paramento ( $P_{r,0}$ ) é realizada de acordo com o tipo de conexão. Para sistemas envelopados, utiliza-se a equação 22, admitindo  $T_0$  como 50% de  $T_{m\acute{a}x}$ .

$$P_{r,0} = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_z \cdot L_0 \geq FS \cdot T_0 \quad (22)$$

sendo:

$F^*$  o fator de resistência ao arrancamento;

$\alpha$  o fator de correção do efeito de escala;

$\sigma'_z$  a tensão efetiva vertical na interface entre o solo e o reforço junto à face;

$L_0$  o comprimento da ancoragem do envelopamento;

$T_0$  a tensão de tração no reforço junto ao paramento.

Para sistemas de blocos intertravados ou de faceamento rígido, a resistência da conexão depende da eficiência do acoplamento (CR). Este parâmetro é de difícil obtenção, podendo ser determinado somente a partir de ensaios em escala natural. Por

isso, deve ser fornecido pelos fornecedores do sistema bloco-geossintético (Ehrlich, 2020). Assim, para paramentos em blocos intertravados ou painéis rígidos, tem-se a equação 23:

$$P_{r,0} = CR \cdot T_d \geq FS \cdot T_0 \quad (23)$$

onde:

$T_d$  é a resistência de projeto do reforço;

CR é a eficiência do acoplamento.

Ehrlich (2020) destaca que, para elementos de paramento rígidos, como blocos intertravados ou painéis é difícil a determinação de  $T_0$ . O autor recomenda que sejam utilizados valores conservadores (entre 80% e 100% de  $T_{máx}$ ), de forma a reduzir as deformações da face da estrutura.

### 3. METODOLOGIA

Este trabalho foi desenvolvido com base em dados de um projeto real de estrutura de contenção em solo reforçado para ampliação de fábrica na cidade de Carlos Barbosa/RS. A partir da geometria do muro, definida no projeto arquitetônico, foi realizado o dimensionamento da estrutura.

Para as verificações quanto à estabilidade externa, os comprimentos de reforço foram calculados com base no método de dimensionamento proposto por Ehrlich (2020), descrito no item 2.4 deste trabalho. As verificações de estabilidade interna foram realizadas pelos métodos de equilíbrio limite de Bishop Simplificado (1955) e Morgenstern-Price (1965) com auxílio de software de equilíbrio limite.

A fim de monitorar o comportamento da estrutura durante a sua construção, foram realizadas medições topográficas. Foram realizadas 8 medições em 14 alvos topográficos fixados à estrutura. Os resultados foram apresentados em formato de gráficos elaborados no Excel.





**Figura 16:** trincheira de inspeção da fundação (Autor, 2023).

Para a definição dos parâmetros de resistência dos materiais da fundação, foram utilizados os dados da investigação de campo (sondagens rotativas e inspeção visual a partir da abertura de trincheiras). Para o aterro foram utilizados dois materiais diferentes: na região do solo reforçado foi utilizado um material granular, com resistência elevada, e para a zona ativa foi utilizado um material mais fofo, o mesmo utilizado na terraplenagem do restante do terreno. Os parâmetros de resistência destes materiais de aterro foram definidos a partir de ensaios de caracterização do solo realizados em laboratório.

Foram realizados ensaios de compactação, CBR, massa específica, granulometria, cisalhamento direto e compressibilidade. Os resultados foram apresentados no Anexo A. A partir da análise dos resultados dos ensaios, foram determinados os parâmetros de resistência.

O faceamento escolhido para a estrutura foi de caixas de gabião. Foram utilizadas caixas de gabião de 0,5 m de altura por 1 m de largura e 1 m de comprimento. Os parâmetros de resistência destes elementos foram obtidos de Maccaferri (2001). Na fundação do muro, foi utilizado rachão para substituição do material orgânico encontrado nos primeiros metros. Os parâmetros de resistência do rachão foram determinados a partir

dos dados obtidos por Malysz (2004). Os parâmetros adotados foram apresentados a seguir:

a) Para o material da fundação:

Peso específico natural ( $\gamma_f$ ): 19 kN/m<sup>3</sup>;

Ângulo de atrito ( $\varphi'_f$ ): 38°;

Intercepto coesivo ( $c'_f$ ): 10 kPa.

b) Para o aterro da zona resistente:

Peso específico natural ( $\gamma_1$ ): 18 kN/m<sup>3</sup>;

Ângulo de atrito ( $\varphi'_1$ ): 32°;

Intercepto coesivo ( $c'_1$ ): 10,5 kPa.

c) Para o aterro da zona ativa:

Peso específico natural ( $\gamma_2$ ): 16,3 kN/m<sup>3</sup>;

Ângulo de atrito ( $\varphi'_2$ ): 26°;

Intercepto coesivo ( $c'_2$ ): 5 kPa.

d) Para o rachão de substituição da fundação:

Peso específico natural ( $\gamma_r$ ): 18 kN/m<sup>3</sup>;

Ângulo de atrito ( $\varphi'_r$ ): 36°;

Intercepto coesivo ( $c'_r$ ): 0 kPa.

e) Para o gabião:

Peso específico natural ( $\gamma_g$ ): 18 kN/m<sup>3</sup>;

Ângulo de atrito ( $\varphi'_g$ ): 30°;

Intercepto coesivo ( $c'_g$ ): 22 kPa.

Para o dimensionamento das geogrelhas de reforço, utilizou-se como base para a determinação das resistências o catálogo da marca FortGrid. Foram utilizadas no dimensionamento da estrutura elementos de reforço com resistência a tração nominal de 55 kN/m e 80 kN/m. A figura 17 apresenta as especificações técnicas informadas no catálogo.

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS											
	NORMA	UNIDADE	55 X	55 X	65 X	80 X	110 X	150 X	200 X		
			30	55	65	30	30	30	30		
<b>PROPRIEDADES MECÂNICAS</b>	Resistência à Tração (L)	ASTM D 6637	kN/m	55	55	65	80	110	150	200	
	Resistência à Tração (T)			30	55	65	30	30	30	30	
	Alongamento na Resistência Máxima	ASTM D 6637	%	12	12	12	12	12	12	12	
	Resistência a 2% de deformação	ASTM D 6637	kN/m	11,3	11,3	12,7	14,8	19	27,8	50	
	Resistência a 5% de deformação			15	15	16,6	19	26,1	35,6	100	
	<b>Fluência em 75 anos</b>										
	Fator de Redução	ASTM D 5262		1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
	Resistência Disponível	ASTM D 5262	kN/m	34,5	34,5	44,8	55,2	75,9	103,4	137,9	

**Figura 17:** especificações técnicas das geogrelhas escolhidas - 55 kN/m e 80 kN/m (catálogo FortGrid).

A partir da definição dos parâmetros de resistência dos materiais, foi realizado o dimensionamento da estrutura de contenção em solo reforçado. Para a estabilidade externa, verificou-se a segurança quanto ao deslizamento e tombamento da estrutura e capacidade de carga da fundação, conforme indicado por Ehrlich (2020). A análise da estabilidade interna da estrutura tem por objetivo verificar a segurança da estrutura quanto ao arrancamento e ruptura dos reforços e foi realizada com auxílio de software de análise de estabilidade de taludes, utilizando os métodos de análise de equilíbrio limite de Bishop Simplificado (1955) e Morgenstern-Price (1965).

