



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS DE CRATEÚS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

CAUET LACERDA VIEIRA

**MURO DE CONTENÇÃO DE BLOCO DE CONCRETO REFORÇADO COM
GEOGRELHAS: UM ESTUDO DE CASO NOS SERTÕES DE CRATEÚS**

CRATEÚS

2025

CAUET LACERDA VIEIRA

MURO DE CONTENÇÃO DE BLOCO DE CONCRETO REFORÇADO COM
GEOGRELHAS: UM ESTUDO DE CASO NOS SERTÕES DE CRATEÚS

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal do Ceará, como
requisito à obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Thiago Fernandes da
Silva.

CRATEÚS

2025

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- V714m Vieira, Cauet Lacerda.
 Muro de contenção de bloco de concreto reforçado com geogrelhas: um estudo de caso nos sertões de Crateús / Cauet Lacerda Vieira. – 2025.
 104 f. : il. color.
- Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Crateús, Curso de Engenharia Civil, Crateús, 2025.
 Orientação: Prof. Dr. Thiago Fernandes da Silva.
1. Equilíbrio-limite. 2. Geossintéticos. 3. Viabilidade técnico-econômica. 4. Estabilidade interna. I. Título.

CDD 620

CAUET LACERDA VIEIRA

MURO DE CONTENÇÃO DE BLOCO DE CONCRETO REFORÇADO COM
GEOGRELHAS: UM ESTUDO DE CASO NOS SERTÕES DE CRATEÚS

Aprovado em: 06/08/2025.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Thiago Fernandes da Silva (Orientador)

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Álvaro Martins Delgado Neto

Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Me. Felipe Carlos de Araújo

Instituto Federal do Ceará (IFCE)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por tudo que ele fez e ainda tem feito por mim, sem Ele, nada seria possível.

A minha família, minha base, meu alicerce. Especialmente minha mãe Neila Lacerda, minha irmã Maria Cecília e meu pai Gilvan Pacífico.

Agradeço a todos meus amigos e colegas de curso, especialmente aos “manos” da MAC Engenharia, Ermeson, Leonardo, Roberto e Matheus, sem vocês a caminhada teria sido totalmente diferente.

Um agradecimento especial para minha namorada Ana, por todo suporte e apoio nessa etapa.

Ao professor Dr. Thiago Fernandes pela valiosa orientação e disponibilidade para a conclusão deste trabalho.

Por fim, gostaria de deixar um conselho importante:

Seja destemido, tenha perseverança e nunca perca o foco em seu objetivo. Seja paciente e trilhe os caminhos desafiadores para imunizar sua mente e lapidar seu espírito.

RESUMO

A execução de estruturas de contenção em solo reforçado podem ser consideradas como soluções inovadoras na engenharia geotécnica. Estudos recentes apontam benefícios significativos no uso de geossintéticos em obras de contenção, apresentando melhor distribuição de tensões e menor impacto ambiental quando comparados com muros convencionais. Para tal, este trabalho teve como objetivo realizar uma análise da viabilidade técnico-econômica de muro de contenção de bloco estrutural de concreto reforçado com geogrelhas na região dos sertões de Crateús. Para isso, foram estabelecidos parâmetros do muro e do solo de fundação, com posterior dimensionamento de acordo com o método do equilíbrio-limite, verificando a estabilidade externa e interna do muro. Foi considerado o comportamento das tensões em cada camada de reforço, os fatores de segurança para arrancamento e conexão face-reforço, além de uma análise comparativa de custo com um sistema convencional bastante adotado na região de estudo. A partir do dimensionamento, foram analisados três cenários, com alturas de 5, 10 e 15 metros. Ao fim, foi possível dimensionar e projetar uma estrutura de contenção atendendo às condições locais e de segurança. Os resultados mostraram que o peso do solo de enchimento contribui para o confinamento dos reforços, uma vez que as forças máximas de tração nas geogrelhas aumentam com a profundidade. Esse comportamento justifica o uso de geogrelhas mais resistentes nas camadas inferiores e menos resistentes nas superiores, otimizando os custos de projeto. A estabilidade ao arrancamento também apresentou fatores de segurança crescentes com a profundidade, devido ao aumento das tensões verticais. Por outro lado, a conexão face-reforço manteve fatores de segurança quase constantes, com valores mais críticos nas camadas extremas, explicados pela dependência da resistência de ancoragem à tensão vertical efetiva e à maior ação do empuxo ativo horizontal. A análise dos cenários confirmou que o comprimento do reforço deve ser, no mínimo, 50% da altura do muro para garantir a estabilidade externa. Por fim, a comparação de custos entre a estrutura de contenção em solo reforçado e o sistema convencional evidenciou uma economia próxima de 50%, reforçando a viabilidade técnico-econômica e ambiental do sistema, especialmente quando se reaproveita o solo local e se reduz o consumo de cimento.

Palavras-chave: equilíbrio-limite; geossintéticos; viabilidade técnico-econômica; estabilidade interna.

ABSTRACT

The execution of Mechanically Stabilized Earth Walls is considered an innovative solution in geotechnical engineering. Recent studies highlight the significant benefits of using geosynthetics in retaining structures, including improved stress distribution and reduced environmental impact when compared to conventional systems. In this context, this study aimed to analyze the technical and economic feasibility of a retaining wall composed of structural concrete blocks reinforced with geogrids, designed for the semi-arid region of the Crateús hinterlands. Based on a literature review, wall and foundation soil parameters were defined, followed by wall design using the limit equilibrium method. The analysis addressed both external and internal stability, considering stress behavior in each reinforcement layer, safety factors for pullout and face-reinforcement connection, along with a comparative cost analysis involving a conventional solution commonly adopted in the region. Three scenarios were evaluated, with wall heights of 5, 10, and 15 meters, to assess constructive and design constraints. Results indicated that the backfill self-weight contributes to reinforcement confinement, as the maximum tensile forces in the geogrids increase with depth. This behavior supports the use of stronger geogrids at lower layers and weaker ones at the upper layers, optimizing overall design costs. Pullout stability also showed increasing safety factors with depth due to vertical stress increase. Conversely, face-reinforcement connection safety factors remained nearly constant, with critical values observed at the top and bottom layers—explained by the dependence of anchorage resistance on effective vertical stress and the influence of active horizontal thrust. Scenario analysis confirmed that the reinforcement length must be at least 50% of the wall height to ensure external stability. Finally, the cost comparison between the MSEW and the conventional system revealed an approximate 50% savings, reinforcing the technical-economic and environmental feasibility of the proposed solution, especially in regions where local soil reuse is possible and cement consumption can be reduced.

Keywords: limit equilibrium; geosynthetics; economic feasibility; internal stability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 - Perfil de muros em alvenaria de pedra.....	19
Figura 02 - Muro de gravidade em alvenaria de pedra.....	20
Figura 03 - Pré-Dimensionamento de muro de flexão em concreto armado.....	21
Figura 04 - Pré-Dimensionamento de muro de flexão com contrafortes em concreto armado....	22
Figura 05 - Execução de muro de flexão em concreto armado.....	22
Figura 06 - Estruturas de contenções reforçadas com geogrelhas na cidade de Cajamar SP em 2021.....	23
Figura 07 - Esquemas de muros com solo reforçado.....	24
Figura 08 - Tipos de faceamento: a) vegetação; b) concreto projetado; c).....	24
Figura 09 - Cortina atirantada contendo encosta em estrada.....	25
Figura 10 - Impactos ambientais causados na indústria de fabricação de estruturas metálicas....	27
Figura 11 - Bloco de concreto 14x19x39cm (a) - perspectiva, (b) face de assentamento.....	29
Figura 12 - Bloco de concreto 14x19x39cm corte transversal (medidas em cm).....	29
Figura 13 - Bloco de concreto de vedação recém moldado, com detalhe para porções da mistura de concreto com consistência seca junto ao bloco.....	31
Figura 14 - Geogrelhas.....	32
Figura 15 - Geogrelha Extrudada.....	33
Figura 16 - Geogrelha Soldada.....	33
Figura 17 - Geogrelha Tecida.....	34
Figura 18 - Idealização do princípio de atuação do reforço num maciço de solo.....	35
Figura 19 - Estrutura física ilustrativa de uma geogrelha. Interação com o solo.....	36
Figura 20 - Mobilização de tensões em sistemas de solos reforçados com diferentes rigidezes..	38
Figura 21 - Comparativo de custo entre técnicas de contenção.....	41
Figura 22 - Seção transversal típica de um muro de solo reforçado com geossintéticos.....	42
Figura 23 - Mecanismos para verificação de estabilidade externa. Deslizamento (a), o tombamento (b), a capacidade de carga da fundação (c) e a ruptura global (d).....	43
Figura 24 - Forças atuantes para estudo de estabilidade externa.....	45
Figura 25 - Distribuição das tensões verticais na base.....	47
Figura 26 - Análise de estabilidade global.....	49
Figura 27 - Ação do empuxo nos estados ativo, passivo e repouso.....	51
Figura 28 - Mecanismos para verificação da estabilidade interna: (A) Ruptura dos reforços, (B) Arrancamento dos reforços, (C) Desprendimento da face e (D) Instabilidade local.....	53
Figura 29 - Tensões induzidas pela compactação do solo.....	57
Figura 30 - Profundidade de influência da compactação.....	59
Figura 31 - Esquema do equilíbrio interno da massa de solo reforçado, segundo Ehrlich e Mitchell (1994).....	60
Figura 32 - Ábacos para determinação do parâmetro “X” e posterior cálculo da T _{máx}	62

Figura 33 - Fluxograma da metodologia do trabalho.....	65
Figura 34 - Esquema das forças e variáveis envolvidas na análise de estabilidade externa.....	69
Figura 35 - Cargas atuantes na ECSR.....	70
Figura 36 - Pré-dimensionamento do muro de gravidade com perfil trapezoidal.....	71
Gráfico 01 - Comportamento da tensão máxima conforme a profundidade da estrutura.....	84
Gráfico 02 - Comportamento dos fatores de segurança conforme profundidade.....	86
Figura 37 - Seção transversal da ECSR.....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Parâmetros adotados para o dimensionamento da estrutura.....	39
Tabela 02 - Fatores de segurança e condições mecânicas para análise do equilíbrio externo de uma ECSR.....	44
Tabela 03 - Fatores de redução para maciços reforçados.....	54
Tabela 04 - Valores usuais de índice de Rigidez Relativa (S_i).....	55
Tabela 05 - Parâmetros de entrada do muro.....	73
Tabela 06 - Cálculo do coeficiente de empuxo ativo (K_a) e o empuxo ativo (E).....	74
Tabela 07 - Cálculo da verificação ao deslizamento.....	74
Tabela 08 - Cálculo da verificação ao tombamento.....	74
Tabela 09 - Cálculo das tensões atuantes na base do muro.....	75
Tabela 10 - Cálculo dos fatores e da capacidade de carga do terreno de fundação.....	76
Tabela 11 - Características do rolo compactador.....	76
Tabela 12 - Cálculo da tensão vertical decorrente do procedimento de compactação.....	77
Tabela 13 - Planilha de cálculo para a primeira iteração.....	78
Tabela 14 - Características da geogrelha com resistência à tração de 35MP.....	79
Tabela 15 - Planilha de cálculo para a segunda iteração.....	79
Tabela 16 - Características da geogrelha com resistência à tração de 55MP.....	80
Tabela 17 - Planilha de cálculo para a terceira iteração.....	81
Tabela 18 - Cálculo do fator de resistência ao arrancamento.....	82
Tabela 19 - Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços.....	82
Tabela 20 - Fatores de segurança referente a conexão entre o reforço e o faceamento.....	83
Tabela 21 - Levantamento de custos da ECSR.....	91
Tabela 22 - Levantamento de custos da estrutura convencional em alvenaria de pedra argamassada.....	92

LISTA DE QUADROS

Quadro 01 - Descrição do Pré-dimensionamento da ECSR.....	67
Quadro 02 - Cargas atuantes na ECSR.....	69
Quadro 03 - Verificação de dimensionamento para diferentes cenários.....	90

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ECSR	Estrutura de Contenção em Solo Reforçado
MSEW	Mechanically Stabilized Earth Wall
CO ₂	Dióxido de Carbono
NBR	Norma Brasileira
PVA	Álcool de Polivinila
FHWA	Federal Highway Administration
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
BS	British Standard
SEINFRA	Secretaria de Infraestrutura
CR	Parâmetro de Acoplamento
SMOP	Secretaria Municipal de Obras Públicas
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
SCO	Sistema de Custos de Obras e Serviços de Engenharia
INCC-DI	Índice Nacional de Custo da Construção - Disponibilidade Interna
FS	Fator de Segurança
D	Embutimento da fundação da estrutura
N _c , N _q e N _y	Fatores de capacidade de carga
F _{ci} , F _{qi} e F _{yi}	Fatores de excentricidade e inclinação da carga
FS _g	Fator de segurança global
Si	Índice de rigidez relativa
B'	Largura efetiva da fundação
q_{max}	Capacidade de carga do solo de fundação
fa	Coeficiente de aderência entre o solo e o reforço
K	Módulo tangente inicial
n	Módulo expoente
S _v	Espaçamento dos reforços
FS _d	Fator de segurança ao deslizamento
FS _t	Fator de segurança ao tombamento
e	Excentricidade de carga

W	Peso próprio
T_d	Resistência de projeto do reforço
$T_{m\acute{a}x}$	Força máxima de tração
X	Valor adimensional extraído do ábaco (Método de Ehrlich & Mitchell)
z	Profundidade
J_r	Módulo de rigidez do reforço
Sh	Comprimento de ancoragem
q	Sobrecarga
Q	Carga estática
K_a	Coefficiente de empuxo ativo
K_p	Coefficiente de empuxo passivo
K_o	Coefficiente de empuxo no estado de repouso
Pa	Empuxo ativo resultante
c	Coesão
c'	Coesão efetiva
H	Altura
L_r	Comprimento do reforço

LISTA DE SÍMBOLOS

σ	Tensão normal
σ_v	Tensão vertical
σ_v'	Tensão vertical efetiva
τ	Tensão de cisalhamento
γ	Peso específico
γ'	Peso específico efetivo
φ	Ângulo de atrito interno
δ	Ângulo de atrito solo-reforço
ω	Ângulo de inclinação da face do muro
β	Deformabilidade relativa entre solo e reforço
y_E	Braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura
$\sigma'_{zc,i}$	Tensão vertical máxima induzida pela compactação
σ'_{zc}	Tensão vertical de compactação
σ'_z	Tensão vertical atuante
ν_0	Coeficiente de poisson inicial
α	Fator de correção do efeito de escala

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	16
1.1 Objetivos.....	17
<i>1.1.1 Objetivo geral.....</i>	<i>17</i>
<i>1.1.2 Objetivos específicos.....</i>	<i>17</i>
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	18
2.1 Sistemas convencionais de estruturas de contenção.....	18
<i>2.1.1 Estruturas de contenção convencionais com reaterro.....</i>	<i>18</i>
<i>2.1.1.1 Muro de gravidade.....</i>	<i>18</i>
<i>2.1.1.2 Muro de flexão.....</i>	<i>20</i>
<i>2.1.1.3 Muro de solo reforçado com geossintético.....</i>	<i>23</i>
<i>2.1.2 Estruturas de contenção convencionais sem reaterro.....</i>	<i>25</i>
<i>2.1.2.1 Cortinas atirantadas.....</i>	<i>25</i>
<i>2.1.3 Componentes principais dos muros de contenção.....</i>	<i>26</i>
<i>2.1.3.1 Concreto Armado.....</i>	<i>26</i>
<i>2.1.3.2 Aço.....</i>	<i>26</i>
<i>2.1.3.3 Geossintéticos.....</i>	<i>27</i>
<i>2.1.3.4 Bloco estrutural de concreto.....</i>	<i>28</i>
2.2 Geogrelhas como reforço de solo.....	31
2.3 Interação da face em blocos de concreto com reforço de geogrelhas para estruturas de contenção em solo reforçado.....	36
2.4 Dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado.....	42
<i>2.4.1 Estabilidade externa.....</i>	<i>43</i>
<i>2.4.1.1 Deslizamento.....</i>	<i>44</i>
<i>2.4.1.2 Tombamento.....</i>	<i>45</i>
<i>2.4.1.3 Ruína do solo de fundação.....</i>	<i>46</i>
<i>2.4.1.4 Ruptura global.....</i>	<i>49</i>
<i>2.4.2 Empuxo de terra.....</i>	<i>50</i>
<i>2.4.2.1 Coeficientes de empuxo.....</i>	<i>50</i>
<i>2.4.2.2 Cálculo do empuxo de terra.....</i>	<i>51</i>
<i>2.4.3 Estabilidade interna.....</i>	<i>52</i>
<i>2.4.3.1 Efeitos da rigidez do parâmetro solo-reforço.....</i>	<i>55</i>
<i>2.4.3.2 Influência da compactação do solo.....</i>	<i>56</i>
<i>2.4.4 Método de Ehrlich e Mitchell (1994).....</i>	<i>59</i>
<i>2.4.4.1 Tensões máximas nos reforços.....</i>	<i>60</i>
<i>2.4.4.2 Verificação de arrancamento dos reforços.....</i>	<i>62</i>
<i>2.4.4.3 Eficiência de conexão entre o reforço e o faceamento.....</i>	<i>64</i>
3 METODOLOGIA.....	65
3.1 Caracterização do muro.....	66
3.2 Modelagem geométrica e definição dos parâmetros.....	66

3.3 Dimensionamento estrutural.....	68
3.3.1 Cargas Atuantes.....	69
3.4 Análise de diferentes cenários.....	71
3.5 Comparação com sistemas convencionais.....	71
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	73
4.1 Dimensionamento da estrutura com solo arenoso característico local.....	73
4.1.1 Parâmetros.....	73
4.1.2 Análise da estabilidade externa.....	73
4.1.2.1 Cálculo do empuxo da zona não reforçada.....	73
4.1.2.2 Verificação do deslizamento.....	74
4.1.2.3 Verificação do tombamento.....	74
4.1.2.4 Verificação das tensões na base.....	75
4.1.2.5 Capacidade de carga do terreno de fundação.....	75
4.1.3 Análise da estabilidade interna.....	76
4.1.3.1 Cálculo da tensão vertical induzida pela compactação.....	76
4.1.3.2 Cálculo da tensão vertical geostática no nível do reforço.....	77
4.1.3.3 Cálculo da tensão σ'_{zc}	77
4.1.3.4 Cálculo de β	77
4.1.3.5 Cálculo de $T_{m\acute{a}x}$	78
4.1.3.6 Seleção das características dos reforços.....	79
4.1.3.7 Análise da estabilidade ao arrancamento.....	81
4.1.3.8 Análise da eficiência da conexão entre o reforço e o faceamento.....	83
4.2 Análise do dimensionamento.....	83
4.2.1 Forças máximas de tração.....	84
4.2.2 Análise dos fatores de segurança.....	85
4.2.3 Esquema final da ECSR.....	86
4.3 Diferentes cenários e limitações.....	89
4.4 Comparativo econômico com sistema convencional.....	91
5 CONCLUSÃO.....	94
REFERÊNCIAS.....	96
ANEXO A.....	102
ANEXO B.....	103

1 INTRODUÇÃO

A contenção de desníveis em terrenos é uma necessidade recorrente em obras de infraestrutura urbana, possuindo o papel de garantir a estabilidade e segurança de edificações, vias e aterros. A ausência dessas estruturas podem acarretar em movimentação e ruptura de solo ou até comprometimento de obras vizinhas, impactando diretamente no custo de manutenção e causando riscos à segurança do usuário. Segundo Pereira Duarte (2013), o estudo dos processos de estabilização de taludes e suas formas de contenção, como os muros de arrimo, tornam-se cada vez mais necessários na medida em que os desastres devido a escorregamentos têm-se tornado cada vez mais frequentes.

Nos sertões de Crateús, a composição do solo é predominantemente arenosa, apresentando, geralmente, elevada resistência quando seco, com coesão quase nula. Essa característica impõe desafios à execução de estruturas de contenção, sobretudo pela possibilidade de recalques ou rupturas localizadas após chuvas intensas. No entanto, ao realizar o dimensionamento na situação crítica do solo, a estrutura será dimensionada corretamente.

Tendo em vista as características do solo e condições locais, as obras estruturas de contenção mais frequentes na região tornam-se as mais convencionais, como muro de arrimo com bloco estrutural e muros de gravidade para obras de grande porte. Diante da necessidade de soluções mais econômicas e sustentáveis, surge a problemática de investigação sobre a viabilidade do incremento de geogrelhas em muros de contenção com blocos de concreto, reduzindo o consumo de aço e alcançando maiores alturas.

Avaliando questões econômicas, por exemplo, segundo Paixão e Rasmussen (2020), a execução do muro de solo reforçado com geogrelha ficaria mais econômico em relação ao de terra armada. Enquanto o muro de solo reforçado teria um custo de R\$ 698,45 por m², o muro em terra armada teria um valor de R\$ 1.142,09 por m², ou seja, a solução em solo reforçado com geogrelha possui custo de cerca de 38,84% inferior ao da terra armada. Ou seja, isso demonstra que há viabilidade no uso desses geossintéticos nas obras de contenções.

Estudos recentes apontam benefícios significativos no uso de geossintéticos em estruturas de contenção. Barbosa Júnior (2023) comparou muros convencionais com muros de solo reforçado por geossintéticos, concluindo que o segundo apresenta melhor distribuição de tensões e menor impacto ambiental. Em outro trabalho, Menezes (2022) destaca a eficiência das geogrelhas na melhoria da resistência global de obras geotécnicas.

Diante disso, esta pesquisa se justifica pela busca de soluções técnicas que atendam às necessidades da infraestrutura local com melhor custo-benefício, reduzindo também o consumo de cimento, aumentando a resistência à tração e aumento da estabilidade global de estruturas de contenção nos sertões de Crateús.

Portanto, este trabalho é uma proposta de solução, onde é feito um estudo da combinação entre o bloco estrutural de concreto e a geogrelha como alternativa técnica viável para obras de contenção nos Sertões de Crateús, contribuindo para o desenvolvimento de soluções mais econômicas, sustentáveis e adequadas às particularidades dos solos da região.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Analisar a viabilidade técnico-econômica de muro de contenção de bloco estrutural de concreto reforçado com geogrelhas na região dos sertões de Crateús.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- Avaliar a estabilidade interna e externa da contenção em bloco de concreto reforçado com geogrelhas por meio de dimensionamento via método equilíbrio limite;
- Comparar viabilidade econômica entre contenção de bloco de concreto reforçado com geogrelha e um muro de arrimo convencional.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Sistemas convencionais de estruturas de contenção

Cunha (1991) afirma que as estruturas de contenção, são obras que têm o propósito de prover estabilidade contra a ruptura de maciços de solos ou rejeitos. Estas devem estar em harmonia com o ambiente ao seu redor, tanto no ponto de vista paisagístico quanto ambiental, e logicamente, cumprindo sua função estrutural. Além disso, é fundamental que adotem soluções de fácil dimensionamento, com resistência compatível às exigências do projeto e que garantam uma longa vida útil à obra.

As estruturas de contenção estão bem presentes nas obras de fundações são elementos indispensáveis em projetos e estradas, estabilização de encostas, barragens, subsolos para estacionamentos, entre outros. É uma solução geotécnica para garantir estabilidade de terrenos com desníveis, promovendo aproveitamento de espaço e garantindo segurança.

As estruturas de contenção podem se dividir, basicamente, em dois grupos: estruturas de contenção convencionais (muros de gravidade, flexão, com contraforte e gabiões) e estruturas de contenção em solo reforçado. Estas utilizam um sistema de estabilização interna, através de reforços, que podem ser sintéticos ou metálicos e se prolongam no interior do solo além da cunha potencial de ruptura. Aqueles são estabilizados externamente, através de uma estrutura que se contrapõe aos empuxos gerados pelo maciço de terra (PLÁCIDO; KAMIJI; BUENO, 2010). No entanto, como base fundamentadora deste estudo, foram analisados os sistemas com e sem reaterro.

2.1.1 Estruturas de contenção convencionais com reaterro

As estruturas de contenção com reaterro são bastante observadas em obras de geotecnia, esses sistemas são aqueles que dependem de uma massa de solo compactado atrás da estrutura de contenção.

2.1.1.1 Muro de gravidade

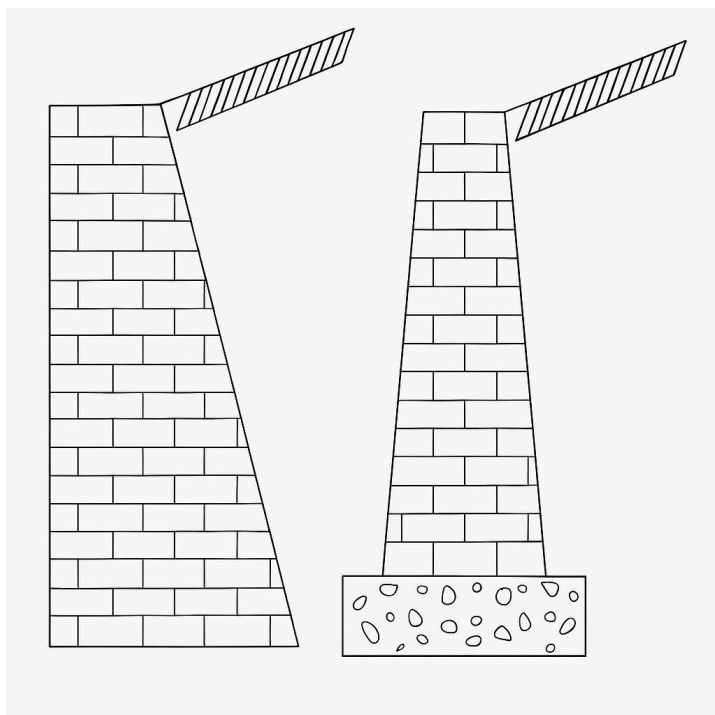
Muros gravidade são estruturas corridas que se opõem aos empuxos horizontais pelo próprio peso. Geralmente, são utilizados para conter desníveis pequenos ou médios, inferiores a cerca de 5 m. Eles podem ser construídos de pedra, concreto (simples ou armado), gabiões ou ainda pneus usados (GERSCOVICH, 2008.), ainda segundo Oliveira Andrade (2018), Em

virtude do alto custo, a aplicação destes muros se tornou pouco frequente, especialmente em muros com maiores alturas.

