



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL  
CAMPUS DO SERTÃO

PAULO ROGÉRIO GOMES LIMA JÚNIOR

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO  
REFORÇADO COM GEOSINTÉTICO E FACE ELABORADA COM BLOCOS  
SEGMENTAIS DE CONCRETO**

Delmiro Gouveia - AL  
Maio/2016



PAULO ROGÉRIO GOMES LIMA JÚNIOR

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO  
REFORÇADO COM GEOSINTÉTICO E FACE ELABORADA COM BLOCOS  
SEGMENTAIS DE CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza.

Delmiro Gouveia - AL  
Maio/2016



PAULO ROGÉRIO GOMES LIMA JÚNIOR

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSINTÉTICO E FACE ELABORADA COM BLOCOS SEGMENTAIS DE CONCRETO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Colégio do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para obtenção do título de

**L732d Lima Júnior, Paulo Rogério.**

**Dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintético e face elaborada com blocos segmentais de concreto / Paulo Rogério Lima Júnior . – 2016.**

**. 116f.:il**

**Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2016.**

**Orientador(a): Prof<sup>a</sup> Rafaela Faciola Coelho de Souza.**

**1. Solo reforçado. 2. Geossintéticos. 3. Mecânica do solo.**

**CDU 624.131**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca do Campus do Sertão  
UFAL – Delmiro Gouveia**

Delmiro Gouveia - AL  
Maio 2016

## FOLHA DE APROVAÇÃO

PAULO ROGÉRIO GOMES LIMA JÚNIOR

**Dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintético e face elaborada com blocos segmentais de concreto.**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Banca Examinadora do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus Sertão e aprovado em 20 / 05 / 2016.

*Rafaela Faciola C. de Souza*

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza - UFAL

Banca Examinadora:

*Rafaela Faciola C. de Souza*

Membro Interno: Prof<sup>a</sup>. DSc. Rafaela Faciola Coelho de Souza - UFAL

*Karlisson André Nunes da Silva*

Membro Interno: Prof. MSc. Karlisson André Nunes da Silva - UFAL

*Juliane Andréia Figueiredo Marques*

Membro Externo: Prof<sup>a</sup>. DSc. Juliane Andréia Figueiredo Marques - UFAL

À Deus, meu amigo e companheiro fiel em todos os momentos.

## **AGRADECIMENTOS**

A vida torna-se mais incrível quando nos permitimos sonhar. A realização de sonhos começa quando damos o primeiro passo. Nem sempre essa é uma tarefa fácil, mas quando a vontade de vencer é grande, chegamos aonde nem imaginávamos estar.

Chegar até aqui foi um desafio que pude viver intensamente. A Universidade proporcionou momentos de alegrias e de tristezas, de altos e baixos, de conquistas e derrotas, que me ensinaram uma lição: nunca desistir e acreditar que sempre haverá um amanhã melhor.

Em primeiro lugar agradeço a Deus, maior responsável por esta vitória. Agradeço a minha mãe Alba, pelo incentivo, amor e dedicação. Ao meu pai "in memoriam", homem admirável, que me mostrou o caminho da honestidade. Ao meu amigo, parceiro e irmão Thiago. A minha amada Jéssica pelo apoio, parceria e incentivo.

A todos os meus familiares que torceram por essa conquista.

Aos meus colegas e amigos que conquistei ao longo desses anos.

A minha professora e orientadora Rafaela, por participar desta etapa tão importante para minha graduação, dedicando seu tempo e fornecendo a orientação necessária.

À empresa HUESKER, na pessoa da Eng. Cristina, pelas sugestões e disponibilidade em colaborar com esta pesquisa.

"E desceu a chuva, e correram rios, e assopraram ventos, e combateram aquela casa, e não caiu, porque estava edificada sobre a rocha."

Mateus 7:25

## RESUMO

As estruturas de arrimo estão presentes em boa parte das obras e projetos de engenharia, como rodovias, pontes e barragens. Nos últimos anos, soluções tradicionais foram aperfeiçoadas e ao mesmo tempo, novas técnicas foram desenvolvidas. O melhoramento do solo com materiais geossintéticos, por exemplo, é uma solução recente e têm sido bastante empregada em obras civis. A técnica apresenta vantagens diferenciadas, como, construção a seco e a possibilidade de utilização do próprio solo do local de implantação da obra. O presente trabalho aborda o dimensionamento de estruturas de contenção com solo reforçado por materiais poliméricos e paramento constituído por blocos intertravados de concreto. São apresentados e discutidos os resultados característicos do dimensionamento de dois muros hipotéticos com 7 metros de altura e 14 metros de extensão, integrados por um sistema de drenagem. O reforço do solo foi realizado por meio da aplicação de camadas de geogrelhas de PVA. O diferencial das estruturas se dá pelo tipo de solo de fundação e de aterro. Uma das estruturas é composta por solo contendo teores de coesão, classificado como areno-argiloso e a outra é constituída por solo puramente arenoso. Após a realização dos cálculos, foi possível observar que o solo arenoso promove com mais facilidade a transferência das tensões do maciço para as geogrelhas. Já o solo areno-argiloso, apresenta dificuldades para dissipar cargas. Pode-se dizer que tal fato é consequência da presença da coesão. Verificou-se que o tipo de solo empregado na execução da obra é um fator fundamental para entender o comportamento da distribuição das tensões incidentes nos elementos de reforço inseridos no interior do maciço.

**Palavras-chave:** Estrutura de contenção; Solo reforçado; Geogrelhas; Blocos segmentais; Dimensionamento.

## ABSTRACT

The retaining structures are present in most of the works and engineering projects such as roads, bridges and dams. In recent years, traditional solutions have been perfected while new techniques have been developed. For example the soil improvement geosynthetic material is a recent solution and have been widely used in civil works. The technique presents distinct advantages as the construction dried and the possibility of using the soil itself of the location of the work roll. This paper discusses the design of retaining walls with soil reinforced by polymeric materials and vestment consisting of interlocking concrete blocks. They are presented and discussed the characteristic design results of two hypothetical walls with 7 meters high and 14 meters long, composed of a drainage system and application layers of PVA geogrids. The differential structures is given by the type of foundation and backfill soil. One of the structures is composed of cohesive soil containing contents, classified as sandy clay and the other consists of purely sandy soil. After performing the calculations, it was observed that the sandy soil promotes easier the transfer of massive tensions for geogrids. But the sandy loamy soil , presents difficulties to dispel charges. It can be said that this fact is a consequence of the presence of cohesion. It was found that the type of soil used in the execution is a key factor to understand the behavior of the distribution of tensions in incidents reinforcing elements inserted into the mass.

**Keywords:** Containment structure; Reinforced soil; Geogrids; Segmental blocks; Dimensioning.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01: Representação simplificada de um muro de contenção à gravidade em gabiões.....	20
Figura 02: Construção de muro com blocos segmentais .....	21
Figura 03: Representação gráfica dos elementos constituintes da técnica Terra Armada.....	22
Figura 04: Obra de contenção utilizando a técnica Terra Armada, situada no Rodoanel Mário Covas - SP .....	23
Figura 05: Estabilização de encosta com a técnica de grampeamento do solo .....	25
Figura 06: Fotografia da Muralha da China, construída em 250 a.c, com 7.200 km de extensão, contém trechos de solo reforçado .....	26
Figura 07: Ilustração gráfica comparando a deformação de um solo sem material de reforço com um solo reforçado.....	30
Figura 08: Etapa inicial do experimento realizado para ilustrar o conceito de solo reforçado .....	31
Figura 09: Segunda etapa do experimento empírico que ilustra o conceito de solo reforçado .....	32
Figura 10: Comparativo de custo entre técnicas de contenção.....	33
Figura 11: Representação gráfica da fabricação do Geotêxtil Tecido .....	35
Figura 12: Geotêxteis tecidos: Monofilamento (A), Multifilamento (B) e Laminetes (C) .....	36
Figura 13: Geotêxtil não tecido.....	37
Figura 14: Esquema gráfico de Geotêxtil tricotado.....	37
Figura 15: Ilustração da estrutura física de uma geogrelha .....	39
Figura 16: Fotografia de uma geogrelha tecida de PVA.....	39
Figura 17: Mecanismos para verificação da estabilidade externa: (A) deslizamento, (B) tombamento, (C) capacidade de carga da fundação e (D) instabilidade global.....	41
Figura 18: Mecanismos para verificação da estabilidade interna: (A) ruptura dos reforços, (B) arrancamento dos reforços, (C) desprendimento da face e (D) instabilidade local .....	48
Figura 19: Tensões induzidas pela compactação do solo .....	51
Figura 20: Profundidade de influência da compactação.....	53

Figura 21: Esquema gráfico do equilíbrio interno da massa de solo reforçado segundo Ehrlich e Mitchell (1994) .....	55
Figura 22: Ábacos para determinação do parâmetro X e posterior cálculo da $T_{máx}$ .....	57
Figura 23: Ponto de atuação da $T_{máx}$ em muros de solo reforçado: A) reforço extensível e B) reforço rígido.....	58
Figura 24: Ponto de atuação da $T_{máx}$ de reforço aplicado em taludes íngremes.....	58
Figura 25: Obra do rebaixamento da linha férrea na cidade de Maringá - PR .....	64
Figura 26: Seção transversal típica de muro com sistema de blocos segmentais ....	65
Figura 27: Ilustração de blocos articulados acoplados em níveis de recuo de 90°, 80° e 70° .....	66
Figura 28: Fotografia de muro com blocos segmentais de concreto .....	66
Figura 29: Representação de um sistema drenante.....	68
Figura 30: Placa vibratória .....	70
Figura 31: Rolo compactador liso.....	70
Figura 32: Soquete vibratório .....	71
Figura 33: Rolo pé de carneiro universal.....	71
Figura 34: Geogrelhas e blocos de concreto na espera do dreno de brita.....	73
Figura 35: Compactação com soquete vibratório e com rolo compactador.....	74
Figura 36: Diagrama das etapas de cálculos para o dimensionamento das ECSR ..	77
Figura 37: Representação gráfica das forças e variáveis envolvidas na análise da estabilidade externa .....	79
Figura 38: Comparativo das $T_{máx}$ entre solo arenoso e o solo areno-argiloso .....	103
Figura 39: Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços .....	104
Figura 40: Seção transversal típica dos muros dimensionados .....	106

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Funções do geossintéticos em obras geotécnicas.....	27
Tabela 02: Principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos.....	28
Tabela 03: Vantagens e desvantagens dos principais polímeros adotados na fabricação dos geossintéticos.....	29
Tabela 04: Fatores de segurança e condições mecânicas para análise do equilíbrio externo de uma ECSR.....	42
Tabela 05: Fatores de segurança e condições mecânicas para análise do equilíbrio interno de uma ECSR.....	49
Tabela 06: Valores usuais de Índice de Rigidez Relativa ( $S_i$ ).....	50
Tabela 07: Parâmetros para análise do arrancamento.....	60
Tabela 08: Especificações técnicas para blocos segmentais.....	63
Tabela 09: Parâmetros do muro com solo areno-argiloso.....	78
Tabela 10: Planilha de cálculo para a primeira iteração.....	87
Tabela 11: Características de Geogrelha com resistência à tração de 35MP.....	88
Tabela 12: Planilha de cálculo para a segunda iteração.....	89
Tabela 13: Características de Geogrelha com resistência à tração de 55MP.....	90
Tabela 14: Planilha de cálculo para a terceira iteração.....	90
Tabela 15: Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços.....	92
Tabela 16: Parâmetros do muro com solo arenoso.....	93
Tabela 17: Estimativas do comprimento dos reforços para condições mecânicas....	94
Tabela 18: Fatores de capacidade de carga.....	95
Tabela 19: Fatores de inclinação e excentricidade.....	95
Tabela 20: Parâmetros para estimar a tensão vertical gerada pela compactação....	96
Tabela 21: Planilha de cálculo para a primeira iteração.....	98
Tabela 22: Planilha de cálculo para a segunda iteração.....	99
Tabela 23: Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços.....	101
Tabela 24: Levantamento de custos das ECSR.....	108

## LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas  
ECSR - Estrutura de Contenção em Solo Reforçado  
 $B$  - largura da placa do equipamento de compactação  
 $B'$  - largura efetiva da fundação  
 $C'$  - intercepto coesivo do solo  
 $D$  - embutimento da estrutura no solo  
 $E$  - empuxo do solo  
 $F^*$  - fator de resistência ao arrancamento  
 $F_a$  - coeficiente de aderência  
 $F_{ci}, q_i, y_i$  - fatores de excentricidade e inclinação da carga  
 $FS$  - fator de segurança  
 $FS_d$  - fator de segurança contra o deslizamento ao longo da base  
 $FS_f$  - fator de segurança contra a ruína do solo de fundação  
 $FS_t$  - fator de segurança contra o tombamento da estrutura  
 $K$  - módulo tangente inicial da curva tensão deformação do modelo hiperbólico  
 $K_a$  - coeficiente de empuxo ativo pela formulação de Rankine  
 $K_0$  - coeficiente de empuxo no repouso  
 $H$  - altura total da estrutura  
 $J_r$  - módulo de rigidez do reforço à tração  
 $L$  - comprimento da placa do rolo compactador  
 $L_e$  - comprimento de reforço na zona resistente além da superfície de ruptura  
 $L_r$  - comprimento do reforço  
 $n$  - módulo expoente do modelo hiperbólico  
 $N_c, q, y$  - fatores de capacidade de carga  
 $P_r$  - resistência dos reforços ao arrancamento  
 $q_{max}$  - capacidade de carga do terreno de fundação  
 $S_i$  - índice de rigidez relativa  
 $S_v$  - espaçamento vertical dos reforços  
 $T_d$  - Resistência a tração de projeto do geossintético  
 $T_{máx}$  - máxima força de tração por metro no reforço  
 $z$  - profundidade do reforço na estrutura

$\phi'$  - ângulo de atrito

$\beta$  - parâmetro de deformabilidade dos reforços

$\gamma$  - peso específico do solo

$\sigma$  - tensão na base da estrutura

$\sigma'_z$  - tensão vertical geostática no nível do reforço

$\sigma'_{zc}$  - máxima tensão vertical a que foi submetido o solo em sua história

$\sigma'_{zc,i}$  - máxima tensão vertical induzida pela compactação

$\nu_0$  - coeficiente de Poisson no estado de repouso

$\omega$  - inclinação da face da estrutura

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>16</b>
1.1. Conteúdo do Trabalho .....	17
1.2. Objetivos .....	17
1.2.1. Objetivo geral.....	17
1.2.2. Objetivo específico.....	18
1.3. Organização do trabalho.....	18
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....</b>	<b>19</b>
2.1. Estruturas de contenção .....	19
2.1.1. Muro de gravidade.....	20
2.1.2. Terra armada .....	22
2.1.3. Solo grampeado.....	24
2.2. Geossintéticos e suas principais aplicações .....	25
2.3. Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético .....	30
2.3.1. Solos Reforçados.....	30
2.3.2. Propriedades dos geossintéticos para reforço .....	33
2.3.2.1. Geotêxtil .....	34
2.3.2.2. Geogrelha .....	38
2.4. Parâmetros de projeto.....	40
2.4.1. Estabilidade externa .....	41
2.4.1.1. Cálculo do empuxo de terra.....	42
2.4.1.2. Segurança contra o deslizamento da base.....	43
2.4.1.3. Segurança contra o tombamento .....	43
2.4.1.4. Segurança contra a ruína do solo de fundação .....	44
2.4.1.5. Segurança contra a ruptura global .....	46
2.4.2. Estabilidade interna .....	46
2.4.2.1 Efeitos da rigidez do parâmetro solo-reforço .....	49
2.4.2.2. A Influência da compactação do solo .....	50
2.4.3. Dimensionamento - Método de Ehrlich e Mitchell (1994).....	54
2.4.3.1. Cálculo das tensões máximas nos reforços .....	55
2.4.3.2. Ponto de atuação da tensão máxima dos reforços.....	57
2.4.3.3. Verificação de arrancamento dos reforços .....	59
2.4.3.4. Eficiência de conexão entre o reforço e o faceamento.....	60

2.5. Aspectos construtivos .....	61
2.5.1. Características dos elementos de reforço.....	61
2.5.2. Escolha do faceamento e forma construtiva .....	62
2.5.2.1. Sistemas com blocos segmentais .....	63
2.5.3. Disposição dos reforços.....	67
2.5.4. Sistema de drenagem.....	67
2.5.5. Material de enchimento.....	68
2.5.6. Seleção de equipamentos para a compactação .....	69
2.5.7. Procedimentos de execução.....	72
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>76</b>
<b>4. DIMENSIONAMENTO DOS MUROS.....</b>	<b>77</b>
4.1. Dimensionamento da estrutura com solo areno-argiloso .....	78
4.1.1. Parâmetros do solo e do muro.....	78
4.1.2. Análise da estabilidade externa .....	79
4.1.3. Análise da estabilidade interna .....	84
4.2. Dimensionamento da estrutura com solo arenoso .....	93
4.2.1. Parâmetros do solo e do muro.....	93
4.2.2. Análise da estabilidade externa .....	94
4.2.3. Análise da estabilidade interna .....	96
<b>5. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>102</b>
5.1. Análise das forças máximas de tração.....	102
5.2. Análise dos fatores de segurança .....	103
5.3. Arranjo final das ECSR .....	105
5.4. Levantamento de custos .....	107
<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>109</b>
6.1. Sugestões para trabalhos futuros .....	109
<b>7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>110</b>
<b>8. ANEXOS .....</b>	<b>113</b>

## 1. INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são construções civis elaboradas para promover a estabilidade dos maciços de terra ou rochas. Essas estruturas devem ser dimensionadas para suportar as pressões de água e o empuxo de terra, de forma a proporcionar suporte aos maciços terrosos e evitar o deslizamento causado por carregamentos externos ou pelo seu peso próprio.