## 4.2 Estabilidade externa

A estabilidade externa da estrutura de solo reforçado foi garantida a partir dos cálculos do comprimento do reforço e da capacidade de carga da fundação descritas no item 2.4.4. Para tanto, foram considerados os parâmetros apresentados anteriormente para os materiais de aterro e fundação.

### 4.2.1 Determinação do empuxo ativo

O empuxo atuante na massa de solo reforçado foi calculado a partir da teoria de Rankine (equação 24), conforme sugerido por Ehrlich (2020).

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot H^2 \cdot K_a \quad (24)$$

Sendo  $g$  o peso específico natural do material atrás da zona reforçada,  $H$  a altura total do aterro e  $K_a$  o coeficiente de empuxo ativo, dado pela equação 25.

$$K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'_2}{2} \right) \quad (25)$$

Onde  $\varphi'_2$  é o ângulo de atrito do solo na zona ativa.

Calculando para os valores adotados, tem-se  $K_a=0,39$  e  $E_a=287,2$  kPa.

#### 4.2.2 Segurança contra o deslizamento

O fator de segurança contra o deslizamento da estrutura é dado pela relação entre o empuxo ativo e a máxima tensão resistente mobilizada na base do muro. Para definir este fator de segurança, aplica-se a equação 2:

$$FSd = \frac{F_{Estab.}}{F_{Instab.}} = \frac{W \cdot \tan(\varphi'_1)}{Ea}$$

Sendo  $W$  o peso da estrutura,  $\varphi'_1$  o ângulo de atrito do aterro reforçado e  $Ea$  o empuxo ativo.

O peso da estrutura ( $W$ ) é função do peso específico do material resistente ( $\gamma_1$ ), da altura do muro ( $H$ ) e do comprimento do reforço. Para garantir o fator de segurança mínimo de 1,5 ( $FSd \geq 1,5$ ), o comprimento mínimo de reforço é de 4,03 metros.

#### 4.2.3 Segurança quanto ao tombamento

Da mesma forma como na verificação quanto ao deslizamento da estrutura, a segurança quanto ao tombamento é garantida por um comprimento mínimo de reforço, calculado a partir da equação 1.

$$FSt = \frac{M_{Estab.}}{M_{Instab.}} = \frac{W \cdot \frac{Lr}{2}}{Ea \cdot \frac{H}{3}}$$

Onde  $W$  é o peso da estrutura,  $Lr$  é o comprimento do reforço,  $Ea$  é o empuxo ativo e  $H$  é a altura da estrutura.

Para os materiais utilizados, adotando um fator de segurança mínimo de 2,0 ( $FSt \geq 2,0$ ), o comprimento de reforço necessário para evitar o deslizamento é de 4,61 metros.

#### 4.2.4 Verificação das tensões na base

Como visto no item 2.4.4, para garantir que toda a base da estrutura esteja comprimida é necessário satisfazer a condição de que a excentricidade da resultante de tensões na base do muro ( $e$ ) seja inferior ou igual à sexta parte do comprimento dos reforços ( $L_r$ ). Desta forma, aplicando a equação 3, tem-se:

$$e = \frac{Ea \cdot \frac{H}{3}}{Rz} \leq \frac{L_r}{6}$$

Onde  $H$  é a altura da estrutura e  $Rz$  é a resultante vertical na base do muro.

Substituindo na equação os valores adotados de projeto, verifica-se que o comprimento mínimo dos reforços para manter a base da estrutura totalmente comprimida é de 5,65 metros.

Desta forma, considerando os comprimentos de reforço necessários para a garantia da estabilidade externa da estrutura quanto ao tombamento, deslizamento e tensões na base, conclui-se que o comprimento de reforço mínimo necessário para atender todos estes quesitos é 5,65 metros.

#### 4.2.5 Verificação da capacidade de carga da fundação

A partir da equação de Meyerhof (1955) (equação 4) e adotando o comprimento dos reforços ( $L_r$ ) de 80% da altura do muro ( $H$ ), de modo a evitar o arrancamento, foi calculada a tensão na base.

$$L_r = 0,8 \cdot H = 0,8 \cdot 9,5 = 7,6 \text{ m}$$

Utilizando estes valores na equação 4 obtemos uma tensão na base de 209,6 kPa.

De acordo com Ehrlich (2020), a capacidade de carga da fundação pode ser definida pela equação 5, proposta por Sokolovski (1960) e Brinch Hansen (1961).

$$q_{lim} = \gamma_f \cdot D + c'_f \cdot N_c \cdot f_{ci} + \gamma_f \cdot D \cdot (N_q - 1) \cdot f_{qi} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_y \cdot f_{yi}$$

Os valores dos fatores de capacidade de carga ( $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_y$ ) foram definidos a partir da interpolação dos valores da tabela 2 para o ângulo de atrito do material da fundação, de 38°. Os resultados obtidos foram 63,63, 51,84 e 84,86, para  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_y$ , respectivamente.

Para a determinação dos fatores de excentricidade e inclinação da carga ( $f_{qi}$ ,  $f_{ci}$  e  $f_{yi}$ ) foram utilizadas as equações 6, 7 e 8, obtendo valores de 0,627, 0,619 e 0,496 para  $f_{qi}$ ,  $f_{ci}$  e  $f_{yi}$ , respectivamente.

O embutimento (D) equivale a 1,85 metros. A largura efetiva da fundação foi calculada pela equação 26, obtendo o valor de 6,20 metros.

$$B' = Lr - 2 \cdot e \quad (26)$$

Substituindo os valores apresentados na equação 5, obteve-se a capacidade de carga da fundação em 2437 kPa. O fator de segurança mínimo adotado para a fundação é 3,0 e é calculado pela equação 9:

$$FS_f = \frac{q_{lim}}{\sigma_{z,b}} = \frac{2437}{209,6} = 11,6 \geq 3,0$$

Portanto, satisfaz a condição de segurança da fundação.

### 4.3 Estabilidade interna

A estabilidade interna do muro de solo reforçado foi garantida a partir da análise de estabilidade de taludes no software Plaxis LE. O objetivo desta análise é garantir a segurança da estrutura quanto ao arrancamento e ruptura dos reforços.

A modelagem da estrutura foi realizada com base na geometria do muro proposta pelo projeto arquitetônico. Os parâmetros de resistência adotados para os materiais foram apresentados na seção 4.1.

Os reforços foram dimensionados fixando o espaçamento vertical entre as camadas em 0,5 metros, uma vez que o faceamento foi planejado com caixas de gabião de 0,5 metros de altura. Para determinar a resistência à tração das geogrelhas, foram utilizados os fatores de segurança referentes à fluência em tração ( $f_f$ ), aos danos mecânicos de instalação ( $f_d$ ), à degradação ambiental ( $f_a$ ) e às emendas entre reforços ( $f_e$ ). Os valores adotados são resultado de uma média entre os valores fornecidos pelos fabricantes e de valores sugeridos por Maccaferri (2001).

- Fator de redução devido à fluência ( $f_f$ ): 1,56;
- Fator de redução devido à degradação ambiental ( $f_a$ ): 1,10;
- Fator de redução devido aos danos mecânicos de instalação ( $f_d$ ): 1,45;
- Fator de redução devido a emendas ( $f_e$ ): 1,00.