Os muros construídos em alvenaria de pedra estão entre os mais antigos e amplamente utilizados historicamente. No entanto, devido ao seu alto custo de execução, seu uso tem se tornado menos comum, especialmente em contenções de maior porte ou altura (GERSCOVICH, 2008.).

Nas Figuras 01 e 02 apresentam exemplos de muros em alvenaria de pedra.

Figura 01 - Perfil de muros em alvenaria de pedra.



Fonte: Autor (2025).

Ainda segundo Gerscovich (2008), esse tipo de muro oferece como principais vantagens a simplicidade construtiva e a dispensa de sistemas de drenagem, uma vez que o próprio material possui características drenantes. Além disso, apresenta baixo custo, sobretudo quando há disponibilidade de blocos de pedra na região. Contudo, a estabilidade interna depende de blocos com dimensões relativamente regulares, o que pode resultar em menor atrito entre as unidades e, conseqüentemente, em uma menor resistência ao deslizamento interno.

Figura 02 - Muro de gravidade em alvenaria de pedra.



Fonte: Diprotec Geossintéticos (2008).

Os muros de gravidade são caracterizados pela necessidade de compactação do solo de reaterro após a construção da estrutura, ou simultaneamente a ela, como ocorre nos gabiões. Isso muitas vezes exige escavações no terreno natural. O reaterro geralmente é composto por uma mistura de solo natural e material de aterro, o que confere ao sistema uma composição heterogênea. Essa condição pode resultar na formação de superfícies de deslizamento na zona de contato entre o solo natural e o aterro compactado (BARROS, 2010).

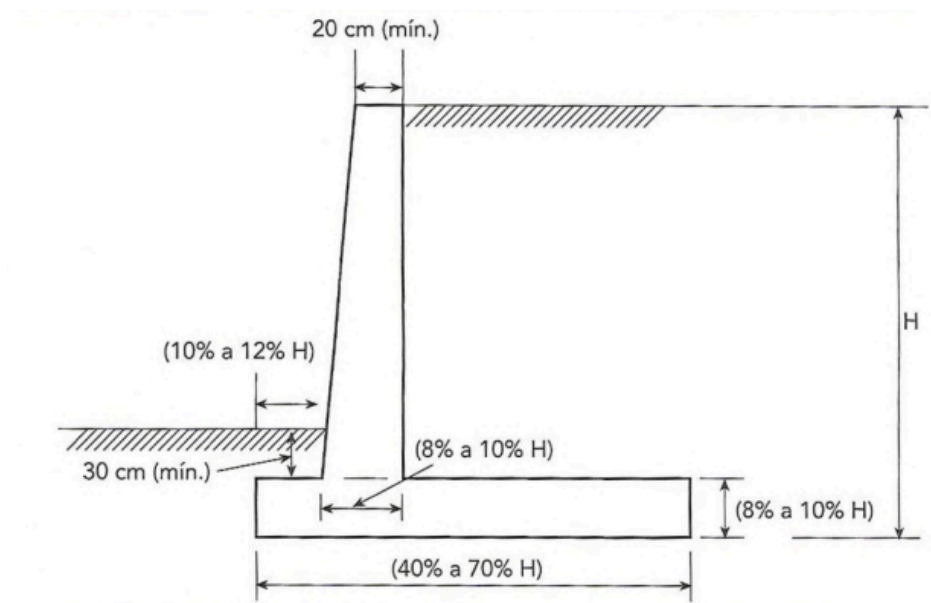
Ainda segundo Barros (2010), a principal vantagem dos muros de gravidade está na simplicidade de sua execução, não exigindo, na maioria dos casos, mão de obra especializada. Contudo, quando aplicados a desníveis elevados, a grande demanda por material estrutural torna-se um fator limitante, restringindo seu uso a obras de pequeno e médio porte.

2.1.1.2 Muro de flexão

Os muros de flexão são estruturas esbeltas, com seção transversal geralmente em forma de “L”, que resistem aos empuxos por meio da flexão da parede e da reação do peso do solo sobre a base. Normalmente executados em concreto armado, são recomendados para

alturas de até 5 a 7 metros, tornando-se antieconômicos em dimensões superiores. A base costuma ter largura entre 50% e 70% da altura do muro, e a face do paramento atua predominantemente à flexão, podendo receber vigas de enrijecimento em casos de estruturas mais altas (GERSCOVICH, DANZIGER E SARAMAGO, 2016). Na Figura 03, pode ser observado o pré-dimensionamento desse tipo de muro, por Marchetti (2011).

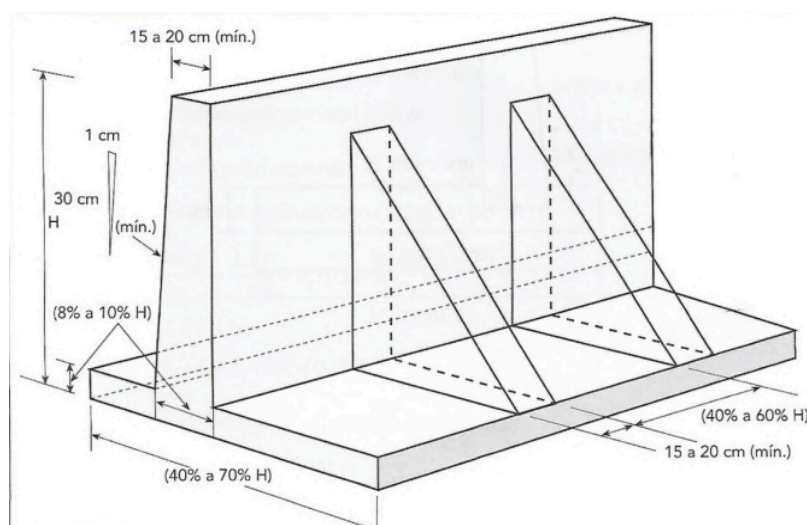
Figura 03 - Pré-Dimensionamento de muro de flexão em concreto armado.



Fonte: Marchetti (2007).

Para muros com altura superior a aproximadamente 5 metros, recomenda-se o uso de contrafortes (ou nervuras) com o objetivo de aumentar a estabilidade frente ao tombamento. Quando os contrafortes estão dispostos na laje de base interna, ou seja, sob o retroaterro, devem ser adequadamente armados para resistirem aos esforços de tração. Já na configuração em que a laje se projeta para fora do retroaterro, os contrafortes atuam predominantemente à compressão. Contudo, essa disposição é menos comum, pois reduz o espaço útil a jusante da estrutura. Em geral, os contrafortes são espaçados em intervalos de cerca de 70% da altura total do muro (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016). Na Figura 04, pode ser observado uma metodologia de pré-dimensionamento para o muro de flexão, de acordo com Marchetti (2011).

Figura 04 - Pré-Dimensionamento de muro de flexão com contrafortes em concreto armado.



Fonte: Marchetti (2011).

Ainda segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), em determinadas situações, os muros de flexão, quando associados a um sistema de drenagem eficiente, tornam-se a única solução viável para estabilizar o maciço. Nesses casos, pode-se utilizar vigas de enrijecimento ou ainda ancoragens com tirantes na base, visando melhorar a estabilidade global da estrutura. Essa alternativa é particularmente indicada em locais onde há restrição de espaço para a execução da base com dimensões convencionais, ou quando o muro se apoia sobre fundações em rocha sã ou alterada. Na Figura 05, pode ser observada uma obra de um muro de flexão em concreto armado.

Figura 05 - Execução de muro de flexão em concreto armado.



Fonte: Concretlaje (2016).

Estruturalmente, esses muros são compostos por uma laje de base horizontal e uma laje vertical, ambas podendo ser executadas em concreto armado moldado in loco ou com elementos pré-fabricados (OLIVEIRA ANDRADE, 2018).

2.1.1.3 Muro de solo reforçado com geossintético

As Estruturas de CONTENÇÃO em Solo Reforçado com Geossintéticos (ECSR), do inglês Geosynthetic Reinforced Soil (GRS), também chamadas de Muros Mecanicamente Estabilizados, do inglês Mechanically Stabilized Earth Wall (MSEW), são formadas basicamente por quatro elementos: o solo, reforços, faceamento e drenagem (ROCHA, 2024).

Os geossintéticos são materiais produzidos a partir de polímeros e, conforme sua tipologia, podem desempenhar diferentes funções em obras geotécnicas. Entre suas principais aplicações, destaca-se o uso como elementos de reforço e estabilização de maciços de solo, especialmente em estruturas de contenção como encostas e aterros. Nesses contextos, os geotêxteis e, sobretudo, as geogrelhas se mostram os mais adequados. (GERSCOVICH; DANZIGER; SARAMAGO, 2016).

Ainda segundo Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), As geogrelhas funcionam como uma espécie de “armadura” do solo, contribuindo significativamente para o aumento da resistência do maciço onde são incorporadas. Esses materiais são projetados para suportar elevados esforços de tração e devem ser dimensionados adequadamente para evitar a instabilização do solo, como a formação de cunhas de ruptura. Além disso, seu uso deve assegurar que as deformações e deslocamentos gerados no maciço não comprometam o desempenho funcional da estrutura de contenção. Na Figura 06, são apresentadas ECSR na cidade de Cajamar (São Paulo) em 2021.

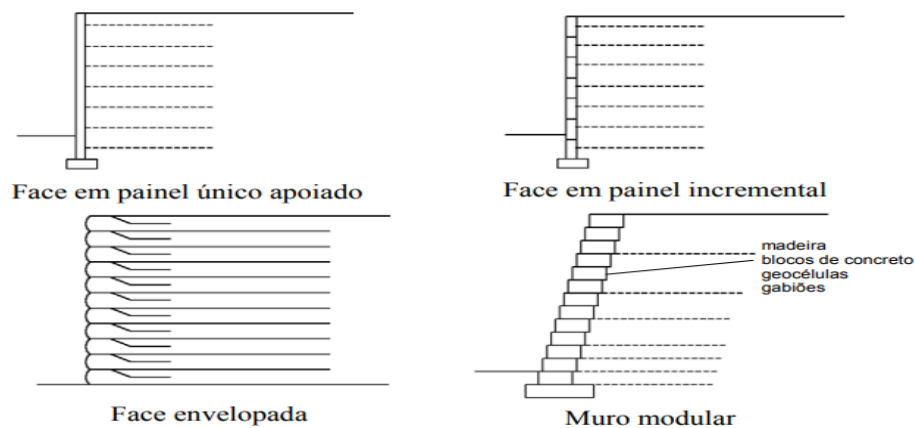
Figura 06 - Estruturas de contenções reforçadas com geogrelhas na cidade de Cajamar SP em 2021.



Fonte: Rocha et al. (2022a) e Rocha et al. (2022b).

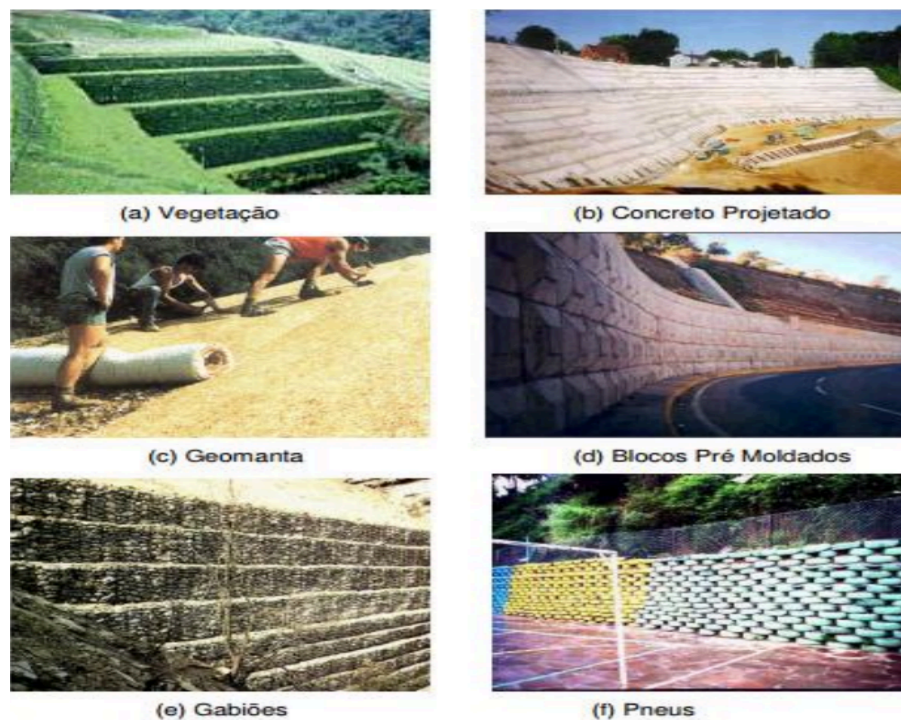
A estabilidade local do aterro junto à face frontal do muro é garantida pela fixação do material de reforço aos elementos de face, que podem ser confeccionados em materiais poliméricos, madeira, concreto, grelhas metálicas, entre outros, em diferentes formatos. Na América do Norte, observou-se que muros de contenção com reforço podem ser construídos com até 50% do custo dos muros de gravidade convencionais (BATHURST, [s.d.]). Na Figura 07, são apresentados os diferentes esquemas para esse tipo de contenção, e na Figura 08 apresenta os diferentes tipos de faceamento.

Figura 07 - Esquemas de muros com solo reforçado.



Fonte: Bathurst (s.d.).

Figura 08 - Tipos de faceamento: a) vegetação; b) concreto projetado; c) geomanta; d) blocos pré-moldados; e) gabiões; f) pneus.



Fonte: SIEIRA (2003).

2.1.2 Estruturas de contenção convencionais sem reaterro

As estruturas de contenção convencionais sem reaterro são aquelas que não dependem de um maciço de solo compactado na parte posterior (reaterro) para garantir sua estabilidade.

2.1.2.1 Cortinas atirantadas

Segundo Tacitano (2006), parede ou cortina de contenção é todo elemento ou estrutura plana, geralmente vertical, destinado a contrapor-se a tensões geradas por empuxos de solo e/ou água em um maciço de solo cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação ou eventual reaterro, que tenha ocorrido em um de seus lados, sendo caracterizada pela pequena deslocabilidade.

A técnica da cortina atirantada permite a ocupação de determinadas áreas que antes eram ignoradas pelo alto risco de desabamento, gerando um aproveitamento maior do terreno (RANZINI; NEGRO JÚNIOR, 1998).

Esse tipo de estrutura de contenção só apresenta desempenho adequado quando há um comportamento monolítico entre a cortina de concreto armado e os tirantes, que atuam sob tração. Os tirantes são elementos ancorados, em uma de suas extremidades, aos painéis de concreto armado, os quais absorvem os esforços de reação gerados pela tração aplicada. Assim, a estabilidade da estrutura depende diretamente da interação eficiente entre os tirantes e a cortina de concreto armado, garantindo o funcionamento conjunto do sistema (GUIMARÃES, 2015). Na Figura 09, é apresentada uma cortina atirantada em uma obra de infraestrutura viária.

Figura 09 - Cortina atirantada contendo encosta em estrada



Fonte: AECweb (2023).

2.1.3 Componentes principais dos muros de contenção

2.1.3.1 Concreto Armado

O concreto é um material de construção desenvolvido para atender à crescente demanda por estruturas mais complexas, conforme o avanço das necessidades humanas e sociais. Sua composição básica envolve agregados graúdos (brita), agregados miúdos (areia), cimento e água, que atua como agente de hidratação e união dos componentes.

Ainda segundo Matildes (2022), atualmente, o concreto tem passado por inovações constantes, com o uso de aditivos químicos e minerais que visam aprimorar seu desempenho de acordo com a aplicação específica. Considerado uma pedra artificial, o concreto apresenta elevada resistência à compressão, mas baixa resistência à tração. Para superar essa limitação, foram realizados estudos que resultaram na incorporação do aço, cuja compatibilidade física e química com o concreto possibilitou o surgimento do concreto armado.

O concreto convencional é um material caracterizado por sua alta resistência e durabilidade, o que o torna amplamente utilizado na construção civil. No entanto, a indústria do concreto é a maior consumidora de recursos naturais, essenciais para a produção de cimento Portland, a extração de agregados e a obtenção de água para a fabricação do concreto. Um dos principais componentes do concreto é o cimento, cuja produção gera grandes quantidades de CO₂, contribuindo significativamente para o aquecimento global. Além disso, o concreto favorece a formação de ilhas de calor devido à sua alta capacidade de absorção, especialmente quando substitui a camada vegetal, que naturalmente reflete os raios solares. O concreto também é um produto impermeável, o que contribui para o agravamento das enchentes (TORMEN; MULITERNO; KRIPKA; FERRAZZO; KORF, 2018).

2.1.3.2 Aço

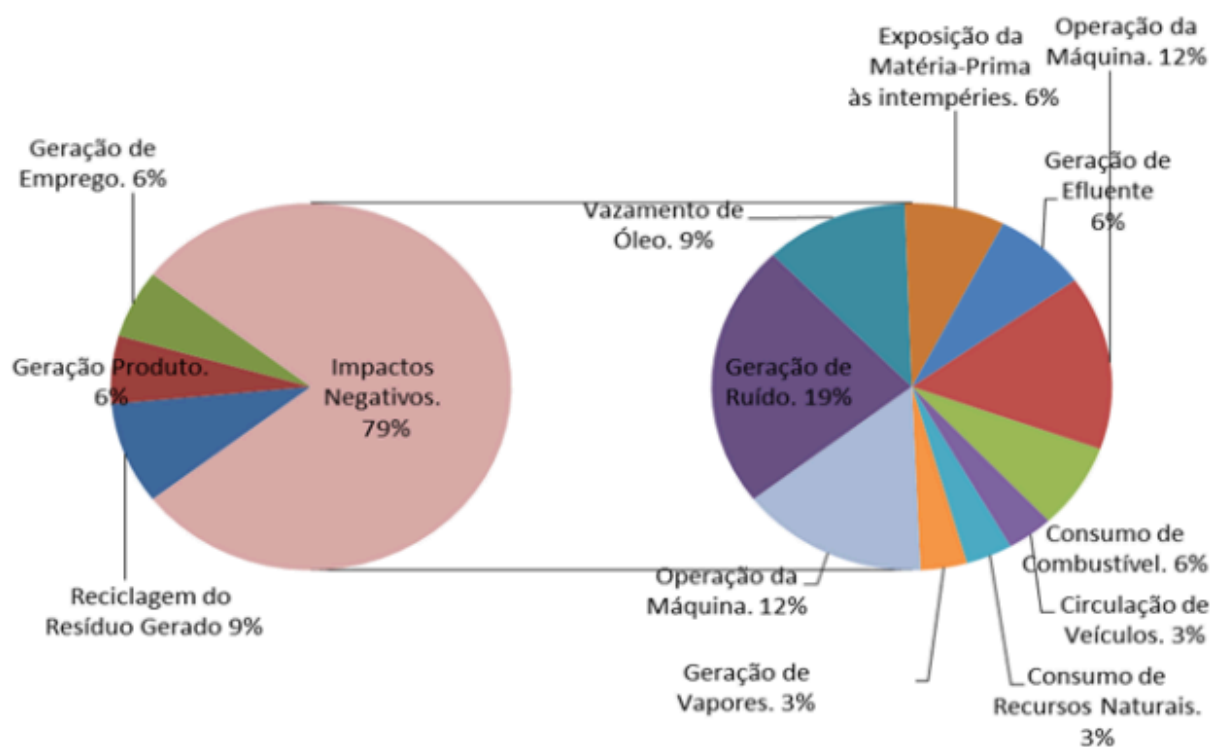
Segundo Leques, Bolina e Moraes (2020), o aço é basicamente uma liga de ferro, de carbono e de outros elementos secundários como manganês, enxofre, silício e manganês. Em geral, pode conter de 0,008% a 2,11% em peso de carbono. O ferro, além de ser um dos elementos mais presentes na litosfera da Terra, é extraído da natureza sob a forma de minério de ferro.

O processo de obtenção do minério do ferro consiste na extração do minério, em regiões em que ele é abundante, e transporte, para passar pelo processo de tratamento e

beneficiamento. Para isso, são necessárias imensas áreas, que além de causar impactos no ambiente, gera impacto econômico e social. O processo de beneficiamento, que passa pelos processos de britamento, classificação, moagem, concentração e aglomeração, é o que mais provoca resíduo (LEQUES; BOLINA; MORAES, 2020).

Segundo o Relatório de Sustentabilidade da Indústria Brasileira de 2018, para cada tonelada de produção de aço bruto, 1,9 toneladas de CO₂ são emitidas. Machado, Silva e Rizk (2014) fizeram um diagnóstico do impacto ambiental de uma indústria brasileira de fabricação de estruturas metálicas, em que foram levantados 33 impactos ambientais, resultando em 79% negativo e 21% positivo, a Figura 10 retrata o resumo do estudo.

Figura 10 - Impactos ambientais causados na indústria de fabricação de estruturas metálicas.



Fonte: Leques, Bolina e Moraes (2020).

2.1.3.3 Geossintéticos

Geossintéticos são materiais poliméricos fabricados industrialmente, empregados para resolver desafios em obras geotécnicas e de proteção ambiental. Eles apresentam ampla gama de aplicações, incluindo o reforço de estruturas de contenção, taludes íngremes e aterros sobre solos moles, bem como a estabilização de solos, drenagem, filtração, contenção de fluidos e gases, controle da erosão, retenção de sedimentos, proteção ambiental e remediação

de áreas contaminadas. Por serem sintéticos, oferecem elevada durabilidade, característica essencial em obras que exigem longa vida útil.

A invenção dos geossintéticos ocorreu no período pós-Segunda Guerra Mundial, impulsionada pelo avanço da indústria petroquímica. Embora não sejam considerados materiais recentes, seu uso só ganhou maior destaque a partir da década de 1990, quando surgiram novas variedades e aplicações. No Brasil, apesar do crescimento significativo na utilização desses materiais nas últimas duas décadas, seu emprego ainda é relativamente modesto em comparação com países desenvolvidos, e até mesmo inferior ao de nações com economias ou territórios menores (PALMEIRA, 2018). Entre as principais vantagens dos geossintéticos, destacam-se:

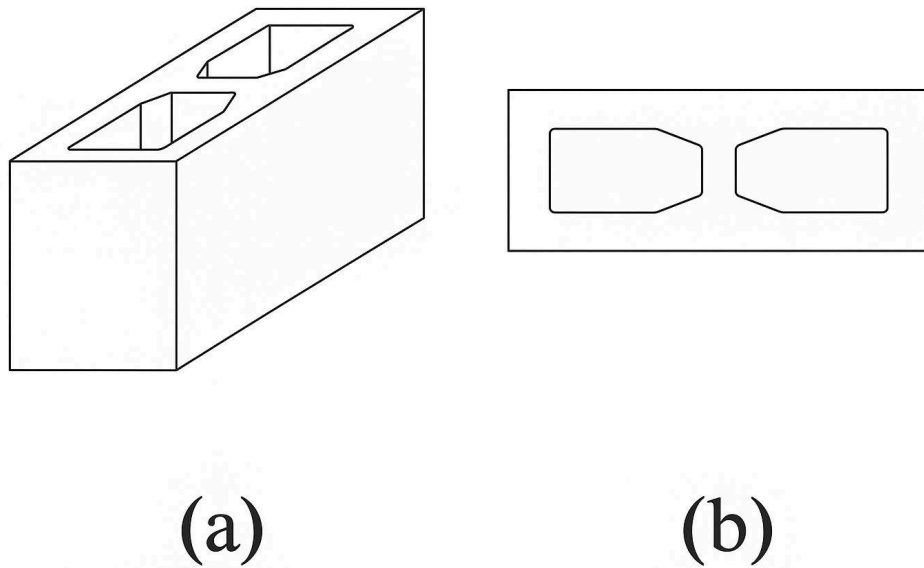
- i. Versatilidade, o que permite a disponibilização constante de novos produtos, com propriedades que atendem necessidades específicas de cada projeto;
- ii. A confiabilidade de produtos com controle industrial capazes de suportar solicitações extremas;
- iii. Menos tempo de execução de obras, devido à facilidade de instalação;
- iv. Preservação de recursos naturais, por serem produtos alternativos aos materiais naturais como solos e materiais granulares;
- v. Baixo custo.

Nas últimas décadas, os geossintéticos têm assumido um papel essencial na engenharia, substituindo e aprimorando métodos convencionais. Sua aplicação em conjunto com solos e agregados possibilita soluções mais ágeis, leves, esbeltas, seguras e economicamente viáveis (VERTEMATTI, 2004).

2.1.3.4 Bloco estrutural de concreto

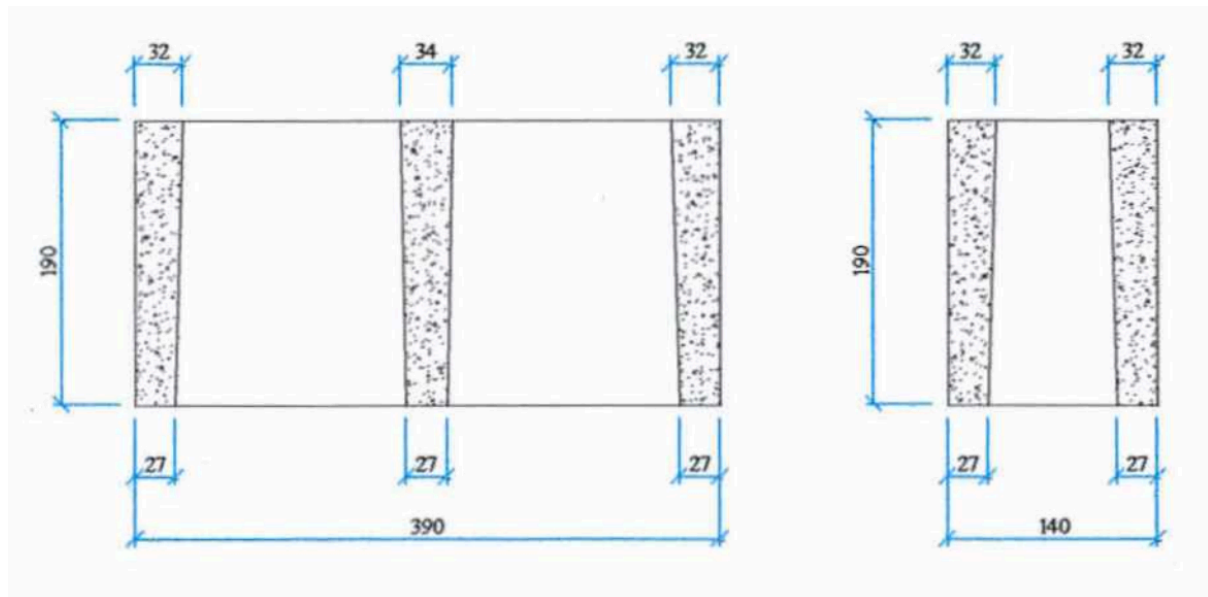
O bloco de concreto vazado é um componente industrializado, produzido em equipamentos que realizam a vibração e prensagem dos insumos utilizados na sua composição e fabricação (SANTOS, 2011). Nas Figuras 11 e 12, é apresentado o bloco estrutural de concreto 14x19x39cm.