No setor construtivo existe uma gama de soluções para contenção de solos, à exemplo pode-se citar: muro de gravidade, terra armada e solos grampeados. Cada uma dessas técnicas apresentam materiais, geometria e processo construtivo diferenciado, porém todas elas são desenvolvidas para o mesmo fim: o equilíbrio da interação solo-paramento. A aplicação dessas soluções permite a utilização dos espaços à frente da estrutura ou mesmo do terrapleno acima dessa.

Ao decorrer de vários anos, as estruturas de contenção convencionais foram as únicas opções disponíveis no setor geotécnico. Com o avanço das obras civis, necessidades como o aumento da altura de solo a conter ou mesmo o melhoramento de solos com fundações instáveis tornaram-se problemas constantes, cuja solução demandava custos elevados.

Para superar essas dificuldades, desenvolveram-se diversos tipos de estruturas de contenção de solo reforçado que por suas vantagens, acabaram paulatinamente substituindo as estruturas "tradicionais", na maioria dos casos (EHRlich, 2009, p.19).

A técnica de reforço do solo é caracterizada pela inserção de elementos resistentes à tração, que promovem o aumento da resistência e diminuem a intensidade das deformações do maciço. Tecnicamente, o comportamento global do maciço é melhorado mediante à transferência de esforços para os elementos resistentes (MACCAFERRI, 2014). Este método construtivo é empregado em projetos de urbanização, rodovias, canais, contenção de taludes, etc.

No Brasil, os geossintéticos já são um dos materiais mais empregados no reforço de solos. Há uma gama de opções disponíveis nos mercados, em geral os grupos de geossintéticos são as geogrelhas, os geotêxteis e os geocompostos.

Em projetos de Estruturas de Contenção com Solo Reforçado (ECSR), o tipo de faceamento e forma construtiva são parâmetros que devem ser cuidadosamente selecionados, pois são fundamentais para garantir a eficiência da obra.

O sistema que emprega blocos segmentais de concreto e reforço com geogrelha é uma solução atual e tem sido constantemente adotada em obras geotécnicas. A técnica apresenta processos de execução simples e oferece maior rapidez construtiva. Em geral, emprega o solo local como material de aterro, tornando desnecessária a importação de solo na obra.

Na literatura, existem alguns trabalhos que referenciam obras que adotaram o uso da técnica, como: Brugger et.al (2005), Silva e Brugger (2012) e Santos (2014).

Segundo Vertematti (2004, p.111) "Existem muitos sistemas construtivos desse tipo patenteados, alguns deles adaptados para um determinado tipo de reforço, na maioria dos casos, geogrelha".

A presente pesquisa possui um caráter teórico e "prático", cujo intuito é expor ao leitor as características e o dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado (ECSR).

## **1.1. Conteúdo do Trabalho**

Este trabalho envolve aspectos voltados ao dimensionamento e a execução de estruturas de contenção que apresentam solo reforçado com geogrelha e paramento elaborado por blocos intertravados de concreto. Na pesquisa bibliográfica são abordados conteúdos como: sistemas de contenção convencionais, conceitos de reforço de solo, geossintéticos, aspectos construtivos, parâmetros de dimensionamento e controle de qualidade em ECSR. Na etapa de dimensionamento das estruturas são apresentadas as características iniciais dos muros, e em seguida são descritas as etapas de cálculo. Na fase final, são mostrados o esquema gráfico e o levantamento de custos dos muros. Os parâmetros e as especificidades obtidas no decorrer do dimensionamento são apresentados e discutidos.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo geral**

Realizar o dimensionamento de estruturas de contenção compostas por solo reforçado com geogrelhas e face elaborada com blocos articulados de concreto.

### **1.2.2. Objetivo específico**

- Selecionar os elementos que compõem as ECSR a serem calculadas;
- Efetuar o dimensionamento dos muros considerando os aspectos externos e internos;
- Analisar o comportamento mecânico dos materiais de reforço em meio à tipos de solo distintos;
- Apresentar o arranjo final das estruturas de contenção juntamente com o levantamento de custos dos projetos.

### **1.3. Organização do trabalho**

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica acerca dos aspectos fundamentais para a elaboração de Estruturas de Contenção em Solo Reforçado (ECSR). São abordados e discutidos parâmetros da técnica, do método para determinação da resistência de projeto dos reforços e dos aspectos construtivos.

O capítulo 3 descreve a metodologia empregada para atender aos objetivos do trabalho.

O capítulo 4 apresenta as características dos muros e o memorial de cálculo dos dimensionamentos.

O capítulo 5 descreve as análises e os resultados resultantes do dimensionamento das ECSR.

O capítulo 6 expõe as conclusões obtidas na pesquisa.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1. Estruturas de contenção

Estruturas de contenção são soluções construtivas realizadas para promover a estabilização do solo, combatendo as tensões laterais de tração e a pressão de água. Para Ranzini e Negro (1998), uma obra de contenção é todo elemento ou estrutura destinado a impedir os empuxos ou tensões geradas em maciços cujo equilíbrio foi alterado por algum tipo de escavação, corte ou aterro.

De acordo com Associação Brasileira de Normas Técnica (ABNT), Norma Brasileira (NBR 11682/2009), os projetos voltados a obras de contenção em solos, são constituídos por elementos destinados a contrapor os esforços estáticos provenientes do terreno e de sobrecargas acidentais e ou permanentes.

O crescente desenvolvimento urbano e viário da atualidade, demanda da engenharia, soluções eficientes e atuais para a contenção de encostas e taludes. Estas técnicas precisam agregar simplicidade construtiva, boa trabalhabilidade e custo atraente, com o intuito de facilitar a viabilidade de projetos no setor construtivo.

A análise de uma estrutura de contenção consiste na análise do equilíbrio do conjunto formado pelo maciço de solo e a própria estrutura. Este equilíbrio é afetado pelas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e pelo peso próprio desses dois elementos, além das condições que regem a interação entre eles (Maccaferri, 2014, p.6).

A determinação do tipo de contenção adequada é um processo individualizado e bastante ponderado, em função de diferentes fatores:

- **Geotécnicos:** capacidade de suporte do solo de apoio, tipo de solo, presença de lençol freático, etc.
- **Físicos:** espaço disponível para implantação, sobrecargas, altura da estrutura, etc.
- **Econômicos:** mão de obra qualificada, disponibilidade de materiais, clima da localidade, tempo de execução, custo final da estrutura, etc.

Em relação ao maciço de solo, é necessário levar em consideração a resistência, peso próprio, geometria e deformabilidade. Do mesmo modo, são necessários dados sobre as cargas externas aplicadas sobre o solo e as condições de drenagem local.

Tratando-se da estrutura de contenção, devem ser analisados o material empregado, geometria, e o sistema construtivo selecionado. Após a devida análise dos parâmetros são consideradas as características das interfaces entre o solo e a estrutura, além da sequência construtiva (MACCAFERRI, 2014).

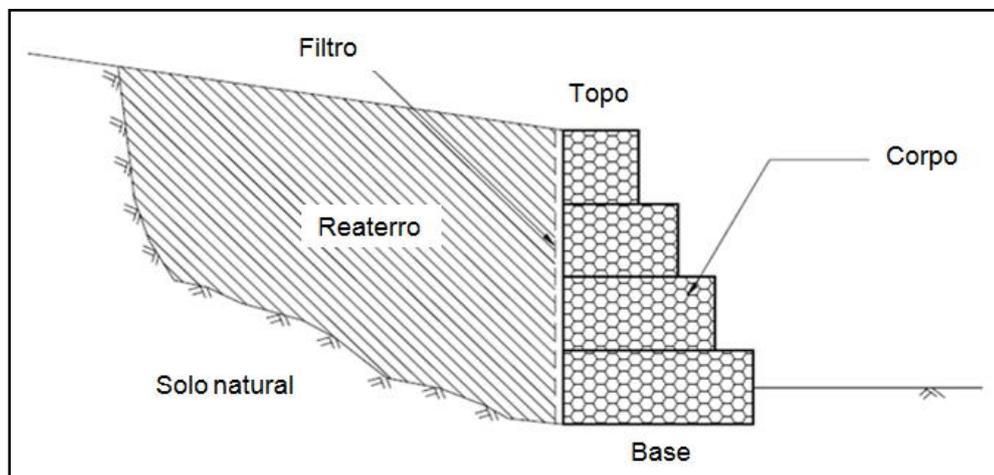
Atualmente, existem vários sistemas de contenção. Cada técnica almeja a garantia da estabilidade estrutural, baseadas nas condições dos solos e do local de instalação. Dentre as opções mais utilizadas, cita-se: muro de gravidade, terra armada e solo grampeado.

### 2.1.1. Muro de gravidade

Os muros à gravidade são obras de contenção cujo objetivo é estabelecer o equilíbrio do maciço de solo, mediante o seu peso próprio, suportando os empuxos horizontais (MOTA, 2011). Estas estruturas são recomendadas em condições de solicitações reduzidas, uma vez que, para atender a esforços elevados, é necessário maior espaço para a implantação da base e isso pode gerar a inviabilidade do projeto, mediante o alto custo de sua execução.

Os materiais empregados e o formato da estrutura de contenção à gravidade são diversificados. O muro é constituído por um corpo maciço que pode ser construído em gabiões (Figura 01), blocos segmentais de concreto (Figura 02), concreto ciclópico, ou por combinação de materiais variados.

A Figura 01 mostra os principais elementos que compõem este tipo de estrutura e suas respectivas nomenclaturas.



**Figura 01:** Representação gráfica de um muro de contenção à gravidade com Gabiões (MACCAFERRI, 2001).

A técnica exige projetos específicos em função da complexidade de cada projeto. Dessa forma, são necessários estudos geotécnicos para definir a melhor solução e assim prover o correto detalhamento da técnica utilizada.

A principal vantagem do muro de gravidade é sua simplicidade de execução. Para sua construção não se requer, em geral, mão de obra especializada. No entanto, para vencer desníveis muito altos o consumo de material é muito elevado, o que restringe a sua utilização a estruturas de pequeno e médio porte (Maccaferri, 2014, p.8).

O equilíbrio dos muros de contenção à gravidade depende da integridade dos parâmetros solo/estrutura e da força peso, resultante da escolha do material de preenchimento para conter ou suportar aterros e encostas instáveis. O atrito de sua base em relação ao solo deve ser satisfatório para garantir a estabilidade da obra e sua geometria objetiva evitar o tombamento por rotação em volta da aresta externa da base (ALHEIROS 2004).

A Figura 02 ilustra um muro de blocos segmentais de concreto construído em Vicente de Carvalho no interior do estado de São Paulo, para proporcionar a estabilização do maciço de um conjunto habitacional, situado nas proximidades de um mangue.



**Figura 02:** Construção de muro com blocos segmentais.  
Fonte: [www.fixsolo.com.br](http://www.fixsolo.com.br).

Segundo Maccaferri (2014), dependendo do tipo de material utilizado para a edificação, estas estruturas podem ser subdivididas em:

- **Estruturas maciças:** construídas com materiais que não permitem qualquer tipo de deformação, como por exemplo, o concreto ciclópico. Estas estruturas

são comumente utilizadas, porém apresentam algumas restrições técnicas e de aplicação, tais: necessitam de um terreno de fundação adequado, pois não é indicado que ocorram recalques ou assentamentos, além disso, o aterro não pode ser elaborado antes do término total da estrutura;

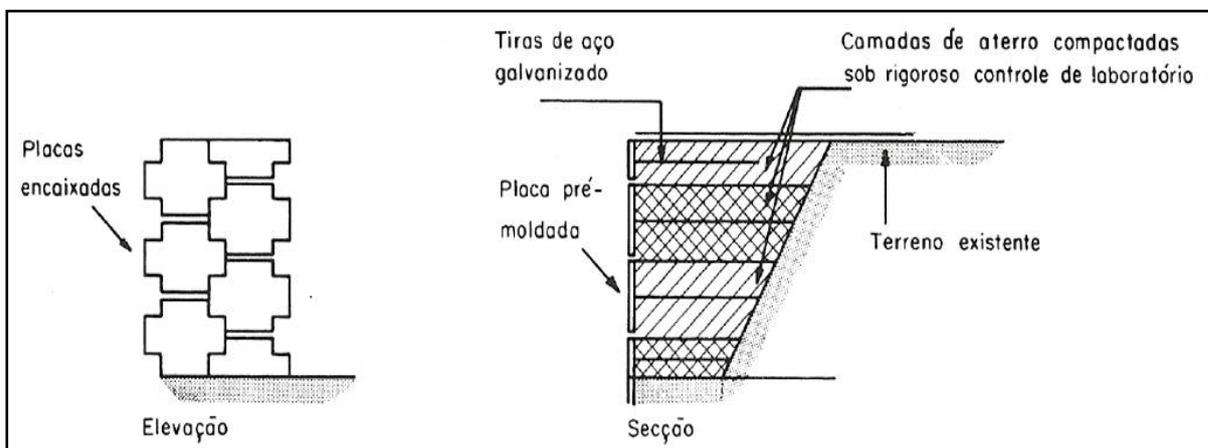
- **Estruturas elásticas:** Constituídas de materiais passíveis de deformação e que podem, dentro de limites consideráveis, adaptar-se a movimentos do terreno e acomodações, sem a perda de eficiência e estabilidade, como por exemplo os blocos articulados e os gabiões.

Moliterno (1994) apresenta definições, parâmetros de dimensionamento e características condizentes às técnicas de muros de arrimo.

### 2.1.2. Terra armada

Terra armada é uma técnica composta por muros verticais em solo reforçado com reforços lineares de alta aderência instalados no solo em camadas sucessivas e conectados a um paramento flexível em concreto armado (MOTA, 2011).

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnica (ABNT), Norma Brasileira (NBR 9286/1986) o sistema terra armada é um tipo de contenção de maciços constituída pela associação do solo de aterro com armaduras, inseridas no seu interior à medida que o aterro é construído. As tiras são presas às placas ou escamas de concreto pré-fabricadas que compõem o faceamento da contenção. A Figura 03 apresenta os elementos constituintes da técnica.



**Figura 03:** Representação gráfica dos elementos constituintes da técnica de contenção Terra Armada (Moliterno, 1994).

O objetivo da técnica é garantir a eficiência na interação entre o aterro e o reforço. De acordo com Moliterno (1994, p.167) "a aderência das tiras de aço com o solo, garantem a estabilidade das placas, tecnicamente a solução exige a execução de um aterro rigorosamente controlado entre o corte e o tardoiz junto as placas".

O processo construtivo é sempre executado de baixo para cima. Para cada camada de aterro construída, são inseridos os componentes construtivos especiais, fornecidos antecipadamente, de acordo com as exigências de projeto.

Os componentes construtivos especiais são formados por ligações, varões, chumbadores, armaduras, parafusos e juntas. O princípio de atuação é baseado no atrito entre as armaduras e o solo constituinte do aterro (DNIT, 2003).

De acordo com a ABNT (NBR 9286/1986) as armaduras são responsáveis pela maior parcela de resistência interna do maciço, em conjunto com o material de aterro apresentam varias qualidades, como por exemplo: boa resistência à tração, pequena deformabilidade e boa durabilidade.

A montagem da estrutura assemelha-se a uma operação de terraplenagem, onde a terra é espalhada e devidamente compactada. O processo de execução obedece a um ciclo simples e repetitivo, expresso pelas etapas de instalação das escamas, fixação de uma camada de armaduras e pelo espalhamento e compactação das camadas de aterro sobre as armaduras.

O sistema Terra Armada é comumente utilizado para construção de muros de arrimo, encontros de viadutos e revestimentos de taludes e canais. A Figura 04 mostra o aspecto de um muro elaborado com a aplicação da técnica.



**Figura 04:** Obra de contenção utilizando a técnica Terra Armada, situada no Rodoanel Mário Covas - SP. Fonte: [www.muroarmado.com.br](http://www.muroarmado.com.br)

Fontana (2011) apresenta um estudo de caso de uma estrutura de contenção situada em uma obra de duplicação e restauração da Rodovia BR 101/SC. A pesquisa cita métodos de dimensionamento voltados à técnica terra armada e analisa que a melhor opção para a viabilidade financeira do projeto é a utilização do método de dimensionamento proposto pela NBR 9286/86.

### **2.1.3. Solo grampeado**

O Solo grampeado é uma técnica voltada a estabilização de taludes de corte ou de escavação. Consiste na inserção de barras sub-horizontais de aço num solo natural, por cravação, ou em pré-furos preenchidos com nata de cimento (MASSAD, 2003).

Além dos chumbadores, a solução apresenta sistema de drenagem e aplicação de concreto projetado. Os chumbadores ou grampos promovem a estabilização global do maciço, podem ser de barras de aço, barras sintéticas, estacas e micro estacas. O concreto projetado fornece a estabilidade local junto ao paramento e a drenagem atua em ambos os processos. Para a adoção da solução, é fundamental que o solo a ser contido apresente coesão permanente não desprezível (SOLOTRAT, 2015).

De acordo com Solotrat (2015), o processo construtivo inicia-se com a execução dos chumbadores verticais. Posteriormente, efetua-se o corte descendente do solo de acordo com a geometria especificada no projeto, exceto em casos de taludes pré-existentes. Coloca-se a primeira linha de chumbadores, assim como a aplicação do revestimento de concreto projetado. À medida que a construção avança as canaletas e os drenos do paramento juntamente com os drenos profundos são executados de maneira simultânea.

A técnica é executada em fases sucessivas de corte do maciço e instalação do grampo, do topo em direção ao pé do talude. Desse modo, a massa do solo é gradualmente reforçada durante a construção. Caso o material da região escavada não seja estável, deve-se lançar uma camada fina de concreto projetado, evitando deslocamentos indesejados (SPRINGER et al., 2001).

Frequentemente esta solução é utilizada na estabilização de taludes naturais, contenção de escavações temporárias ou permanentes, recuperação de estruturas

de contenção, etc. (LIMA, 2007). A Figura 05 apresenta a execução da técnica em uma encosta escavada no entorno de um supermercado na cidade São Paulo, SP.