Partindo de análises preliminares, determinou-se que seriam utilizadas geogrelhas de duas resistências nominais no reforço do aterro. Foram selecionadas geogrelhas com resistências nominais de 55 kN/m e 80 kN/m. Para o cálculo da resistência à tração funcional das geogrelhas, utilizou-se a equação 27 (Maccaferri, 2001).

$$T_f = \frac{T_i}{f_f \cdot f_a \cdot f_d \cdot f_c} \quad (27)$$

Sendo  $T_i$  a resistência nominal (ou índice) do reforço; e  $T_f$  a resistência funcional.

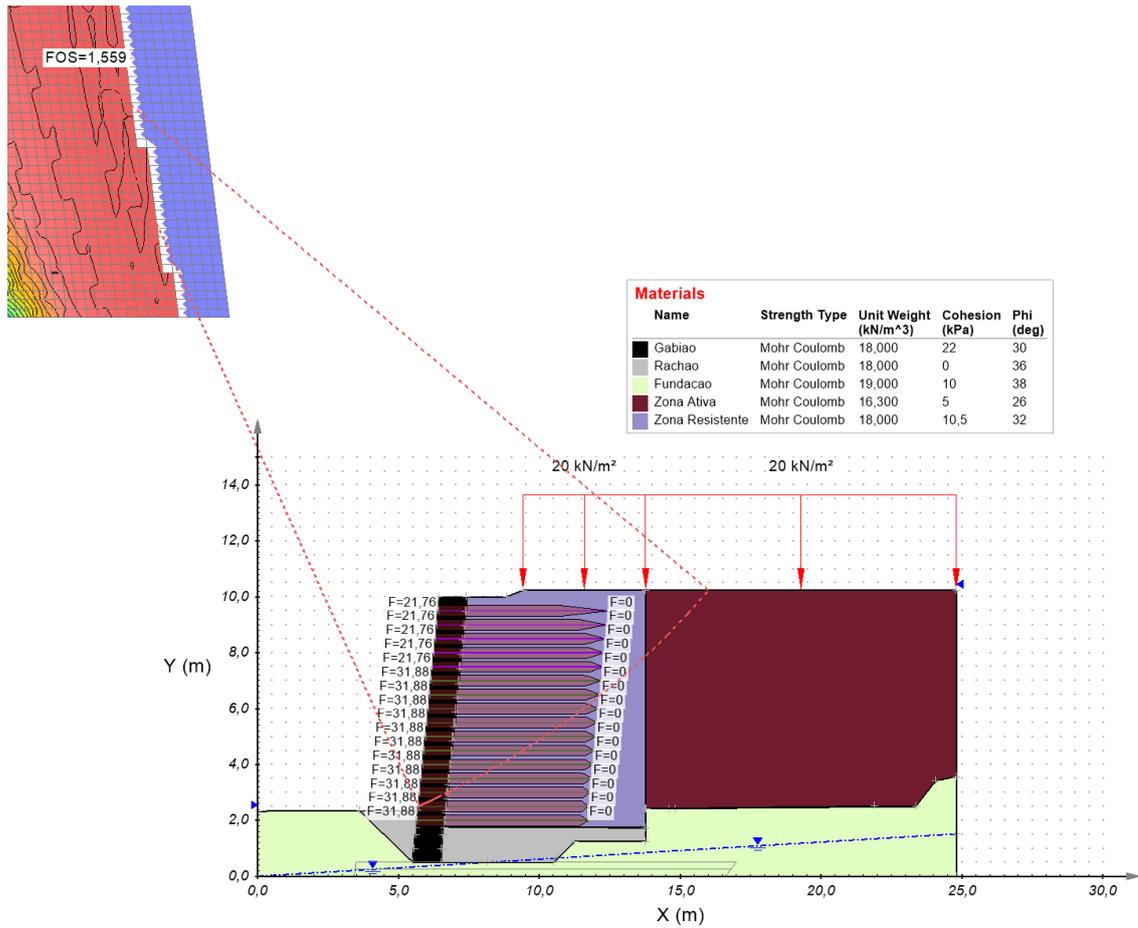
Aplicando os fatores de redução definidos acima, obtém-se uma resistência funcional de 21,76 kN/m para as geogrelhas de 55 kN/m. Para as geogrelhas de 80 kN/m, a resistência funcional calculada foi de 31,88 kN/m.

Definida a resistência à tração dos reforços, foi elaborado o modelo de análise de estabilidade (Apêndice B). Através de um processo iterativo buscou-se uma configuração dos reforços que atendesse aos fatores de segurança mínimos da estrutura. Este fator de segurança mínimo foi definido a partir das tabelas C.1, C.2 e C.3, do Anexo C da ABNT NBR 16920 – Parte 1. A norma define os fatores de segurança com base em classificações de risco da estrutura quanto a danos à vida humana e ao patrimônio e meio ambiente. Ambos os riscos foram classificados como altos, por se tratar de uma indústria e obra ser de grande valor patrimonial. Desta forma, conforme a tabela 6, retirada do Anexo C da ABNT NBR 16920 – Parte 1, o fator de segurança mínimo deve ser 1,5.

**Tabela 6:** fatores de segurança mínimos para estabilidade geral (ABNT NBR 16920 – Parte 1, 2021)

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

Concluiu-se que um arranjo com camadas de reforço espaçadas de 0,5 metros verticalmente e 6 metros de comprimento seria a melhor opção para a estrutura em questão. A figura 18 apresenta o resultado da análise de estabilidade da seção crítica pelo método de Bishop Simplificado (FS=1,55) e a figura 19 apresenta os resultados de análise da mesma seção pelo método de Morgenstern-Price (FS=1,61).



**Figura 18:** resultado da análise de estabilidade da seção crítica de projeto pelo método de Bishop Simplificado (Autor, 2024).





**Figura 20:** pista teste para verificação de danos ao reforço (Autor, 2023).

#### 4.4.2 Sistema de drenagem

Lima (2016) destaca que os muros de arrimo não são projetados para suportar pressão hidrostática total. Desta forma, torna-se extremamente importante que o projeto considere uma drenagem adequada para a estrutura.

Ehrlich (2020) recomenda a adoção de uma camada de material drenante com espessura entre 20 e 50 centímetros abaixo do solo reforçado e no limite entre as zonas reforçada e ativa. Junto à face, também é recomendada a utilização de material drenante. Este material drenante pode ser constituído de areia limpa ou pedrisco e deve ser envolto em geotêxteis para evitar a fuga dos finos do solo.

Recomenda-se ainda a utilização de impermeabilização no topo da estrutura de solo reforçado, de modo a impedir a infiltração da água da chuva. A drenagem superficial pode ser completa com canaletas de drenagem.