Figura 11 - Bloco de concreto 14x19x39cm (a) - perspectiva, (b) face de assentamento.



Fonte: Autor (2025).

Figura 12 - Bloco de concreto 14x19x39cm corte transversal (medidas em cm).



Fonte: Romagna (2020).

Segundo a norma brasileira NBR 6136 (ABNT, 2016) os principais materiais empregados na fabricação de blocos de concreto são:

- Agregado gráudo: pedra britada (pedrisco) e pedregulho natural;

- Agregado miúdo: areia natural e areia artificial;
- Aglomerantes: cimento Portland;
- Aditivos plastificantes;
- Água.

Normalmente, o sistema eficiente e produtivo adotado na fabricação de blocos vazados de concreto, se baseia na adoção e emprego de equipamentos referenciados como vibro-prensa. Nestas situações, a produção de blocos de concreto vibro-prensados para alvenaria estrutural e de vedação se caracteriza pelo uso dos “concretos secos” (Figura 13) (abatimento no tronco de cone denominado de “slump” próximo de zero) que possui consistência significativamente superior à dos concretos plásticos, devido a menor quantidade de água empregada, facilitando a realização da desforma imediata das peças (MARCHAND et al, 1996). Esta particularidade o torna um concreto pouco úmido, necessitando do emprego de equipamentos especiais para compactação, neste caso, as máquinas vibro-prensas, que aplicam, simultaneamente, um esforço de compressão aliado a um efeito de vibração para a eliminação dos vazios e moldagem das peças (SANTOS, 2011)

Ainda segundo Santos (2011), devido a esta característica, em geral, o concreto não segue as leis que governam as propriedades dos concretos de consistência plástica e, por isso, a qualidade final dos blocos está intimamente relacionada ao porte, eficiência e regulação do maquinário de vibro-compressão. Assim, os métodos de dosagem para esse tipo de concreto existentes na literatura demandam testes excessivos em escala real, o que os tornam trabalhosos, demorados e caros. A qualidade e regulação do equipamento, bem como o processo de produção, exercem grande influência nas propriedades finais.

Figura 13 - Bloco de concreto de vedação recém moldado, com detalhe para porções da mistura de concreto com consistência seca junto ao bloco.



Fonte: Autor (2025).

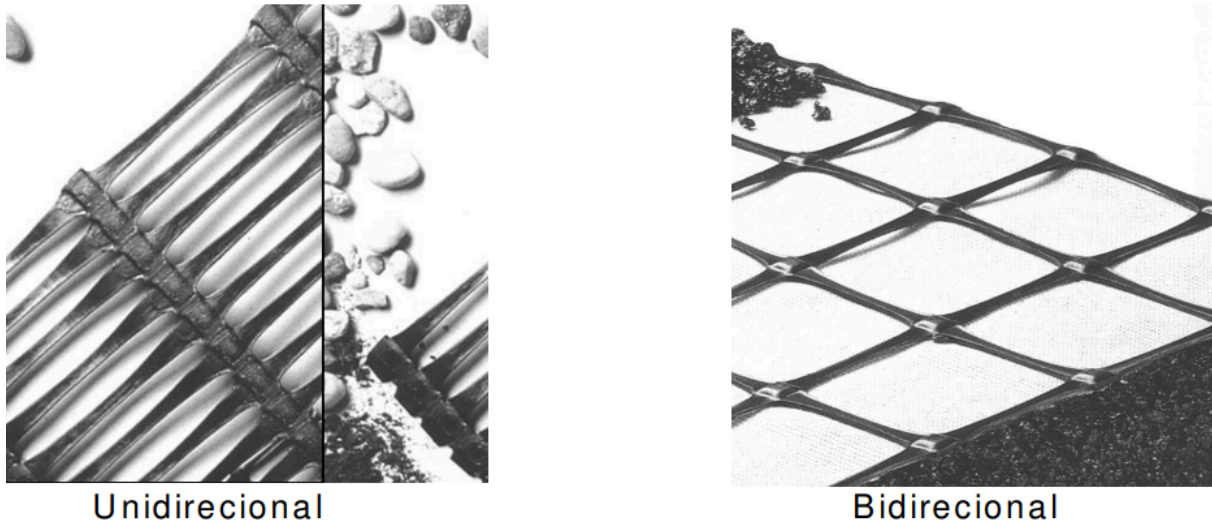
2.2 Geogrelhas como reforço de solo

Os geossintéticos têm se consolidado como uma alternativa eficiente e economicamente viável para a estabilização e verticalização de aterros em obras de engenharia civil, especialmente na área de infraestrutura. Seu uso tem se expandido graças ao avanço na fabricação de polímeros e ao aprimoramento do entendimento sobre seu comportamento mecânico. Esses materiais exercem um papel fundamental no reforço do solo, contribuindo para o controle de deformações e para o melhor desempenho estrutural das obras (FERRETTI; SANTOS JUNIOR; ALBUQUERQUE, 2024).

Segundo Koerner (1999), as Geogrelhas são plásticos formados em uma configuração muito aberta (forma de grelha), funcionam quase exclusivamente como materiais de reforço. São consideradas unidirecionais quando exibem resistência à tração apenas em uma direção e

bidirecionais quando mostra elevada resistência à tração em duas direções. Na Figura 14, pode ser observado os dois tipos de geogrelha de acordo com a configuração direcional.

Figura 14 - Geogrelhas



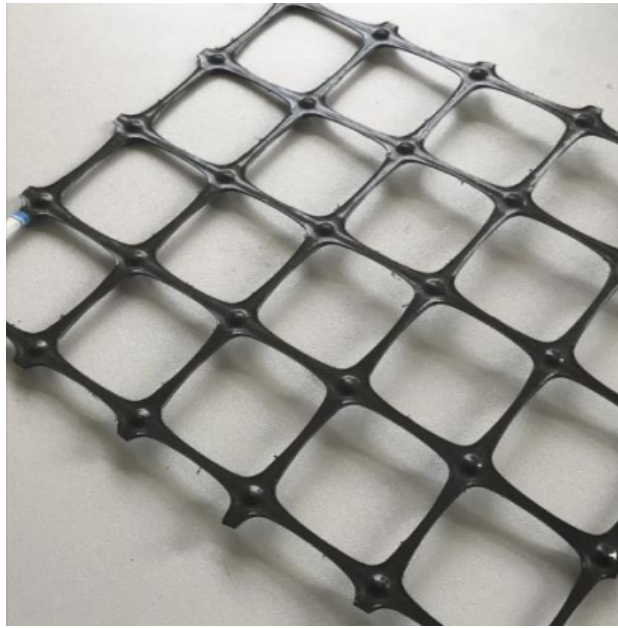
Fonte: Sierra (2003).

Segundo Castelo Branco (2020), de acordo com seu processo de manufatura, as geogrelhas podem ser subclassificadas em:

a) Geogrelha Extrudada

Obtida por meio de extrusão, seu estiramento pode ser unidirecional ou bidimensional. Um exemplo desse produto pode ser visto na Figura 15.

Figura 15 - Geogrelha Extrudada

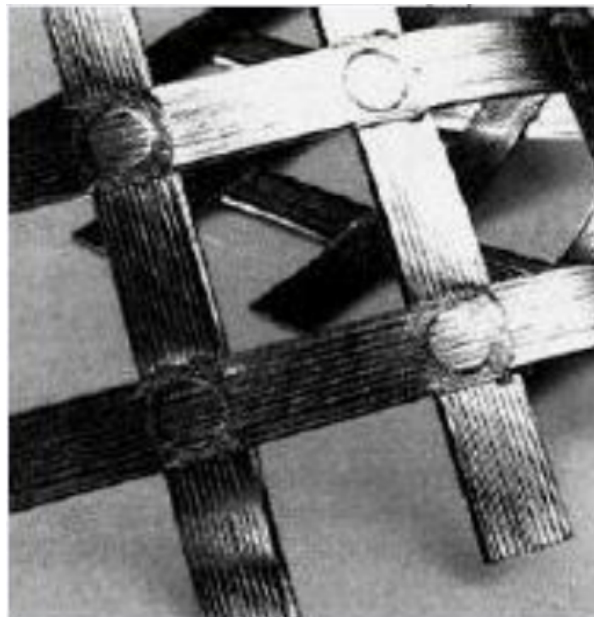


Fonte: FeichengLianyi Engineering Plastics (2019).

b) Geogrelha Soldada

Geotiras de filamentos de poliéster são soldadas nas juntas e recobertas por capas protetoras. Na Figura 16 é mostrado um exemplos desse tipo de geogrelha.

Figura 16 - Geogrelha Soldada

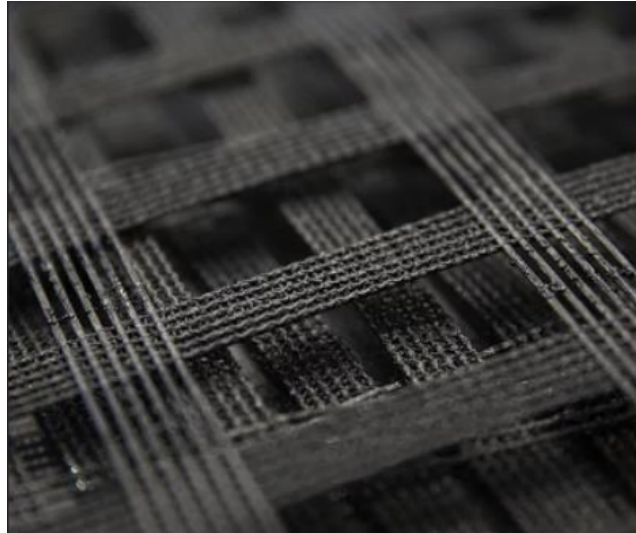


Fonte: Sierra (2003).

c) Geogrelha Tecida

Constituídas de fibras sintéticas tecidas nas juntas e recobertas por capa protetora. Um exemplo desse geossintético pode ser visto na Figura 17.

Figura 17 - Geogrelha Tecida

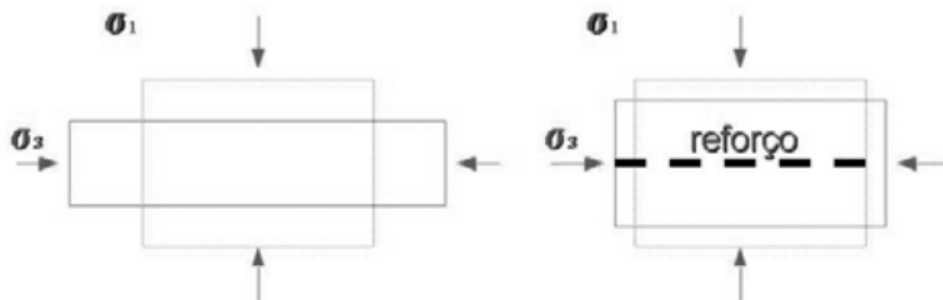


Fonte: Geosolução (2019).

Para que um geossintético seja classificado como elemento de reforço do solo, é essencial que ele tenha a capacidade de aumentar a resistência do conjunto e limitar as deformações da estrutura de solo em que está inserido. Em termos práticos, o conceito de reforço está diretamente associado à função de restringir deformações, promovendo, assim, uma melhoria no desempenho da estrutura durante sua vida útil (DA SILVA; MONTEZ, 2003). Na Figura 18, é ilustrado esse princípio.

Ainda segundo da Silva e Montez (2003), o desempenho adequado de uma estrutura de solo deve ser avaliado com base em dois critérios fundamentais: a estabilidade e a servicibilidade. Isso significa que é necessário garantir tanto a integridade estrutural quanto as condições apropriadas de funcionamento da estrutura ao longo de toda a sua vida útil.

Figura 18 - Idealização do princípio de atuação do reforço num maciço de solo.

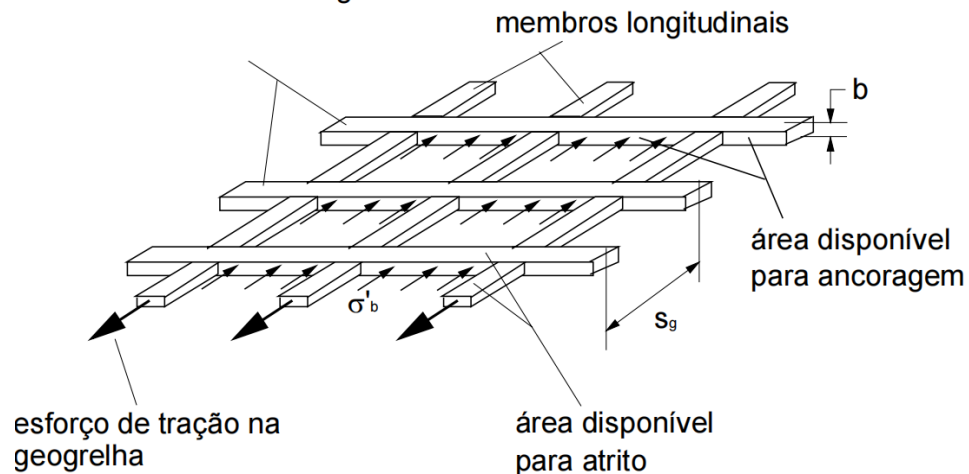


Fonte: Palmeira (1999).

Em estruturas de solo reforçado, é essencial que o solo e o geossintético trabalhem de forma conjunta. Por isso, torna-se fundamental compreender as propriedades de interação e interface entre o solo e o geossintético. Para isso, devem ser avaliados dois parâmetros principais do reforço: a resistência ao deslizamento direto do solo sobre o material e a resistência ao arrancamento do reforço embutido no solo. Esses parâmetros são representados, respectivamente, pelos coeficientes de atrito direto e de interação, sendo influenciados tanto pela estrutura do geossintético quanto pelo tipo de solo utilizado.

Comparadas aos geotêxteis e às geotiras (estas últimas sendo menos comuns), as geogrelhas costumam oferecer uma interação mais eficiente com o solo. Isso se deve à sua estrutura em malha aberta, semelhante a uma grelha. Essa configuração permite que as geogrelhas atuem não apenas por atrito, mas também pela mobilização do empuxo passivo do solo sobre seus elementos transversais, como pode ser observado na Figura 19. Além disso, as aberturas da malha favorecem o contato direto entre as camadas de solo posicionadas acima e abaixo da geogrelha (DA SILVA; MONTEZ, 2003).

Figura 19 - Estrutura física ilustrativa de uma geogrelha. Interação com o solo.
membros de ancoragem



Fonte: da Silva e Montez (2003).

Segundo Luz e Ferreira (2020), ao analisar a possibilidade aplicar a geogrelha em muro de contenção como alternativa de substituição de cortina atirantada de uma obra de contenção realizada na cidade de Florianópolis, Santa Catarina, onde o trecho analisado possui 14 metros de altura e comprimento de 25 metros, foi observado, como resultado da análise, que as geogrelhas com alta rigidez e elevada resistência à tração permitem a construção de muros de grande altura, apresentando baixos níveis de deformação. Isso amplia suas possibilidades de uso em diversos tipos de estruturas.

2.3 Interação da face em blocos de concreto com reforço de geogrelhas para estruturas de contenção em solo reforçado

De acordo com Dantas (2021), a face do muro de solo reforçado exerce funções essenciais, como a contenção de deslocamentos laterais, o controle da erosão superficial, a proteção contra ações de vandalismo e a valorização estética da estrutura a ser implantada, e o bloco de concreto, é um material que pode ser utilizado como face no modelo de muro de solo reforçado.

Segundo Tatsuoka (1993), os geossintéticos são amplamente utilizados como elementos de face em estruturas com faceamento flexível. No entanto, devido à sua sensibilidade à radiação ultravioleta, tornam-se vulneráveis quando expostos diretamente ao

ambiente, especialmente em relação a ações de vandalismo, já que podem ser facilmente removidos. Por essa razão, recomenda-se que, ao utilizar geossintéticos como elemento de face em estruturas de solo reforçado, sejam adotadas medidas de proteção, como a aplicação de imprimação asfáltica, o uso de cobertura vegetal ou a execução de revestimento com concreto projetado.

A rigidez dos elementos que compõem os muros de solo reforçado, especialmente da face e dos reforços, exerce influência direta sobre o desempenho estrutural da contenção. Faces com alta rigidez, como blocos modulares ou painéis pré-moldados em concreto, atuam promovendo confinamento adicional na zona reforçada, reduzindo deformações e redistribuindo tensões nos elementos de reforço (LIU; WON, 2014). Além da contribuição estrutural, blocos modulares oferecem vantagens estéticas e de mercado, sendo comumente associados ao uso de geogrelhas em muros segmentados.

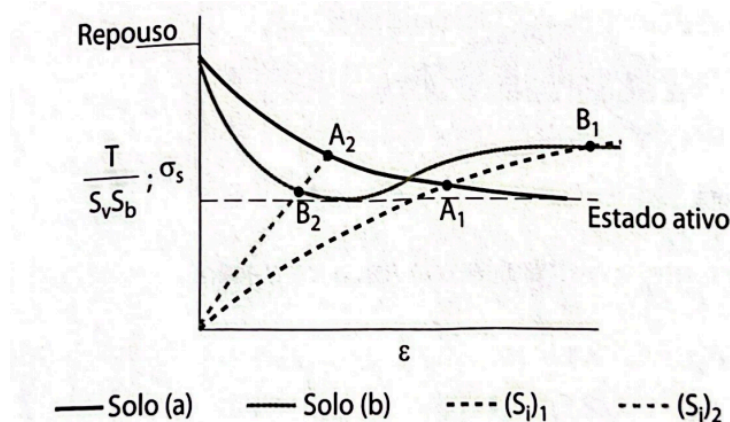
Bathurst et al. (2006) investigaram o impacto da rigidez da face construindo dois muros instrumentados com mesmo solo e reforço, mas com diferentes tipos de faceamento: um rígido, com blocos modulares, e outro flexível, com geossintético exposto. O modelo com face flexível apresentou esforços de tração até 3,5 vezes maiores nos reforços, evidenciando que a rigidez da face transfere parte das cargas estruturais para si, reduzindo a solicitação nos reforços e contribuindo para o equilíbrio interno da estrutura.

Tatsuoka (1993) também descreveu o comportamento das tensões de tração ao longo do reforço conforme a rigidez da face. Em estruturas com face rígida, os esforços se concentram próximos à face e reduzem após a superfície de ruptura. Já em faceamentos flexíveis, a tensão cresce progressivamente até atingir seu pico na zona de ruptura, decaindo a partir dali. Isso demonstra que a rigidez da face influencia diretamente o modo como o reforço interage com o solo e contribui para a estabilidade do conjunto.

Do mesmo modo, a rigidez do reforço também é fator determinante no controle das deformações. Geogrelhas e inclusões metálicas, por apresentarem menor deformabilidade, promovem restrição mais efetiva aos deslocamentos da massa de solo, quando comparadas a reforços mais extensíveis, como os geotêxteis. Segundo Oliveira (2006), reforços inextensíveis atingem o equilíbrio solo-reforço com menores níveis de deformação e maiores esforços de tração, o que contribui para a eficiência da estrutura. Ehrlich e Azambuja (2003) demonstram que a rigidez elevada desloca a zona de equilíbrio do sistema para uma posição mais distante do estado ativo, permitindo maior mobilização das tensões internas e menor movimentação da estrutura.

Conforme ilustrado na Figura 20, elaborada por Ehrlich e Azambuja (2003), é possível observar a transição dos elementos do solo da condição de repouso, com deformações nulas, para a condição ativa à medida que ocorrem deslocamentos laterais. Verifica-se que, no caso do reforço com maior rigidez (Si_1), o ponto de equilíbrio entre o solo e o reforço se estabelece mais afastado da condição ativa, indicando maior mobilização de tensões em ambos os materiais. Por outro lado, para o mesmo solo associado a um reforço de menor rigidez (Si_2), o equilíbrio ocorre mais próximo da zona ativa, o que resulta em maiores deslocamentos da estrutura de contenção.

Figura 20 - Mobilização de tensões em sistemas de solos reforçados com diferentes rigidezes.



Fonte: Ehrlich e Azambuja (2003).

Ehrlich & Mitchell (1994) relatam que o ponto que traduz o equilíbrio entre tensão e deformação do sistema solo-reforço é dependente da rigidez relativa entre estes elementos, que é mensurada pelo índice de rigidez relativa (Si), obtido equação 1.

$$Si = \frac{Er \times Ar}{K \times Pa \times Sv \times Sh} \quad (1)$$

Onde:

Si – índice de rigidez relativa;

Er – módulo de elasticidade do reforço;

Ar – área da seção transversal do reforço;

K – Módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (Duncan *et al.* 1980);

Pa – Pressão atmosférica;

Sv – Espaçamento vertical entre os reforços;

Sh – Espaçamento horizontal entre os reforços.

De acordo com Ehrlich e Mitchell (1994) o índice de rigidez relativa varia tipicamente de 0,003 a 0,12 para reforços geossintéticos, enquanto que para reforços metálicos essa faixa situa-se entre 0,5 a 3,2.

De acordo com Yoshioka, Espessato, Favero e Gutierrez (2020), em uma análise da sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo na estabilidade de um muro em solo reforçado com geogrelhas de álcool de polivinila (PVA) da marca Fortrac MP, com deformação máxima de 5%, em solo argiloso, com face composta por blocos de concreto tipo Terrae W, com altura 20cm e resistência à compressão de 12 MPa, foi possível observar que a variação nos parâmetros de resistência do solo impacta diretamente a estabilidade da estrutura, sendo que o ângulo de atrito interno efetivo é o fator que mais influencia o valor do fator de segurança. Isso se justifica pelo fato de que o principal mecanismo de funcionamento dessa técnica está baseado na interação por atrito entre o solo e o material de reforço.

No pré-dimensionamento da estrutura, foram considerados os parâmetros de entrada apresentados na Tabela 01.

Tabela 01 - Parâmetros adotados para o dimensionamento da estrutura

Geometria do muro		
Altura do muro	H (m)	9
Espaçamento dos reforços	Sv (m)	0,6
Inclinação da face	δ (°)	90
Solo de enchimento (Aterro)		
Peso específico	γ (kN/m ³)	19
Ângulo de atrito interno efetivo	ϕ (°)	32
Intercepto de coesão	c'(kPa)	10
Módulo tangente inicial	k	200
Módulo de descarregamento	ku	300
Módulo expoente	n	0,6
Bloco e reforço		
Comprimento do reforço	Lr (m)	6
Eficiência de acoplamento do bloco	CR (%)	80
Embutimento do bloco	D (m)	0,6

Fonte: Yoshioka, Espessato, Favero e Gutierrez (2020).

A análise de estabilidade e o dimensionamento da estrutura foram realizados com base em uma seção transversal de 9,0 metros de altura, considerando a variabilidade dos

parâmetros de resistência do solo. O comprimento dos elementos de reforço foi definido conforme os critérios mínimos recomendados pelas diretrizes da FHWA (2009) e da AASHTO (2012), que sugerem a adoção de aproximadamente 70% da altura da estrutura, o que resultou em um comprimento de 6,0 metros. Adicionalmente, foi adotada uma profundidade de embutimento da base do muro de 60 cm, equivalente à altura de três blocos de concreto, conforme os requisitos mínimos indicados pela norma britânica BS 8006:2010. A distribuição vertical dos reforços ao longo da estrutura foi determinada com base no método analítico proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) (YOSHIOKA; ESPESSATO; FAVERO; GUTIERREZ, 2020).

Na mesma estrutura, foi considerado 16 camadas de reforço (geogrelha), onde o espaçamento dos reforços " S_v " variou entre 0,3 até 0,6 metros, e de acordo com a profundidade, com esforços de tensões maiores, foram adotados 4 conjuntos de geogrelhas, com diferentes rigidezes (700, 1100, 1600 e 2200 kN/m), onde escalonamento das geogrelhas pode ser entendido como um dimensionamento mais racional, visando reduzir o custo global da obra. Além disso, foi observado que todas as camadas de reforço ficaram com o fator de segurança acima do mínimo (1,5).

Por fim, foi observado que a aplicação da técnica dos elementos finitos nas análises representa um recurso eficaz na resolução de problemas geotécnicos. No entanto, destaca-se a importância de utilizar parâmetros que representem fielmente as condições reais do solo, a fim de garantir maior confiabilidade nos resultados e assegurar a estabilidade da estrutura com mais segurança, além disso, nota-se o bom desempenho do solo argiloso utilizado como material de aterro na zona reforçada, considerando que os valores do fator de segurança obtidos para a estrutura foram satisfatórios.

Nas últimas décadas, os geossintéticos têm assumido um papel fundamental no setor da construção civil, substituindo ou aprimorando técnicas tradicionais de contenção. Essas soluções, que combinam geossintéticos com diferentes tipos de solo e agregados, têm permitido a criação de estruturas mais esbeltas, rápidas, leves, econômicas e seguras, contribuindo para a evolução das obras de engenharia geotécnica (VERTEMATTI, 2004).