**Figura 05:** Estabilização de encosta com a técnica de grampeamento do solo. Fonte: [www.solotrat.com.br](http://www.solotrat.com.br)

O solo grampeado oferece vantagens econômicas tanto no processo de escoramento das escavações quanto na estabilização de taludes. Segundo Lima (2007), a expansão do uso da técnica, é consequência de vantagens como:

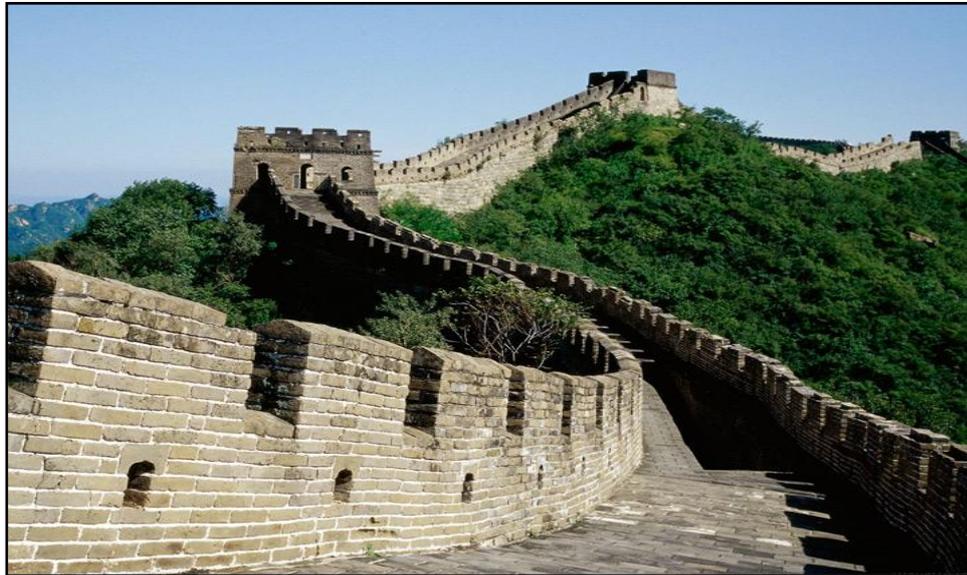
- Baixo custo;
- Facilidade no transporte dos equipamentos;
- Aplicação em diferentes tipos de solo;
- A execução pode ser realizada em lugares de difícil acesso;
- Rapidez na execução devido ao trabalho de forma contínua.

Alonso (2009) apresenta a técnica de solo grampeado, vantagens e desvantagens de utilização. Expondo um estudo de caso, onde a solução foi executada para a estabilização de um talude.

## **2.2. Geossintéticos e suas principais aplicações**

O uso de materiais para aprimorar a qualidade dos solos é uma prática comum desde alguns milênios antes de Cristo. Solo misturado com palha, estivas de junco, bambus, etc., em geral materiais de cunho vegetal constituídos de fibras

resistentes, foram empregados nos Ziggurats, na Grande Muralha da China (Figura 06) e em diversas obras do Império Romano (ABINT, 2001).



**Figura 06:** Fotografia da Muralha da China, construída em 250 a.c, com 7.200 km de extensão, contém trechos de solo reforçado. Fonte: [www.renovacaoeli.com](http://www.renovacaoeli.com)

Diante do contexto histórico, "o uso racional da técnica se iniciou na década de 1960, com Henri Vidal, que patenteou e desenvolveu uma metodologia para projeto de um sistema que passou a ser denominado Terre Armée" (Ehrlich, 2009, p.17).

A utilização de inclusões sintéticas no solo começou nos anos 50, com o desenvolvimento dos geotêxteis tecidos. No Brasil, materiais geossintéticos começaram a ser empregados em 1971, com a fabricação do primeiro geotêxtil não tecido. Desde então, o uso destes materiais em obras de reforço de aterros, taludes e fundações vêm crescendo gradativamente (MACCAFERRI, 2014).

Geossintético é a denominação genérica de um produto polimérico, sintético ou natural, industrializado, cujas características contribuem para o melhoramento de obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais das seguintes funções: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial (VERTEMATTI, 2004).

Os geossintéticos compõem um dos mais novos grupos de materiais de construção, aplicados corretamente em diversas obras civis, em especial na construção pesada. O termo provém da junção de "geo", referindo-se à terra, e "sintético", referindo-se aos materiais poliméricos empregados na sua fabricação (EHRlich, 2009).

A Norma Brasileira NBR 12.553 sobre Geossintéticos é responsável por denominar e classificar os materiais geossintéticos. Os materiais geossintéticos mais conhecidos e utilizados no âmbito construtivo são: Geotêxteis, Geogrelhas, Georredes, Geocompostos, Geomembranas, Geocompostos argilosos, Geotubos, Geocélulas e o Geoexpandido.

Em obras de engenharia os geossintéticos podem exercer diversas funções. Neste sentido, a seleção do tipo de geossintético é um fator crítico e determinante para a eficiência do projeto. A Tabela 01 demonstra as funções de vários geossintéticos empregados em obras geotécnicas.

**Tabela 01:** Funções do geossintéticos em obras geotécnicas (Vertematti, 2004).

Geossintéticos	Aplicações						
	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X	X
Geogrelha	X	-	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	-	-	-	-	-	X
Georrede	-	X	-	X	-	-	-
Geocomposto Bentonílico Argiloso	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	-	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-

De acordo com VERTEMATTI, (2004) a função de reforço de um geossintético não depende apenas de um dimensionamento adequado dos esforços solicitantes de projeto, mas também de sua peculiaridade através de valores adequados de suas propriedades relevantes. Neste contexto, destacam-se as seguintes propriedades:

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

Os geossintéticos são basicamente compostos por polímeros e, em menor proporção, por aditivos. Os aditivos promovem melhorias nos processos de fabricação ou alteram os aspectos do comportamento de engenharia do polímero básico. Em geral, os geossintéticos são fabricados a partir de polímeros sintéticos, derivados de petróleo, embora algumas fibras naturais, como o coco e o sisal possam ser empregadas na fabricação de geotêxteis e mantas (VERTEMATTI, 2004).

No processo de fabricação dos geossintéticos, podem ser empregados diversos tipos de polímeros, assim como mostra a Tabela 02. Dentre os mais utilizados estão o poliéster (PET), o polietileno (PE), o polipropileno (PP) e a poliamida (PA).

**Tabela 02:** Principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos (Vertematti, 2004).

Polímero	Sigla	Aplicações
Poliéster	PET	Geotêxteis e geogrelhas
Polietileno	PE	Geotêxteis, geomembranas, geogrelhas, geotubos, georredes e geocompostos
Polipropileno	PP	Geotêxteis, geomembranas, geogrelhas e geocompostos
Poliamida	PA	Geotêxteis, geogrelhas e geocompostos

As características finais do geossintético estão diretamente relacionadas à composição química e a estrutura do polímero empregado no processo de fabricação.

O polipropileno, por exemplo, polímero empregado na fabricação das geomembranas, apresenta resistência elevada, por isso, pode ser aplicado em ambientes mais agressivos, como os aterros sanitários. A Tabela 03 lista as vantagens e desvantagens dos polímeros mais aplicados na fabricação dos geossintéticos.

**Tabela 03:** Vantagens e desvantagens dos principais polímeros adotados na fabricação dos geossintéticos (Vertematti, 2004).

Polímero	Vantagens	Desvantagens
Poliamida	Módulo elástico elevado; Resistência à abrasão alta.	Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água; Custo elevado.
Polietileno Polipropileno	Atividade química nula em soluções ácidas e básicas; Custo baixo.	Módulo elástico reduzido; Deformabilidade elevada sob carga constante.
Poliéster	Elevado módulo elástico; Deformabilidade baixa sobre carga constante; Custo relativamente baixo.	Redução das características mecânicas em soluções fortemente alcalinas.

O emprego dos geossintéticos nas obras civis abrange diversas áreas, sejam em drenagens profundas e subsuperficiais, canalizações, aterros sobre solos moles, pavimentações, muros de contenção, barragens, controle de erosão, áreas verdes, áreas de esporte, reforços de fundações e muitas outras (ABINT, 2001).

Estes materiais, principalmente os geotêxteis, têm sido bastante utilizado em diversas obras de engenharia civil e geotécnicas. Esses artifícios apresentam ótimo desempenho, além de uma relação custo benefício bastante satisfatória, em determinados casos, o uso desta alternativa torna-se praticamente indispensável.

## 2.3. Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético

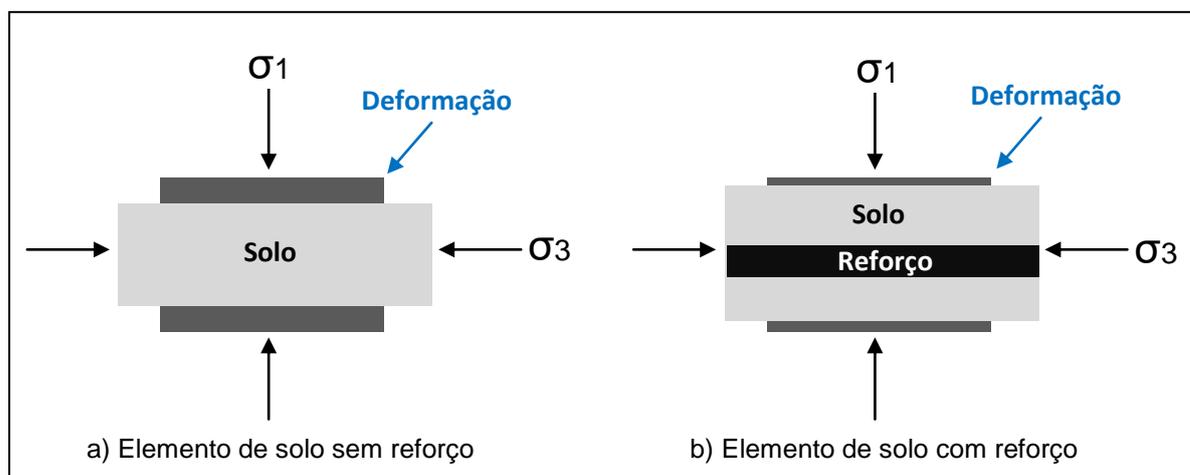
### 2.3.1. Solos Reforçados

O solo reforçado é uma solução construtiva que proporciona melhorias nas características mecânicas do maciço. De acordo com Craig (2012, p. 178) “consiste em uma massa de solo compactado dentro do qual são embutidos elementos reforçadores”.

Em geral, os solos apresentam elevada resistência aos esforços de compressão, porém baixa resistência a esforços de tração.

Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade do reforço (Maccaferri, 2014, p.145).

A restrição das deformações características do solo reforçado é obtida mediante a transferência dos esforços atuantes no maciço aos elementos resistentes. A Figura 07 ilustra o princípio básico do comportamento de um solo reforçado. Pode-se observar que a medida que tensões verticais ( $\sigma_1$ ) ou laterais ( $\sigma_3$ ) são aplicadas no solo, é gerada uma deformação. A intensidade da deformação do maciço na Figura 07.a é maior em comparação com o elemento de solo provido de elemento de reforço (Figura 07.b). Segundo Craig (2012), a massa de solo é estabilizada em consequência da interação entre o solo e o reforço, onde, as tensões laterais no solo são transferidas ao material resistente que são nele colocado sob tração.



**Figura 07:** Ilustração gráfica comparando a deformação de um solo sem material de reforço com um solo reforçado (Adaptada de MACCAFERRI, 2014).

As Figuras 08 e 09 apresentam um experimento empírico realizado pelo autor deste trabalho, que ilustra as deformações laterais atuantes em uma massa de solo reforçado com elementos horizontais resistentes à forças de tração.

De início, em um copo plástico foi inserida areia compactada, onde a mesma adquiriu o formato do recipiente. O copo foi emborcado e depois retirado, resultando num cone de areia (Figura 08.a).

Novamente foi introduzida certa quantidade de areia no mesmo copo plástico. Este recipiente, representando uma carga vertical, foi posicionado em cima do cone de areia anteriormente moldado. Nesse instante foi possível notar que o cone de areia desmoronou instantaneamente (Figura 08.b). Esta reação aconteceu devido a insuficiência de resistência interna e da restrição lateral.



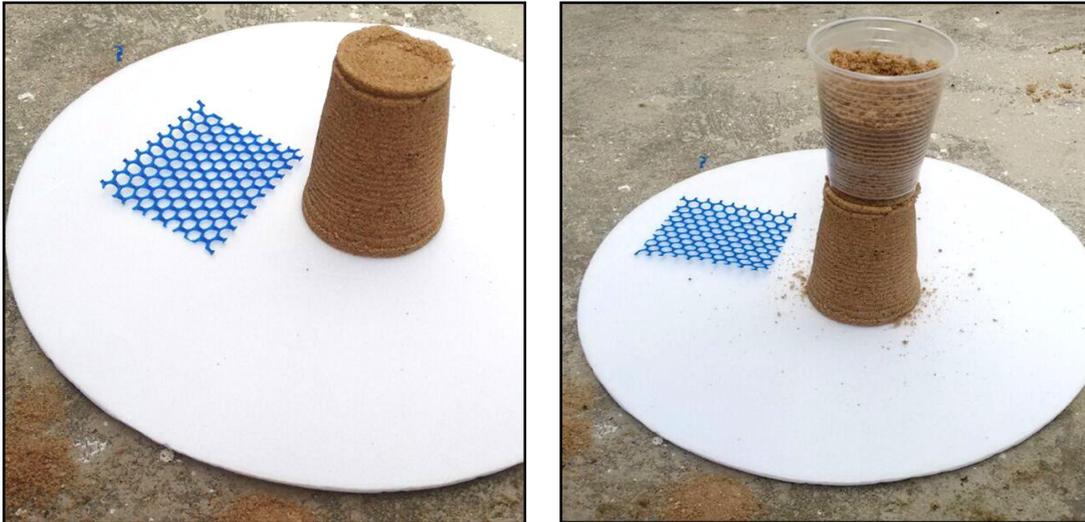
a) Cone de areia compactada, moldado em um copo plástico;

b) Ruptura do cone de areia ao ser carregado verticalmente;

**Figura 08:** Etapa inicial do experimento realizado para ilustrar o conceito de solo reforçado.

Na segunda etapa do experimento, repetiu-se o procedimento inicial, porém a areia foi reforçada com duas camadas de malha de PVC (Figura 09.a). A inserção do reforço teve o intuito de restringir os movimentos laterais causados por um carregamento vertical externo. Em sequência, sobre o cone de areia reforçado, foi posicionado um copo plástico parcialmente preenchido com areia (Figura 09.b). Nesta etapa, observou-se que o cone de areia reforçado com as malhas, manteve-se estável e foi capaz de suportar a carga externa, sem romper.

O experimento realizado esclarece o conceito de solo reforçado, demonstrando que a introdução de um elemento sintético em uma massa de solo proporciona o melhoramento da resistência do parâmetro solo - reforço.



a) Cone de areia com 2 camadas de tela de PVC moldado em um copo plástico;

b) Cone de areia com telas de PVC carregado verticalmente.

**Figura 09:** Segunda etapa do experimento empírico que ilustra o conceito de solo reforçado.

Nas últimas décadas, os geossintéticos vêm estabelecendo um papel importante no setor construtivo, substituindo ou aperfeiçoando técnicas de contenção existentes, permitindo assim, combinações e associações com solos e agregados, resultando em soluções mais esbeltas, mais rápidas, leves, econômicas e seguras (VERTEMATTI, 2004).

A estrutura externa de um muro de solo reforçado com materiais resistentes não difere de uma estrutura convencional, a particularidade está na estabilidade interna. À medida que o geossintético é aplicado em camadas múltiplas, o solo é seguramente reforçado, dispensando assim, a construção de estruturas de arrimo, que comumente apresentam um peso considerável.

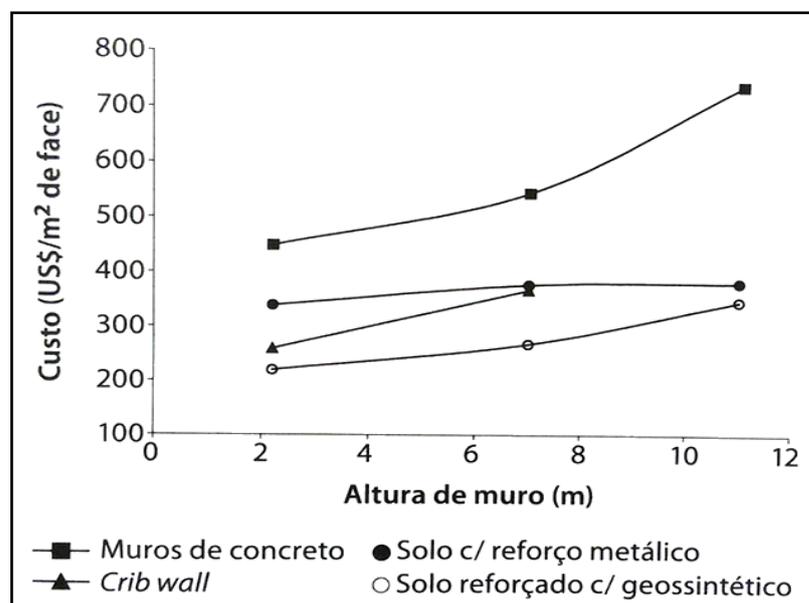
A técnica de reforço de solo possibilita o uso do próprio solo local. A estrutura da face do muro pode ser elaborada em alvenaria comum, concreto projetado, gramíneas ou através de muro de blocos articulados. Devido a vantagens como essas, a obra torna-se mais leve, rápida e economicamente viável.

A inclusão de materiais geossintéticos como elemento de reforço do material de aterro propicia uma redistribuição global das tensões e deformações, permitindo a adoção de estruturas com face vertical (muros) ou maciços mais íngremes (taludes), com o menor volume de aterro compactado (Vertematti, 2004, p.84).