#### 4.5 Arranjo final da estrutura

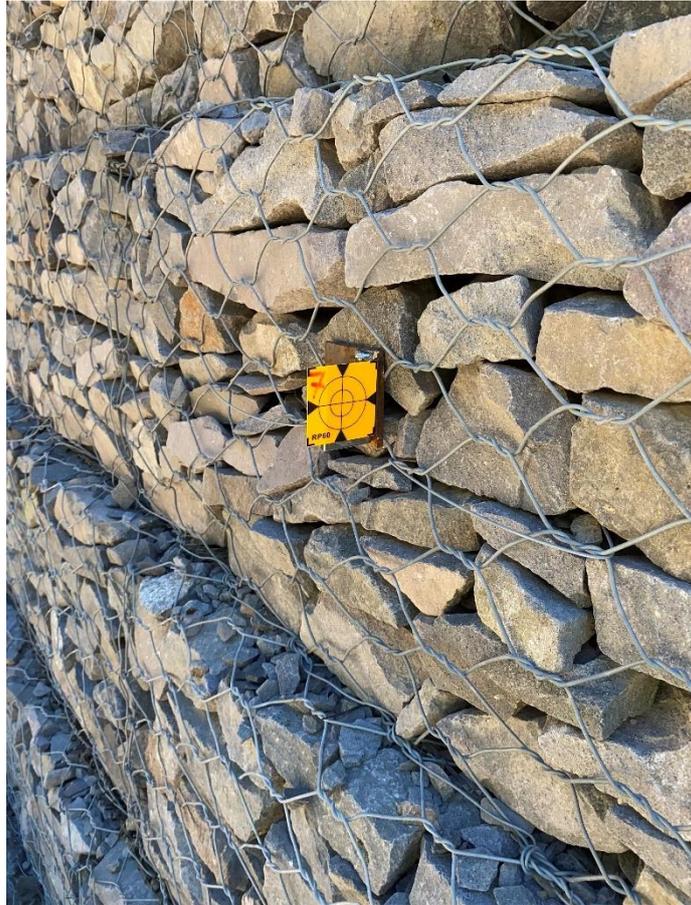
Com base nos resultados do dimensionamento apresentado e nas discussões a respeito dos aspectos construtivos, foi elaborada uma representação gráfica da seção crítica do muro de solo reforçado. O detalhamento da estrutura foi apresentado no Apêndice A.

É possível identificar a representação dos reforços de 55 kN/m e 80 kN/m, buscando a otimização do projeto. O comprimento final do reforço ficou em 6 m. Percebe-se a indicação da drenagem de fundo e da drenagem superficial, sendo a impermeabilização garantida por uma geomembrana.

O faceamento em gabião foi indicado com inclinação de 5° em relação ao eixo vertical. A estrutura possui altura livre de 7,94 metros e altura total de 9,50 metros.

#### 4.6 Análise das deformações

Com o intuito de monitorar o comportamento da estrutura, foram previstas campanhas de medição de deformações por topografia. Vertematti (2015) recomenda que as medidas sejam realizadas a cada camada de reforço executada. Na obra em estudo, foram realizadas verificações quinzenais ou a cada metro de muro alteado, o que ocorresse primeiro. Durante a execução do muro até a data deste trabalho foram realizadas 8 campanhas de medição em 14 pontos demarcados no muro. Os pontos foram marcados com alvos topográficos, apresentados na figura 21, nas posições apresentadas na figura 22.



**Figura 21:** alvo topográfico utilizado para as medições (Autor, 2023).



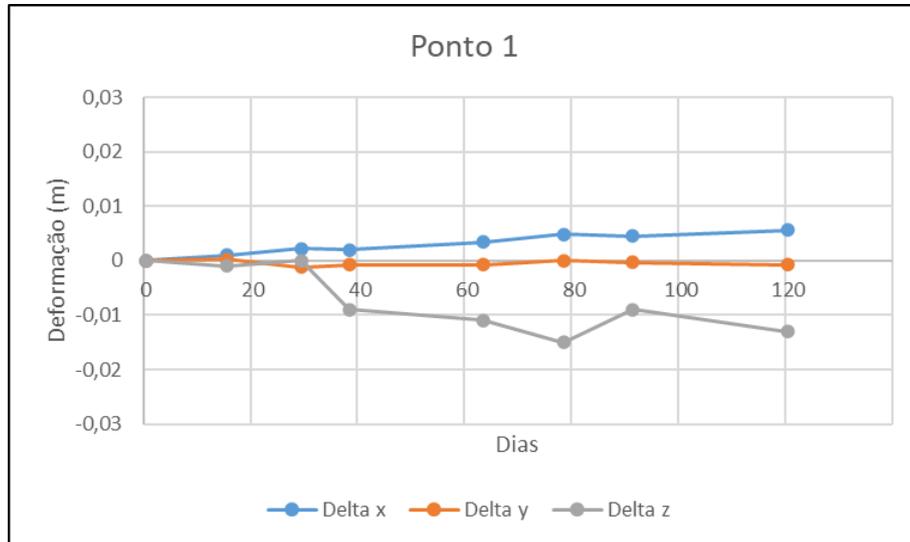
**Figura 22:** posição dos alvos e bases de topografia (imagem produzida pela equipe de topografia, 2024).

As deformações foram analisadas a partir dos gráficos apresentados nas figuras 23 a 36. Percebe-se que foram registradas deformações pequenas ao longo de toda a estrutura, sendo que os pontos que apresentaram os maiores deslocamentos horizontais foram os pontos 2 e 3, localizados próximos da seção de maior altura, conforme esperado.

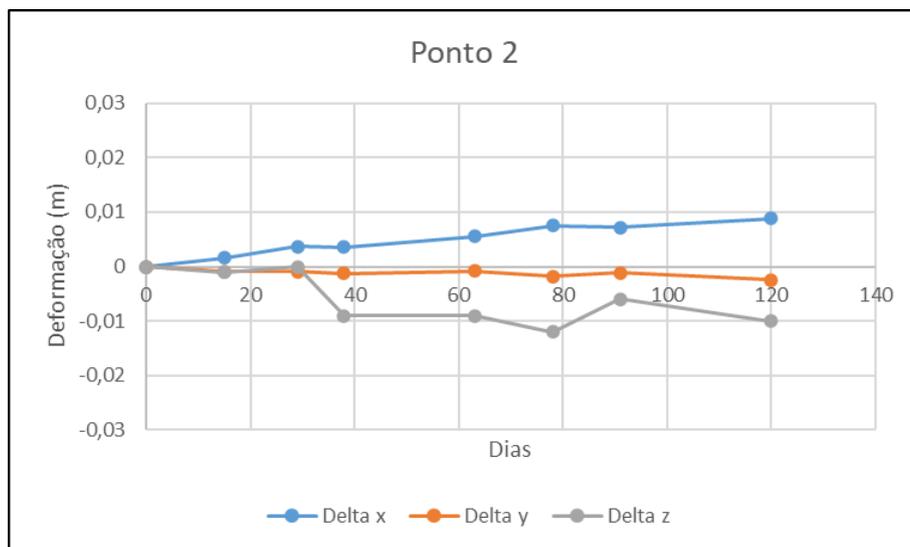
Estes valores de maiores deformações horizontais registradas representam menos de 0,1% da altura do muro. Quando comparados aos comprimentos dos reforços, as deformações representam 0,18%. De acordo com (Vertematti, 2015) estes valores estão dentro dos valores aceitáveis para muros de solo reforçado, que aceitam deformações de até 5% dependendo dos elementos de faceamento. Além disso, as deformações representam o comportamento esperado para a estrutura em questão.