A estrutura externa de um muro de solo reforçado com materiais resistentes é similar à de uma contenção convencional, diferenciando-se principalmente pela estabilidade interna. Quando o geossintético é aplicado em múltiplas camadas, o solo se torna adequadamente reforçado, eliminando, muitas vezes, a necessidade de estruturas de arrimo mais pesadas. Além disso, essa técnica permite o uso do próprio solo local e uma variedade de materiais para o acabamento da face, como alvenaria comum, concreto projetado, gramíneas ou blocos

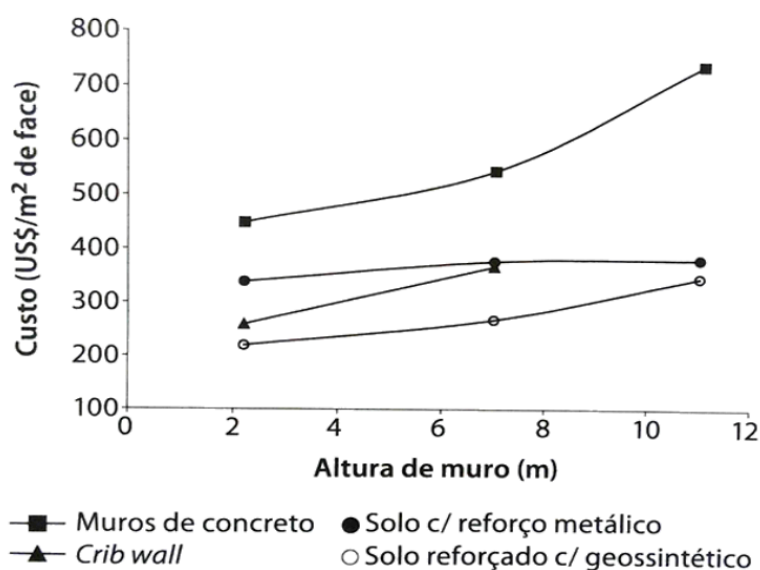
articulados, resultando em estruturas mais leves, rápidas de executar e economicamente viáveis.

Segundo Vertematti (2004), em projetos voltados à contenção de solo, o uso de geossintéticos como elemento de reforço apresenta diversas vantagens, incluindo:

- Rapidez na execução da obra;
- Redução dos impactos ambientais, devido ao menor volume de materiais convencionais;
- Possibilidade de construção de taludes e aterros com inclinações mais acentuadas;
- Utilização de equipamentos simples para instalação;
- Flexibilidade na escolha dos tipos de faceamento, permitindo maior personalização estética;
- Viabilidade de execução em locais de difícil acesso, onde métodos convencionais seriam inviáveis.

Em relação aos custos, a Figura 21 apresenta uma comparação entre diferentes técnicas de contenção, considerando o custo por metro quadrado de face e a altura do muro. Observa-se que, independentemente do nível de variação na altura, as estruturas compostas por solo reforçado com geossintéticos tendem a apresentar os menores custos por metro quadrado de paramento, quando comparadas a outras soluções convencionais.

Figura 21 - Comparativo de custo entre técnicas de contenção

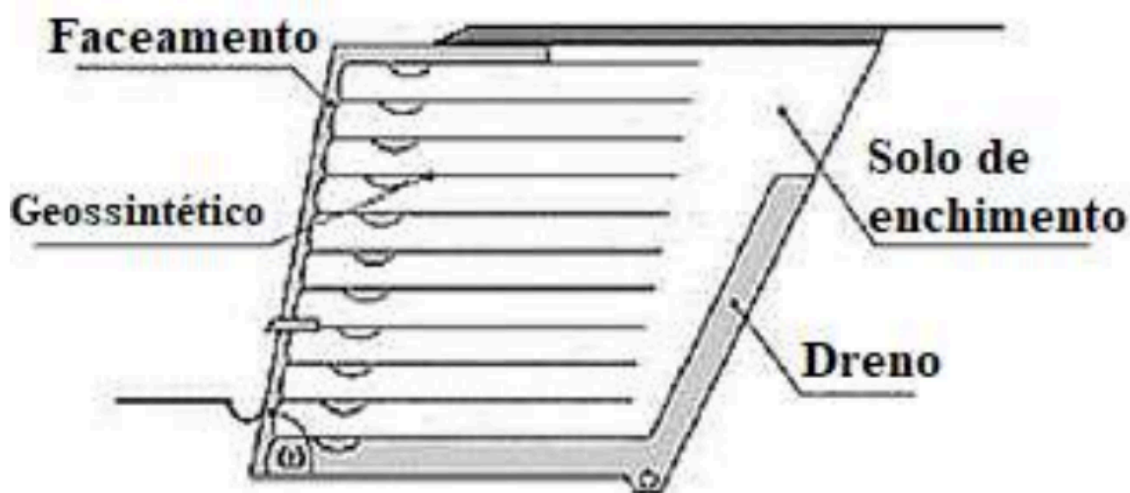


Fonte: EHRLICH, 2009 apud ELIAS; CHRISTOPHER; BERG (2001).

2.4 Dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado

Segundo Bonissoni (2017), para análise de estabilidade, os muros com solos reforçados funcionam como muro de gravidade. De acordo com Vertematti (2004), existem seis principais sistemas construtivos para muros e taludes reforçados: autoenvelopados, autoenvelopados com fôrmas perdidas, blocos segmentais, híbridos, painéis modulares e paredes integrais. No sistema autoenvelopado, cada camada de solo é lateralmente confinada pelo próprio reforço, que forma uma dobra de ancoragem no interior do muro, garantindo maior estabilidade à estrutura. Na Figura 22, apresenta-se os elementos de composição de um solo reforçado com geossintéticos.

Figura 22 - Seção transversal típica de um muro de solo reforçado com geossintéticos.



Fonte: Ehrlich e Azambuja (2003).

O desenvolvimento de um projeto de estruturas de contenção em solo reforçado envolve diversas etapas, incluindo a definição das dimensões, a escolha da técnica construtiva, a seleção dos materiais e a aplicação de métodos adequados de cálculo. Segundo Ehrlich (2009), para que essas estruturas sejam eficientes, é essencial que atendam rigorosamente às condições de estabilidade, tanto externas quanto internas. Segundo Vertematti (2004), no processo de dimensionamento são levadas em consideração as seguintes variáveis:

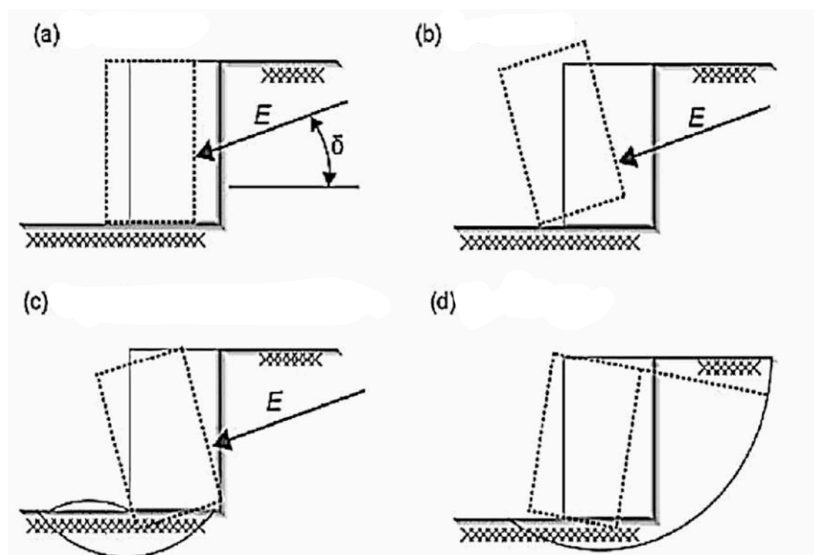
- Ângulo de inclinação do terreno (α)
- Inclinação da estrutura de arrimo (ω);
- Altura do talude reforçado (H);

- Propriedades de resistência dos solos de aterro e fundação;
- Condições de compactação do aterro;
- Carregamentos externos (q);
- Comprimento (L) e espaçamento (S_v) do geossintético;
- Resistência da interface solo/geossintético e fatores de segurança.

2.4.1 Estabilidade externa

O processo de verificação da estabilidade externa de um maciço em terra armada segue princípios semelhantes aos aplicados em estruturas de contenção por gravidade. Nesse contexto, é necessário calcular os fatores de segurança mínimos para quatro possíveis mecanismos de ruptura, que incluem o deslizamento, o tombamento, a capacidade de carga da fundação e a ruptura global (Paixão; Rasmussen; Dias, 2020). Na Figura 23, pode ser observado os mecanismos de ruptura.

Figura 23 - Mecanismos para verificação de estabilidade externa. Deslizamento (a), o tombamento (b), a capacidade de carga da fundação (c) e a ruptura global (d)



Fonte: Vertematti (2004).

O processo de verificação da estabilidade externa pode ser realizado com base no critério determinístico, que utiliza fatores de segurança globais (Tabela 02) e considera aspectos como a inclinação da face da estrutura (ω) e as características do material de fundação. Alternativamente, pode-se aplicar o critério probabilístico, que adota fatores de

ponderação para avaliar as incertezas nos parâmetros de resistência (EHRlich, 2004). A Tabela 02 apresenta os valores típicos desses fatores de segurança, além das relações entre os mecanismos de verificação da estabilidade externa, a inclinação do paramento das estruturas, as excentricidades (e) e a largura efetiva da fundação (B').

Tabela 02 - Fatores de segurança e condições mecânicas para análise do equilíbrio externo de uma ECSR.

Verificação	Fator de segurança	Considerações
Deslizamento	$\geq 1,5$	Sistemas com $\omega > 65^\circ$
	$\geq 1,3$	Sistemas com $\omega < 65^\circ$
Tombamento	$\geq 2,0$	Sistemas com $\omega > 65$
Capacidade de carga da fundação	$\geq 3,0$	
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	Fator de segurança	Considerações
Excentricidade	$e \leq B'/6$	Sistemas apoiados em solo
	$e \leq B'/4$	Sistemas apoiados em rocha

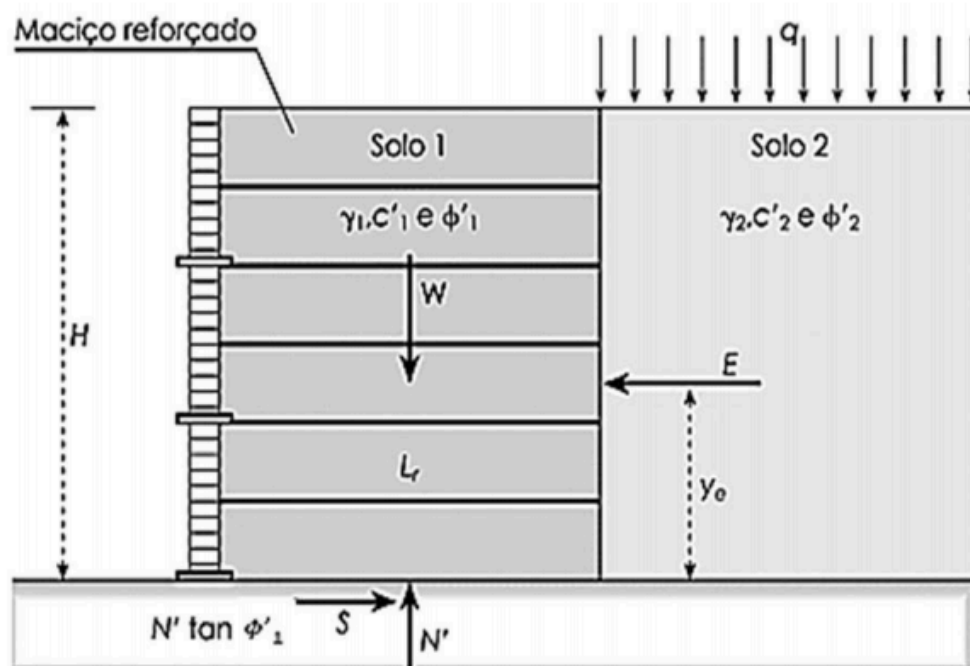
Fonte: Erlich, 2009 apud Elias, Christopher, Berg (2001).

Quando a estrutura de contenção está sujeita à aplicação de sobrecargas externas, os aumentos de tensões resultantes devem ser considerados nas verificações de estabilidade externa (EHRlich, 2009).

2.4.1.1 Deslizamento

A segurança contra o deslizamento em estruturas de contenção é determinada pelo equilíbrio entre os esforços solicitantes e resistentes. Após o pré-dimensionamento, é necessário avaliar as forças atuantes, como empuxo, sobrecargas, pressão da água e esforços resistentes (Figura 24), para garantir que o fator de segurança mínimo seja atendido, conforme os critérios da NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009) (GERSCOVICH, 2010).

Figura 24 - Forças atuantes para estudo de estabilidade externa.



Fonte: Vertematti (2004).

Segundo Vertematti (2004), o fator de segurança ao deslizamento (FS_d) é dado pela relação entre a máxima força resistente que pode ser mobilizada na base do muro e o empuxo de terra, conforme a expressão:

$$FS_d = \frac{\gamma \cdot H \cdot L_r \cdot \tan \phi'_1}{E} \geq 1,5 \quad (2)$$

Onde:

E : Empuxo ativo;

FS_d : Fator de segurança contra deslizamento da base;

L_r : Comprimento de reforço;

ϕ'_1 : ângulo de atrito entre a base do maciço reforçado e o solo de fundação;

γ : Peso específico seco.

2.4.1.2 Tombamento

Para a análise da segurança contra o tombamento, é necessário que o momento resistente seja superior ao momento atuante, garantindo a estabilidade do muro. O momento

resistente é gerado principalmente pelo peso da estrutura, enquanto o momento atuante resulta do empuxo ativo do solo sobre o muro (VERTEMATTI, 2004). O fator de segurança ao tombamento (FSt) é definido como a razão entre o momento resistente e o momento atuante, conforme a seguinte expressão:

$$FSt = \frac{W \cdot \frac{Lr}{2}}{E \cdot y_E} = \frac{W \cdot Lr}{2 \cdot E \cdot y_E} \geq 2,0 \quad (3)$$

Onde:

FSt : Fator de segurança contra o tombamento;

y_E : Braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura;

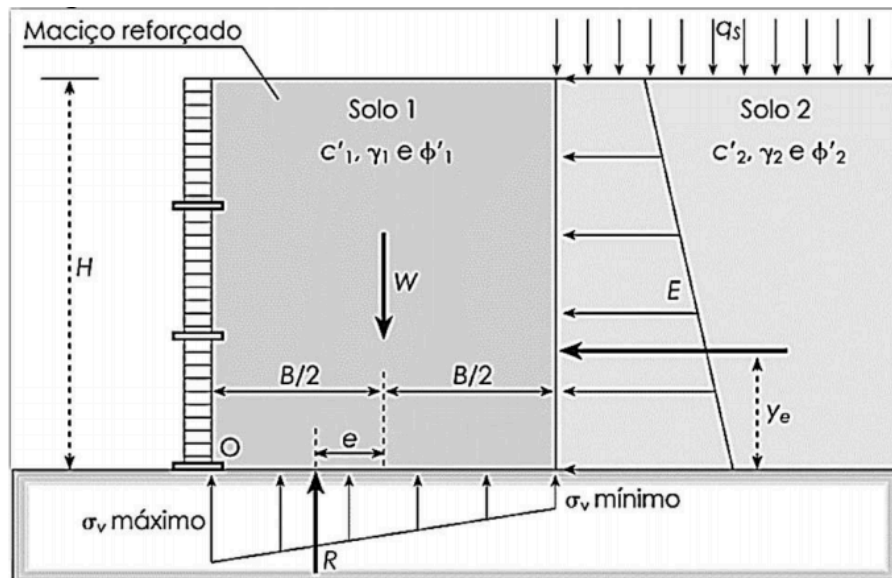
Lr : Comprimento do reforço;

W : Peso próprio.

2.4.1.3 Ruína do solo de fundação

A capacidade de carga da fundação é um critério essencial para garantir a estabilidade dos muros de contenção, que devem ser apoiados sobre solos ou rochas capazes de suportar as tensões atuantes sem sofrer ruptura ou deformações excessivas (EHRlich; BECKER, 2009). A resultante das tensões normais na base do muro deve garantir que as tensões atuantes sejam predominantemente compressivas, como ilustrado na Figura 25 (VERTEMATTI, 2004).

Figura 25 - Distribuição das tensões verticais na base.



Fonte: Vertematti (2004).

Para tanto, a excentricidade (e) deve ser limitada, conforme a equação 4:

$$e \cdot R = E \cdot ye \therefore e = \frac{E \cdot ye}{R} = \frac{E \cdot ye}{\gamma \cdot H \cdot Lr} \leq \frac{Lr}{6} \quad (4)$$

Segundo Vertematti (2004), a distribuição das tensões normais atuantes na base do muro pode ser descrita pela formulação de Meyerhof (1955), dada pela equação 5:

$$\sigma = \frac{R}{Lr - 2 \cdot e} \quad (5)$$

Para o dimensionamento do comprimento do reforço, devem ser considerados os critérios de deslizamento da base, tombamento e ruptura do solo de fundação. Para atender a esses critérios, deve-se adotar o maior dos valores de Lr obtidos nas verificações de estabilidade.

De acordo com Ehrlich (2009), a capacidade de carga do solo de fundação pode ser calculada utilizando a expressão de Sokolovski (1960) e Hansen (1961), dada pela equação 6.

$$q_{max} = \gamma \cdot D + c \cdot Nc \cdot Fci + \gamma \cdot D \cdot (Nq - 1) \cdot Fqi + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N\gamma \cdot Fyi \quad (6)$$

Onde:

q_{max} : Capacidade de carga do solo de fundação;

B' : Largura efetiva da fundação;

D : Embutimento da fundação da estrutura;

N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga;

c : Coesão do solo de fundação;

F_{ci} , F_{qi} e F_{yi} são os fatores de excentricidade e inclinação da carga.

Também de acordo com Ehrlich (2009), a largura efetiva da fundação pode ser obtida por meio da equação 7.

$$B' = Lr - 2 \cdot e \quad (7)$$

Segundo Cintra (2011), os fatores de capacidade de carga podem ser determinados pelas equações 8, 9 e 10.

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \phi')} \cdot \tan^2(45^\circ + \phi'/2) \quad (8)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan \phi' \quad (9)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (10)$$

De acordo com Ehrlich (2009), os fatores de excentricidade e inclinação são estabelecidos por meio das equações 11, 12 e 13.

$$F_{qi} = \left[1 - \frac{R_h}{R_v + B' \cdot c' \cdot \cotan(\phi)} \right]^2 \quad (11)$$

$$F_{ci} = F_{qi} - \frac{1 - F_{qi}}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad (12)$$

$$F_{yi} = (F_{qi})^{3/2} \quad (13)$$

O parâmetro R_v representa as tensões verticais, enquanto R_h corresponde às solicitações horizontais. Para os casos de carregamento tanto drenado quanto não drenado, o

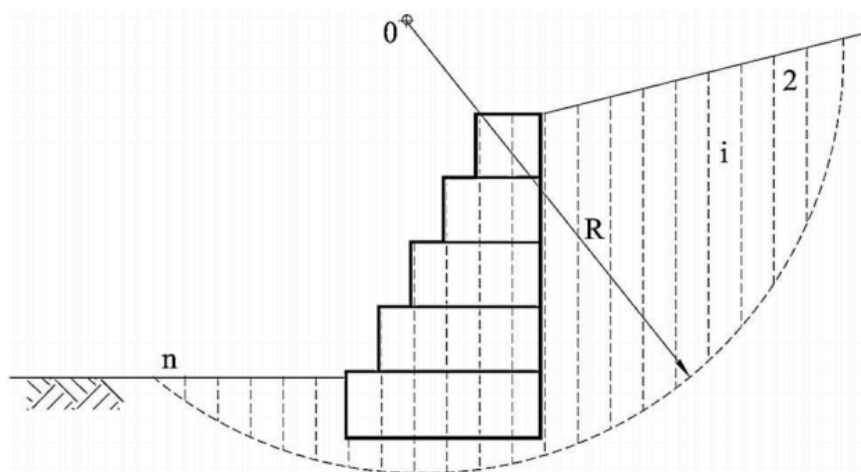
fator de segurança contra a ruína do solo de fundação (FSf) deve ser avaliado considerando a condição apresentada na equação 14.

$$FSf = \frac{q_{max}}{\sigma} \geq 3 \quad (14)$$

2.4.1.4 Ruptura global

A estabilidade global de um muro com solo reforçado considera a estrutura de reforço como um elemento interno à massa de solo, passível de deslocamento como um corpo rígido. Essa análise visa garantir um fator de segurança contra a rotação da massa de solo ao longo de uma superfície potencial de ruptura. Na Figura 26, apresenta-se a verificação da estabilidade global pelo método de Bishop, que busca determinar o menor fator de segurança associado à superfície de deslizamento que envolve toda a estrutura de contenção (JABER, 2011).

Figura 26 - Análise de estabilidade global.



Fonte: Almeida Barros (2005).

De acordo com a NBR 11682 – Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009), essa verificação é realizada com base no equilíbrio limite, por meio de métodos convencionais de análise de estabilidade de taludes. O fator de segurança mínimo recomendado é de 1,3 para obras provisórias e 1,5 para obras permanentes.

Conforme VERTEMATTI (2004), a análise da estabilidade externa frente à ruptura global pode ser efetuada pela avaliação do fator de segurança global (FSg), determinado pela

razão entre os somatórios dos momentos resistentes (ΣM_R) e solicitantes (ΣM_S) em relação ao centro de rotação, conforme apresentado na Equação 15.

$$FSg = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_S} \quad (15)$$

2.4.2 Empuxo de terra

O empuxo de terra corresponde à ação horizontal exercida por um maciço de solo sobre um elemento de contenção. Seu valor, bem como a distribuição das tensões ao longo do paramento, depende diretamente da interação entre o solo e o elemento estrutural ao longo de todas as fases da obra. Durante o processo construtivo, os deslocamentos horizontais induzidos pelo empuxo modificam tanto sua magnitude quanto sua distribuição, tornando essa interação dinâmica e dependente das condições de deformação do sistema (GERSCOVICH, 2010).

2.4.2.1 Coeficientes de empuxo

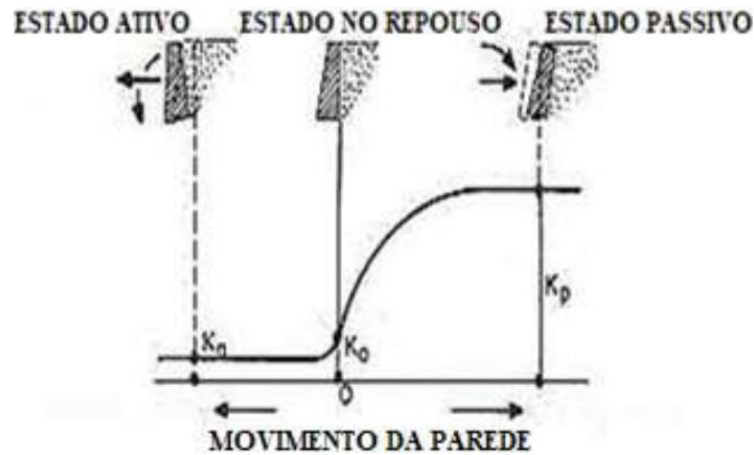
De acordo com Paixão, Rasmussen e Dias (2020), quando a estrutura de contenção é suficientemente rígida, impedindo qualquer tipo de deslocamento, as tensões atuantes no solo adjacente correspondem ao estado de repouso. Nesse caso, a pressão exercida pelo solo sobre a estrutura é denominada empuxo em repouso (E_r). O coeficiente de empuxo em repouso (K_o) é definido pela razão entre a tensão efetiva horizontal (σ'_h) e a tensão efetiva vertical (σ'_v), conforme expresso na Equação 16.

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (16)$$

Define-se como empuxo ativo (E_a) a condição em que o solo tende a se afastar da estrutura de contenção, ou seja, o solo exerce esforço horizontal sobre o elemento estrutural à medida que se deforma. Essa condição depende das características estruturais e da capacidade de mobilização do atrito interno do solo. Por outro lado, o empuxo passivo (E_p) ocorre quando a estrutura se desloca contra o solo, provocando compressão no maciço. Os

coeficientes associados a essas condições são denominados coeficiente de empuxo ativo (K_a) e coeficiente de empuxo passivo (K_p), conforme ilustrado na Figura 27 (CAPUTO, 1988).

Figura 27 - Ação do empuxo nos estados ativo, passivo e repouso.



Fonte: Bonissoni (2017).

2.4.2.2 Cálculo do empuxo de terra

Segundo Ehrlich (2009), para o cálculo do empuxo de terra, considerando a ausência de sobrecargas atuando na estrutura e o atrito entre o solo e o muro sendo desprezível, aplica-se a equação 17, de Rankine.

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \quad (17)$$

Onde:

γ : Peso específico do solo;

H : Altura do maciço com reforço;

K_a : Coeficiente de empuxo ativo do solo.

O coeficiente de empuxo ativo K_a é obtido a partir do ângulo de atrito interno do solo (ϕ'), conforme equação 18.

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (18)$$

Analogamente, o coeficiente de empuxo passivo K_p , aplicável a solos granulares, pode ser obtido pela equação 19.