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

- Rapidez na construção da obra;
- Redução dos impactos ambientais mediante as obras de contenção;
- Possibilidade de construção de taludes e aterros com inclinações acentuadas;
- Utiliza equipamentos de simples operação;
- Permite a escolha de tipos variados de faceamento dos taludes;
- Possibilita a execução de obras em locais de difícil acesso.

Em relação à custos, a Figura 10 ilustra um comparativo entre técnicas de contenção, relacionando a construção por metro quadrado de face e a altura do muro. Observa-se que entre as opções apresentadas, em todos os níveis de variação de altura, as estruturas compostas por solo reforçado com geossintético, apresentam menores taxas de custo por m<sup>2</sup> de paramento.



**Figura 10:** Comparativo de custo entre técnicas de contenção (EHRlich, 2009 apud ELIAS;CHRISTOPHER; BERG, 2001).

### 2.3.2. Propriedades dos geossintéticos para reforço

Atualmente existem no mercado diferentes tipos de materiais geossintéticos aplicados a solos reforçados abrangendo uma ampla faixa de resistência e rigidez. Esta variedade de materiais é resultado do avanço das indústrias petroquímicas e da

demanda por tais materiais. Reforços de elevada resistência à tração e alta rigidez são produzidos para atender casos de muros com elevadas alturas e aterro sobre solos moles (PEREIRA, 2004).

Em maciços de solo reforçados, os geossintéticos empregados com maior frequência são as geogrelhas e os geotêxteis. De acordo com Ehrlich (2009), as geogrelhas são elementos principalmente desenvolvidos para o reforço de solos, são plásticos de estrutura plana, muito aberta, em formato de grelha. Os geotêxteis são mais funcionais, além de possibilitar o reforço de solos, podem ser utilizados em funções de drenagem, filtração e separação. Os geotêxteis podem ser divididos nos grupos tecido e não tecido, mediante o processo de fabricação.

### 2.3.2.1. Geotêxtil

Os geotêxteis são produtos geossintéticos empregados em obras geotécnicas ou de proteção ambiental exercendo uma ou mais funções durante sua vida útil. Em geral, tem como matéria-prima o poliéster e o polipropileno, no entanto, ainda são fabricados em menor escala geotêxteis a partir do polietileno e do nylon (ENGEPOL, 2006).

De acordo com Das (2007), dependendo da matéria prima e do processo de fabricação, os geotêxteis podem se apresentar na forma tecida, não tecida ou tricotada. São quatro as principais aplicações do geotêxteis:

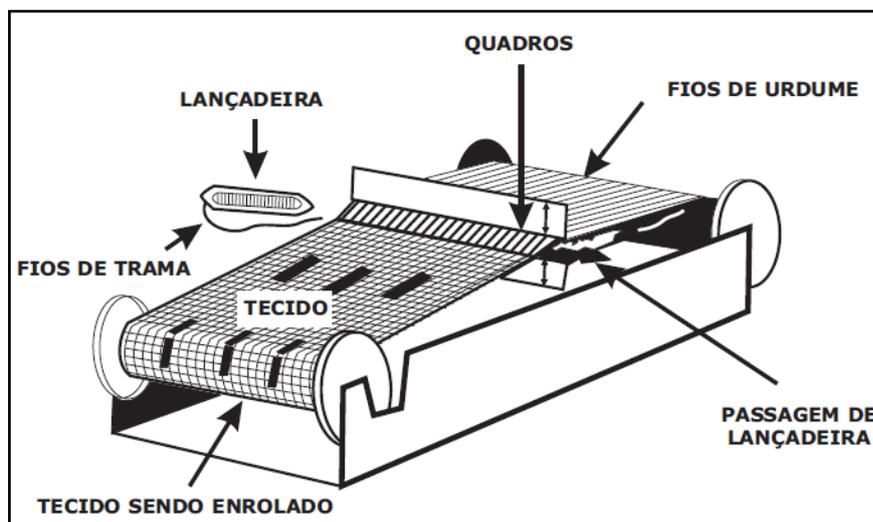
- **Drenagem:** Os tecidos podem canalizar e transferir rapidamente água do solo para várias saídas.
- **Filtração:** Quando posicionados entre duas camadas de solo, uma de grãos grossos e outra de grãos finos, o tecido permite o escoamento livre da água de uma camada para a outra, e ainda inibe a passagem do solo fino para a camada de solo mais grosso.
- **Reforço:** A resistência à tração característica dos geotêxteis, aumenta capacidade do solo.
- **Separação:** Os geotêxteis ajudam a manter as diferentes camadas de solo separada após a conclusão da construção.

Benjamim (2006), relata uma avaliação experimental com 8 protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxteis. O trabalho apresenta resultados individuais de cada estrutura, assim como, uma análise paramétrica entre todos os protótipos, investigando fatores como: geometria interna das estruturas, tipo de solo e tipo de geossintético. Dentre as conclusões obtidas, pode-se citar as altas deformações de fluência de uma das estruturas investigadas.

### a) Geotêxtil tecido

O geotêxtil do tipo tecido é um produto oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes, seguindo direções preferenciais no sentido transversal e no sentido longitudinal (NBR 12553, 2003). A junção das fibras contém forma variada (Figura 12). Mediante ao tipo de tecelagem, os geotêxteis podem ser subdivididos em: geotêxtil tecido através de filamentos únicos, geotêxtil tecido através de filamentos múltiplos e os laminetes.

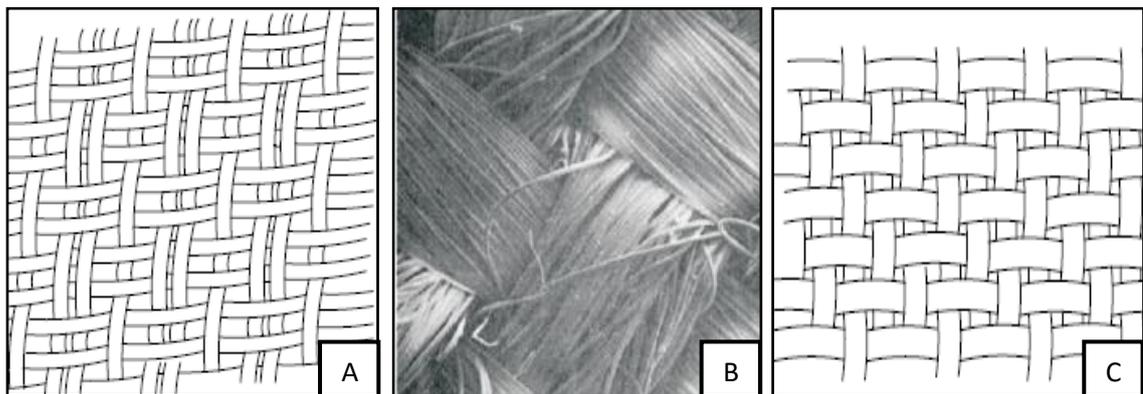
Os geotêxteis tecidos são fabricados por procedimentos convencionais de tecelagem (Figura 11). Os polímeros básicos são derretidos e induzidos a passar por um extrusor dando-lhes o formato de filamentos que dependendo da forma dos furos do extrusor podem ser cilíndricos ou laminetes. Após o resfriamento, os filamentos são tecidos em duas direções, a transversal chamada trama e a longitudinal que está voltada a direção da máquina denominada por urdidura (ERLICH, 2009).



**Figura 11:** Representação gráfica da fabricação do Geotêxtil Tecido (ABINT, 2001).

Os geotêxteis tecidos fabricados a partir de monofilamentos e multifilamentos apresentam uma espessura que varia entre 1,0mm e 2,0mm. Os geotêxteis tecidos obtidos a partir de laminetes geralmente apresentam espessuras inferior a 0,5mm. No mercado atual, os laminetes têm sido os elementos de constituição mais comuns na fabricação dos geotêxteis tecidos (MACCAFERRI, 2014).

De acordo com o tipo de tecelagem, o entrelaçamento das fibras podem apresentar formas variadas (Figura 12).



**Figura 12:** Geotêxteis tecidos: Monofilamento (A), Multifilamento (B) e Laminetes (C). (MACCAFERRI, 2014).

### **b) Geotêxtil não tecido**

O geotêxtil do tipo não tecido é composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos (NBR 12553, 2003).

Nos processos iniciais de fabricação os filamentos são espalhados aleatoriamente sobre uma esteira rolante, a espessura do produto depende da velocidade de avanço da esteira. De acordo com Das (2011), a união dos elementos é efetuada por meio de processos térmicos, químicos ou mecânicos, podendo ainda haver combinações destes.

Ao término da fase de ligação dos filamentos, o geotêxtil pode ser prensado para armazenagem em rolos de diâmetros pequenos, facilitando o transporte.

Para Ehrlich (2009, p. 28) "os geotêxteis não tecidos têm grande complexidade estrutural, além de apresentarem características físicas e mecânicas mais isotrópicas do que os geotêxteis tecidos".

A Figura 13 mostra a aparência de um geotêxtil não tecido composto por filamentos não orientados, interligados por agulhagem.

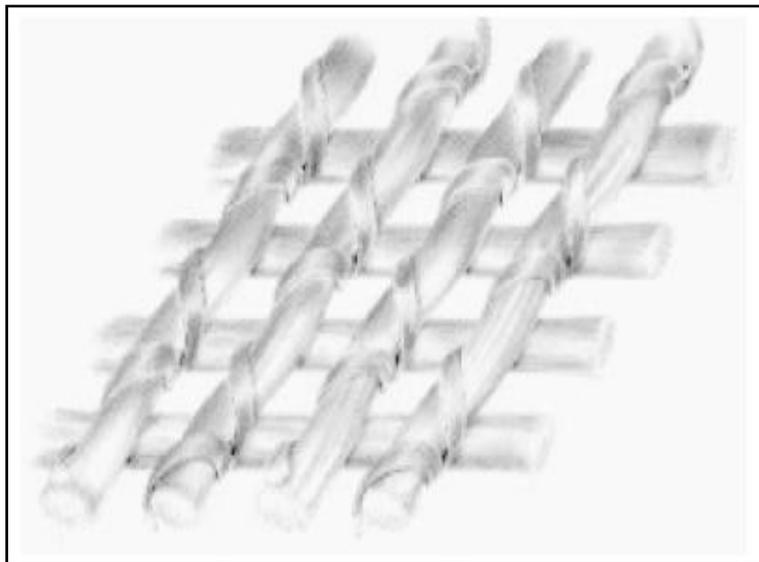


**Figura 13:** Geotêxtil não tecido. Fonte:www.techne.pini.com.br

### **c) Geotêxtil Tricotado**

Os geotêxteis tricotados são produtos oriundos do entrelaçamento de fios por tricotamento (NBR 12553, 2003). No processo de fabricação geralmente, há o uso conjunto das técnicas de tricotagem e tecelagem, atribuindo maior resistência ao produto final.

A estrutura destes geotêxteis é elaborada por feixes de multifilamentos, que apresentam alta resistência (Figura 14), aplicados sobre uma base tricotada deformável, que desempenha o papel de substrato (MACCAFERRI, 2014).



**Figura 14:** Esquema gráfico de Geotêxtil tricotado (ABINT, 2001).

### 2.3.2.2. Geogrelha

As geogrelhas são produtos geossintéticos em formato de grelha, cujas aberturas permitem o entrosamento das partículas do solo ou do material granular em contato com a mesma. São constituídas por elementos resistentes à tração, denominados unidirecionais quando a resistência se dá em apenas uma direção e bidirecionais quando apresenta elevada resistência nas duas direções principais (NBR 12553, 2003).

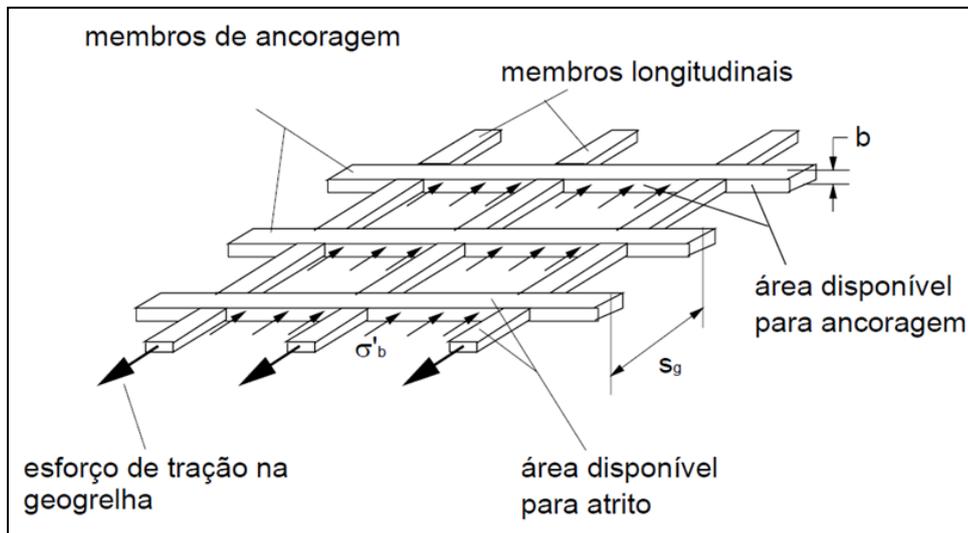
Em geral, as geogrelhas são mais resistentes que os geotêxteis, por isso, são empregadas principalmente como elementos de reforço. Tratando-se do processo de fabricação, demonstrados a seguir, as geogrelhas podem ser tecidas, soldadas ou extrudadas (ABINT, 2004).

- **Geogrelhas tecidas:** Produtos cujos elementos resistentes são constituídos por vários fios, fabricados com resinas de poliéster ou de fibra de vidro, os quais compõem um feixe, que é revestido por látex, betume ou PVC. São também denominadas por geogrelhas flexíveis (ENGEPOL, 2006).
- **Geogrelha Extrudada:** Elaborada através do processo de estiramento uniaxial ou biaxial de uma estrutura extrudada (NBR 12553/2003).
- **Geogrelha soldada:** Estruturas planas obtidas a partir da soldagem de elementos de tração longitudinais e transversais. São compostas por filamentos de poliéster, revestidos em polietileno, de alto módulo elástico e excelente comportamento à fluência (NBR 12553/2003).

As primeiras grelhas utilizadas como elementos de reforço de solo, eram metálicas e conseqüentemente susceptíveis à corrosão. Com os avanços no setor geotécnico, foram desenvolvidas grelhas compostas por materiais poliméricos. Que ao contrario das grelhas metálicas são relativamente inertes e podem ser utilizadas em ambientes agressivos (MACCAFERRI, 2014).

As aberturas das malhas características das grelhas poliméricas (Figura 15) proporcionam ótima ligação com o solo, compondo um conjunto mais seguro e resistente. Para a correta interação da geogrelha com o solo, tanto os fios, que formam os elementos transversais e longitudinais da geogrelha, como os cruzamento destes dois elementos, os chamados "nós", deverão ter a rigidez e a

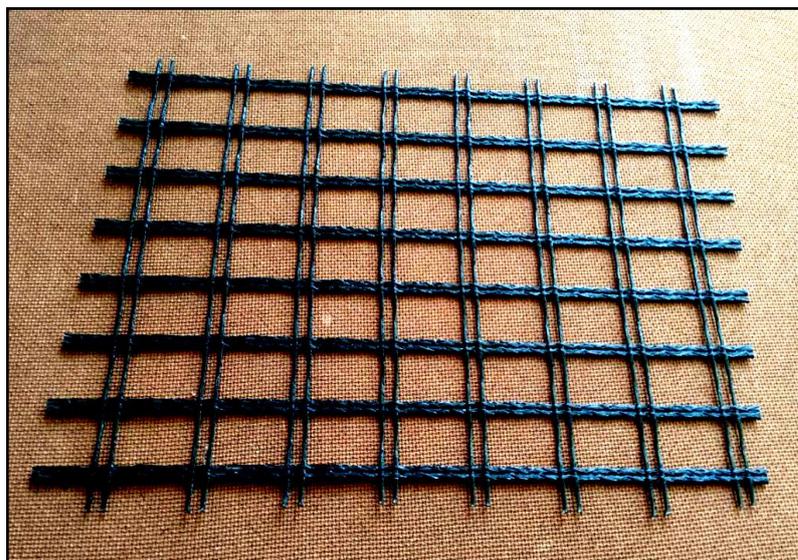
resistência à tração adequada. A abertura da grelha também permite a drenagem vertical da camada de solo integrante do sistema de reforço (ENGEPOL, 2006).



**Figura 15:** Ilustração da estrutura física de uma geogrelha (SILVA, 2003).

Na confecção das geogrelhas, os polímeros mais empregados são o álcool de polivinila (PVA), o polietileno de alta densidade (PEAD) e o poliéster (PET). (ERLICH, 2009). Segundo Brugger (2007), atualmente os elementos de reforços mais indicados para muros em solo reforçado são as geogrelhas fabricadas a partir de polímeros de poliéster ou PVA. Estes materiais apresentam alto módulo de rigidez e baixa fluência, resultando em obras bastante rígidas após a construção.

A Figura 16 expõe uma amostra de geogrelha flexível, fabricada com polímeros de poliacetato de vinila.



**Figura 16:** Fotografia de uma geogrelha tecida de PVA.

De acordo com Teixeira (2003), as principais aplicações das geogrelhas são:

- Muros de solo reforçado;
- Taludes reforçados;
- Bases de estradas rodoviárias e ferroviárias;
- Recuperação de pavimentos;
- Base de aterros reforçados construídos sobre solo mole;
- Taludes de barragens de terra;
- Coberturas de valas de resíduos e de aterros sanitários.

Teixeira (2003) apresenta um estudo da interação entre o solo e a geogrelha no dimensionamento de maciços reforçados. São executados diversos testes de arrancamento, empregando variados tipos de equipamento, de solo e de geogrelhas com o intuito de obter informações quantitativas e qualitativas condizentes ao comportamento da geogrelha inserida no maciço.