Os valores de recalque chegaram em 2,4 cm, valor também considerado aceitável para uma estrutura deste porte. Os alvos 8 a 14 foram os últimos posicionados e possuem apenas 3 medidas, porém já apresentam valores de deformação de até 5 mm, sendo que o máximo registrado foi 9 mm, para o ponto 2. Este valor de deformação já nas primeiras medidas pode ser explicado pela maior altura em que estes pontos foram posicionados. São esperadas deformações maiores para os pontos mais altos do muro.

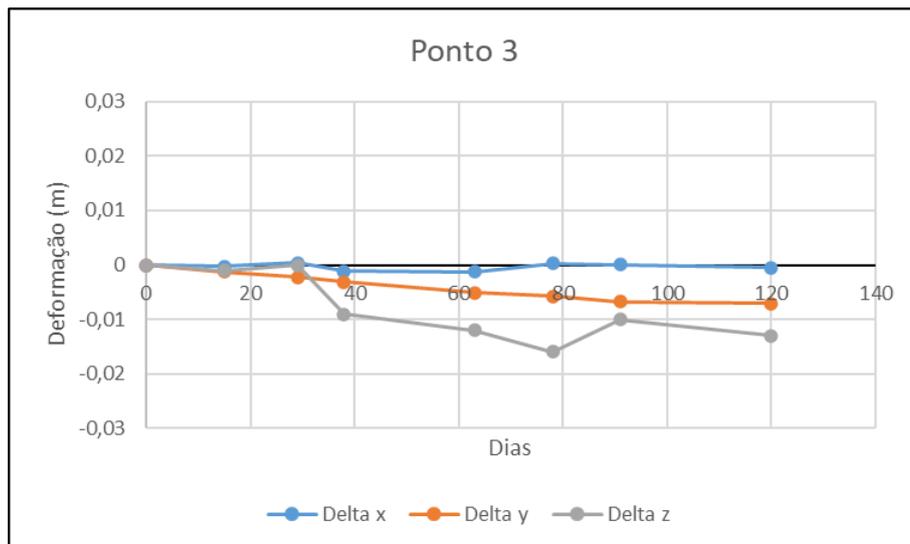
Os gráficos a seguir representam as deformações medidas nas direções horizontais x e y e z, vertical. A linha amarela representa a progressão de altura do muro com o passar do tempo.



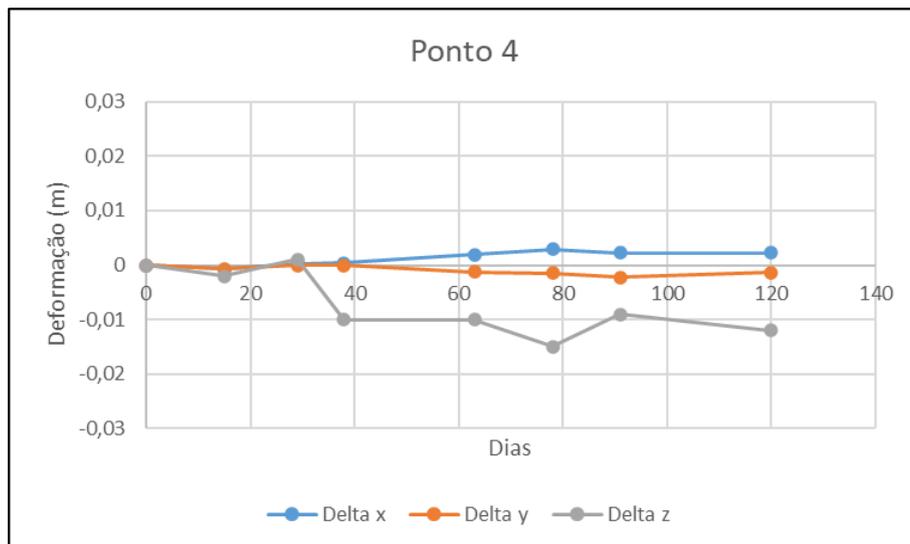
**Figura 23:** deformações do ponto 1 (Autor, 2024).



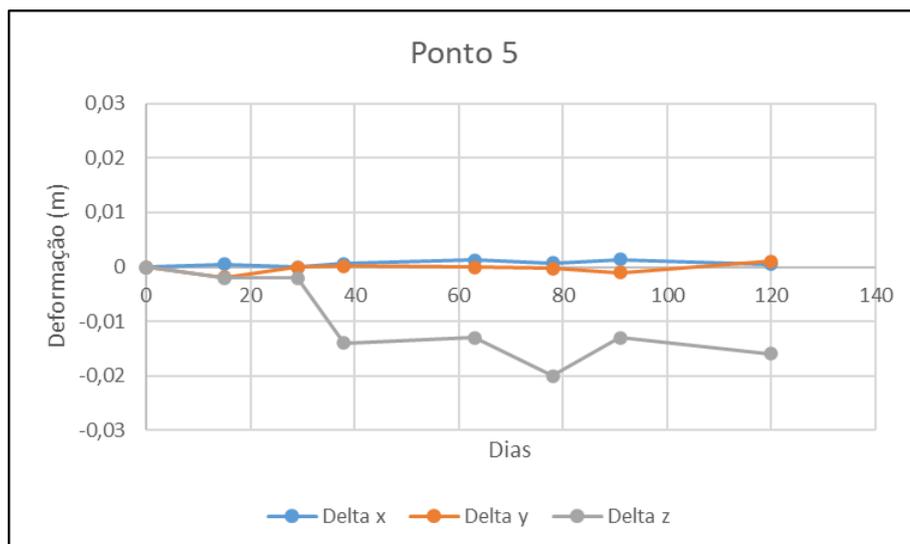
**Figura 24:** deformações do ponto 2 (Autor, 2024).



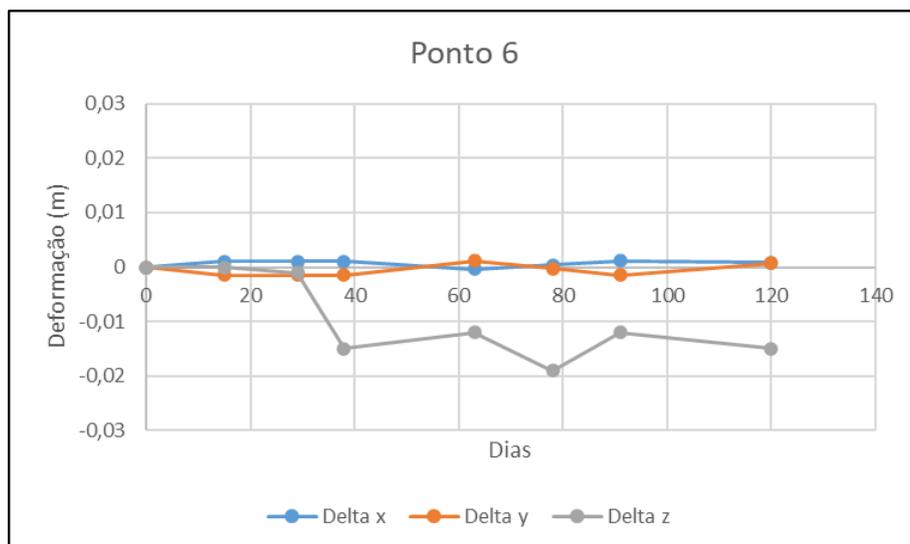
**Figura 25:** deformações do ponto 3 (Autor, 2024).