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (19)$$

2.4.3 Estabilidade interna

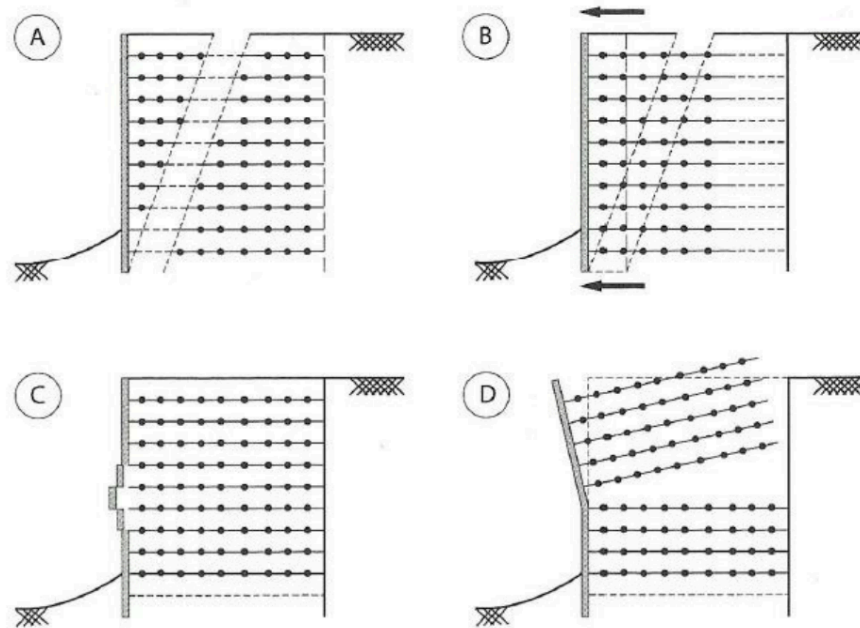
A análise de estabilidade interna em estruturas de contenção com solo reforçado tem como objetivo verificar, de forma independente, a segurança dos elementos de reforço. Nessa etapa, é possível determinar tanto a resistência quanto o comprimento necessário de cada camada de reforço, com base nas características do material e do solo (ERLICH, 2009).

Segundo Maccaferri (2017), essa verificação é baseada no método do equilíbrio limite, no qual o maciço é dividido em duas regiões: ativa e passiva. Em cada uma delas, dois modos de falha são considerados: o arrancamento e a ruptura do reforço.

A ruptura interna pode ocorrer quando as solicitações atuantes sobre o reforço excedem sua capacidade resistente ou quando há escorregamento do reforço na massa de solo devido à insuficiência de ancoragem. Esse fenômeno caracteriza uma ruptura progressiva, onde os esforços do reforço rompido são redistribuídos para os elementos adjacentes, podendo desencadear colapsos sucessivos (VERTEMATTI, 2004).

Os principais mecanismos de instabilidade interna em estruturas de solo reforçado incluem o desprendimento da face, a falha localizada na estrutura, bem como a ruptura ou arrancamento dos elementos de reforço. Esses modos de falha são ilustrados de forma esquemática na Figura 28.

Figura 28 - Mecanismos para verificação da estabilidade interna: (A) Ruptura dos reforços, (B) Arrancamento dos reforços, (C) Desprendimento da face e (D) Instabilidade local.



Fonte: Ehrlich e Becker (2009).

Segundo Mitchell, Villet e Board (1987), o fator de segurança para a verificação da ruptura dos reforços em cada camada é definido como a razão entre a força de tração admissível do material geossintético e a força de tração mobilizada pelo maciço de solo. Essa relação é expressa pela equação 20, e a força admissível é dada pela equação 21.

$$F_s = \frac{\Sigma \text{FORÇAS RESISTENTES}}{\Sigma \text{FORÇAS ATUANTES}} = \frac{T_{adm}}{\gamma \cdot z \cdot k_a \cdot S_v \cdot S_h} \geq 1,0 \quad (20)$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{F_{Sdi} \cdot F_{Scr} \cdot F_{Sdq} \cdot F_{Sdb}} \quad (21)$$

Onde:

Ka: Coeficiente de empuxo ativo;

z: Profundidade;

γ: Peso específico do aterro reforçado;

Sv: Espaçamento vertical entre as camadas de reforços;

Sh: Espaçamento horizontal entre as camadas de reforços;

Tult: Resistência à tração máxima do material de reforço, obtida no ensaio de tração.

Os fatores de redução utilizados para a determinação da força de tração admissível do reforço estão relacionados na Tabela 03.

Tabela 03 - Fatores de redução para maciços reforçados

Tipo de fator de redução da resistência à tração	Símbolos	Valores
Fator quanto à danos de instalação	FSdi	1,1 a 2,0
Fator quanto à fluência	FScr	2,0 a 4,0
Fator quanto à degradação química	FSdq	1,0 a 1,5
Fator quanto à degradação biológica	FSdb	1,0 a 1,3

Fonte: Koerner (1999).

De acordo com Mitchell, Villet e Board (1987), a análise da resistência ao arrancamento tem como objetivo determinar o comprimento total do reforço, o qual é composto por duas partes distintas: o comprimento livre, localizado na zona ativa e que não contribui para resistir ao arrancamento, e o comprimento de ancoragem, situado na zona passiva, responsável por fornecer a resistência efetiva ao arrancamento. O valor do comprimento livre pode ser calculado por meio da equação 22.

$$L_l = (H - z) \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \quad (22)$$

Mitchell, Villet e Board (1987) recomendam a adoção de um fator de segurança entre 1,50 e 1,75 para a verificação da resistência ao arrancamento. O comprimento de ancoragem (L_a) necessário em cada reforço pode ser estimado pela Equação 23, sendo recomendado um valor mínimo de 1,0 metro. O comprimento total do reforço é obtido pela soma do comprimento livre (em zona ativa) com o comprimento ancorado (em zona passiva). O parâmetro δ representa o ângulo de atrito entre o solo e o reforço, essencial para o cálculo da resistência mobilizada ao arrancamento.

$$L_a = \frac{\gamma \cdot z \cdot K_a \cdot S_v \cdot FS}{2 \cdot \gamma \cdot z \cdot \operatorname{tg} \delta} \quad (23)$$

2.4.3.1 Efeitos da rigidez do parâmetro solo-reforço

A instabilidade interna em maciços de solo reforçado está intimamente ligada à redistribuição global das tensões e às deformações que ocorrem no interior da massa, influenciadas diretamente pela atuação dos elementos de reforço (VERTEMATTI, 2004).

Segundo Ehrlich (2004), quando o estado de tensões do solo se encontra em condição de repouso, isto é, sem deformações laterais, as tensões nos elementos de reforço são nulas. No entanto, à medida que deformações laterais passam a ocorrer, há uma redução nas tensões horizontais no solo, o que, por sua vez, ocasiona um aumento nas tensões nos reforços.

Vertematti (2004) destaca que o equilíbrio entre tensão e deformação nos elementos de reforço pode ser analisado por meio do Índice de Rigidez Relativa (Si). Esse parâmetro é definido pela razão entre os módulos de rigidez do reforço e do solo, conforme expresso na equação 24.

$$Si = \frac{Jr}{k \cdot Pa \cdot Sv} \quad (24)$$

Onde:

Jr : Módulo de rigidez do reforço à tração;

k : Módulo tangente inicial do solo;

Pa : Pressão atmosférica;

Sv : Espaçamento vertical entre os reforços.

A partir da análise dos dados apresentados na Tabela 04, verifica-se que, quanto maior o valor do índice de rigidez relativa (Si), maior a rigidez do elemento de reforço. Nessa condição, o reforço tende a suportar maiores níveis de tensão, contribuindo para a redução das deformações no conjunto solo-reforço (Ehrlich, 2004).

Tabela 04 - Valores usuais de índice de Rigidez Relativa (Si).

Tipo de Geossintético	Si
Geogrelhas de PVA	0,020 a 0,200
Geogrelhas de PET	0,010 a 0,100
Geogrelhas de PP	0,015 a 0,150
Geotêxteis tecidos	0,010 a 0,100
Geotêxteis não tecidos em geral	0,001 a 0,003

Fonte: Ehrlich (2009).

2.4.3.2 *Influência da compactação do solo*

A compactação do solo consiste em um processo manual ou mecânico destinado à redução do volume de vazios no solo, promovendo o aumento de sua resistência e estabilidade (Caputo, 1988). Trata-se de uma etapa fundamental na construção de estruturas como muros de arrimo e taludes reforçados, dado seu impacto direto no comportamento das tensões internas dessas formações.

Segundo Pinto (2006), quando o solo é transportado e disposto para a execução de aterros, apresenta-se em um estado solto e heterogêneo, com baixa resistência e elevada deformabilidade. Esse comportamento é distinto daquele observado em solos em seu estado natural. A compactação visa, nesse contexto, aumentar o contato entre as partículas, tornando o aterro mais homogêneo. Ainda segundo o autor, o aumento da densidade, decorrente da redução do índice de vazios, melhora diversas propriedades do solo, ainda que essa elevação de densidade, por si só, não seja o objetivo final.

O uso de equipamentos específicos para a compactação gera ciclos sucessivos de carga e descarga no solo, resultando na indução de tensões horizontais residuais. Conforme Ehrlich (2004), a intensidade dessas tensões está relacionada à energia aplicada durante o processo de compactação. Em situações nas quais a energia é elevada, as tensões horizontais residuais podem superar as oriundas apenas do peso próprio do solo, impactando diretamente o comportamento estrutural do sistema solo-reforço.

A Figura 29 ilustra a variação das tensões efetivas em um ponto específico de um aterro reforçado compactado por camadas. No ponto (1), observa-se o estado inicial de tensões após a deposição de uma camada de solo. O ponto (2) reflete a elevação das tensões, especialmente da tensão vertical efetiva (σ'_z), em decorrência da compactação, que atinge a máxima tensão vertical efetiva ($\sigma'_{zc, i}$). Concomitantemente, há um aumento das tensões horizontais. Após esse processo, as tensões verticais retornam a um valor próximo ao inicial (ponto 3), enquanto as horizontais sofrem pequena redução, permanecendo, contudo, superiores ao estado original. Com o lançamento da camada subsequente, verifica-se novo incremento de tensões (ponto 4), conforme descrito por Vertematti (2004).

$$\sigma'_{zc,i} = (1 - v_0) \cdot (1 + Ka) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot \frac{Q \cdot Ny}{L}} \quad (26)$$

Onde:

γ' : Peso específico do solo compactado;

L : Comprimento do tambor do rolo;

v_0 : Coeficiente de poisson em estado de repouso;

Ka : Coeficiente de empuxo ativo;

Ny : Coeficiente de capacidade de carga do solo.

Para estimar v_0 , considera-se que o solo se comporta de forma elástica-linear, podendo-se utilizar a equação 27.

$$v_0 = \frac{K_o}{1 + K_o} \quad (27)$$

O valor do coeficiente de empuxo no estado de repouso (K_o) pode ser estimado através da correlação de Jaky, expressada pela equação 28.

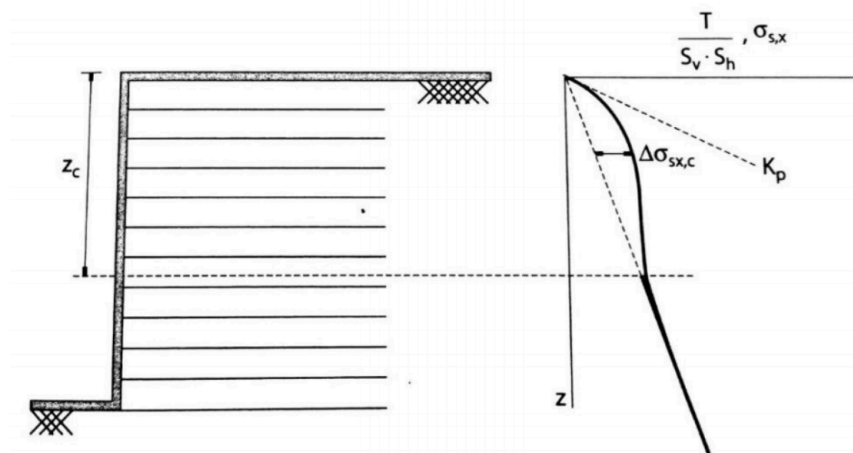
$$K_o = 1 - \text{sen}\phi' \quad (28)$$

O coeficiente de capacidade de carga do solo, Ny , pode ser estimado pela equação 29.

$$Ny = \tan(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \cdot [\tan^4(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) - 1] \quad (29)$$

A compactação é reconhecida como um dos principais fatores de influência nas tensões desenvolvidas nas camadas de reforço. Com base nesse processo, pode-se determinar a máxima tensão transmitida ao reforço até uma certa profundidade crítica (Z_c), a partir da qual a tensão associada ao peso próprio das camadas superiores supera a tensão induzida pela compactação (MACCAFERRI, 2014), conforme ilustrado na Figura 30.

Figura 30 - Profundidade de influência da compactação.



Fonte: Ehrlich (2009) apud Erlich, Azambuja (2003). Christopher e Berg (2001).

A profundidade de influência da compactação é calculada pela equação 30.

$$Z_c = \frac{\sigma'_{zc,i}}{\gamma'} \quad (30)$$

2.4.4 Método de Ehrlich e Mitchell (1994)

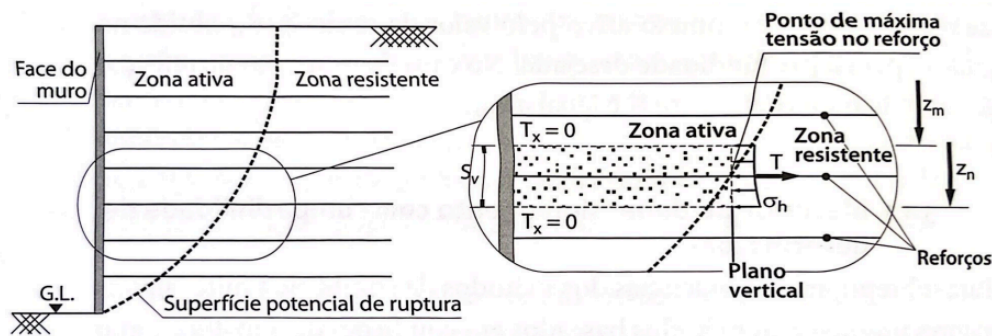
O método de Ehrlich e Mitchell (1994) é de certa forma, bastante utilizado em dimensionamento interno de estruturas de contenção de solo reforçado por considerar a rigidez dos reforços, o processo de compactação e as condições reais de trabalho. Diferente dos métodos tradicionais, ele avalia o equilíbrio horizontal das fatias instáveis do solo, admitindo o comportamento linear elástico do reforço e desprezando tensões de cisalhamento na interface solo-reforço.

A tração máxima em cada nível é estimada com base em ábacos e expressões adimensionais, elaborados a partir de análises paramétricas. Esses gráficos consideram fatores como altura do muro, ângulo de atrito e geometria da face. Cada camada de reforço estabiliza uma zona ativa de solo, exigindo verificação da sua resistência à tração e do comprimento de ancoragem.

Esse método tem ampla aplicação no Brasil e é especialmente indicado para estruturas com geossintéticos instaladas em solos granulares, como os encontrados nos Sertões de Crateús, sendo compatível com as diretrizes propostas por Ehrlich (2009) e

normas técnicas vigentes. A Figura 31, segundo Ehrlich (2009), ilustra a distribuição das forças internas e o equilíbrio das fatias instáveis, que se desenvolvem ao longo da estrutura.

Figura 31 - Esquema do equilíbrio interno da massa de solo reforçado, segundo Ehrlich e Mitchell (1994).



Fonte: EHRLICH (2009).

2.4.4.1 Tensões máximas nos reforços

O método proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) permite avaliar o comportamento das estruturas de solo reforçado considerando a deformabilidade dos reforços e o efeito da compactação. Para isso, são utilizadas expressões analíticas e ábacos adimensionais que relacionam o carregamento à força de tração máxima atuante nos reforços.

A análise inicia-se pela determinação do parâmetro β , que caracteriza a deformabilidade relativa entre solo e reforço. Esse valor depende do módulo expoente da curva tensão-deformação do solo, do índice de rigidez relativa solo-reforço (S_i) e da tensão vertical de compactação (σ'_{zc}), conforme a equação 31.

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n}{S_i} \quad (31)$$

Onde:

n = Módulo expoente da curva tensão-deformação do solo;

S_i = Índice de rigidez relativa do parâmetro solo-reforço;

P_a = Pressão atmosférica.

A tensão vertical atuante ($\sigma'z$), considerando a excentricidade das tensões, é obtida pela equação 32.

$$\sigma'z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} \quad (32)$$

Onde:

Lr = Comprimento dos reforços;

Ka = Coeficiente de empuxo ativo;

z = Profundidade considerada dos reforços.

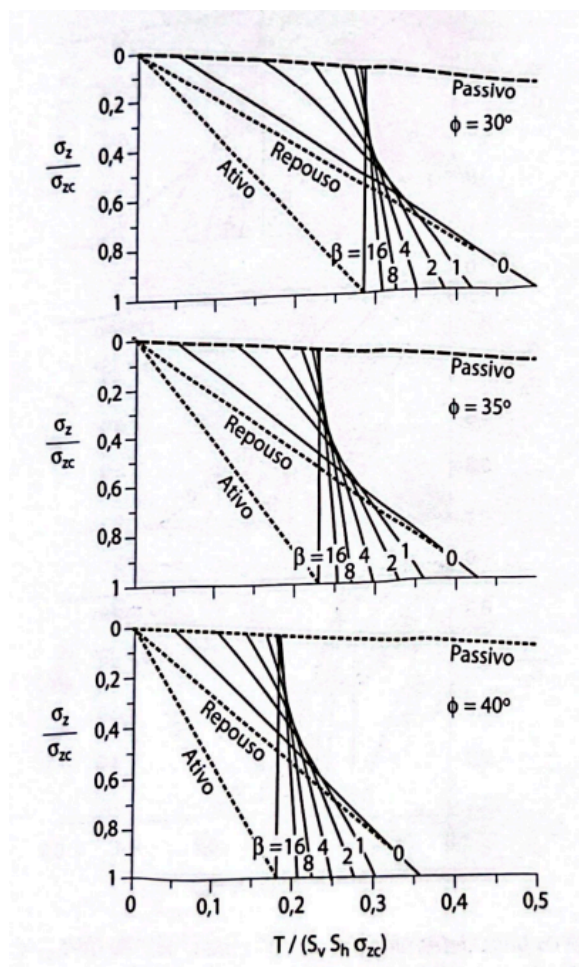
Com os valores de $\sigma'zc$ e $\sigma'z$, determina-se o valor adimensional X , a partir do qual obtém-se o valor da força máxima de tração ($Tmáx$) aplicada ao reforço. Essa relação é dada pelas equações 33 e 34.

$$X = \frac{Tmáx}{Sv \cdot Sh \cdot \sigma'zc} \quad (33)$$

$$Tmáx = Sv \cdot Sh \cdot \sigma'zc \cdot X \quad (34)$$

O uso dos ábacos (Figura 32) permite obter X em função dos valores apresentados. A partir disso, é possível dimensionar adequadamente os reforços garantindo a estabilidade interna da estrutura.

Figura 32 - Ábacos para determinação do parâmetro “X” e posterior cálculo da $T_{máx}$.



Fonte: EHRlich (2009).

2.4.4.2 Verificação de arrancamento dos reforços

A resistência ao arrancamento é um dos aspectos mais relevantes no comportamento de estruturas de solo reforçado. De acordo com Ehrlich (2009), geossintéticos submetidos a esforços de arrancamento apresentam uma distribuição não uniforme das tensões ao longo de seu comprimento, o que exige atenção à sua deformabilidade. Em virtude dessas deformações descontínuas, a resistência mobilizada varia ao longo do reforço, sendo maior nas regiões mais próximas da zona de ancoragem.

A verificação da resistência ao arrancamento é normalmente conduzida por meio da equação proposta por Christopher et al. (1990), que relaciona a tensão vertical efetiva na interface solo/reforço, o fator de escala (α), o fator de resistência ao arrancamento (F^*), o

comprimento útil na zona resistente (L_e) e a força de tração mobilizada no reforço ($T_{máx}$). A equação 35 expressa a forma geral dessa equação.

$$P_r = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_e \geq FS \cdot T_{máx} \quad (35)$$

Onde:

L_e = Comprimento do reforço na zona resistente;

α = Fator de correção do efeito de escala (entre 0,7 e 1,0 para geogrelhas);

σ'_v = Tensão efetiva vertical na interface solo/reforço;

F^* = Fator de resistência ao arrancamento.

Para o comprimento de reforço na zona resistente além da superfície potencial de ruptura, considerando a profundidade de cada reforço (z) e a inclinação da face (ω), tem-se a equação 36, sugerida por Ehrlich (2009).

$$L_e = L_r - (H - z) \cdot \left[\tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - \frac{1}{\tan\omega} \right] \quad (36)$$

O fator de resistência F^* pode ser estimado por diferentes metodologias. Na ausência de ensaios específicos de arrancamento, Vertematti (2004) propõe o uso de uma equação simplificada que considera a interação solo-reforço, apresentada pela equação 37.

$$F^* = fa \cdot \tan\phi' \quad (37)$$

Onde:

fa = Coeficiente de aderência entre o solo e o reforço (entre 0,8 e 1,0 para geogrelhas);

ϕ' = Ângulo de atrito interno do solo.

Esses parâmetros são fundamentais no dimensionamento da ancoragem e na verificação da segurança ao arrancamento, contribuindo para a avaliação global da estabilidade interna das estruturas de contenção em solo reforçado.

2.4.4.3 Eficiência de conexão entre o reforço e o faceamento

A determinação da resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço varia conforme o tipo de conexão adotado no sistema ECSR. Para o sistema de envelopamento de solo, admite-se que a ancoragem na extremidade do reforço deve resistir a, no mínimo, 50% da tensão de tração máxima ($T_o = 0,5 T_{máx}$), conforme expresso na equação 38.

$$P_{r,o} = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'v \cdot Lo \geq FS \cdot T_o \quad (38)$$

Onde:

F^* = Fator de resistência ao arrancamento;

α = Fator de escala;

T_o = Tensão de tração do reforço junto ao faceamento;

Lo = Comprimento da ancoragem;

$\sigma'v$ = Tensão efetiva vertical na interface solo/reforço.

Em estruturas com blocos intertravados ou faceamento rígido, como no caso dos blocos de concreto utilizados na ECSR, a resistência ao arrancamento é influenciada diretamente pela conexão entre a face e o reforço. Nestes casos, considera-se o parâmetro de acoplamento CR, que representa a parcela da resistência admissível de conexão solo/reforço, e a verificação da ancoragem pode ser feita conforme a equação 39.

$$P_{r,o} = CR \cdot Td \geq FS \cdot T_o \quad (39)$$

Segundo Vertematti (2004), recomenda-se adotar para T_o , valores entre 80% e 100% de $T_{máx}$, a fim de garantir menor deformação do sistema de faceamento.

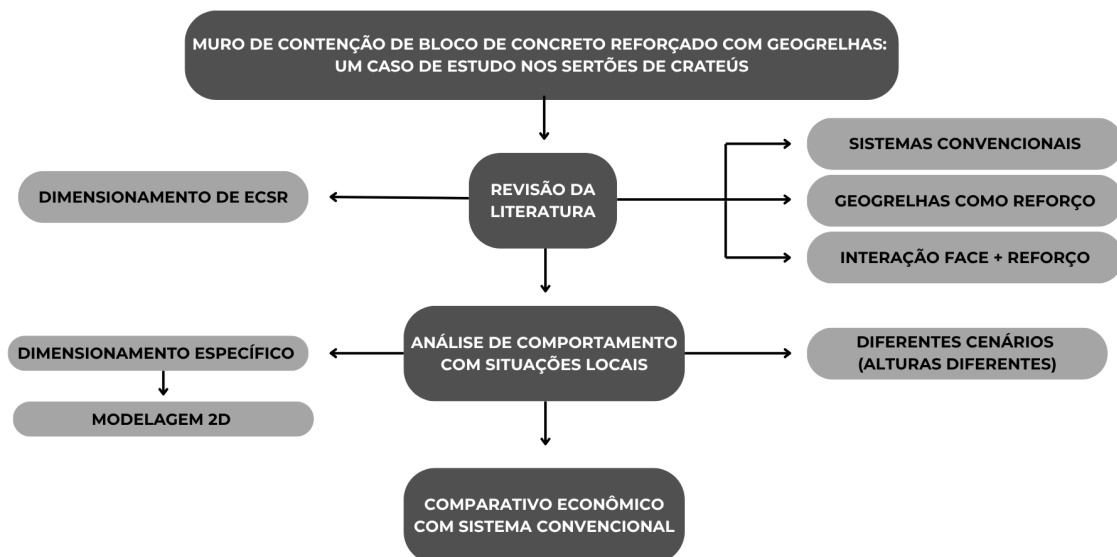
3 METODOLOGIA

A estrutura de contenção dimensionada neste trabalho trata-se de um projeto com embasamento em parâmetros aplicados na prática, onde os dados característicos do muro são estabelecidos a partir da literatura. O dimensionamento do muro foi realizado com base em teorias e sua geometria representada com auxílio do software AutoCAD. Na Figura 33 é apresentado o fluxograma da metodologia deste trabalho

Durante o dimensionamento do muro, a verificação da estabilidade externa foi realizada com base no método do equilíbrio limite, conforme proposto por Rankine (1857). Já a análise da estabilidade interna seguirá a metodologia descrita por Ehrlich e Mitchell (1994), *apud* Ehrlich (2009).

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento da ECSR, foi realizada uma análise de desempenho do muro em solo arenoso característico da região dos sertões de Crateús e foi feita uma comparação econômica do sistema proposto com um sistema convencional.

Figura 33 - Fluxograma da metodologia do trabalho.



Fonte: Autor (2025).

3.1 Caracterização do muro

O presente estudo consiste no dimensionamento e análise de um muro de solo reforçado, com faceamento em blocos de concreto estrutural e reforço com geogrelha de elevada resistência à tração. A geometria do muro consiste em uma altura de 8,20 metros com 15 metros de comprimento, atuando nas condições geotécnicas dos sertões de Crateús, em solos arenosos de boa resistência, representando obras de porte médio aplicáveis a contenções rodoviárias, urbanas ou industriais.

Dentro da análise, é considerada a hipótese de implantação da obra em um terreno plano, sem deformações, com inclinação da face do muro quase na vertical (83°), faceamento composto por blocos estruturais, modelo 14x19x39 cm, unidos por sistema de encaixe com argamassa, com reforço constituído por geogrelha biaxial de fibras de Polivinil Álcool (PVA), com elevada resistência à tração, de 35, 55 ou 80 kN/m de acordo com as camadas de reforço.