#### **2.4. Parâmetros de projeto**

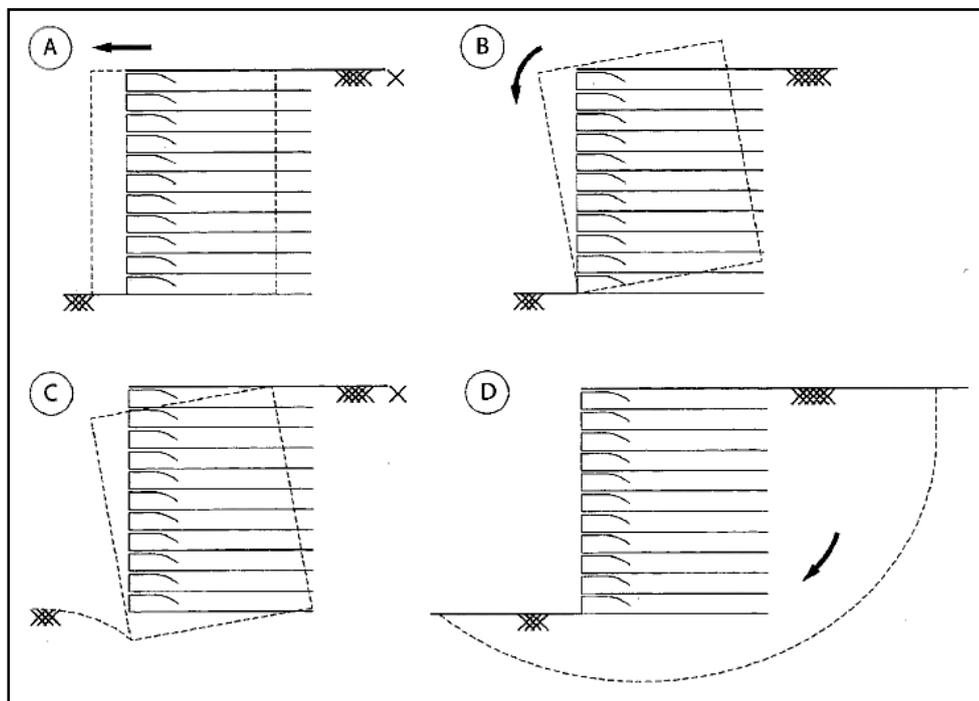
A elaboração de um projeto de estruturas de contenção em solo reforçado é constituída por etapas variadas, tais como: determinação das dimensões, escolha de técnica construtiva, seleção de materiais e adoção de métodos de cálculo. De acordo com Ehrlich (2009), para gerir eficiência à obra, estas estruturas devem atender rigorosamente as condições de estabilidade externas e internas.

Segundo Vertematti (2004), no processo de dimensionamento são levadas em consideração as seguintes variáveis:

- Ângulo de inclinação do terreno ( $\alpha$ );
- Inclinação da estrutura de arrimo ( $\omega$ );
- 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

No procedimento de verificação da estabilidade externa, a massa de solo reforçada é considerada, como sendo, um muro de peso convencional. Segundo Vertematti (2004), devido a atuação do empuxo promovido pela massa de solo não reforçada, é necessário examinar a possibilidade de ruína da estrutura por meio dos mecanismos de deslizamento da base, capacidade de carga da fundação, tombamento e ruptura global, ilustrados na Figura 17.



**Figura 17:** Mecanismos para verificação da estabilidade externa: (A) deslizamento, (B) tombamento, (C) capacidade de carga da fundação e (D) instabilidade global (Ehrlich, 2009).

Para a determinação das tensões horizontais ou empuxos ( $E$ ), resultantes da atuação do maciço de solo não reforçado na massa de solo reforçada, são adotadas uma das teorias baseadas no equilíbrio limite, Coulomb ou Rankine.

Segundo Craig (2011), a teoria de Rankine (1857) considera o estado de tensões em uma massa de solo quando a condição de equilíbrio plástico é alcançada, ou seja, quando a ruptura por cisalhamento está preste a ocorrer ao longo do maciço, por outro lado, a teoria de Coulomb considera a estabilidade conjunta, da cunha de solo entre uma parede de contenção e um possível plano de ruptura.

O processo de verificação da estabilidade externa pode ser realizado por meio do critério determinístico, caracterizado pela adoção de fatores de segurança globais (Tabela 04), considerando a inclinação da face da estrutura ( $\omega$ ) e o material de fundação, ou pela utilização do critério probabilístico, expresso por fatores de ponderação (EHRLICH, 2004).

A Tabela 04 apresenta valores usuais de fatores de segurança resultantes da relação dos mecanismos para verificação da estabilidade externa com a inclinação do paramento das estruturas. Ainda, são expostas as relações referentes às excentricidades ( $e$ ) e à largura efetiva da fundação ( $B'$ ).

**Tabela 04:** Fatores de segurança e condições mecânicas para análise do equilíbrio externo de uma ECSR (EHRLICH, 2009 apud ELIAS, CHRISTOPHER, BERG, 2001).

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

Nos casos em que a aplicação de sobrecargas externas sobre a estrutura de contenção são previstas, os acréscimos de tensões decorrentes devem ser considerados nas verificações da estabilidade externa (EHRLICH, 2009).

#### 2.4.1.1. Cálculo do empuxo de terra

Segundo Erlich (2009), para o cálculo do empuxo de terra, considerando a ausência de sobrecargas atuando na estrutura, aplica-se a equação de Rankine, descrita por:

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

onde:

$\gamma$ : Peso específico do solo;

$H$ : Altura do maciço com reforço.

De acordo com Vertematti (2004), o valor do coeficiente de empuxo de terra no estado ativo, onde o solo não reforçado exerce tensões sobre o maciço reforçado, pode ser calculado pela fórmula de Rankine:

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

Nesta etapa, o atrito entre o solo e o muro é desprezado e o terrapleno é considerado horizontal.

#### 2.4.1.2. Segurança contra o deslizamento da base

Segundo Vertematti (2004), o fator de segurança ao deslizamento é um parâmetro caracterizado pela razão entre a máxima força resistente capaz de ser mobilizada na base do muro e o empuxo de terra:

$$FS_d = \frac{\gamma \cdot H \cdot L_r \cdot \tan \Phi'_1}{E} \geq 1,5 \quad (3)$$

onde:

$E$ : Empuxo ativo;

$FS_d$ : Fator de segurança contra o deslizamento ao longo da base;

$L_r$ : Comprimento do reforço;

$\Phi'_1$ : Ângulo de atrito interno do solo, na base do solo reforçado.

#### 2.4.1.3. Segurança contra o tombamento

O fator de segurança ao tombamento ( $FS_t$ ) é descrito pela razão entre o momento de estabilidade proporcionado através do peso do muro e o momento de

instabilidade gerado pelo empuxo de solo (VERTEMATTI, 2004). Para fins de cálculo, utiliza-se a seguinte expressão:

$$FS_t = \frac{W \cdot \frac{L_r}{2}}{E \cdot y_E} = \frac{W \cdot L_r}{2 \cdot E \cdot y_E} \geq 2,0 \quad (4)$$

onde:

$FS_t$  : Fator de segurança contra o tombamento;

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

$L_r$  : Comprimento do reforço.

#### 2.4.1.4. Segurança contra a ruína do solo de fundação

A resultante das tensões normais ( $R$ ), que atua na base do muro deve fornecer o equilíbrio de toda base, sujeita as reações de compressão. Para atender a esta condição, a excentricidade deve ser inferior à sexta parte comprimento do reforço (ERLICH, 2009). Tal definição é caracterizada pela equação abaixo:

$$e = \frac{E \cdot y_E}{R} = \frac{E \cdot y_E}{\gamma \cdot H \cdot L_r} \leq \frac{L_r}{6} \quad (5)$$

Segundo Vertematti (2004), para a distribuição das tensões normais atuantes na base do muro Meyerhof (1955) estabelece a seguinte formulação:

$$\sigma = \frac{R}{L_r - 2 \cdot e} \quad (6)$$

Para o dimensionamento do comprimento do reforço, como já exposto, são levados em consideração os critérios de deslizamento da base, tombamento e ruptura de solo de fundação. Para atender a estes critérios, deve-se adotar o maior dos valores de  $L_r$  encontrado nas equações 03, 04 e 05.

De acordo com Ehrlich, 2009, a capacidade de carga do solo de fundação pode ser estabelecida por meio da equação elaborada por Sokolovski (1960) e Hansen (1961):

$$q_{max} = \gamma \cdot D + c \cdot N_c \cdot F_{ci} + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) \cdot F_{qi} + 0,5 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot F_{yi} \quad (7)$$

onde:

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

$B'$ : Largura efetiva da fundação ( $L_r - 2 \cdot e$ );

$D$ : Embutimento da fundação da estrutura;

$N_c, N_q$  e  $N_\gamma$  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.

Segundo Cintra (2011), os fatores de capacidade de carga, podem ser obtidos pelas expressões 8 e 9 criadas por Reissner (1924) e também através da equação 10 desenvolvida por Caquot e Kérisel (1953) e adaptada por Vesic (1975).

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

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

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

De acordo com Erlich, 2009, os fatores de excentricidade e inclinação são estabelecidos por meio das seguintes equações:

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

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

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

O parâmetro  $Rv$  corresponde às tensões verticais e  $Rh$  as solicitações horizontais.

Para os casos de carregamento drenado e não drenado, o fator de segurança contra a ruína do solo de fundação ( $FS_f$ ), deve levar em consideração a condição:

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

#### 2.4.1.5. Segurança contra a ruptura global

Na análise de segurança contra a ruptura global, considera-se a estrutura de solo com reforço como sendo um elemento interno à massa de solo, passível de deslocamento. Normalmente essa verificação consiste em garantir um fator de segurança contra a rotação de uma massa de solo ao longo de uma superfície cilíndrica (VERTEMATTI, 2004).

Através da equação (15) é possível efetuar a análise da estabilidade externa contra a ruptura global do maciço. Os valores aceitáveis para o fator de segurança global estão dispostos na Tabela 04.

$$FS_g = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \quad (15)$$

onde:

$\sum M_R$  e  $\sum M_S$  : Somatório dos momentos dos esforços resistentes em relação ao centro de rotação e dos esforços solicitantes em relação ao centro de rotação, respectivamente.

#### 2.4.2. Estabilidade interna

A análise interna de uma estrutura de contenção, com solo reforçado, tem por objetivo a verificação separada da estabilidade dos reforços. Nesta etapa, é possível determinar a resistência e o comprimento individual do material de reforço em cada camada de solo (ERLICH, 2009).

Segundo Maccaferri (2014), o processo de verificação é fundamentado na análise por equilíbrio limite, onde o maciço é separado em duas regiões, as zonas ativa e passiva, caracterizadas por duas condições: o arrancamento e a ruptura do reforço.

A ruptura interna pode ocorrer quando as solicitações impostas ao reforço são superiores aquelas que o mesmo pode suportar ou quando há o escorregamento do reforço na massa de solo por insuficiência de ancoragem. Neste contexto, caracteriza-se um processo de ruptura progressiva, em que os esforços oriundos do reforço rompido são transferidos aos adjacentes, desencadeando um processo de colapsos sucessivos (Vertematti, 2004, p.91).

Os mecanismos utilizados para a análise da estabilidade interna são caracterizados pelo desprendimento da face, instabilidade em algum local da estrutura, ruptura ou arrancamento dos reforços. Estes mecanismos são esquematicamente apresentados na Figura 18.

Para impedir a ruptura do reforço (Figura 18a), é fundamental conhecer a máxima tensão de tração atuante no mesmo.

A intensidade de  $T_{máx}$  resultante do solo ou das cargas externas não deve ser maior que a capacidade resistiva do geossintético adotado em projeto, assim, é conveniente determinar um adequado fator de segurança, levando em consideração os processos de instalação, o tempo de projeto e as condições ambientais (VERTEMATTI, 2004).

As etapas de cálculo usualmente empregadas para a determinação da tensão máxima atuante no reforço ( $T_{máx}$ ), baseiam-se nos métodos de equilíbrio limite. De acordo com Vertematti, 2004, p.92, "Este tipo de abordagem é limitado, pois não incorpora nas análises a influência da rigidez dos reforços e os efeitos resultantes da compactação". Tais parâmetros serão discutido mais adiante.

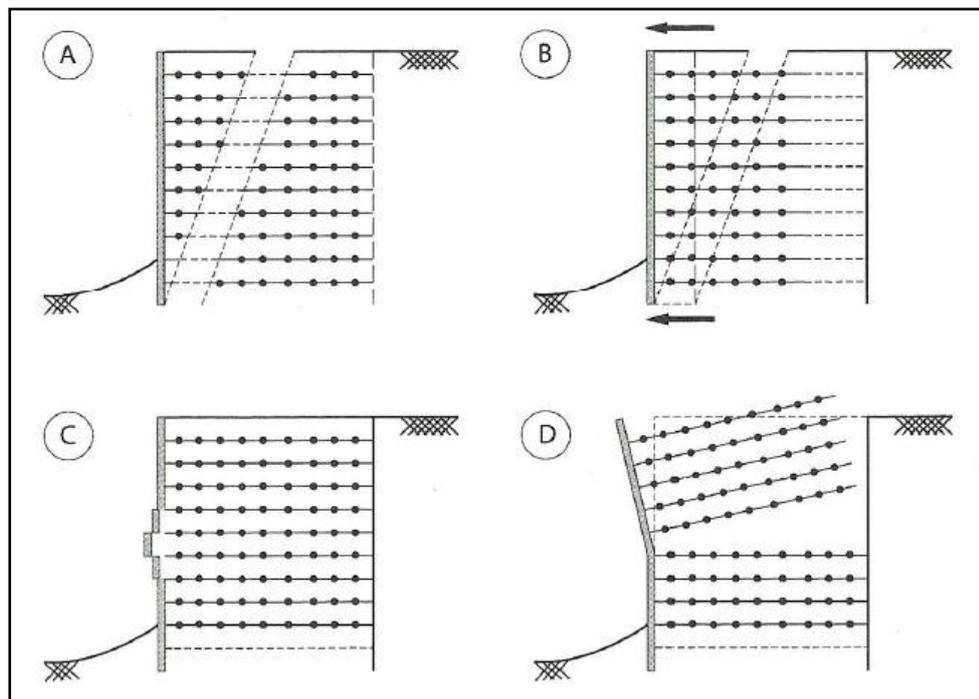
Tratando-se da resistência ao arrancamento, em projetos de muro elaborado com solo reforçado, o embutimento mínimo do reforço na zona resistente é um procedimento imprescindível para evitar o possível arrancamento do geossintético (Figura 18b). Segundo EHRLICH, (2004), o valor de tração máximo não deve ultrapassar o valor da resistência ao arrancamento do trecho do reforço introduzido na zona resistente, ainda, faz-se necessário o reconhecimento da posição da superfície crítica, que determina os limites das zonas ativa e resistentes, levando em consideração o fator de segurança adotado.

A vinculação entre o sistema de faceamento e os reforços é uma etapa essencial para o arranjo final da estrutura.

De acordo com Craig (2012), o paramento não apresenta função estrutural significativa para a estabilidade interna, porém, evita que o solo escape na borda da estrutura e satisfaça a exigências estéticas, desta forma, o paramento deve ser flexível para suportar possíveis deformações do aterro.

Geralmente, as vinculações apresentam menores resistências em relação aos reforços, as tensões próximas a face  $T_0$  tendem a ser menores que as tensões máximas atuantes. Para evitar a instabilidade em algum ponto do sistema de faceamento (Figura 18c), a resistência admissível da conexão  $P_{r,0}$  deve superar o valor da máxima sollicitação no reforço junto a face  $T_0$  (VERTEMATTI, 2004).

Na elaboração de projetos de estruturas de contenção com emprego de materiais de reforço, a análise de instabilização local (Figura 18d) é um parâmetro que também deve ser considerado.



**Figura 18:** Mecanismos para verificação da estabilidade interna: (A) ruptura dos reforços, (B) arrancamento dos reforços, (C) desprendimento da face e (D) instabilidade local (EHRlich, 2004 apud EHRlich, A, CHRISTOPHER, BERG, 2001).

Nos casos em que critérios determinísticos são utilizados, faz-se necessário a determinação de fatores de segurança, que promovem maior confiança aos cálculos

de estabilidade no interior do maciço (VERTEMATTI, 2004 *apud* ELIAS, CHRISTOPHER, BERG, 2001).

A Tabela 05 expõe os valores dos fatores de segurança usualmente empregados. Onde  $Td$  corresponde a resistência a tração de projeto do geossintético,  $Tmáx$  é a máxima força de tração incidente no reforço,  $Pr,0$  é a resistência admissível da conexão do reforço junto à face e  $T_0$  equivale a força de tração por metro no reforço junto a face da estrutura.

**Tabela 05:** Fatores de segurança e condições mecânicas para análise do equilíbrio interno de uma Estrutura de Contenção com Solo Reforçado (VERTEMATTI, 2004 *apud* ELIAS, CHRISTOPHER, BERG, 2001).

Condição	Verificação	Fator de segurança	Observação
Ruptura do reforço	$Td \geq Tmáx \cdot FS$	$\geq 1,50$	Obras permanentes e críticas
		$\geq 1,15$	Obras temporárias e não críticas
Arrancamento	$Pr \geq Tmáx \cdot FS$	$\geq 1,50$	
Estabilidade da conexão	$Pr,0 \geq T_0 \cdot FS$	$\geq 1,50$	

#### 2.4.2.1 Efeitos da rigidez do parâmetro solo-reforço

À verificação da instabilidade no interior de uma massa de solo reforçado está diretamente associada ao processo de redistribuição global das tensões e das deformações direcionadas ao maciço mediante a atuação dos elementos de reforços (VERTEMATTI, 2004).

De acordo com Ehrlich (2004), a medida que o estado de tensões do solo é caracterizado pela condição de repouso, onde as deformações laterais são consideradas nulas, as tensões no reforço também são nulas. Por outro lado, no instante em que as deformações laterais são consideradas, há a diminuição das tensões horizontais no solo, já nos reforços, as tensões tendem a aumentar.