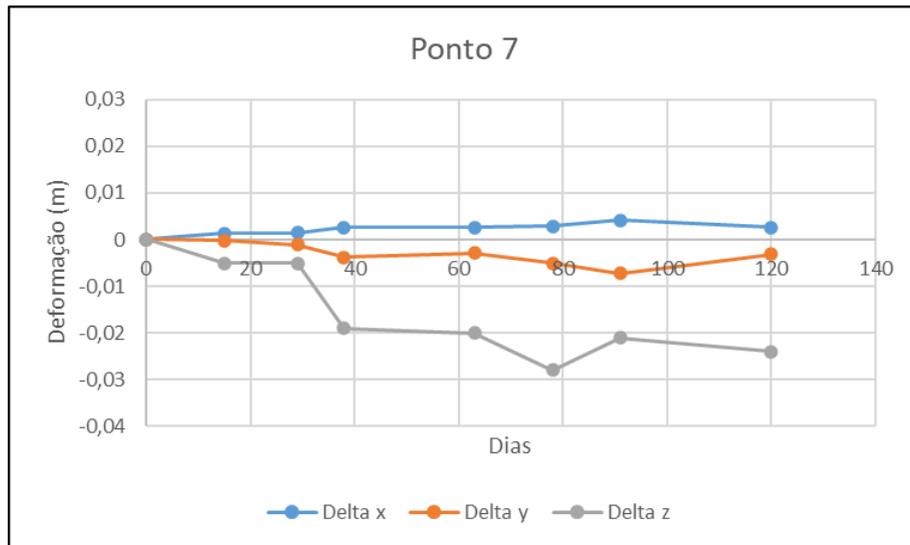
**Figura 26:** deformações do ponto 4 (Autor, 2024).



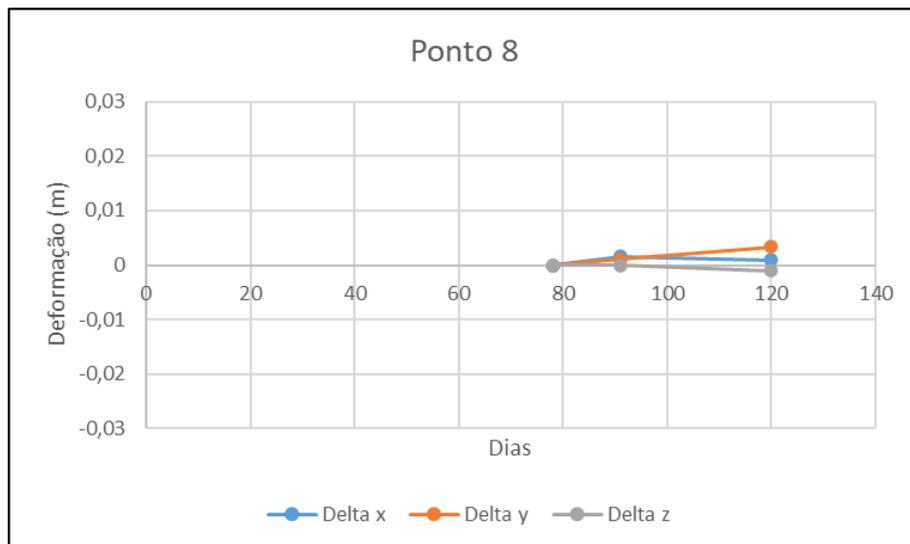
**Figura 27:** deformações do ponto 5 (Autor, 2024).



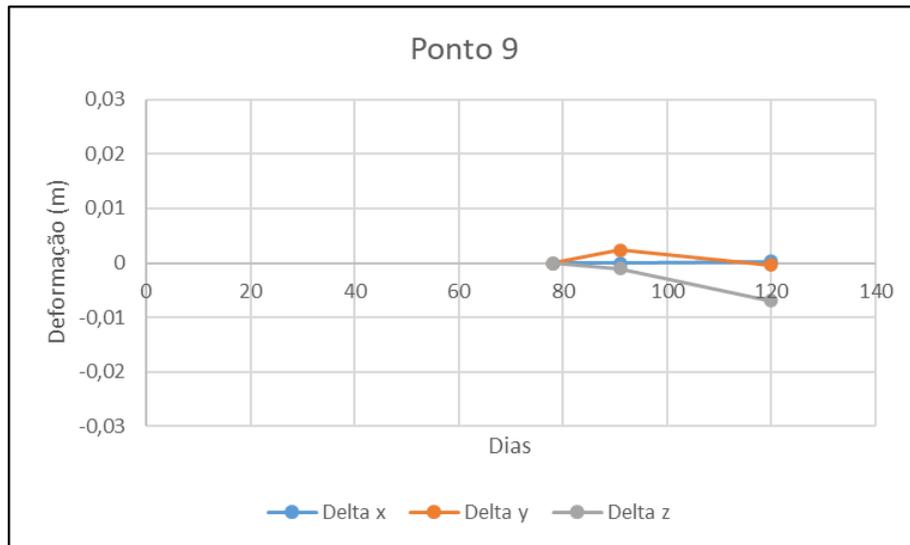
**Figura 28:** deformações do ponto 6 (Autor, 2024).



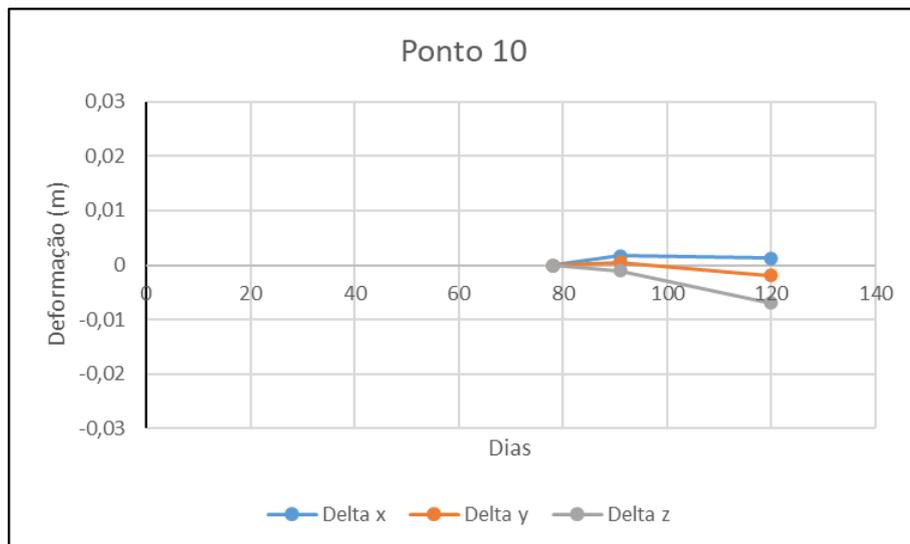
**Figura 29:** deformações do ponto 7 (Autor, 2024).