O solo de aterro foi caracterizado como solo arenoso típico da região de Crateús, conforme definições da literatura como a de Palmeira (1994), assumindo-se, os seguintes parâmetros médios: peso específico seco (γ) = 18 kN/m³, ângulo de atrito interno (ϕ') = 36° , coesão nula ($c' = 0$ kPa), índice de vazios e grau de saturação em função dos cenários simulados.

3.2 Modelagem geométrica e definição dos parâmetros

De forma prévia ao dimensionamento, foi elaborada uma modelagem da estrutura de contenção em análise, levando em consideração alguns aspectos presentes na literatura, como o espaçamento dos reforços, drenos, resistência dos blocos de face.

No Quadro 01, são detalhadas as justificativas para as escolhas do Pré-dimensionamento, como comprimentos de reforços, da base, resistência dos blocos, largura das camadas de drenagem, espaçamentos e altura do muro.

Quadro 01 - Descrição do Pré-dimensionamento da ECSR.

Item	Definição	Justificativa
Altura do muro	8,20 metros	Aplicável para contenção de médio a grande porte, exige maior rigor no reforço.
Largura da base	5,20 metros	Aproximadamente 50% da altura – adequado para muros de solo reforçado.
Espaçamento vertical dos reforços	0,60 metros	Alinhado às boas práticas e altura dos blocos estruturais.
Blocos (base/topo)	6 MPa	Considerando uma resistência adequada.
Drenagens	brita + colchões drenantes	Evitar acúmulo de água e sobrepressões no tardo e na base do muro.
Resistências das geogrelhas	35, 55 ou 80kN/m	Atende os esforços diferenciados ao longo da altura. As geogrelhas foram dispostas em camada dupla (1m na face). Este padrão em Muros Terrae (alturas > 5m) garante que a resistência da conexão não seja inferior à do reforço.

Fonte: Autor (2025).

No dimensionamento do muro, são consideradas duas principais ações atuantes: o empuxo ativo do solo, calculado pela Teoria de Rankine (1857), que representa os esforços horizontais máximos em condição de ruptura. Uma carga estática equivalente (Q) referente à compactação das camadas do muro.

Os mecanismos resistentes avaliados englobam principalmente o atrito na interface solo-reforço, que permite que a geogrelha mobilize resistência e impeça o deslocamento das camadas de solo. Além disso, é considerada a contribuição do empuxo passivo mobilizado nos membros transversais da geogrelha, que gera resistência adicional, principalmente nas regiões próximas à face. A resistência à tração das próprias geogrelhas também é um fator crítico, pois elas são responsáveis por suportar os esforços de tração gerados pelas solicitações do empuxo.

Por fim, a estabilidade do faceamento também é garantida pela interação entre o solo e os blocos de concreto, através do travamento mecânico dos blocos, que restringe deslocamentos na face e contribui para a redistribuição dos esforços. Esse conjunto de análises busca garantir que o muro atenda aos critérios de estabilidade externa (deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação) e interna, considerando as condições operacionais e possíveis cenários adversos.

3.3 Dimensionamento estrutural

Para a etapa de dimensionamento, o comportamento do muro foi avaliado com base em métodos manuais de equilíbrio limite, seguindo os critérios estabelecidos pelas normas NBR 11682 (2009), BS 8006 (2010), FHWA (2009) e recomendações da literatura especializada, como Ehrlich e Mitchell (1994). A abordagem adotada permite determinar a estabilidade global e os mecanismos resistentes do sistema sem a utilização de modelagem computacional.

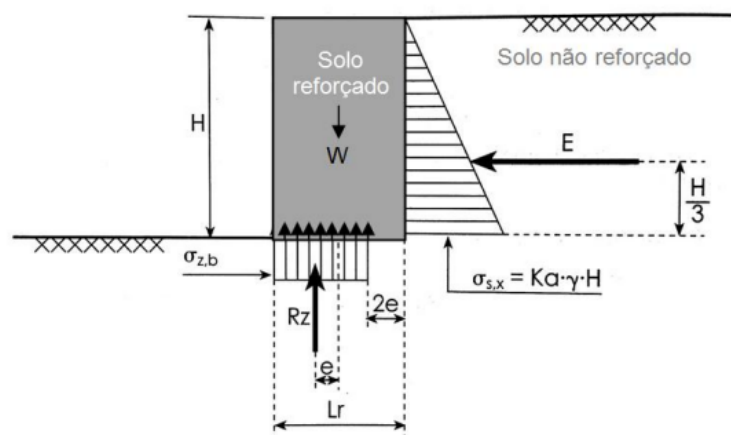
As análises foram desenvolvidas a partir da seção transversal do muro, que possui 8,20 metros de altura e base de 5,20 metros, com faceamento em blocos estruturais de concreto e reforço por geogrelhas distribuídas ao longo da altura. Foram consideradas as propriedades geotécnicas representativas dos solos arenosos dos sertões de Crateús, tanto para o solo de fundação quanto para o solo compactado no reaterro. As cargas atuantes incluem o empuxo ativo do solo (Teoria de Rankine, 1857), carga estática equivalente ao processo de compactação e pesos próprios.

O dimensionamento foi realizado de forma manual, com base no equilíbrio de forças e verificação de mecanismos de ruptura, abordando:

- Estabilidade externa: análise contra deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação.
- Estabilidade interna: resistência à tração das geogrelhas, verificação contra arrancamento e análise da interação solo-reforço;
- Interação solo-faceamento: avaliada com base no travamento entre blocos de concreto e a ação das geogrelhas.

Para assegurar o equilíbrio externo da ECSR, deve-se dimensionar corretamente o comprimento dos elementos de reforço. Na Figura 34, pode-se observar, as tensões e as variáveis presentes na análise. Para efeito de simplificação dos cálculos, considerou-se a face da estrutura de forma vertical ($\omega = 90^\circ$).

Figura 34 - Esquema das forças e variáveis envolvidas na análise de estabilidade externa.



Fonte: Vertematti (2004).

Os desenhos esquemáticos e representações da geometria, dos reforços e das cargas atuantes foram elaborados no AutoCAD, servindo como apoio visual para as etapas de cálculo. As verificações seguirão os critérios de segurança exigidos em cada mecanismo, assegurando que os fatores de segurança mínimos sejam atendidos de acordo com as diretrizes normativas.

Para a análise de eficiência da conexão face-reforço, em blocos de concreto, é considerado o parâmetro de acoplamento (CR), que representa a parcela da resistência admissível de conexão solo/reforço, que no caso, vale 85%, obtido por meio de ficha técnica dos fornecedores de blocos, nesse caso, foi levado em consideração um valor próximo ao utilizado em literaturas como a de Parsekian e Medeiros (2021).

3.3.1 Cargas Atuantes

No Quadro 02 e Figura 35, são apresentadas, de forma resumida, as cargas atuantes na ECSR para dimensionamento, levando em consideração os parâmetros de cálculo de acordo com o método de equilíbrio limite e do método racional estabelecido por Ehrlich e Mitchell (1994).

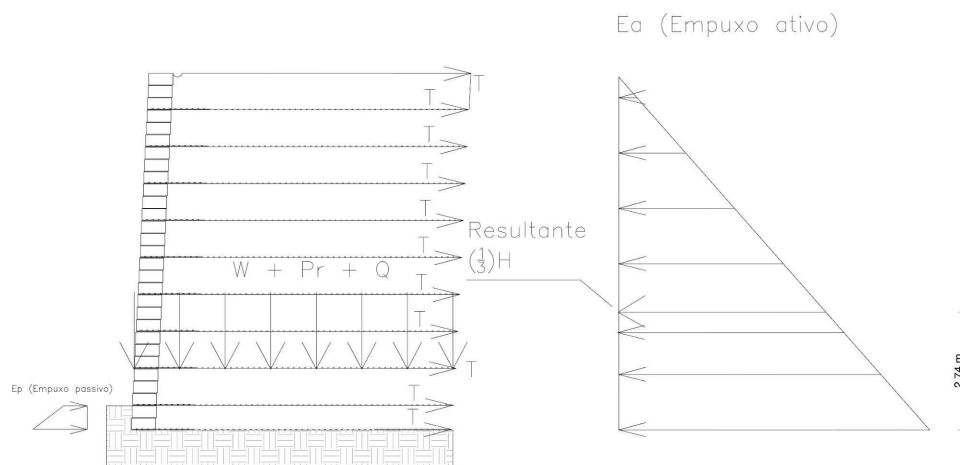
Quadro 02 - Cargas atuantes na ECSR.

Carga Atuante	Descrição	Valor Adotado	Observações
Empuxo Ativo (E_a)	Pressão horizontal gerada pelo solo sobre o muro.	Calculado pela Teoria de Rankine (1857)	Depende da altura (8,20 m), inclinação do talude 83° e propriedades do solo (ϕ , γ , c).
Carga estática equivalente (Q)	Tensão vertical decorrente do	Aprox. 64,96 kN/m	Aplicado em cada camada de enchimento

	procedimento de compactação		
Peso Próprio do Muro (W)	Peso dos blocos de concreto	45,5 kN/m ou 25 kN/m ³	Calculado com base no volume dos blocos e na densidade do concreto (aprox. 25 kN/m ³).
Peso específico do solo de enchimento	Peso do solo contido dentro da estrutura reforçada.	$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	Considera o volume da massa do solo compactado atrás do muro.
Empuxo Passivo (Ep)	Resistência desenvolvida na base e na face do muro (blocos e reforço).	Calculado conforme a interação com o solo	Exercido pela camada de 0,45 m de solo à frente do muro.
Resistência da Geogrelha (T)	Resistência à tração dos reforços geossintéticos.	55 kN/m	Considera os valores característicos de resistência das geogrelhas aplicadas (valores típicos da literatura).

Fonte: Autor (2025).

Figura 35 - Cargas atuantes na ECSR.



Fonte: Autor (2025).

3.4 Análise de diferentes cenários

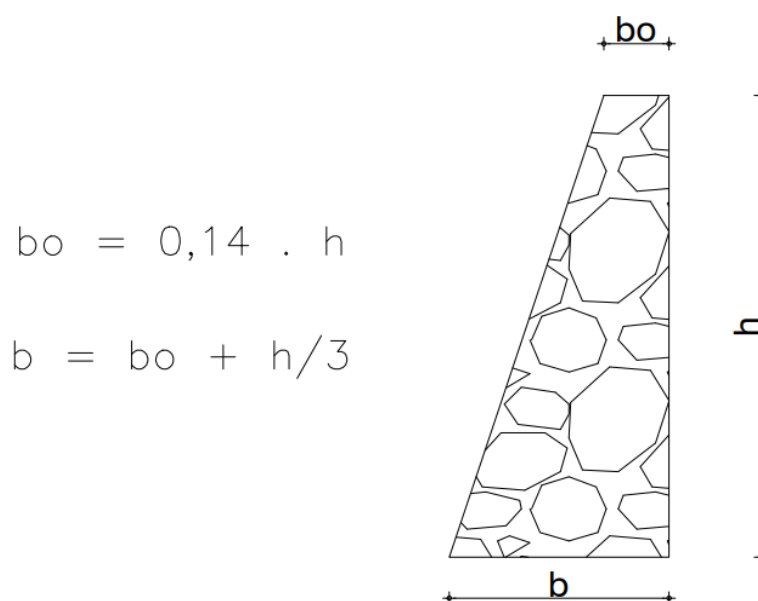
Após o dimensionamento ser realizado para a estrutura de altura definida, analisando o comportamento da mesma de acordo com as condições locais, será feito o mesmo dimensionamento, nas alturas de 5, 10 e 15 metros com os mesmos parâmetros de entrada. O objetivo é avaliar se em cada tipo de verificação para estabilidade externa e interna, os diferentes cenários de alturas serão validados ou não.

3.5 Comparação com sistemas convencionais

Com o objetivo de analisar a viabilidade econômica da estrutura de contenção em estudo, foi realizada uma comparação técnico-econômica entre o modelo proposto e um sistema convencional amplamente utilizado na região dos Sertões de Crateús: o muro de gravidade em pedra argamassada, representado na Figura 01.

As dimensões do muro convencional foram estabelecidas com base em um pré-dimensionamento sugerido por Moliterno (1994), caracterizado por uma base alargada, conforme ilustra a Figura 36. A metodologia adotada para a comparação considerou o levantamento dos quantitativos de materiais de ambos os sistemas, orçamentação com base em composições e tabelas de preços vigentes, análise breve dos processos construtivos e avaliação do desempenho estrutural e geotécnico frente às condições locais, especialmente quanto à segurança, capacidade de suporte e adaptação ao solo arenoso predominante na região.

Figura 36 - Pré-dimensionamento do muro de gravidade com perfil trapezoidal



Fonte: Autor (2025).

Para a ECSR estudada neste trabalho, foi considerado uma altura de 8,20 m, e um comprimento total de 15 m, logo, para o muro fictício de pedra argamassada, é calculado suas dimensões:

$$b_o = 0,14 \cdot 8,20 = 1,15 \text{ m}$$

$$b = 1,15 + 8,20/3 = 3,88 \text{ m}$$

Para o levantamento de custos das estruturas foram empregadas composições de insumos e serviços fornecidos pela SMOP - Secretaria Municipal de Obras Públicas; DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, como também foram desenvolvidas composições próprias de acordo com o fornecimento local de Crateús. Para o orçamento dos reforços, dos blocos de concreto e do muro convencional em pedra argamassada, utilizou-se as composições da Secretaria de Infraestrutura (SEINFRA), Departamento de Estradas de Rodagem (DER) e do SCO - Sistema de Custos de Obras e Serviços de Engenharia.

Para o orçamento, considerou-se que ambos os muros seriam implantados no mesmo local, com condições semelhantes de escavação e sem a necessidade de material de aquisição (Compra de aterro), levando em consideração que o solo escavado seria reaproveitado na própria estrutura de solo reforçado. A escolha em manter as mesmas dimensões e condições visa garantir a equivalência na comparação, embora sejam soluções distintas.

No levantamento de custos, não foram considerados os serviços preliminares, como: implantação, investigação geotécnica, levantamento topográfico entre outros. Foi considerado que tais serviços são comuns em todos os tipos de obras e que necessitam de dados mais detalhados do projeto.

A adoção de blocos com resistência uniforme (6 MPa) em toda a estrutura do muro de solo reforçado representa uma estratégia voltada à simplificação da execução e à economia em escala, permitindo que o construtor adquira todos os blocos de uma só vez, com menor custo logístico.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, foram apresentados todos os procedimentos de cálculo realizados para o dimensionamento da estrutura de contenção em solo reforçado com solo de enchimento característico dos Sertões de Crateús, como também foram discutidos os resultados do dimensionamento e dos cenários alternativos, e também foi feita uma comparação econômica com uma estrutura de contenção convencional. A geometria do muro possui um comprimento de 15 metros, altura de 8,20 metros e a inclinação do paramento de 83°.

4.1 Dimensionamento da estrutura com solo arenoso característico local

4.1.1 Parâmetros

Na Tabela 05, são apresentadas as características dos elementos internos e externos da estrutura de contenção, detalhando a geometria do muro, características/dados de entrada do solo de enchimento, material de reforço e faceamento.

Tabela 05 - Parâmetros de entrada do muro

Descrição	Valor	Unidade
Altura do Muro (H)	8,2	m
Inclinação da face	1H: 19V	-
Comp. Base do Muro	5,2	m
Espaçamento dos reforços (Sv)	0,6	m
Características do solo de enchimento		
Coesão (C')	0	kPa
Ângulo de atrito (Φ')	36	°
Peso específico (γ)	18	kN/m ³
Módulo tangente inicial (K)	450	MPa
Módulo expoente (n)	0,6	-

Fonte: Autor (2025).

4.1.2 Análise da estabilidade externa

4.1.2.1 Cálculo do empuxo da zona não reforçada

O empuxo ativo do solo, desconsiderando a presença de sobrecargas, foi calculado pela equação 17. E o coeficiente de empuxo de terra no estado ativo (K_a), foi calculado a partir da equação 18. Os resultados são apresentados na Tabela 06.

Tabela 06 - Cálculo do coeficiente de empuxo ativo (K_a) e o empuxo ativo (E).

Descrição	Valor	Unidade
K_a	0,2596	-
E	157,11	kN/m

Fonte: Autor (2025).

A favor da segurança, o terrapleno é considerado plano e o atrito entre o solo e o muro é calculado pela teoria de Rankine.

4.1.2.2 Verificação do deslizamento

Para a verificação do deslizamento da estrutura, a expressão utilizada foi a equação 2. Adotando um fator de segurança igual a 1,5, é possível determinar o comprimento mínimo necessário do reforço L_r . Substituindo a equação do empuxo ativo e reorganizando os termos, são obtidos os resultados presentes na Tabela 07.

Tabela 07 - Cálculo da verificação ao deslizamento

Descrição	Valor	Unidade
L_r	2,19	m
FS_d	1,50	-

Fonte: Autor (2025).

4.1.2.3 Verificação do tombamento

Para análise do tombamento, é utilizada a equação 3. Estabelecendo o fator de segurança mínimo ($F_{st} = 2,0$), é obtido o comprimento de reforço para a estrutura sem atuação de sobrecargas, apresentado na Tabela 08.

Tabela 08 - Cálculo da verificação ao tombamento

Descrição	Valor	Unidade
F_{st}	2,00	-
L_r	3,41	m

Fonte: Autor (2025).

4.1.2.4 Verificação das tensões na base

A partir da equação 4, proposta para verificação dessa condição, isolando o comprimento de reforço “ L_r ” na expressão, é possível calculá-lo, obtendo o valor de $L_r = 4,2$ m. Dessa forma, conclui-se que o comprimento mínimo dos reforços para assegurar que a base esteja totalmente comprimida é de 4,2 m. Esse valor, além de satisfazer a condição de excentricidade, também é suficiente para evitar os mecanismos de instabilidade por tombamento e deslizamento.

4.1.2.5 Capacidade de carga do terreno de fundação

A partir da equação 5, a distribuição das forças atuantes na base do muro é calculada. Para evitar o arrancamento dos materiais de reforço na zona resistente, aplicou-se uma relação de segurança, onde o comprimento de reforço corresponde a 100% da base da estrutura, adotando $L_r = 5,20$ m. O fator de segurança adotado para capacidade de carga do terreno de fundação foi de 2,5, assim, as tensões são calculadas e apresentadas na Tabela 09.

Tabela 09 - Cálculo das tensões atuantes na base do muro

Descrição	Valor	Unidade
$L_r = 100\% \text{ Base}$	5,20	m
σ	188,07	kN/m ²

Fonte: Autor (2025).

A capacidade de carga do terreno ($q_{máx}$) pode ser obtida por meio da equação 6. Através das equações 8.9 e 10, é possível obter os valores dos fatores de capacidade de carga (N_q , N_c e N_γ). E a partir da equação 7, é possível obter a largura efetiva da fundação.

Para a determinação dos fatores de inclinação e excentricidade (F_{qi} , F_{ci} e F_{yi}), são utilizadas as equações 11, 12 e 13. O parâmetro “ R_v ” corresponde às tensões verticais ($R_v = W = \gamma \cdot H \cdot L_r$). As solicitações horizontais “ R_h ” equivalem ao empuxo ($R_h = E$). Adotou-se uma profundidade de 0,45 m para o cálculo do embutimento da estrutura no solo de fundação. Os valores calculados são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Cálculo dos fatores e da capacidade de carga do terreno de fundação

Descrição	Valor	Unidade
Nq	37,75	-
Nc	50,59	-
Ny	56,31	-
e	0,56	m
B'	4,08	m
Rv = W	1535,04	kN/m
Rh = E	157,11	kN/m
Fqi	0,81	-
Fci	0,80	-
Fyi	0,72	-
D (profundidade fundação)	0,45	m
q max	1743,94	kPa

Fonte: Autor (2025).

Por meio da equação 14, é possível estabelecer o fator de segurança contra a ruína do solo de fundação:

$$FS_f = \frac{q_{max}}{\sigma} \geq 3 \rightarrow FS_f = \frac{1743,94}{188,07} = 9,27$$

Como $FS_f = 9,27 > 3$, pode-se garantir a conformidade do fator de segurança obtido.

4.1.3 Análise da estabilidade interna

4.1.3.1 Cálculo da tensão vertical induzida pela compactação

Para o cálculo da tensão vertical induzida pela compactação, é necessário estabelecer as informações pertinentes da compactação, devidamente apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 - Características do rolo compactador

Descrição	Valor	Unidade
Peso	19,6	kN
Largura do tambor (L)	1,37	m
Carga estática equivalente (Q)	89	kN

Fonte: Autor (2025).

Com a aplicação conjunta das equações 26, 27, 28 e 29 pode-se determinar a tensão vertical decorrente do procedimento de compactação ($\sigma'_{zc, i}$). O cálculo é apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 - Cálculo da tensão vertical decorrente do procedimento de compactação

Descrição	Valor	Unidade
Ko	0,4122	-
vo	0,29	-
Ny	27,16	-
$\sigma'_{zc, i}$	112,39	kN/m ²

Fonte: Autor (2025).

4.1.3.2 Cálculo da tensão vertical geostática no nível do reforço

Para estimar a tensão vertical geostática, é utilizada a equação 32. Substituindo os valores característicos do projeto na expressão, tem-se:

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} = \frac{18 \cdot z}{1 - \left(\frac{0,2596}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{5,20}\right)^2} = \frac{18 \cdot z}{1 - 0,0166 \cdot z^2}$$

4.1.3.3 Cálculo da tensão σ'_{zc}

Para determinar a máxima tensão vertical já suportada pelo solo ao longo de sua história (σ'_{zc}), devem ser adotadas as seguintes condições:

- Para profundidades em que $\sigma'_z < \sigma'_{zc, i}$, ou seja, $\sigma'_z < 112,39 \text{ kN/m}^2$, adota-se $\sigma'_{zc} = 112,39 \text{ kN/m}^2$;
- Para maiores, nas quais $\sigma'_z > 112,39 \text{ kN/m}^2$, considera-se que $\sigma'_{zc} = \sigma'_z$.

4.1.3.4 Cálculo de β

Conforme Vertematti (2004), na primeira iteração do cálculo do coeficiente β , adota-se um valor inicial adequado para o índice de rigidez relativa (Si), com base no tipo de reforço. Neste estudo, a geogrelha utilizada é de PVA, e conforme a Tabela 04, adota-se $Si=0,03$. Adaptando a equação 31 de acordo com os dados calculados, obtêm-se:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n}{S_i} \rightarrow \beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{101,3}\right)^{0,60}}{0,03}$$

Onde P_a (Pressão atmosférica) $\approx 101,3$ kPa.

Nas iterações seguintes, o índice S_i passa a ser calculado com base nas propriedades reais do reforço (Equação 24). Essa abordagem permite maior precisão, pois considera o módulo de rigidez do reforço à tração (J_r) específico do material empregado.

4.1.3.5 Cálculo de $T_{máx}$

A obtenção da força máxima de tração atuante nos elementos de reforço requer um processo iterativo em cada nível de reforço. Os valores do parâmetro adimensional X foram extraídos a partir dos ábacos desenvolvidos por Ehrlich (2009), conforme o ângulo de atrito do solo ($\phi'=36$), constante na Figura 32. A partir do valor de X obtido, a força máxima de tração é calculada com a equação 34.

Na primeira iteração, os parâmetros adotados foram utilizados conforme a Tabela 13. Devido à altura do muro ser de 8,20 m, foram previstas 14 camadas de geogrelhas. O espaçamento vertical entre camadas foi de 60 cm, exceto na camada mais próxima ao topo, onde adotou-se 40 cm, respeitando recomendações técnicas para ancoragem adequada.

Tabela 13 - Planilha de cálculo para a primeira iteração

Camada de Reforço	Sv (m)	Cota (m)	z (m)	Lr (m)	Si (Kpa)	$\sigma' z$ (kPa)	$\sigma' zc$ (kPa)	β	X (Ábaco)	T _{máx} (kN)
14	0,40	7,80	0,40	5,20	0,03	7,25	112,39	35,48	0,18	12,14
13	0,60	7,20	1,00	5,20	0,03	18,30	112,39	35,48	0,18	12,14
12	0,60	6,60	1,60	5,20	0,03	29,59	112,39	35,48	0,18	12,14
11	0,60	6,00	2,20	5,20	0,03	41,10	112,39	35,48	0,18	12,14
10	0,60	5,40	2,80	5,20	0,03	52,86	112,39	35,48	0,18	12,14
9	0,60	4,80	3,40	5,20	0,03	64,87	112,39	35,48	0,18	12,14
8	0,60	4,20	4,00	5,20	0,03	77,13	112,39	35,48	0,18	12,14
7	0,60	3,60	4,60	5,20	0,03	89,66	112,39	35,48	0,18	12,14
6	0,60	3,00	5,20	5,20	0,03	102,47	112,39	35,48	0,18	12,14
5	0,60	2,40	5,80	5,20	0,03	115,55	115,55	36,07	0,18	12,48
4	0,60	1,80	6,40	5,20	0,03	128,93	128,93	38,52	0,18	13,92
3	0,60	1,20	7,00	5,20	0,03	142,61	142,61	40,93	0,18	15,40
2	0,60	0,60	7,60	5,20	0,03	156,61	156,61	43,29	0,18	16,91
1	0,60	0,00	8,20	5,20	0,03	170,93	170,93	45,62	0,18	18,46

Fonte: Autor (2025).

4.1.3.6 Seleção das características dos reforços

A partir da primeira iteração, analisando os valores calculados para $T_{m\acute{a}x}$, deve-se selecionar uma opção de reforço com características adequadas, em conformidade com os fatores de segurança e as resistências de cálculo para o arrancamento e ruptura. Na Tabela 14 são apresentadas as especificações do reforço selecionado para a segunda iteração. Os parâmetros da geogrelha estão detalhados no Anexo A.

Tabela 14 - Características da geogrelha com resistência à tração de 35MP.

Descrição	Valor	Unidade
Resistência à tração	35,00	kN/m
Alongamento na ruptura	4 a 6	%
Módulo de rigidez (Jr)	700,00	kN/m
Fator de segurança para danos de instalação em solos argilosos, siltosos e arenosos.	1,05	-
Fator de segurança para fluência ($T_d = 75$anos)	1,51	-
Fator de segurança para degradação química ($2 < pH < 13$)	1,10	-
Fator de segurança para degradação biológica	1,00	-
Resistência de projeto ($T'd$)	20,00	kN/m

Fonte: Huesker (2015).