Segundo Vertematti (2004), a condição de equilíbrio do parâmetro solo-reforço, a tensão ou a deformação, é caracterizada pelo índice de rigidez relativa ( $Si$ ), expresso pela razão entre os dados de rigidez do reforço e do solo, que pode ser expresso pela seguinte expressão:

$$S_i = \frac{J_r}{k \cdot P_a \cdot S_v} \quad (16)$$

sendo,

$J_r$  = módulo de rigidez do reforço a tração;

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

$P_a$  = pressão atmosférica;

$S_v$  = espaçamento vertical dos reforços.

Ao analisar os dados presentes na Tabela 06, é concernente afirmar que, quanto maior o valor do índice de rigidez relativa, mais rígido é o elemento de reforço, nestas condições, o reforço pode absorver elevadas tensões, minimizando as deformações do conjunto estrutural solo-reforço (EHRlich, 2004).

**Tabela 06:** Valores usuais de Índice de Rigidez Relativa ( $S_i$ ) (EHRlich, 2009).

Tipo de Geossintético	$S_i$
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

#### 2.4.2.2. A Influência da compactação do solo

A compactação de um solo é um processo manual ou mecânico que objetiva a redução do volume de vazios, aumentando a resistência e tornando-o mais estável (CAPUTO, 1988).

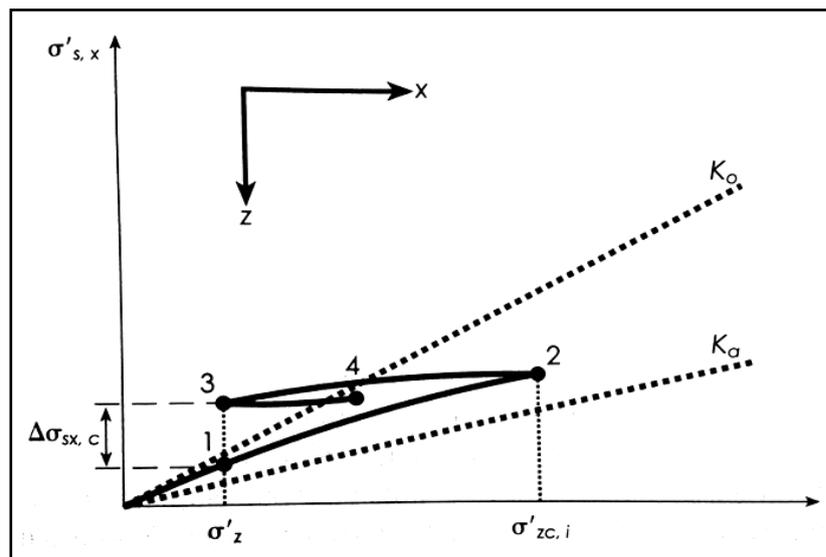
A compactação do solo é uma etapa crítica na construção de muros ou taludes de contenção que apresentam maciços reforçados, pois, pode gerir grande influência no comportamento das tensões internas dessas estruturas.

Um solo, quando transportado e depositado para a construção de aterro, fica num estado relativamente fofo e heterogêneo, portanto, além de pouco resistente e muito deformável, apresenta comportamento diferente de local para local. A compactação tem em vista esses dois aspectos: aumentar o contato entre os grãos e tornar o aterro mais homogêneo. O aumento da densidade ou redução do índice de vazios é desejável não por si, mas porque diversas propriedades do solo melhoram com isto (Pinto, 2006, p.77).

A utilização de equipamentos para compactação gera ciclos de carga e descarga no solo, provocando o surgimento de tensões horizontais residuais.

Segundo Ehrlich (2004) a depender da intensidade da energia de compactação do solo, as tensões residuais horizontais podem ser maiores do que a energia decorrente do peso próprio do solo lançado no processo construtivo. Tal situação, acarreta o aumento de tensões nos materiais de reforço, assim, a estrutura apresenta menor sensibilidade à futuros carregamentos externos que demonstre valores de tensão abaixo daqueles resultantes do processo de compactação.

A Figura 19 demonstra a trajetória das tensões efetivas em um ponto no interior da massa de solo durante a construção de um aterro reforçado compactado em camadas. Segundo Vertematti (2004), o ponto (1) caracteriza o estado de tensão decorrente do lançamento de uma camada de solo. O ponto (2) representa o estado de tensão com a compactação. A medida que o solo é compactado, há um aumento de tensão vertical efetiva ( $\sigma'_z$ ), que eleva-se para a máxima tensão vertical efetiva decorrente do processo de compactação ( $\sigma'_{zc,i}$ ), simultaneamente há também o aumento das tensões horizontais. Após a compactação, a tensão vertical volta à um valor bem próximo ao inicial como ilustra o ponto (3), já a tensão horizontal, sofre uma pequena redução para um valor maior que o inicial. No instante em que a camada seguinte é lançada, há o acréscimo das tensões, como ilustra o ponto (4).



**Figura 19:** Tensões induzidas pela compactação do solo (Vertematti, 2004).

De acordo com Ehrlich (2009), no momento em que a tensão vertical decorrente do peso próprio das camadas superiores ultrapassar a tensão induzida pela compactação, o efeito da compactação será desconsiderado.

Para a compactação utilizando a placa vibratória, o valor ( $\sigma'_{zc,i}$ ) pode ser estimado através da equação 17, onde a tensão média atua no contato entre o solo e a placa (VERTEMATTI, 2004).

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{Q}{B \cdot L} \quad (17)$$

onde,

$Q$  = Carga estática equivalente do compactador

$B$  = Largura da placa

$L$  = Comprimento da placa

Na compactação empregando o rolo vibratório, o valor ( $\sigma'_{zc,i}$ ) pode ser estimado através da seguinte equação:

$$\sigma'_{zc,i} = (1 - v_0) \cdot (1 + Ka) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot \frac{Q \cdot Ny}{L}} \quad (18)$$

sendo,

$\gamma'$  = Peso específico do solo compactado

$L$  = Comprimento do tambor do rolo

$v_0$  = Coeficiente de Poisson no estado de repouso

$Ny$  = Coeficiente de capacidade de carga do solo

$Ka$  = Coeficiente de empuxo ativo (Rankine)

Para conhecer  $v_0$ , deve-se considerar que o solo apresenta comportamento elástico - linear:

$$v_0 = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (19)$$

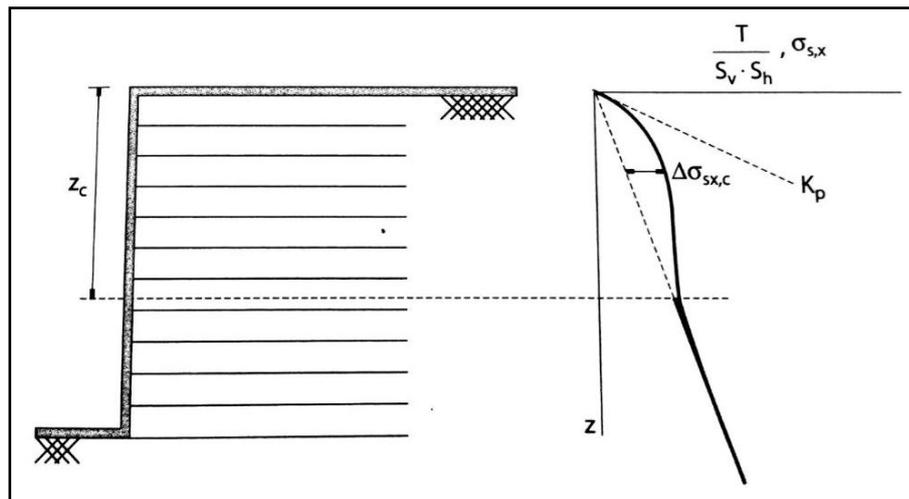
O valor do coeficiente de empuxo no estado de repouso pode ser estimado através da correlação de Jaky:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\Phi' \quad (20)$$

O coeficiente que expressa a capacidade de carga do solo ( $Ny$ ) pode ser determinado mediante a equação a seguir:

$$Ny = \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2}\right) - 1\right] \quad (21)$$

A compactação pode ser visto como o principal fator de influência nas tensões desenvolvidas em cada camada de reforço. Através deste processo, pode-se determinar a máxima tensão no reforço para profundidades inferiores a ( $Z_c$ ), (Figura 20), a partir da qual a tensão no solo devido ao peso próprio das camadas sobrejacentes excede a tensão induzida no processo de compactação (MACCAFERRI, 2014).



**Figura 20:** Profundidade de influência da compactação (EHLICH, 2009 apud EHLICH; AZAMBUJA, 2003. CHRISTOPHER, BERG, 2001).

A profundidade de influência pode ser determinada através da seguinte relação:

$$Z_c = \frac{\sigma' z_c, i}{\gamma'} \quad (22)$$

### 2.4.3. Dimensionamento - Método de Ehrlich e Mitchell (1994)

A análise da força de tração máxima atuante em cada nível de reforço é um dos parâmetros de maior importância para a eficiência de projeto de uma estrutura com solo reforçado. Os procedimentos comumente adotados para a obtenção de  $T_{max}$  baseiam-se nos métodos de equilíbrio limite. Estes métodos apresentam facilidades de cálculo, porém, não consideram os efeitos da compactação e da rigidez dos reforços nas análises (EHRlich, 2009).

Com o intuito de suprir as deficiências características dos métodos fundamentados no equilíbrio limite, alguns estudiosos desenvolveram metodologias baseadas em condições de trabalho. Estas técnicas consideram de maneira mais realista o comportamento das estruturas com solo reforçado. Os métodos de Jewell e Ehrlich e Mitchell são os mais conceituais.

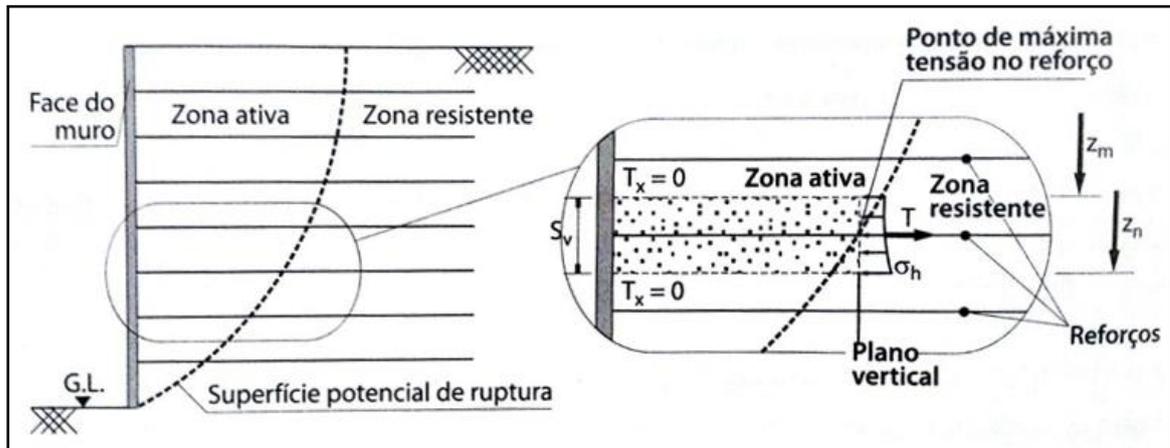
No método simplificado de Jewell (1991), a partir dos dados referentes às características e aos parâmetros geométricos do maciço, assim como, às características mecânicas dos reforços, é possível determinar o comprimento dos espaçamentos verticais e dos materiais de reforço (VERTEMATTI, 2004).

Já o método de Ehrlich e Mitchell (1994) analisa as estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho, levando em consideração a influência da rigidez relativa do solo e do reforço, assim como, os efeitos decorrentes da compactação. Para os cálculos, são utilizados expressões analíticas ou ábacos adimensionais, que serão mostrados no decorrer do texto (Ehrlich, 2009).

O método proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) caracteriza-se pela compatibilidade de deformações no reforço e no solo. O material de reforço é considerado linear e elástico e ainda, o deslizamento entre o reforço e o solo é supostamente desconsiderado.

Cada camada de reforço tem a função de promover o equilíbrio horizontal de uma faixa de solo, situada especificamente na chamada zona ativa ou potencialmente instável (Figura 21). No caso de reforços planos, essa faixa apresenta espessura equivalente ao espaçamento entre os reforços (EHRlich, 2009).

A Figura 21 ilustra de forma esquemática a hipótese do equilíbrio interno. Observa-se que as tensões de cisalhamento na interface das fatias do solo são consideradas nulas.



**Figura 21:** Esquema gráfico do equilíbrio interno da massa de solo reforçada segundo Ehrlich e Mitchell (1994), (EHLICH, 2009).

#### 2.4.3.1. Cálculo das tensões máximas nos reforços

Em cada camada de geossintético são considerados a tensão vertical máxima após o processo de compactação ( $\sigma'_{zc}$ ), a tensão vertical atuante ( $\sigma'_z$ ) e o valor ( $\beta$ ) caracterizado pela deformabilidade do reforço:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{Pa}\right)^n}{Si} \quad (23)$$

onde,

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

$Si$  = Índice de rigidez relativa do parâmetro solo-reforço

$Pa$  = Pressão atmosférica

Segundo Vertematti (2004), o índice de rigidez relativa solo-reforço é função da área da seção transversal do reforços, por isso, a determinação da tensão máxima do reforço é obtida através de um processo iterativo, onde geralmente são efetuadas três iterações. Para geossintéticos submetidos a condições típicas de solos de aterro e espaçamento de reforços, normalmente tem-se  $8 < \beta < 300$ . Quanto mais rígido for o elemento de reforço, menor será o valor de  $\beta$ .

Após a conclusão da construção de uma ECSR, a tensão vertical ( $\sigma'_z$ ) atuante em cada camada de solo, pode ser determinada considerando-se a

excentricidade da resultante das tensões em uma base horizontal. De acordo com Ehrlich (2009, p.63) "o cálculo é efetuado com base no equilíbrio da massa acima da camada de reforço em questão, em relação ao seu peso próprio e ao empuxo ativo de terra exercido pelo aterro no muro". O valor de  $(\sigma'z)$  é expresso pela equação abaixo:

$$\sigma'z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} \quad (24)$$

onde,

$Lr$  = Comprimento dos reforços;

$Ka$  = Coeficiente de empuxo ativo;

$z$  = profundidade considerada dos reforços.

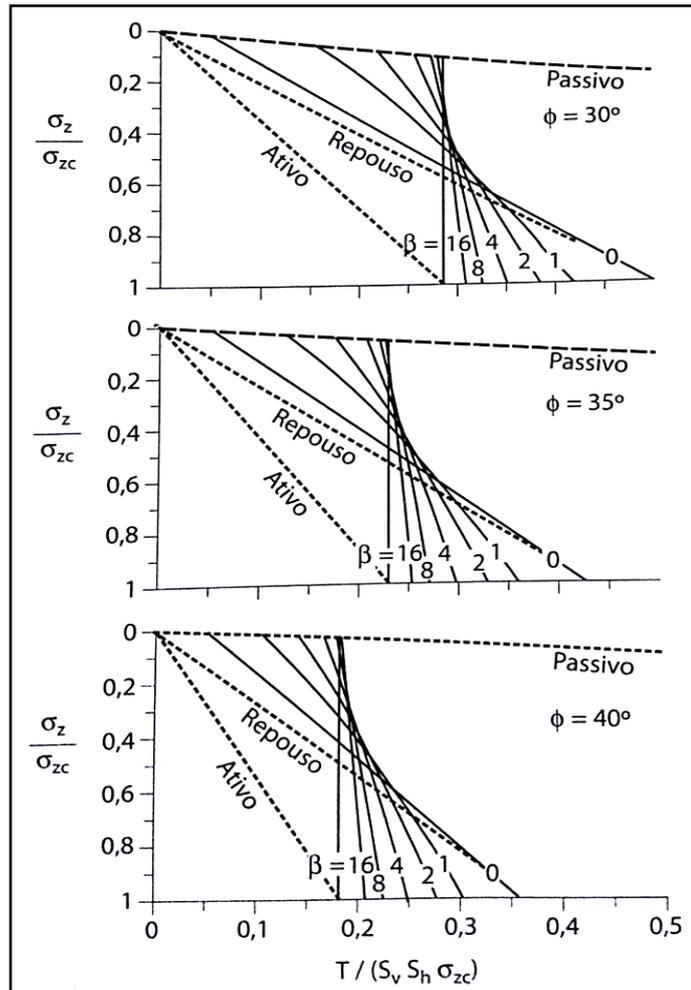
A determinação das tensões máximas aplicadas nos elementos de reforço, baseia-se na análise de ábacos elaborados por Ehrlich e Mitchell (1994). Através dos valores apresentados nos ábacos, é possível obter o valor adimensional do parâmetro  $X$ , caracterizado pela expressão:

$$X = \frac{Tmáx}{Sv \cdot Sh \cdot \sigma'zc} \quad (25)$$

A partir do valor de  $X$ , é possível determinar o valor da máxima força de tração no reforço, reajustando a equação anterior :

$$Tmáx = Sv \cdot Sh \cdot \sigma'zc \cdot X \quad (26)$$

A Figura 22 apresenta uma das opções de ábacos para a obtenção de  $X$ .