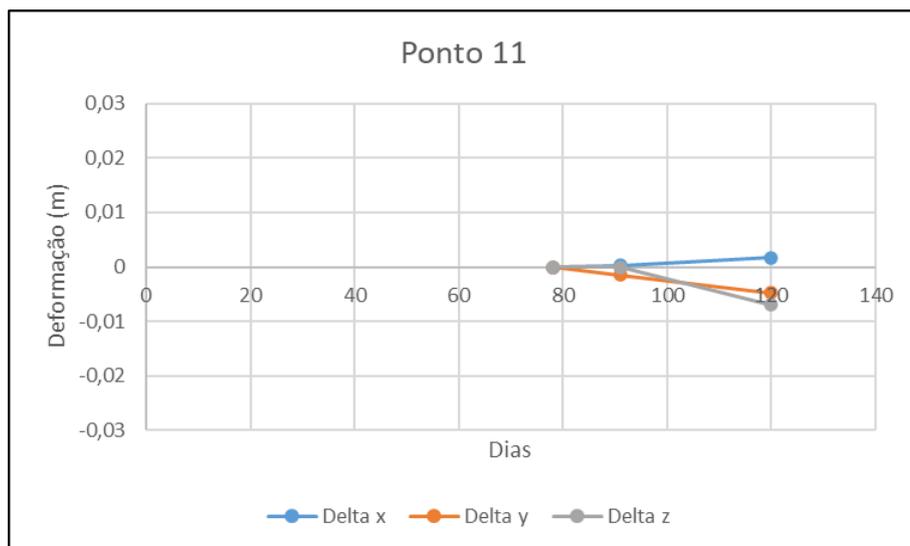
**Figura 30:** deformações do ponto 8 (Autor, 2024).



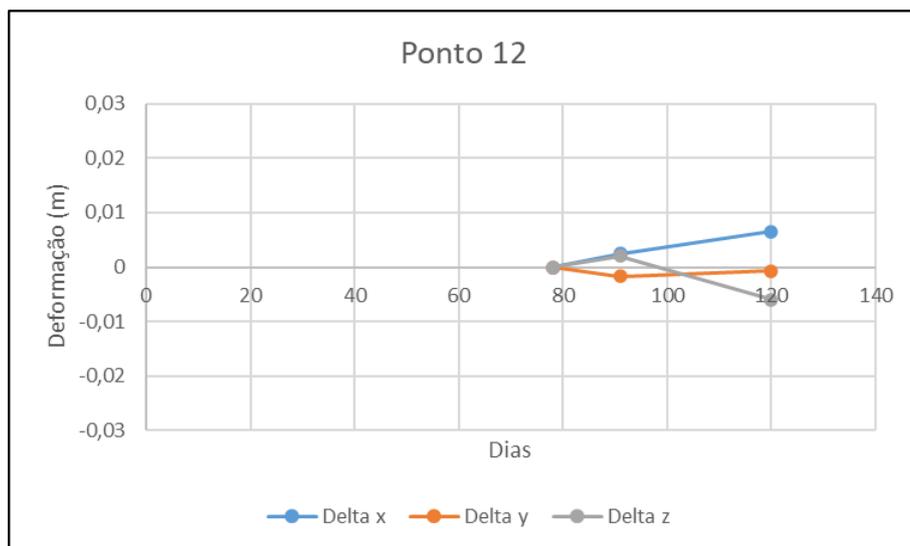
**Figura 31:** deformações do ponto 9 (Autor, 2024).



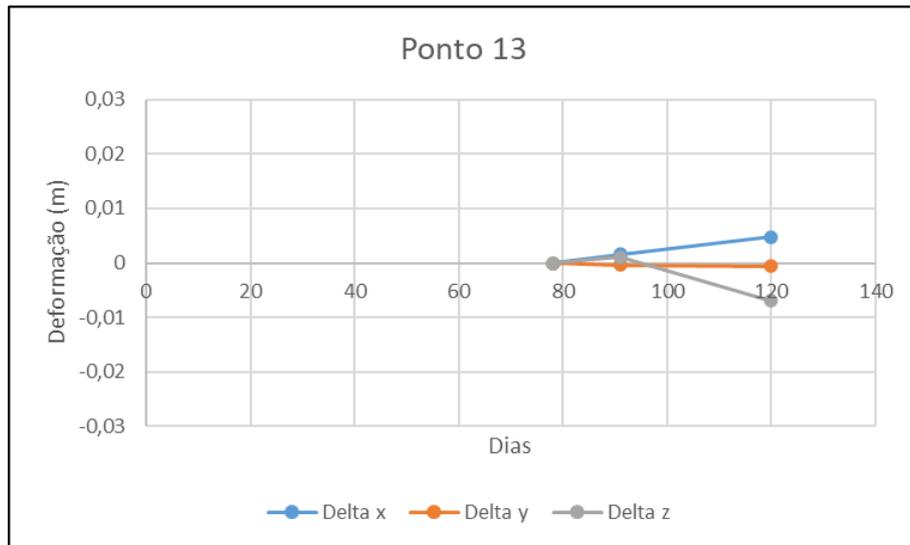
**Figura 32:** deformações do ponto 10 (Autor, 2024).



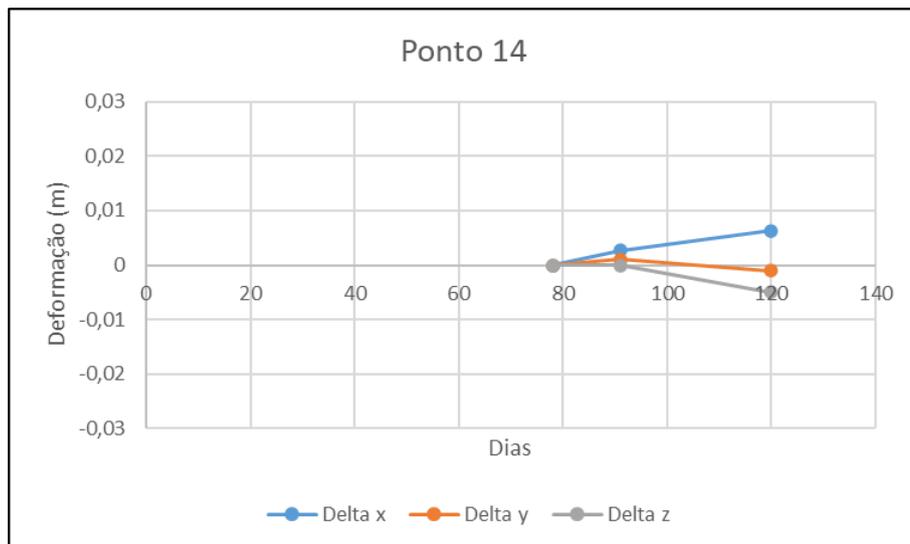
**Figura 33:** deformações do ponto 11 (Autor, 2024).



**Figura 34:** deformações do ponto 12 (Autor, 2024).



**Figura 35:** deformações do ponto 13 (Autor, 2024).



**Figura 36:** deformações do ponto 14 (Autor, 2024).

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo compreender as variáveis e métodos que comandam o dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo reforçado com geogrelhas, bem como o seu comportamento em fase de construção. Para tanto, foi analisado o dimensionamento e as deformações verificadas para uma estrutura real, localizada na cidade de Carlos Barbosa/RS.

O estudo do dimensionamento se deu pela verificação da estrutura quanto a sua estabilidade externa e interna. A verificação contou a utilização do software de análise de estabilidade de taludes Plaxis LE, onde foi verificada a segurança da estrutura pelos métodos de equilíbrio limite de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price.