Com as características nominais da Tabela 14, foi realizada a segunda iteração, com objetivo de estabelecer novos valores para $T_{m\acute{a}x}$ de acordo com as camadas de reforço. Neste segundo procedimento, devido à mudança nos valores de S_i e β , tornou-se necessário novas leituras no ábaco para determinação de X . Na Tabela 15, podem ser observados os cálculos efetuados para a segunda iteração.

Tabela 15 - Planilha de cálculo para a segunda iteração.

Camada de Reforço	S_v (m)	Cota (m)	Prof. (z) (m)	Lr (m)	Jr (kN/m)	S_i (kPa)	σ'_z (kPa)	σ'_{zc} (kPa)	β	X (Ábaco)	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)
14	0,40	7,80	0,40	5,20	700,00	0,03	7,25	112,39	41,59	0,18	12,14
13	0,60	7,20	1,00	5,20	700,00	0,03	18,30	112,39	41,59	0,18	12,14
12	0,60	6,60	1,60	5,20	700,00	0,03	29,59	112,39	41,59	0,19	12,81

11	0,60	6,00	2,20	5,20	700,00	0,03	41,10	112,39	41,59	0,19	12,81
10	0,60	5,40	2,80	5,20	700,00	0,03	52,86	112,39	41,59	0,19	12,81
9	0,60	4,80	3,40	5,20	700,00	0,03	64,87	112,39	41,59	0,19	12,81
8	0,60	4,20	4,00	5,20	700,00	0,03	77,13	112,39	41,59	0,19	12,81
7	0,60	3,60	4,60	5,20	700,00	0,03	89,66	112,39	41,59	0,19	12,81
6	0,60	3,00	5,20	5,20	700,00	0,03	102,47	112,39	41,59	0,19	12,81
5	0,60	2,40	5,80	5,20	700,00	0,03	115,55	115,55	42,28	0,19	13,17
4	0,60	1,80	6,40	5,20	700,00	0,03	128,93	128,93	45,16	0,19	14,70
3	0,60	1,20	7,00	5,20	700,00	0,03	142,61	142,61	47,97	0,19	16,26
2	0,60	0,60	7,60	5,20	700,00	0,03	156,61	156,61	50,75	0,19	17,85
1	0,60	0,00	8,20	5,20	700,00	0,03	170,93	170,93	53,48	0,19	19,49

Fonte: Autor (2025).

Ao estabelecer um fator de segurança mínimo de 1,5, para garantir a não ruptura dos reforços, é escolhido o maior valor de $T_{máx}$ e verificado se a resistência calculada é inferior à resistência de projeto da geogrelha ($T_d = 20,00 \text{ kN/m}$), sendo assim: $T_c = 19,49 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 29,23 \text{ kN/m}$.

A geogrelha selecionada não pode ser utilizada, pois não atende ao requisito de segurança, uma vez que sua resistência de projeto é inferior à resistência calculada. Logo, é necessário a escolha de um novo reforço e a realização de um novo processo iterativo. Na Tabela 16, podem ser observadas as características da geogrelha escolhida para a terceira iteração. Os parâmetros da geogrelhas estão detalhados no Anexo B.

Tabela 16 - Características da geogrelha com resistência à tração de 55MP.

Descrição	Valor	Unidade
Resistência a tração	55,00	kN/m
Alongamento na ruptura	4 a 6	%
Módulo de rigidez (Jr)	1100,00	kN/m
Fator de segurança para danos de instalação em solos argilosos, siltosos e arenosos.	1,05	-
Fator de segurança para fluência ($T_d = 75\text{anos}$)	1,51	-
Fator de segurança para degradação química ($2 < \text{pH} < 13$)	1,10	-
Fator de segurança para degradação biológica	1,00	-
Resistência de projeto (T_d)	30,90	kN/m

Fonte: Huesker (2015)

Considerando os dados característicos da geogrelha com resistência à tração de 55 kN/m, realizou-se o terceiro procedimento iterativo. Na Tabela 17, podem ser observados os cálculos efetuados para a terceira iteração.

Tabela 17 - Planilha de cálculo para a terceira iteração.

Camada de Reforço	Sv (m)	Cota (m)	Prof. (z) (m)	Lr (m)	Jr (kN/m)	Si (Kpa)	$\sigma' z$ (KPa)	$\sigma' zc$ (KPa)	β	X (Ábaco)	Tmáx (kN)
14	0,40	7,80	0,40	5,20	1100,00	0,04	7,25	112,39	26,46	0,18	12,14
13	0,60	7,20	1,00	5,20	1100,00	0,04	18,30	112,39	26,46	0,18	12,14
12	0,60	6,60	1,60	5,20	1100,00	0,04	29,59	112,39	26,46	0,19	12,81
11	0,60	6,00	2,20	5,20	1100,00	0,04	41,10	112,39	26,46	0,19	12,81
10	0,60	5,40	2,80	5,20	1100,00	0,04	52,86	112,39	26,46	0,19	12,81
9	0,60	4,80	3,40	5,20	1100,00	0,04	64,87	112,39	26,46	0,19	12,81
8	0,60	4,20	4,00	5,20	1100,00	0,04	77,13	112,39	26,46	0,19	12,81
7	0,60	3,60	4,60	5,20	1100,00	0,04	89,66	112,39	26,46	0,19	12,81
6	0,60	3,00	5,20	5,20	1100,00	0,04	102,47	112,39	26,46	0,19	12,81
5	0,60	2,40	5,80	5,20	1100,00	0,04	115,55	115,55	26,91	0,19	13,17
4	0,60	1,80	6,40	5,20	1100,00	0,04	128,93	128,93	28,74	0,19	14,70
3	0,60	1,20	7,00	5,20	1100,00	0,04	142,61	142,61	30,53	0,19	16,26
2	0,60	0,60	7,60	5,20	1100,00	0,04	156,61	156,61	32,29	0,19	17,85
1	0,60	0,00	8,20	5,20	1100,00	0,04	170,93	170,93	34,03	0,19	19,49

Fonte: Autor (2025).

Adotando o fator de segurança mínimo de 1,5, é escolhido o maior valor de Tmáx e verificado se a resistência calculada é inferior à resistência de projeto da geogrelha ($Td = 30,90 \text{ kN/m}$), sendo assim: $Tc = 19,49 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 29,23 \text{ kN/m}$. A geogrelha selecionada pode ser utilizada, uma vez que atende ao requisito de segurança, pois a sua resistência de projeto é superior à resistência calculada.

4.1.3.7 Análise da estabilidade ao arrancamento

Para o comprimento de reforço na zona resistente além da superfície potencial de ruptura, considerando a profundidade de cada reforço (z) e a inclinação da face ($\omega = 83^\circ$), tem-se a seguinte expressão, adaptada da equação 36 sugerida por Ehrlich (2009):

$$Le = Lr - (H - z) \cdot \left[\tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) - \frac{1}{\tan \omega} \right] \rightarrow Le = 5,20 - 0,4452 \cdot (8,20 - z)$$

O fator de resistência ao arrancamento pode ser estabelecido pela equação 37. Para o coeficiente de aderência (f_a) adotou-se 0,9, dessa forma, os cálculos são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Cálculo do fator de resistência ao arrancamento.

Descrição	Valor	Unidade
w	83	°
Lr	5,20	m
H (Altura do muro)	8,20	m
Ângulo de atrito (Φ')	36	°
fa	0,90	-
F*	0,65	-

Fonte: Autor (2025).

Adaptando a equação 35, pode-se determinar a resistência dos reforços ao arrancamento (P_r), e o valor referente ao fator de efeito de escala (α) considerado equivale a 1.

$$P_r = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'z \cdot Le \rightarrow P_r = 2 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot \sigma'z \cdot Le = 1,30 \cdot \sigma'z \cdot Le$$

Sabendo que: $P_r \geq FS \cdot T_{\text{máx}}$, e considerando um fator de segurança mínimo de 1,5, é possível verificar a conformidade para cada nível de reforço, apresentado na Tabela 19.

Tabela 19 - Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços.

Camada de Reforço	Prof. (z) (m)	Le (m)	$\sigma'z$	Pr (kN/m)	T _{máx} (kN/m)	F.S
14	0,40	2,37	7,25	22,43	12,81	1,75
13	1,00	2,58	18,30	61,87	12,81	4,83
12	1,60	2,80	29,59	108,44	12,81	8,46
11	2,20	3,02	41,10	162,36	12,81	12,67
10	2,80	3,24	52,86	223,87	12,81	17,47
9	3,40	3,46	64,87	293,22	12,81	22,89
8	4,00	3,67	77,13	370,64	12,81	28,93
7	4,60	3,89	89,66	456,40	12,81	35,62
6	5,20	4,11	102,47	550,78	12,81	42,99
5	5,80	4,33	115,55	654,06	13,17	49,65
4	6,40	4,55	128,93	766,54	14,70	52,15
3	7,00	4,76	142,61	888,53	16,26	54,65

2	7,60	4,98	156,61	1020,36	18,79	54,29
1	8,20	5,20	170,93	1162,37	19,49	59,65

Fonte: Autor (2025).

4.1.3.8 Análise da eficiência da conexão entre o reforço e o faceamento

A verificação da ancoragem pode ser feita conforme a equação 37. Para blocos de concreto, é considerado o parâmetro de acoplamento (CR) igual a 85%. Os cálculos são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 - Fatores de segurança referente a conexão entre o reforço e o faceamento.

Camada de Reforço	Prof. (z) (m)	Le (m)	T _{máx} (kN/m)	To (kN/m)	Pr,o	FS
14	0,40	2,37	12,14	9,71	16,56	1,71
13	1,00	2,58	12,14	6,07	16,56	2,73
12	1,60	2,80	12,81	6,41	16,56	2,59
11	2,20	3,02	12,81	6,41	16,56	2,59
10	2,80	3,24	12,81	6,41	16,56	2,59
9	3,40	3,46	12,81	6,41	16,56	2,59
8	4,00	3,67	12,81	6,41	16,56	2,59
7	4,60	3,89	12,81	6,41	16,56	2,59
6	5,20	4,11	12,81	6,41	16,56	2,59
5	5,80	4,33	13,17	6,59	16,56	2,51
4	6,40	4,55	14,70	7,35	16,56	2,25
3	7,00	4,76	16,26	8,13	16,56	2,04
2	7,60	4,98	17,85	8,93	16,56	1,86
1	8,20	5,20	19,49	9,74	16,56	1,70

Fonte: Autor (2025).

4.2 Análise do dimensionamento

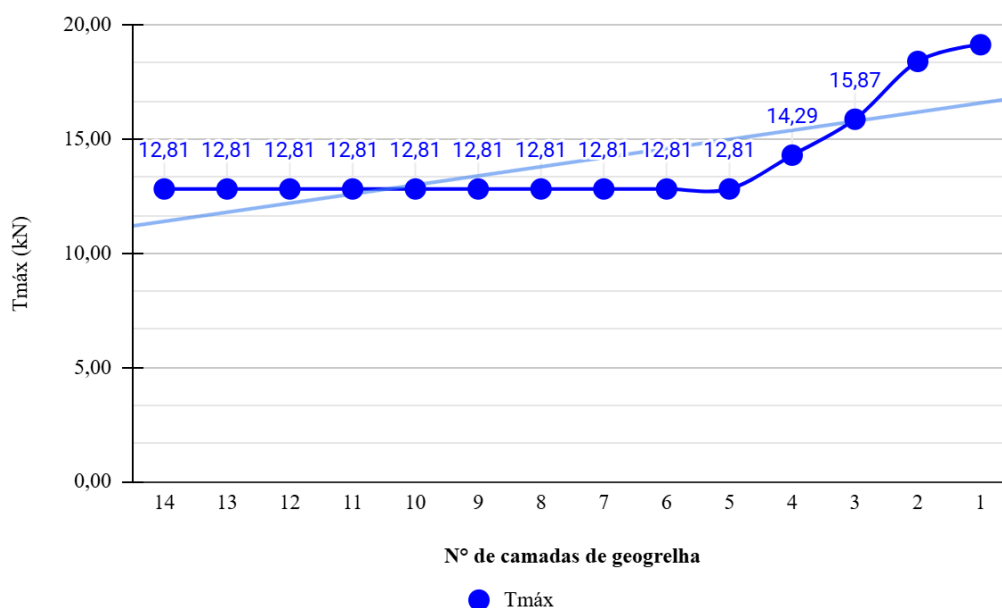
Os resultados do dimensionamento foram divididos em três etapas. Na primeira realizou-se uma análise das forças máximas de tração, como se deu o comportamento das tensões em cada camada de reforço de acordo com a profundidade. Na segunda procedeu-se a análise e o comparativo entre os fatores de segurança estimados para cada camada de material resistente. Na terceira, elaborou-se graficamente o esquema final da ECSR, por meio do software AutoCAD, dimensionados a partir dos resultados deste trabalho.

4.2.1 Forças máximas de tração

A partir dos resultados obtidos para os valores de $T_{m\acute{a}x}$ da última iteração, apresentadas na Tabela 17, foi construído um gráfico demonstrando o comportamento da tração máxima em cada camada de reforço, apresentado no Gráfico 01. A interpretação gráfica possibilitou a análise de algumas premissas que relacionam o comportamento do reforço com o tipo de solo característico local dos sertões de Crateús.

- Pode-se confirmar que, de acordo com a profundidade, observa-se um comportamento crescente da força de tração máxima, justamente devido ao acúmulo de carga proveniente do peso próprio do solo de enchimento e da sobrecarga aplicada pela compactação. Nota-se que pelo fato do solo arenoso apresentar granulometria mais graúda, a interação com a geogrelha é aumentada de maneira, tal que o deslocamento necessário para atingir a resistência máxima é diminuído, como pode ser visto a linha de influência no gráfico, em azul claro.
- Como se trata de uma crescente de acordo com a profundidade, para o cenário em análise, em dimensionamentos, o projetista pode optar por utilizar geogrelhas mais resistentes em camadas inferiores e menos resistentes em camadas superiores, variando de acordo com a cota do reforço.

Gráfico 01 - Comportamento da tensão máxima conforme a profundidade da estrutura.



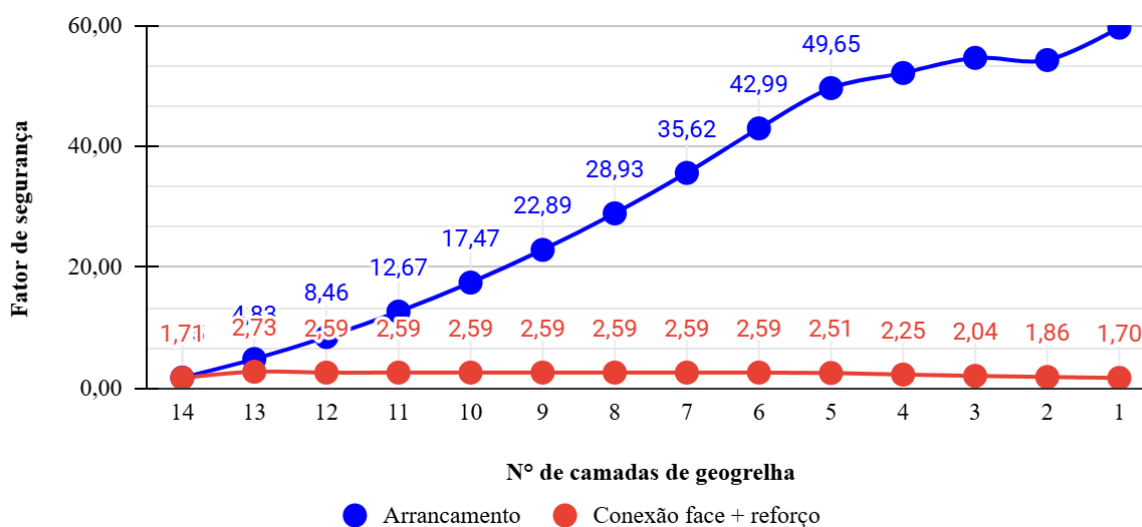
Fonte: Autor (2025).

4.2.2 Análise dos fatores de segurança

A partir dos níveis de segurança referentes às verificações de arrancamento dos reforços e conexão entre face e reforço, apresentados nas Tabelas 19 e 20, elaborou-se um gráfico (Gráfico 02), apresentando o comportamento de cada verificação de segurança ao longo dos níveis da estrutura.

- Observa-se um comportamento crescente do fator de segurança ao arrancamento dos reforços de acordo com maiores profundidades do muro. Isso se dá por conta do aumento das tensões verticais ao longo da profundidade, as quais proporcionam maior confinamento e atrito na interface solo-reforço, favorecendo a estabilidade, sendo assim, cabendo ao projetista verificar adequadamente o espaçamento entre a primeira camada de reforço e a superfície, pois é o ponto mais crítico desta análise.
- Por outro lado, em relação a conexão face-reforço, é apresentado que o fator de segurança se mantém praticamente constante, no entanto, seus pontos críticos são na camada mais superior e mais inferior, onde apresentam fatores de segurança mais baixos e próximos do limite (1,5). No caso, isso se deve por conta de que a resistência de ancoragem depende diretamente da tensão vertical efetiva (ou seja, do confinamento que o solo exerce sobre a geogrelha), no entanto, embora para a camada inferior a tensão vertical efetiva seja maior, existe uma maior ação do empuxo ativo horizontal, onde ocorre maior demanda por resistência na conexão.
- Essa análise dos pontos críticos dos reforços só confirma a necessidade da verificação individual das conexões em cada camada.

Gráfico 02 - Comportamento dos fatores de segurança conforme profundidade.



Fonte: Autor (2025).

4.2.3 Esquema final da ECSR

Com base nos resultados obtidos nas etapas de dimensionamento, foi elaborado o arranjo final da Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ECSR), representando a configuração definitiva da estrutura analisada neste trabalho, apresentada na Figura 37. A representação foi desenvolvida por meio do software AutoCAD.

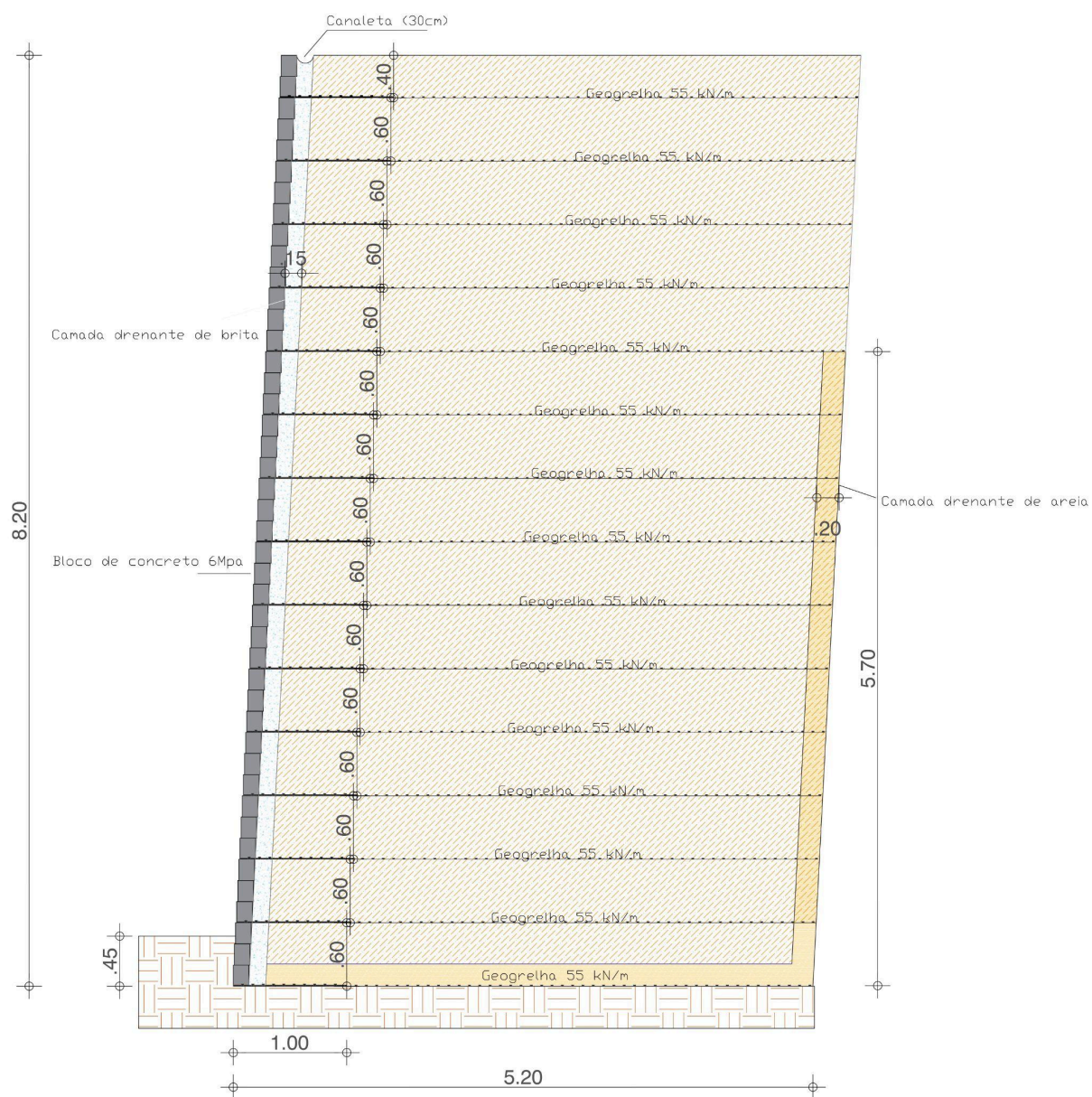
A Figura 37 ilustra a seção transversal do muro de contenção com 8,20 metros de altura, apresentando o arranjo das camadas de reforço, o faceamento com blocos de concreto 14x19x39 cm e os sistemas de drenagem. O sistema de reforço adotado é composto por 14 camadas de geogrelhas de PVA, todas com resistência uniforme à tração de 55 kN/m e comprimento de 5,20 metros, espaçadas verticalmente a cada 60 cm. A última camada de reforço, localizada próxima à crista da estrutura, foi posicionada a 40 cm do topo, conforme recomendação da literatura para garantir maior controle sobre o comportamento superficial do muro.

Visando a padronização e a simplificação do processo construtivo, foram empregados blocos de concreto com resistência de 6 MPa em toda a extensão vertical da face do muro. Esta escolha permite ao construtor adquirir blocos com uma única especificação, reduzindo custos logísticos e erros de execução. As geogrelhas foram ancoradas na argamassa de acoplamento dos blocos de modo a garantir dupla camada no trecho próximo à face, com pelo

menos 1 metro de sobreposição, conforme detalhamento típico para estruturas de médio porte.

O sistema de drenagem é composto por colchões drenantes de solo arenoso na base e no tardo, ambos com 20 cm de espessura, e camada de brita nº 1 junto ao paramento, com espessura de 15 cm, com o intuito de evitar acúmulo de pressões hidrostáticas e permitir a dissipação das águas infiltradas. Mesmo com pouca frequência de precipitação na região, o solo arenoso muito saturado pode ser um problema, nesse caso se torna indispensável um sistema de drenagem eficaz.

Figura 37 - Seção transversal da ECSR.



Fonte: Autor (2025).

4.3 Diferentes cenários e limitações

Neste trabalho, foi realizado um dimensionamento para uma estrutura de contenção com solo reforçado (ECSR) com geometria de 8,20 m de altura, 5,20 m de largura da base e 15 metros de comprimento, no entanto, é importante analisar diferentes cenários para o tipo de muro, verificar as limitações do mesmo quando aplicado em condições locais dos sertões de Crateús.

Para a verificação, foi utilizada a mesma planilha de cálculo de dimensionamento, aplicada para diferentes alturas do muro, 5 , 10 e 15 metros, mantendo o mesmo espaçamento vertical dos reforços, as mesmas características de solo de enchimento e os mesmos parâmetros de compactação. Foram avaliados:

- Comportamento do comprimento de reforço (L_r) de acordo com alturas diferentes, verificando a estabilidade ao deslizamento, tombamento e tensões na base;
- Capacidade de carga do terreno de fundação, analisando o fator de segurança contra a ruína do solo de fundação;
- Seleção das características dos reforços de acordo com as tensões máximas em cada camada de reforço;
- Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços;
- Fatores de segurança referente à eficiência da conexão entre o reforço e o faceamento.

Para a análise dos diferentes cenários, o Quadro 03 vai apresentar as verificações para as diferentes alturas apresentando “OK” caso a verificação seja válida, ou “NÃO OK” caso a verificação não seja válida.

Vale ressaltar que, para as verificações de estabilidade ao deslizamento, tombamento e tensões na base, foi validada caso o comprimento de reforço calculado seja menor que o definido no pré-dimensionamento. Para capacidade de carga do terreno de fundação, caso o fator de segurança seja maior que 3,0. Para as verificações do tipo de geogrelha, foi validada caso a resistência de cálculo seja menor que a resistência de projeto da geogrelha. Para a verificação ao arrancamento, foi analisado o fator de segurança da primeira camada de reforço se é maior que 1,5. E por fim, para a eficiência da conexão reforço + face, foi analisado o fator de segurança da primeira e última camada de reforço, se são maiores que 1,5.

Quadro 03 - Verificação de dimensionamento para diferentes cenários.

Altura do Muro	5 metros	10 metros	15 metros
Verificação ao deslizamento	OK	OK	NÃO OK
Verificação ao tombamento	OK	OK	NÃO OK
Verificação das tensões na base	OK	OK	NÃO OK
Capacidade de carga do terreno de fundação	OK	OK	NÃO OK
Geogrelha 35 kN/m atende?	OK	NÃO OK	NÃO OK
Geogrelha 55 kN/m atende?	OK	NÃO OK	NÃO OK
Geogrelha 80 kN/m atende?	OK	OK	NÃO OK
Verificação ao arrancamento dos reforços	OK	OK	NÃO OK
Eficiência da conexão entre reforço + face	OK	OK	NÃO OK

Fonte: Autor (2025).