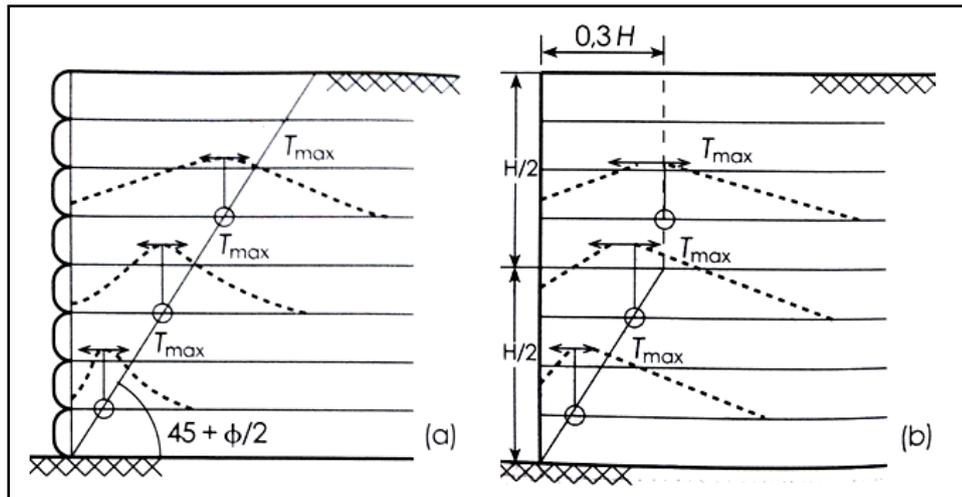


**Figura 22:** Ábacos para determinação do parâmetro  $X$  e posterior cálculo da  $T_{m\acute{a}x}$  (EHRlich, 2009 apud EHRlich; MITCHELL, 1994).

#### 2.4.3.2. Ponto de atuação da tensão máxima dos reforços

A posição da tensão máxima nos materiais de reforço encontra-se no ponto de interseção com a superfície potencial de ruptura, especificamente na região de separação entre as zonas ativas e resistentes. A Figura 23, demonstra graficamente as hipóteses usuais que definem esta superfície.

De acordo com Vertematti (2004), para geossintéticos que apresentam maior capacidade de deformação como as geogrelhas de PET e os geotêxteis, considera-se que  $T_{m\acute{a}x}$  coincide com a superfície crítica caracterizada por Rankine (Figura 23a). Para reforços pouco extensíveis como as geogrelhas de poliaramida, as superfícies críticas são mais verticalizadas devido as restrições às deformações laterais do solo reforçado, a posição de  $T_{m\acute{a}x}$  é apresentada na Figura 23b.

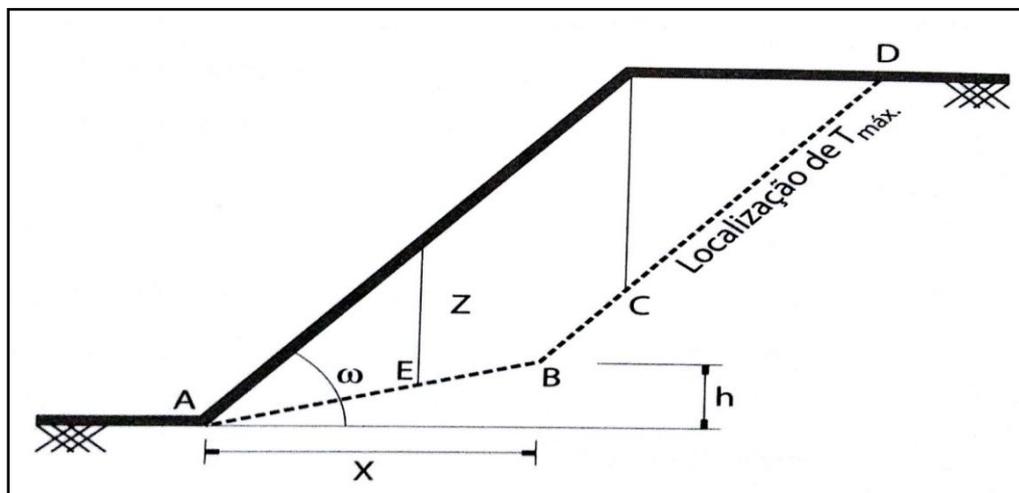


**Figura 23:** Ponto de atuação da  $T_{m\acute{a}x}$  em muros de solo reforçado: a) reforço extensível e b) reforço rígido (Vertematti, 2004).

A partir de análises numéricas Dantas e Ehrlich (2000a) desenvolveram um procedimento alternativo para definir o ponto de atuação da  $T_{m\acute{a}x}$  em taludes (EHLICH, 2009). Com base no esquema gráfico da Figura 24, onde  $\omega$  corresponde a inclinação da face da estrutura e  $h$  a altura onde a  $T_{m\acute{a}x}$  atua, tem-se que:

$$\text{Para } 45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ \rightarrow X = \frac{0,75 \cdot H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{X}{3} \quad (27)$$

$$\text{Para } 65^\circ \leq \omega \leq 90^\circ \rightarrow X = \frac{0,80 \cdot H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{2} \quad (28)$$



**Figura 24:** Ponto de atuação da  $T_{m\acute{a}x}$  de reforço aplicado em taludes íngremes (EHLICH, 2009 apud DANTAS; EHLICH, 2000a). CHRISTOPHER, BERG, 2001).

### 2.4.3.3. Verificação de arrancamento dos reforços

A capacidade de deformação é uma das grandes características dos geossintéticos. De acordo com Ehrlich (2009), quando estes materiais são submetidos a tensões de arrancamento, há uma distribuição decrescente de deslocamentos ao decorrer do comprimento. Estas deformações descontínuas, propiciam a mobilização desigual das tensões tangenciais na interface e por consequência, a mobilização desigual da resistência ao arrancamento ao longo do material de reforço.

No processo de análise da resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal de reforço ( $P_r$ ), o procedimento mais usual e conservador foi elaborado por Christopher et al.(1990):

$$P_r = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'v \cdot Le \geq FS \cdot Tmáx \quad (29)$$

sendo,

$Le$  = comprimento de reforço na zona resistente;

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

$\sigma'v$  = tensão efetiva vertical na interface solo/reforço;

$F^*$  = Fator de resistência ao arrancamento.

Através da realização de ensaios de arrancamento e considerando o solo de aterro a ser utilizado em projeto, o parâmetro  $F^*$  pode apresentar resultados mais apurados. Por outro lado, pode-se utilizar a equação 28, onde, de acordo com Vertematti (2004), o fator  $F^*$  é considerado uma combinação de resistências mobilizadas pelo atrito e pelas componentes passivas na interface entre o solo e os materiais de reforço.

$$F^* = Fq \cdot \alpha_\beta + \mu^* \cdot \alpha_f \quad (30)$$

onde,

$Fq$  = o fator de capacidade de carga para o embutimento;

$\alpha_f$  = fator geométrico estrutural para resistência friccional;

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

$\mu^*$  = coeficiente de atrito aparente da interface solo/reforço.

Com a relação do ângulo de atrito do solo ( $\Phi$ ) e do coeficiente de aderência ( $fa$ ), o valor de  $F^*$  pode ser estabelecido de maneira simplificada e direta através da seguinte expressão:

$$F^* = fa \cdot \tan\Phi \quad (31)$$

A Tabela a 07 expõe dados utilizados no dimensionamento da capacidade de ancoragem de maciços de solo reforçado.

Tabela 07: Parâmetros para análise do arrancamento (Ehrlich, 2009).

Tipo de geossintético	Coeficiente de aderência ( $fa$ )	Fator de escala ( $\alpha$ )**
Geogrelhas	0,8 a 1,0*	0,7 a 1,0
Geotêxteis	0,7 a 0,8	0,6 a 0,8

\*Depende da abertura da malha e da espessura dos membros transversais  
 \*\*Adota-se  $\alpha = 0,6$  quando não for realizado ensaios de arrancamento.

#### 2.4.3.4. Eficiência de conexão entre o reforço e o faceamento

A determinação da equação para a análise da resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal do elemento de reforço é caracterizada pelo tipo de conexão que compõe a ECSR.

Para o sistema de envelopamento de solo, o cálculo de ancoragem da extremidade pode ser efetuado admitindo que  $T_0$  equivale a 50% de  $T_{m\acute{a}x}$ :

$$P_{r,o} = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'v \cdot L_0 \geq FS \cdot T_0 \quad (32)$$

onde:

$F^*$  = Fator de resistência ao arrancamento;

$L_0$  = comprimento de ancoragem do envelope;

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

$T_0$  = Tensão de tração no reforço, junto ao faceamento;

$\sigma'v$  = tensão efetiva vertical na interface solo/reforço junto a face.

Segundo Ehrlich (2009), em estruturas elaboradas com blocos intertravados ou que apresentam faceamento rígido, o tipo e a eficácia do acoplamento ( $CR$ ) das

peças são fatores fundamentais para a adequada conexão entre a face e o reforço. O parâmetro ( $CR$ ) exprime qual a parcela da resistência admissível da conexão face-reforço ( $P_{r,o}$ ) pode ser tolerado.

Os valores de acoplamento são estabelecidos e informados pelos fabricantes dos sistemas de blocos ou painéis, assim, é possível calcular o parâmetro  $P_{r,o}$ :

$$P_{r,o} = CR \cdot T_d \geq FS \cdot T_0 \quad (33)$$

Tratando-se de  $T_0$ , para garantir menores deformações no sistema de faceamento, recomenda-se o uso de valores entre 80% e 100% de  $T_{máx}$  (VERTEMATTI, 2004).

No trabalho, Brugger et al. (2005), apresentam um caso de obra de contenção que emprega a técnica de solo reforçado com geogrelhas de PVA e blocos segmentais de concreto. O muro possui aproximadamente 14 metros de altura e 120 metros de extensão. Os resultados das análises e da obra em si mostram que o uso de geogrelhas de alta resistência, alto módulo e baixa fluência, aliadas a uma compactação enérgica resultam em muros pouco deformáveis, que atendem aos aspectos estéticos e funcionais, além da segurança ao colapso.

## 2.5. Aspectos construtivos

### 2.5.1. Características dos elementos de reforço

Nos últimos anos, o emprego de materiais poliméricos para reforço de solo vem assumindo um importante papel no âmbito geotécnico. Conforme já exposto, é vasta a opção de materiais geossintéticos já desenvolvidos: geobarras, geocélulas, geotêxteis tecidos e não tecidos, etc.

Os geotêxteis e principalmente as geogrelhas são os materiais mais usuais em projetos de estrutura de contenção de solo reforçado, destacam-se pelo custo, tempo de execução e simplicidade de aplicação.

A escolha de um determinado tipo de reforço em um projeto de sistema de contenção de solo reforçado passa pela análise do desempenho econômico, uma vez que qualquer produto pode ser utilizado, desde que as propriedades mecânicas e reológicas sejam conhecidas. Entretanto existem algumas condições estruturais ou características do meio que favorecem determinados elencos de geossintéticos, e por isso, devem ser observados na escolha do tipo de produto a ser adotado (Ehrlich, 2009, p.83).

O processo de seleção dos geossintéticos exige estudos diferenciados e específicos em cada aplicação, uma vez que as propriedades destes materiais podem variar em função de fatores como: severidade do meio e altura da estrutura.

No decorrer do processo de instalação, o geossintético pode vir a sofrer danos, provocados por fatores como a compactação, tráfego de veículos e o lançamento de agregados pontiagudos. Isso pode reduzir significativamente as propriedades mecânicas do produto (MACCAFERRI, 2014).

Segundo Ehrlich, 2009, p.84, "Os solos grosseiros, com grãos angulosos, danificam de forma mais intensa geotêxteis tecidos do que os não tecidos. Já as geogrelhas rígidas apresentam danos menores do que as flexíveis".

Em ambientes quimicamente agressivos, as geogrelhas apresentam menor sensibilidade em relação aos geotêxteis, devido a espessura dos seus elementos, o que minimiza a superfície de exposição, ou ao revestimento de proteção que alguns produtos possuem (VERTEMATTI, 2004).

Em uma ECSR, quanto maior for a altura, maior será a atuação das forças no elemento de reforço. Assim, para muros com altura acima de 4m, as geogrelhas são as mais indicadas, já para muros com alturas pequenas, os geotêxteis apresentam vantagens de custo (EHRlich, 2009 apud EHRlich; AZAMBUJA, 2003).

### **2.5.2. Escolha do faceamento e forma construtiva**

Na elaboração de ECSR, há uma variedade considerável de soluções construtivas. De acordo com Ehrlich (2009), na prática, as técnicas mais utilizadas são os sistemas autoenvelopados, sistemas com painéis modulares e painéis integrais, sistemas híbridos e sistemas com blocos segmentais.

No Brasil, boa parte das obras de contenção empregam a técnica de envelopamento do solo, onde a face do maciço reforçado é executada dobrando-se o reforço sobre a camada a ser compactada. A técnica não dispõe de elementos rígidos na face, assim, a alta deformabilidade do conjunto é uma característica muito importante (BRUGGER, 2003).

Em sistemas que empregam painéis modulares e ou integrais, o faceamento também atua como fôrma, porém a conexão dos painéis com os reforços e entre os próprios painéis apresenta maior complexidade. Os painéis apresentam ótima

esbeltez, porém, são pesados e demandam mecanização para o seu manuseio (BECKER, 2001).

A técnica que engloba sistemas híbridos é uma das opções que vem se destacando nos últimos anos. A solução combina materiais distintos de forma a aumentar a estabilidade interna e externa das estruturas. Um exemplo é o sistema que associa os gabiões, que compõem a face externa de um muro de contenção, com malhas metálicas inseridas no retroaterro de solo (MACCAFERRI 2014, p.123 *apud* MACCAFERRI, 1997).

### 2.5.2.1. Sistemas com blocos segmentais

O sistema de contenção com blocos segmentais incide no emprego de elementos pré-fabricados de concreto que são utilizados como fôrma lateral para compactação das camadas de solo, ao mesmo tempo que constituem o faceamento definitivo. O formato e o peso dos blocos facilitam o transporte e a montagem, simplificando e agilizando a execução (EHRlich, 2009).

Os blocos pré-fabricados se encaixam através de saliências, a seco, sem necessidade de uso de argamassa, concreto ou pinos conectores em sua execução. O processo de fabricação desses blocos se dá por meio de vibração e prensagem, o que resulta numa estrutura resistente e durável (MOTA, 2011).

A Tabela 08 expõe especificações técnicas dos tipos de blocos comumente utilizados na prática.

Tabela 08: Especificações técnicas para blocos segmentais. Fonte:www.murosterrae.com.br

	Unidade	Bloco F	Bloco W	Bloco MW
Peças / m <sup>2</sup>	<i>Un</i>	13	13	13
Peso aproximado	<i>Kg</i>	25-30	28-33	27-30
Altura	<i>cm</i>	19,5	19,5	19,5
Largura		40	40	40
Profundidade		40	40	30
Resistência à compressão	<i>MPa</i>	6,0	6,0 a 18,0	6,0 a 12,0
Inclinação da face do Muro	<i>H:V</i> <i>Graus(°)</i>	1:1 a 1:4 45-76	1:15 88	1:15 88
Altura máxima do Muro	<i>m</i>	5,0	20,0	10,0

Existem vários sistemas construtivos desse tipo, alguns deles são adaptados para um determinado tipo de geossintético, em geral, as geogrelhas são os materiais mais empregados.

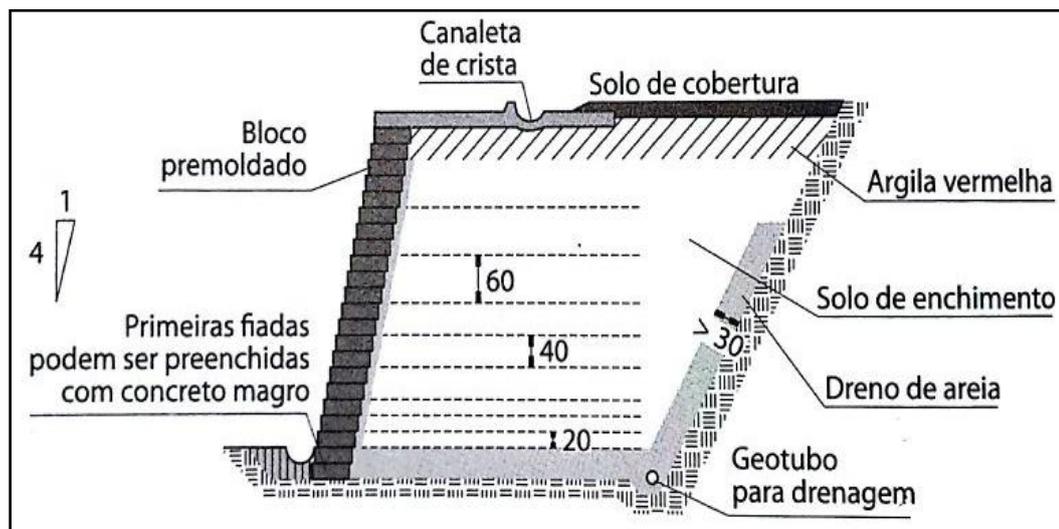
De acordo com Kakuda (2005), estas estruturas são constituídas de camadas horizontais de solo compactado intercalada por inclusões de geogrelhas. Devido a interação entre as inclusões dos reforços e o solo, o sistema ganha uma melhor condição de estabilidade.

A Figura 25 apresenta um caso de obra onde foi executado um muro de contenção em solo reforçado com geogrelhas e face em blocos segmentais para o rebaixamento da linha férrea na cidade de Maringá-PR. Segundo Silva e Brugger (2012), a obra foi executada com elevados índices de produtividade, chegando a atingir produtividades acima de 100m<sup>2</sup> de face de contenção acabada por dia.



**Figura 25:** Obra do rebaixamento da linha férrea na cidade de Maringá - PR (SILVA e BRUGGER, 2012).

A Figura 26 ilustra o esquema de uma estrutura reforçada com geogrelha e com face elaborada em blocos pré-moldados. Na imagem observa-se os drenos horizontais na camada inferior do aterro, composto por brita e um tubo perfurado colocado na parte interna do pé da face do talude. A aplicação de drenos minimiza as pressões neutras no interior do maciço reforçado.