A partir da análise do projeto realizado, foi possível entender a importância de diversas decisões tomadas em escritório para a segurança da obra. O processo de investigação geotécnica deixou clara a importância da realização de ensaios para a correta caracterização dos materiais, permitindo a elaboração de um modelo representativo da realidade. Os testes realizados em obra e o acompanhamento do projetista no decorrer da construção também foram fatores importantes para garantir o melhor processo construtivo possível.

No que diz respeito às deformações, constatou-se que os deslocamentos da estrutura foram mínimos na etapa analisada. Todas as deformações averiguadas entram-se dentro da faixa de valores aceitável para um muro de solo reforçado deste porte, o que garante a segurança da estrutura. Além disso, as deformações verificadas indicam que a estrutura está se comportando da forma como era esperado, não sendo constatado nenhuma movimentação estranha.

De forma geral, a estrutura de contenção em solo reforçado se mostra uma boa solução em relação às estruturas convencionais. Como visto, esta técnica pode ser aplicada de forma segura para estruturas de qualquer altura e é uma opção economicamente atrativa quando comparada à outras soluções de contenções.

## 6. REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 16920**: Muros e taludes em solos reforçados – Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2021.
- ABNT. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.
- ABRAMENTO, M. *et al.* Reforço do terreno. *In*: Vários autores, **Fundações: teoria e prática**. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.
- ABRAMENTO, M. WHITTLE, A. J. Shear-Lag Analysis of Planar Soil Reinforcement in Plane-Strain Compression. **J. Eng. Mech.**, v. 119, n. 2, p. 270-291, 1993.
- ALVES, Y. C. **Projeto de Contenção e Drenagem em Muro de Arrimo com Uso de Geossintéticos**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Uberlândia. 59 páginas. 2017.
- CRAIG, R. F. **Mecânica dos solos**. 7 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.
- DANTAS, B. T.; EHRLICH, M. **Métodos de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 23, n. 2, p. 113-1333, 2000.
- EHRLICH, M.; BECKER, L. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2020.
- EHRLICH, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls. **J. Geot. Engng., Virvinia**, v. 120, n. 4, p. 625-645, 1994.
- ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R. BERG, R. R. **Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes - design and construction guidelines**. Geotechnical Engineering, Washington, n. FHWA-NHI-00-043. 418 páginas. 2001.
- KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics**. 6 ed. Xlibris, 2012.
- LIMA, P. R. G. **Dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintético e face elaborada com blocos segmentais de concreto**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Alagoas. 117 páginas. 2016.
- MACCAFERRI. **Manual técnico de obras de contenção**. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2001.
- MACCAFERRI. **Manual técnico de reforço de solos**. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2001.
- MALYSZ, R. **Comportamento mecânico de britas empregadas em pavimentação**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 168 páginas. 2004.
- NETO, J. O. A. **Uso de geogrelhas em reforço de solo: Manual para muros e taludes reforçados, aterro sobre solos moles e reforço de fundações**. São Paulo. GeoSoluções, 2015.

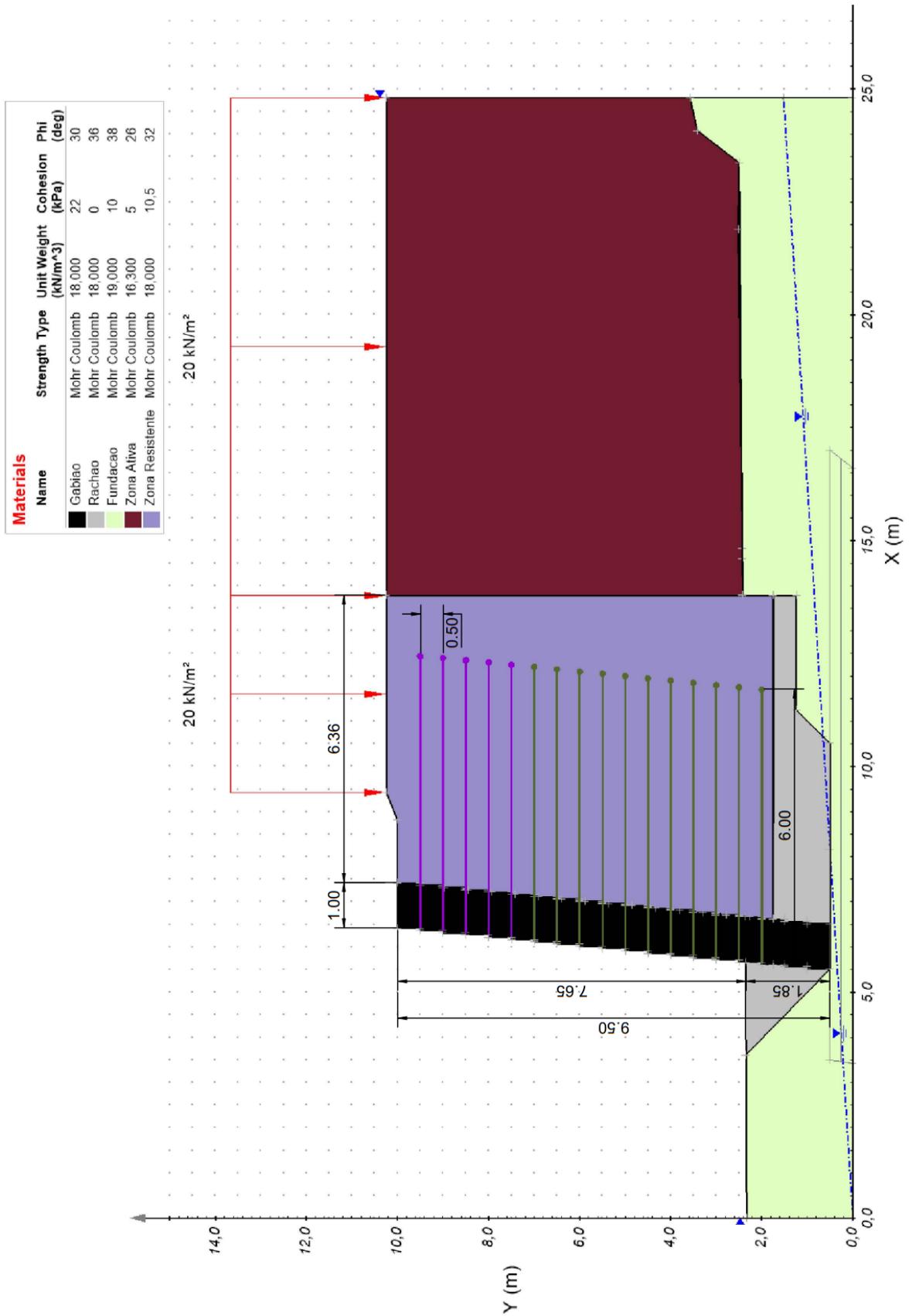
PERALTA, F. N. G. **Comparação de Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 162 páginas. 2007.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2006.

TEIXEIRA, S. H. C. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo. 236 páginas. 2003.

VERTEMATTI, J. C. **Manual brasileiro de geossintéticos**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

APÊNDICE A – Modelo geomecânico de análise de estabilidade



APÊNDICE B – Arranjo final da estrutura