De acordo com a análise dos cenários realizada, pode-se afirmar:

- A estrutura de contenção em solo reforçado possui limitações de altura de acordo com o comprimento do reforço (L_r), onde é uma relação diretamente proporcional, ou seja, quanto maior a altura, maior deve ser o comprimento de reforço. E para pelo menos atender as verificações de estabilidade externa, o L_r precisa ser pelo menos 50% da altura do muro.
- De acordo com o aumento de altura, ocasionando maiores tensões efetivas verticais e empuxos horizontais, a resistência do elemento de reforço precisa ser maior. Considerando $L_r = 5,20\text{ m}$ por exemplo, a altura limite que o muro poderia ter para atender a resistência da geogrelha com resistência à tração de 80 kN/m, seria de 11,20 metros, com alturas maiores, seria necessário a mudança do tipo de geogrelha para uma mais resistente e provavelmente aumentar o comprimento de reforço proporcionalmente.

* Composição de insumos e serviços para DNIT/SICRO 02 datada em Novembro/2016 e atualizada para Junho/2025 por meio do INCC-DI.

* Composição de insumos e serviços para DER/ES datada em Julho/2022 e atualizada para Junho/2025 por meio do INCC-DI.

* Composição de insumos e serviços para SMOF datada em Julho/2019 e atualizada para Junho/2025 por meio do INCC-DI.

* Composição de insumos e serviços para SCO-RIO datada em Janeiro/2023 e atualizada para Junho/2025 por meio do INCC-DI.

Fonte: Autor (2025).

Tabela 22 - Levantamento de custos da estrutura convencional em alvenaria de pedra argamassada.

MURO DE GRAVIDADE EM ALVENARIA DE PEDRA							
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	FONTE	UND	QUANT.	PREÇO UNITÁRIO	PREÇO TOTAL
1	MOVIMENTO DE TERRA						R\$ 26.939,95
1.1	2 S 03 940 01	Reaterro e compactação	SICRO 02	M3	639,6	R\$ 39,19	R\$ 25.065,92
1.2	2 S 01 100 01	Esc. carga transp. mat 1ª cat DMT 50 m	SICRO 02	M3	639,6	R\$ 2,93	R\$ 1.874,03
2	ELEMENTOS ESPECIAIS						R\$ 172.401,06
2.1	C0058	ALVENARIA DE PEDRA ARGAMASSADA (TRAÇO 1:2:8) C/ AGREGADOS ADQUIRIDOS	SEINFRA	M3	309,345	R\$ 557,31	R\$ 172.401,06
3	SISTEMA DE DRENAGEM						R\$ 5.774,91
3.1	367	Areia grossa - posto jazida (retirado na jazida, sem transporte)	SMOP EDIF	M3	32,7	R\$ 92,70	R\$ 3.031,29
3.2	CL - 01	Brita 1 (9,5 a 19,0 mm) - sem frete	Composiç ão própria	M3	18,45	R\$ 133,34	R\$ 2.460,12
3.3	10541	Calha/canaleta de concreto simples, tipo meia cana, d = 30 cm, para água pluvial	SMOP EDIF	M	15	R\$ 18,90	R\$ 283,50
VALOR TOTAL:							R\$ 205.115,93
<p>* Composição de insumos e serviços para DNIT/SICRO 02 datada em Novembro/2016 e atualizada para Junho/2025 por meio do INCC-DI.</p> <p>* Composição de insumos e serviços para SMOF datada em Julho/2019 e atualizada para Junho/2025 por meio do INCC-DI.</p> <p>* Composição de insumos e serviços para SEINFRA datada em Outubro/2023.</p>							

Fonte: Autor (2025).

Quanto ao processo executivo, a ECSR permite uma execução mais ágil, econômica e industrializada, com etapas padronizadas de escavação, compactação em camadas e incremento das geogrelhas, seguidas da instalação dos blocos estruturais. Esse processo favorece a produtividade da obra, requer menor uso de formas, escoramentos e concreto moldado in loco, o que reduz significativamente a dependência de água, cimento e mão de obra especializada.

Por outro lado, o muro de alvenaria de pedra argamassada exige um processo construtivo artesanal, com transporte e assentamento manual das pedras, preparo constante de argamassa, uso intensivo de cimento e necessidade de formas e armações em pontos específicos. Além disso, sua execução é mais demorada e vulnerável a variações na qualidade dos materiais naturais (como pedras e argamassas) e à disponibilidade local de mão de obra qualificada.

Quanto ao desempenho estrutural e geotécnico, a ECSR demonstra melhor adaptação às condições dos solos arenosos predominantes nos sertões de Crateús. A interação entre o solo granular e as geogrelhas favorece a mobilização do atrito na interface solo-reforço, resultando em maior eficiência na distribuição de tensões e no controle de deslocamentos. A estrutura apresenta ainda elevada capacidade de deformação sem comprometer a estabilidade, o que a torna mais segura frente a recalques diferenciais e instabilidades superficiais. Em contrapartida, o muro de pedra argamassada, sendo uma estrutura rígida, monolítica e mais pesada, é mais sensível a recalques e ao comportamento não homogêneo de solos arenosos.

Dessa forma, ao considerar aspectos construtivos, econômicos e geotécnicos, a ECSR se apresenta como uma alternativa mais eficiente quanto a viabilidade técnico-econômica e ambiental para regiões como os sertões de Crateús. Especialmente onde há disponibilidade de solo local para reaproveitamento e necessidade de soluções mais sustentáveis e de fácil execução.

5 CONCLUSÃO

Neste trabalho, foi analisado o comportamento de uma Estrutura de Contenção em Solo Reforçado (ECSR), dimensionada conforme o método de equilíbrio limite proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) e aplicada ao contexto geotécnico da região dos sertões de Crateús, caracterizada por solos arenosos. Este projeto abordou uma estrutura de contenção com blocos de concreto e reforçada de geogrelhas, variando-se apenas a altura do muro nos cenários simulados (5 m, 10 m e 15m) o que permitiu compreender algumas limitações e potencialidades da técnica em função da geometria aplicada nas propriedades do solo local.

A partir dos resultados, ficou evidente o bom desempenho do solo arenoso da região, tanto por conta da maior granulometria e menor coesão, onde favoreceu a interação com os elementos de reforço, principalmente no que diz ao arrancamento dos reforços. Os fatores de segurança tiveram um comportamento crescente de acordo com a profundidade, devido ao aumento das tensões verticais que proporcionam maior confinamento ao reforço.

De acordo com a análise feita em diferentes cenários de altura mas com as mesmas condições iniciais, foi possível concluir que a ECSR pode resistir á grandes alturas, no entanto, respeitando as limitações de resistência da geogrelha e o comprimento de reforço, que precisa ser pelo menos 50% da altura da estrutura.

Em relação à conexão entre face e reforço, observou-se que os fatores de segurança se mantiveram praticamente constantes ao longo da estrutura, porém com pontos críticos nas camadas superior e inferior. Isso reforça a importância da verificação individualizada das conexões, uma vez que a resistência de ancoragem está diretamente associada à tensão vertical efetiva atuante sobre cada camada.

As forças máximas de tração, dados obtidos durante o dimensionamento, apontaram um crescimento progressivo conforme a profundidade, o que justifica a possível escolha de reforços mais resistentes nas camadas inferiores, não sendo necessário o uso do mesmo tipo de reforço em todos os níveis, otimizando custos sem comprometer a segurança da estrutura.

No aspecto econômico, o estudo comparativo entre a ECSR e a estrutura convencional (Muro de gravidade em alvenaria em pedra argamassada) demonstrou a viabilidade e a vantagem significativa da primeira alternativa. Uma redução de mais de 50% nos custos, associada ao menor consumo de material, diminuindo bastante o consumo de cimento, tornando uma solução atrativa para obras geotécnicas na região dos sertões de Crateús.

Dessa forma, conclui-se que o sistema de contenção em solo reforçado com blocos de concreto e geogrelha apresenta um desempenho satisfatório com altura de 11,20 metros, podendo atingir maiores alturas dependendo das características do reforço, comprimento do reforço e eficiência de acoplamento com a face. Com estabilidade comprovada e vantagens econômicas evidentes, a estrutura se torna viável especialmente em regiões com demanda por soluções de engenharia geotécnica acessíveis e eficazes.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA BARROS, P. L. **Obras de Contenção**. Publicação editada pelo departamento técnico, 2005.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **LRFD bridge design specifications**. 6. ed. Washington, D.C.: AASHTO, 2012.

ANDRADE, Mariana Oliveira. **Análise comparativa de custos entre estruturas de contenção**. 2018. 108 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2018.

ANDRADE, Reginaldo R. **Muros de contenção à gravidade**. Diprotec Geo, Curitiba, 12 abr. 2018. Disponível em: <https://diprotecgeo.com.br/blog/muros-de-contencao-a-gravidade/>. Acesso em: 1 maio 2025.

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

BARBOSA JÚNIOR, Fabiano Gomes. *Estudo comparativo entre muro reforçado com geossintético e muros de arrimo convencionais via método dos elementos finitos*. 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Crateús, 2023.

BARROS, Pêrsio Leister de Almeida. **Obras de contenção: manual técnico**. São Paulo: Maccaferri América Latina, 2017.

BATHURST, R. J. **Geossintéticos em muros de contenção**. Tradução de: Karla C. A. P. Maia. [S.l.]: International Geosynthetic Society (IGS), [s.d.]. Disponível em: <https://www.geosyntheticssociety.org>. Acesso em: 3 maio 2025.

BATHURST, R. J.; VLACHOPOULOS, N.; WALTERS, D. L.; BURGESS, P. G.; ALLEN, T. M. **The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls**. Canadian geotechnical Journal. v. 43, n. 12, p. 1225- 1237. 2006.

BONISSONI, L. **Dimensionamento e execução de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), 2017.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8006-1:2010 – Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills**. London: BSI, 2010.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Fundamentos. 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988.

CASTELO BRANCO, Camila Silva. **Aplicação de geossintéticos na remediação de áreas contaminadas por atividades industriais**. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, João Pessoa, 2020.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CONCRELAJE. **Muros de arrimo**. [S. l.]: Concrelaje, [2016]. Disponível em: <https://www.concrelaje.com.br/muros-de-arrimo/>. Acesso em: 3 maio 2025.

CUNHA, M. A. **Ocupação de encostas**. São Paulo: IPT, 1991.

DANTAS, Mateus Medeiros Vieira. **Instrumentação de um modelo físico de estrutura de solo reforçado com geogrelha**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2021.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 7 edição norte-americana, São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DUARTE, Marlon Pereira. **Estabilidade de talude e muro de arrimo**. 2013. Monografia (Especialização em Construção Civil – Ênfase em Gestão e Tecnologia da Construção Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

EHRlich, M. e MITCHELL, J.K. (1994) **Working stress design method for reinforced soil walls**. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(4), 625 – 645.

EHRlich, M. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução**. Maurício Ehrlich, Leonardo Becker. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M.; AZAMBUJA, E. **Muros de solo reforçado**. In: IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos e V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental. Porto Alegre - RS, 2003.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes: design and construction guidelines**. Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2009. (FHWA-NHI-10-024).

FEICHENG LIANYI ENGINEERING PLASTICS CO., LTD. Feicheng Lianyi Engineering Plastics Co., Ltd.: **China's leading manufacturer of geosynthetics**. Disponível em: <https://www.lianyigeosyn.com>. Acesso em: 12 abril. 2025.

FERRETTI, Paulo Cesar Belesso; SANTOS JUNIOR, Petruccio; ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha. **Análise de estabilidade e de fundação de solo reforçado com geogrelhas e face metálica**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20.; SIMPÓSIO BRASILEIRO DE MECÂNICA DAS

ROCHAS, 10.; SIMPÓSIO DE ENGENHEIROS GEOTÉCNICOS JOVENS, 9., 2024, Balneário Camboriú. Anais do 24º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.. Balneário Camboriú: COBRAMSEG, 2024.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. **Contenções: teoria e aplicações em obras**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2016.

GERSCOVICH, Denise M. S. Estruturas de CONTENÇÃO - Muro de arrimo. Rio de Janeiro, 2008.

GUIMARÃES, K. P. **Cortinas atirantadas: estudo de patologias e suas causas**. Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2015. 78 f.

JABER, R. **Estudo da probabilidade de ruptura de uma estrutura de contenção em gabiões, localizado em Goiânia – Goiás**. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.

KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics**. 5. ed. New York, 1999.

LEQUES, Fernanda Gabriela Goulart; BOLINA, Fabrício L.; MORAES, Carlos Alberto Mendes. **Avaliação de estruturas de aço e concreto: impactos ambientais associados**. In: FÓRUM INTERNACIONAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS, 11., 2020, Porto Alegre. Anais do 11º Fórum Internacional de Resíduos Sólidos. Porto Alegre: [s.n.], 2020. Área temática: Gestão Ambiental. Disponível em: <https://institutoventuri.org/ojs/index.php/FIRS>. Acesso em: 3 maio 2025.

LIU, H.; WON, M. S. **Stress dilatancy and reinforcement load of vertical-reinforced soil composite: analytical method**. Journal of Engineering Mechanics. v. 140, n. 3, p. 630– 639. 2014.

LUZ, T. Pereira da; FERREIRA, Rafaela Faciola Coelho de Souza. **Aplicação de Geogrelha como Alternativa de Reforço em uma Estrutura de CONTENÇÃO na Cidade de Florianópolis – SC**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 20., 2020, Campinas. Anais do 20º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas: COBRAMSEG, 2020.

MACHADO, Camila Stheffani Oliveira; SILVA, Nagiélle Muara e; RIZK, Maria Cristina. **Aspectos e Impactos Ambientais de uma indústria de fabricação de estruturas metálicas**. IX Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental. Porto Alegre, 2014.

MARCHAND, J.; HORNAIN, H.; DIAMOND, S.; PIGEON, M.; GUIRAUD, H. **The microstructure of dry concrete products**. Cement and Concrete Research, vol. 26, No. 3, p. 427-438, 1996.

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

MATILDES, Caio Messias. **Concreto armado e suas patologias**. Semana Acadêmica: Revista Científica, Fortaleza, v. 10, ed. 225, 2022. Disponível em: <https://semanaacademica.org/artigo/2022/concreto-armado-e-suas-patologias>. Acesso em: 3 maio 2025.

MENEZES, Samuel Torres. **Modelagem computacional de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos**. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Crateús, 2022.

MITCHELL, James Kenneth; VILLET, Willem CB. **Reinforcement of earth slopes and embankments**. NCHRP report, n. 290, 1987.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1994.

PAIXÃO, J. A.; RASMUSSEN, M. A.; DIAS, D. C. **Dimensionamento de estruturas de contenção em aterro reforçado com geogrelha e terra armada**. In: CONGRESSO, 2020, Goiânia. Anais [...]. Goiânia: Pontifícia Universidade Católica de Goiás, 2020.

PALMEIRA, E. M. (1999). **Solo Reforçado – Manual Técnico Huesker**. 1ª edição. S. J. Campos, Brasil.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. São Paulo, Oficina de Textos, 2018.

PARSEKIAN, Guilherme Aris; MEDEIROS, Wallison Angelim. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. 2. ed. rev. e atual. conforme NBR 16868:2020. São Carlos: EdUFSCar, 2021. 147 p. ISBN 978-65-86768-23-7.

PEÃO, Carlos Eduardo Alexandre; WATANABE, Roberto Massaru. **Cortina atirantada em concreto armado contém empuxos do solo**. AECweb, 2023. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/cortina-atirantada-em-concreto-armado-contem-empuxos-do-solo/14268>. Acesso em: 3 maio 2025.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas / 3ª edição**, Carlos de Souza Pinto, São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PLÁCIDO, R. R.; KAMIJI, T. S. M. M.; BUENO, B. DE S. **Análise comparativa de custos para diferentes alternativas de estruturas de contenção**. Anais, 2010.

RANKINE, William John Macquorn. II. **On the stability of loose earth**. Philosophical transactions of the Royal Society of London, n. 147, p. 9-27, 1857.

RANZINI, S. M. T.; NEGRO JÚNIOR, A. **Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas**. In: HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.;

FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. C.; NIYAMA, S. *Fundações: teoria e prática*. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998, p.497-515.

RELATÓRIO DE SUSTENTABILIDADE. **Relatório de sustentabilidade da indústria brasileira do aço**. Instituto Aço Brasil, 1987.

ROCHA, Paulo Eduardo Oliveira da; PORTELINHA, Fernando Henrique Martins. **Efeito do espaçamento entre reforços no comportamento de muros em solos finos reforçados com geossintéticos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG 2024, 21., 2024, Balneário Camboriú. Anais [...]. Balneário Camboriú: ABMS, 2024.

Rocha, P.E.O., **Estruturas em Solo Reforçado com face em tela metálica em obra de grande porte em Cajamar – SP**. In: congresso brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica, xx, 2022, Campinas, 2022.

SANTOS, Carlos Eduardo de Oliveira. **Análise de blocos estruturais de concreto utilizando a técnica da ultrassonografia**. 2011. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação SoloGeogrelha**. PUC RIO, 2003.

SILVA, André Estêvão F. da; MONTEZ, Flávio Teixeira. **Aterros reforçados: parâmetros de projeto relevantes da geogrelha**. Huesker Ltda., 2003

TACITANO, M. **Análise de parede de contenção através de método unidimensional e evolutivo**. Tese de doutorado apresentada à Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, 2006. 296 f.

TATSUOKA, F. **Roles of facing rigidity in soil reinforcing**. In: Keynote Lecture, Proc.Earth Reinforcement Practice. 1993.

TORMEN, Andréia Fátima; MULTERNO, Betina Knebel; KRIPKA, Moacir; FERRAZZO, Suéllen Tonatto; KORF, Eduardo Pavan. **Estudos sobre alternativas de projeto para a minimização do impacto ambiental de edifícios em concreto armado**. Revista AIDIS de Ingeniería y Ciencias Ambientales: Investigación, desarrollo y práctica, [S.l.], v. 13, n. 1, p. 153–171, 6 abr. 2020. DOI: <https://doi.org/10.22201/lingen.0718378xe.2020.13.1.63329>. Acesso em: 3 maio 2025.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blucher, 2004.

YOSHIOKA, Bruno Augusto; ESPESSATO, Alan Rizzato; FAVERO, Anésio Augusto; GUTIERREZ, Nelci Helena Maia. **Análise da sensibilidade dos parâmetros de resistência do solo na estabilidade de um muro em solo reforçado com geogrelha, em solo argiloso**.

In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG, 20., 2020, Campinas. Anais do 20º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Campinas: ABMS, 2020.

ANEXO A

F O R T R A C®**GEOGRID REINFORCEMENT****FORTRAC 35 MP**

FORTRAC 35 MP IS MADE WITH POLYVINYL ALCOHOL (PVA) YARNS, CRAFTED INTO A STABLE, INTERLOCKING PATTERN AND THEN COATED FOR PROTECTION FROM INSTALLATION DAMAGE. FORTRAC IS EASY TO INSTALL, UNAFFECTED BY FREEZE-THAW CONDITIONS, AND RESISTANT TO CHEMICAL, BIOLOGICAL AND ULTRA-VIOLET EXPOSURE. THE HIGH JUNCTION STRENGTH CAPACITY OF FORTRAC GEOGRIDS PROVIDES AN EFFICIENT TENSILE REINFORCEMENT FOR A WIDE RANGE OF SOIL TYPES. FORTRAC MP GEOGRIDS HAVE BEEN DEVELOPED FOR USE AS TENSILE REINFORCEMENT FOR RETAINING WALLS, STEEPENED SLOPES, ROADWAYS AND LANDFILL LINING SYSTEMS. FORTRAC GEOGRIDS ARE PRODUCED AT HUESKER'S MANUFACTURING FACILITY THAT HAS ACHIEVED ISO 9001 CERTIFICATION FOR ITS SYSTEMATIC APPROACH TO QUALITY IN DEVELOPMENT, MANUFACTURE, INSPECTION, SALES AND APPLICATION SUPPORT OF GEOSYNTHETICS.

PROPERTY	TEST METHOD	ENGLISH units ¹	SI units ¹
Mass/Unit Area	ASTM D-5261	7 oz/yd ²	240 g/m ²
Aperture Size	Measured	0.8 X 1.2 inch	20 X 30 mm
Percent Open Area	CW022125	70 %	70 %
Wide Width Tensile Strength (MD)			
@ Ultimate	ASTM D-6637	2400 lb/ft	110.0 kN/m
@ 2% Strain	ASTM D-6637	960 lb/ft	14.0 kN/m
@ 5% Strain	ASTM D-6637	2160 lb/ft	31.5 kN/m
Elongation at Break	ASTM D-6637	4 - 6 %	4 - 6 %
Long Term Design Strength* (MD)			
Sand, Silt and Clay	GRI GG4(b)	1372 lb/ft	20.0 kN/m
pH Resistance Range (MD)	ASTM D-5819	2 - 13	2 - 13

¹ MARV - Minimum average roll values are based on a 95% confidence level.

$$\begin{aligned}
 * LTDS &= \frac{T_{ULTIMATE}}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD} \times FS_{JNT}} \\
 &= \frac{2400}{1.05 \times 1.514 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0}
 \end{aligned}$$

$$LTDS = 1372 \text{ lb/ft} - \text{Sand Silt and Clay}$$

$$LTDS = T_{ALLOWABLE} \times FS_{UNC}$$

FS_{ID} = factor of safety for installation damage
 FS_{CR} = factor of safety for creep deformation (75 Years)
 FS_{CD} = factor of safety for chemical degradation (2 < pH < 13)
 FS_{BD} = factor of safety for biological degradation
 FS_{JNT} = factor of safety for joints (seams and connections)
 FS_{UNC} = factor of safety for uncertainties

Standard Roll Size: 12.14 ft (3.7 m) wide x 328.1 ft (100 m) long = 443 yd² (370 m²)

Each roll of Fortrac geogrid delivered to the project site is labeled by HUESKER® with a roll label that indicates manufacturer's name, product identification, lot number, roll number and roll dimensions. All rolls of Fortrac are encased in a sturdy polyethylene wrap to shield the product from rain, dirt, dust and ultraviolet light. Contact HUESKER for information on our material warranty.

35MPstOI

HUESKER 10701-W S. Commerce Blvd., Charlotte, NC 28273 • www.hueskerinc.com • (704)588-5500 • (800)942-9418

ANEXO B

F O R T R A C®

G E O G R I D R E I N F O R C E M E N T

F O R T R A C 55 M P

FORTRAC 55 MP IS MADE WITH POLYVINYL ALCOHOL (PVA) YARNS, CRAFTED INTO A STABLE, INTERLOCKING PATTERN AND THEN COATED FOR PROTECTION FROM INSTALLATION DAMAGE. FORTRAC IS EASY TO INSTALL, UNAFFECTED BY FREEZE-THAW CONDITIONS, AND RESISTANT TO CHEMICAL, BIOLOGICAL AND ULTRA-VIOLET EXPOSURE. THE HIGH JUNCTION STRENGTH CAPACITY OF FORTRAC GEOGRIDS PROVIDES AN EFFICIENT TENSILE REINFORCEMENT FOR A WIDE RANGE OF SOIL TYPES. FORTRAC MP GEOGRIDS HAVE BEEN DEVELOPED FOR USE AS TENSILE REINFORCEMENT FOR RETAINING WALLS, STEEPENED SLOPES, ROADWAYS AND LANDFILL LINING SYSTEMS. FORTRAC GEOGRIDS ARE PRODUCED AT HUESKER'S MANUFACTURING FACILITY THAT HAS ACHIEVED ISO 9001 CERTIFICATION FOR ITS SYSTEMATIC APPROACH TO QUALITY IN DEVELOPMENT, MANUFACTURE, INSPECTION, SALES AND APPLICATION SUPPORT OF GEOSYNTHETICS.

PROPERTY	TEST METHOD	ENGLISH units ¹	SI units ¹
Mass/Unit Area	ASTM D-5261	8 oz/yd ²	270 g/m ²
Aperture Size	Measured	0.8 X 1.2 inch	20 X 30 mm
Percent Open Area	CW022125	70 %	70 %
Wide Width Tensile Strength (MD)			
@ Ultimate	ASTM D-6637	3700 lb/ft	54.0 kN/m
@ 2% Strain	ASTM D-6637	1480 lb/ft	21.6 kN/m
@ 5% Strain	ASTM D-6637	3350 lb/ft	48.9 kN/m
Elongation at Break	ASTM D-6637	4 - 6 %	4 - 6 %
Long Term Design Strength* (MD)			
Sand, Silt and Clay	GRI GG4(b)	2116 lb/ft	30.9 kN/m
pH Resistance Range (MD)	ASTM D-5819	2 – 13	2 – 13

¹ MARV - Minimum average roll values are based on a 95% confidence level.

$$\begin{aligned}
 * \text{LTDS} &= \frac{T_{\text{ULTIMATE}}}{F_{\text{SID}} \times F_{\text{SCR}} \times F_{\text{SCD}} \times F_{\text{SBD}} \times F_{\text{SJT}}} \\
 &= \frac{3700}{1.05 \times 1.514 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0}
 \end{aligned}$$

$$\text{LTDS} = 2116 \text{ lb/ft} - \text{Sand Silt and Clay}$$

$$\text{LTDS} = T_{\text{ALLOWABLE}} \times F_{\text{SUNC}}$$

F_{SID} = factor of safety for installation damage

F_{SCR} = factor of safety for creep deformation (75 Years)

F_{SCD} = factor of safety for chemical degradation (2 < pH < 13)

F_{SBD} = factor of safety for biological degradation

F_{SJT} = factor of safety for joints (seams and connections)

F_{SUNC} = factor of safety for uncertainties

Standard Roll Size: 12.14 ft (3.7 m) wide x 328.1 ft (100 m) long = 443 yd² (370 m²)

Each roll of Fortrac geogrid delivered to the project site is labeled by HUESKER® with a roll label that indicates manufacturer's name, product identification, lot number, roll number and roll dimensions. All rolls of Fortrac are encased in a sturdy polyethylene wrap to shield the product from rain, dirt, dust and ultraviolet light. Contact HUESKER for information on our material warranty.

55MPst06

HUESKER 10701-W S. Commerce Blvd., Charlotte, NC 28273 • www.hueskerinc.com • (704)588-5500 • (800)942-9418