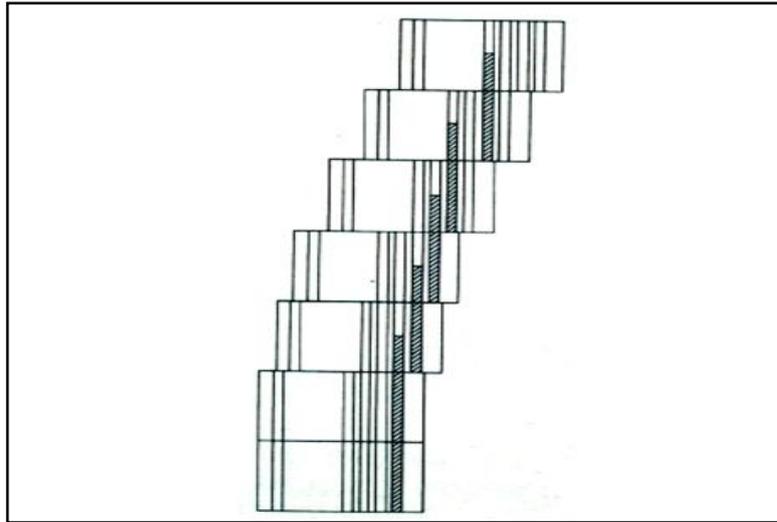
**Figura 26:** Seção transversal típica de muro com sistema de blocos segmentais (adaptada de Ehrlich, 2009).

Segundo Fixsolo (2015), o sistema apresenta variadas vantagens, tais como:

- Construção a seco;
- Simplicidade e rapidez do método executivo;
- Versatilidade na execução de patamares, curvas e cantos;
- Sistema com drenagem automática;
- Ótimo aspecto estético da obra final;
- Utilização do próprio solo local como aterro;
- Diminuição de entulho na obra;
- Pequenas deformações com o uso de geogrelhas de PET e PVA;
- Adequação ecológica.

O sistema de blocos articulados pode assumir várias configurações estéticas e funcionais. O design dos blocos possibilita a construção de muros segmentados com faces verticais ou inclinadas, que apresentem traçados retilíneos ou curvos. As suas ranhuras estão dimensionadas para atender a 3 níveis de recuo entre as fiadas.

A Figura 27 retrata a possibilidade de inclinação da face com a horizontal que varia de 90° a 70° (PALMA,2004).



**Figura 27:** Ilustração de blocos articulados acoplados em níveis de recuo de 90°, 80° e 70° (Palma, 2004).

O emprego de blocos segmentais simplifica o processo construtivo, como resultado são desenvolvidas obras menos deformáveis e com melhor acabamento estético (BRUGGER, 2003).

A Figura 28 demonstra a estrutura de um muro de contenção com floreiras, para o plantio de vegetação, resultando em obras de alto valor estético e que apresentam menor impacto ao meio ambiente.



**Figura 28:** Fotografia de muro com blocos segmentais de concreto. Fonte: [www.ativoeng.com](http://www.ativoeng.com).

### 2.5.3. Disposição dos reforços

O espaçamento vertical entre os elementos de reforço pode apresentar variações dependendo do tipo do paramento adotado e das restrições do projeto (MOTA, 2011).

Em sistema com blocos segmentais o espaçamento entre as camadas de geossintéticos é variável, tal característica possibilita o racionamento de materiais. Na prática, são empregados espaçamentos verticais que variam de 20 à 80 cm de altura.

Na execução do processo de compactação das camadas de solo, são geradas tensões que direcionam-se ao paramento. De acordo com Vertematti (2004, p.112) "o máximo espaçamento entre os reforços depende evidentemente da capacidade dos blocos em absorver as pressões geradas pela compactação".

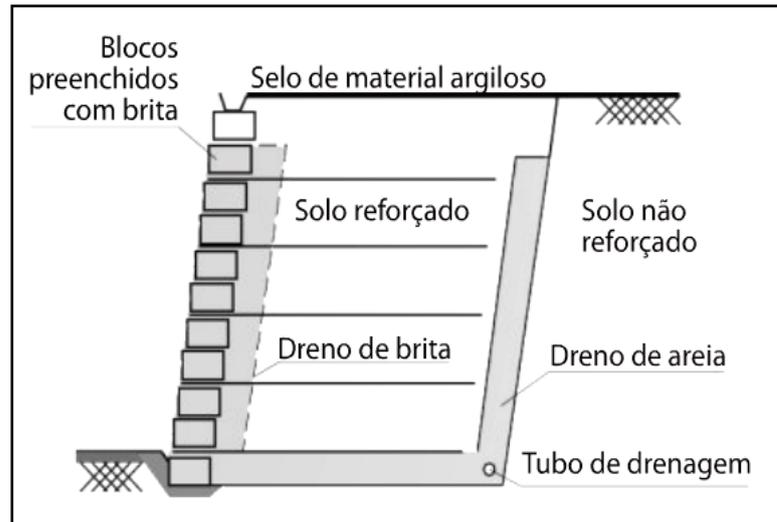
Em geral, recomenda-se que o espaçamento vertical ( $S_v$ ) adotado nos sistemas construtivos limite-se em 80cm. Na técnica de muros com blocos segmentais é recomendável que o espaçamento não seja maior que duas vezes a profundidade dos blocos (EHLICH, 2009).

### 2.5.4. Sistema de drenagem

Em geral, os muros de arrimo não são projetados para suportar pressão hidrostática total, assim, para evitar que o solo de aterro não se torne completamente saturado, é necessário uma drenagem adequada (DAS, 2011).

A água é o principal agente causador dos movimentos gravitacionais e de transporte de massa, é tanto que a maioria das movimentações de encostas ocorrem em períodos chuvosos. O acúmulo de água devido a deficiências do sistema de drenagem, gera pressões hidrostáticas e consequentes tensões que não foram avaliadas em projeto (OHORI, 2005).

Para garantir a não saturação do solo compactado deve-se prever um sistema de drenagem eficiente. Segundo Ehrlich (2009), é recomendável empregar um colchão de material drenante com espessura de 20 a 50 cm abaixo do maciço reforçado e entre o maciço e a região não reforçada. A Figura 29 ilustra a seção transversal de uma ECSR com face elaborada em blocos articulados, apresentando uma camada de material drenante entre a massa de solo natural e o solo reforçado.



**Figura 29:** Representação de um sistema drenante (Ehrlich, 2009).

Junto a face da estrutura também é aplicada uma camada de material drenante. Segundo Palma e Pimentel (2004), as cavidades dos blocos são preenchidas com brita e assim, a água captada é encaminhada para um dreno posicionado na parte inferior do muro.

Para evitar a entrada de água pluvial, a parte superior da estrutura é coberta por uma camada de material argiloso devidamente compactado, onde são instaladas canaletas de drenagem (EHLICH, 2009).

### 2.5.5. Material de enchimento

Em geral o material de aterro para ECSR é constituído por solos granulares e não plásticos. Em campo, os solos podem ser classificados a priori através de uma análise tátil visual e posteriormente devem ser enviados à laboratório para ensaios de caracterização (MOTA, 2011).

Na etapa de seleção do material, deve-se levar em consideração a logística, buscando jazidas próximas ao local da obra, uma vez que o transporte de terra apresentam custos elevados.

A maioria das prescrições internacionais preconiza o emprego de solos granulares não plásticos ( $IP < 4\%$ ) ou impõe restrições à porcentagem de finos. Essas regras procuram evitar solos finos dos países temperados, que apresentam desempenho desfavorável. No caso de países com solos tropicais, porém, o emprego de solos lateríticos é particularmente vantajoso porque possuem coesão significativa, sem que haja uma tendência à plastificação exagerada ou fluência do maciço. Assim para a realidade brasileira, recomenda-se que o índice de plasticidade seja menor do que 20% (Ehrlich, 2009, p.93).

Na execução do aterro de muros ou taludes de contenção com solo reforçado, dependendo do caso, pode-se utilizar o solo do local da obra, exceto os de difícil compactação e com alta deformabilidade tais como as argilas muito plásticas, solos orgânicos, turfas, aqueles com alta concentração de pedregulhos e entulhos que possam danificar os elementos de reforço (OHORI, 2005).

A possibilidade de adotar o solo local como preenchimento das camadas de uma ECSR, maximiza a eficiência da obra, uma vez que diminui o bota-fora e a necessidade de importação de material.

### **2.5.6. Seleção de equipamentos para a compactação**

Na construção de aterros, os movimentos de terra: transporte e descarga, tornam o solo mais fofo e heterogêneo, com baixa resistência e alta deformabilidade. A compactação tem por objetivo aumentar o contato entre os grãos e tornar o aterro mais homogêneo. O aumento da densidade e a redução do índice de vazios, melhoram diversas propriedades de solo (PINTO, 2002).

A escolha do equipamento ideal para a compactação do aterro está diretamente associada ao tipo de solo a ser compactado. Segundo Maccaferri (2004), devem ser considerados diversos fatores que envolvem as características do solo, tais como: granulometria, rugosidade das partículas e forma dos grãos.

A combinação do tipo de solo com o método de compactação adequado, aumenta a eficiência do processo de compactação. Desta forma, é imprescindível a avaliação das especificações de projeto e das condições do local da obra (SILVA, 2008). Na compactação das camadas de aterro de uma ECSR, o solo pode ser caracterizado como coesivo ou não coesivo.

#### **a) Solos não coesivos**

Os solos granulares ou desprovidos de coesão possuem maior granulometria em relação aos coesivos. Apresentam ótimas propriedades de drenagem de água. Tanto a areia como o cascalho, exemplos deste tipo de material, tem sua densidade maximamente aproveitada na compactação, por isso, na maioria dos experimentos, o teor de água é desconsiderado (SILVA, 2008).

A vibração ou compactação dinâmica reduz o atrito entre as partículas individuais do solo, permitindo simultaneamente sua redistribuição. Com isso, é possível reduzir os volumes de poros e fazer com que as inclusões de ar e eventualmente água sejam deslocadas até a superfície, obtendo-se paralelamente uma maior compactidade do solo (MACCAFERRI, 2014).

Em solos granulares, as placas vibratórias manuais (Figura 30) são empregadas na compactação de áreas limitadas, já os rolos vibratórios, são indicados para a compactação de superfícies com grande extensão (PINTO, 2002). A Figura 31 ilustra um modelo comercial de rolo vibratório de tambor liso.



**Figura 30:** Placa vibratória. Fonte: [www.degraus.com.br](http://www.degraus.com.br)



**Figura 31:** Rolo compactador liso. Fonte: [www.degraus.com.br](http://www.degraus.com.br)

## b) Solos coesivos

A argila e o silte são exemplos típicos dos solos coesivos. Os grãos individuais desse tipo de solo são muito finos e apresentam um grande poder de contato, o que dificulta a passagem de água. Tanto a absorção quanto a expulsão de água ocorre muito lentamente (MACCAFERRI, 2014).

Segundo Silva (2008), para diminuir o contato entre as partículas nos solos coesivos, recomenda-se o uso de máquinas com força de alto impacto, para golpear o solo e forçar a saída do ar, reorganizando as partículas. O soquete vibratório ou sapo (Figura 32) reduz a força de adesão e o atrito entre os grãos, aumentando a compacidade do solo por expulsão de vazios. Os rolos pé de carneiro (Figura 33) são recomendados para a compactação de solos altamente coesivos.



**Figura 32:** Soquete vibratório. Fonte: [www.maquinas.com.br](http://www.maquinas.com.br)



**Figura 33:** Rolo pé de carneiro universal. Fonte: [www.lokam.com.br](http://www.lokam.com.br)

### 2.5.7. Procedimentos de execução

Com base nas informações de projeto, deve-se determinar as etapas construtivas. Para a execução do muro, são apresentados a seguir cinco processos básicos descritos por Mendonça et al. (2000):

**a) Etapa inicial:** Realiza-se a preparação da base e a abertura da cava para a aplicação da primeira fiada de blocos. O embutimento da base do muro é de aproximadamente 10% da altura da estrutura, e nunca abaixo de 20 cm. Em terrenos íngremes no sentido longitudinal do muro, a base deve ser aprofundada em patamares horizontais com degraus de 40 cm, de maneira que a estrutura acompanhe a inclinação do solo.

Para a instalação da primeira fiada de blocos é escavado um buraco longitudinal em relação ao muro. Esta, deve ser nivelada, seguindo a topografia do solo em patamares de 40 cm. A cava apresenta dimensões de 60 cm de largura por 45 cm de profundidade.

A primeira linha de blocos é aplicada sobre uma camada de 10 cm de concreto magro, propiciando um adequado alinhamento dos blocos. No Brasil, estes procedimentos preliminares são os mais empregados na prática, porém, existem outras configurações voltadas a etapa inicial. De acordo com Ehrlich:

Aconselha-se escavar a camada mais superficial do solo de fundação para remover solos orgânicos e providenciar um embutimento equivalente a altura de pelo menos dois blocos, para prevenir contra um futuro descalçamento, em caso de escavação inadvertida em frente ao pé do muro (2009, p.83).

**b) 2º etapa:** Efetua-se a aplicação da primeira fiada de blocos e do material drenante. A linha de blocos é instalada no interior da cava, começando sempre pelo ponto mais baixo da estrutura. A instalação da camada inicial de bloco é um ponto crítico de projeto, uma vez que o nivelamento de todo o muro depende desta. O posicionamento dos blocos é realizado por meio de linhas niveladas com nível de mangueira.

Após a execução da primeira fiada de blocos, nos vazios da parte traseira junto ao talude aplica-se uma camada de brita 1. Entre os blocos e a parede da cava, ao lado do talude, lança-se uma camada de 15 cm do mesmo material. As áreas que contem brita são cautelarmente compactadas por um soquete manual.

**c) 3° etapa:** Lança-se uma camada de brita na base do aterro. Após o posicionamento da fiada inicial de blocos, coloca-se uma tábua com 30 cm de largura paralela aos blocos e distante 15 cm destes (Figura 34). A tábua possibilita o correto lançamento dos materiais drenantes. Após a aplicação da brita, a tábua é retirada e o material compactado.



**Figura 34:** Geogrelhas e blocos de concreto na espera do dreno de brita. Fonte: [www.agrogeo.com](http://www.agrogeo.com)

**d) 4° etapa:** Coloca-se a primeira camada de reforço e a terceira fiada de blocos.

A primeira camada de geogrelha é instalada sobre a camada drenante da base do muro. Em geral, os reforços possuem uma direção mais resistente que a outra, por isso, o material deve ser posicionado no sentido perpendicular à direção longitudinal do muro.

A extremidade do reforço fica arranjada exatamente sobre a parede divisória dos blocos. No caso de muros em curva o reforço deve sempre ser perpendicular à face e recortado de modo que a extremidade fique sobre a parede divisória (MENDONÇA et al, 2000).

Após o posicionamento do reforço, instala-se sobre o mesmo, a fiada de blocos, novamente, coloca-se uma tábua provisória para o lançamento das britas entre a tábua e os blocos e nos vazios por trás dos blocos. Por seguinte, na outra extremidade, junto ao talude, a geogrelha é esticada e presa com estacas de madeira.

Com o reforço puxado, o aterro é lançado, espalhado e compactado. À esquerda da Figura 35, observa-se o processo de compactação do maciço próximo a face com o uso do soquete vibratório. Simultaneamente, a direita da Figura 35 pode-se observar à compactação do aterro com o rolo compactador.



**Figura 35:** Compactação com soquete vibratório e com rolo compactador. Fonte: [www.agrogeo.com](http://www.agrogeo.com)

**e) Etapa final:** Aplica-se as demais camadas de geogrelha, aterro e de blocos, que apresentam a mesma sequência construtiva já citadas. Os vazios frontais dos blocos podem ser preenchidos com terra vegetal adubada, possibilitando o plantio de vegetações. O processo de compactação nas proximidades da face da estrutura deve ser realizado com cautela, prevenindo o desalinhamento dos blocos já aplicados.

Deve-se evitar o surgimento de pontos de erosão que podem causar o descalçamento dos blocos. Para tanto, faz-se necessário a aplicação de um eficaz sistema de drenagem na área acima e em torno do muro.

## 2.6. Controle de qualidade de processos construtivos

Segundo Vertematti (2004), os aspectos mais importantes no controle de qualidade de muros de contenção em solo reforçado são o controle de danos mecânicos, o controle de deformações durante edificação e a resistência nominal dos esforços.

O local de instalação da edificação deve ser examinado com cautela. Para a caracterização do local onde será instalado o muro deve-se verificar a presença de possíveis estruturas ou tubulações. A condição geotécnica do solo deve ser analisada por um profissional geotécnico (OHORI, 2005).

Na execução das camadas de aterro deve-se controlar as deformações construtivas do paramento. As deformidades da face devem ser inferiores a 2% para blocos segmentais, 5% para sistemas autoenvelopados e 1% em painéis e paredes integrais (VERTEMATTI, 2004). O Sistema de faceamento apresenta fragilidade considerável, logo, durante o processo de compactação é preferível a utilização de equipamentos leves assim como as placas compactadoras do tipo sapo. Para Ehrlich (2009), é recomendável que as máquinas compactadoras delimitem uma distância entre 0,5m à 1,0m do paramento.

Para o apropriado desempenho dos geossintéticos no sistema de contenção, recomenda-se o ensaio dos reforços por partida e a cada 1.000m<sup>2</sup>. Ao mínimo é necessário a execução dos ensaios de punção (NBR 13359/95) e tração com faixa larga (NBR 12824/93), os quais devem proporcionar resultados compatíveis com as resistências nominais, para um nível de confiança de 95% (EHRlich, 2009).

### 3. METODOLOGIA

As estruturas de contenção dimensionadas neste trabalho tratam-se de projetos fictícios com embasamento em parâmetros aplicados na prática. Desta forma, a seleção dos dados característicos dos muros serão estabelecidos a partir de referências bibliográficas.

Na etapa de dimensionamento dos muros, para os cálculos de verificação da estabilidade externa será utilizado o método do equilíbrio limite proposto por Rankine (1857). No processo de análise da estabilidade interna será considerada a metodologia proposta por Ehrlich e Mitchell (1994) *apud* Ehrlich (2009).

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento das ECSR, foi realizada uma análise comparativa do comportamento mecânico das geogrelhas inseridas entre as camadas de solo de cada estrutura. Em seguida, elaborou-se o arranjo gráfico com as especificações dos muros por meio dos *softwares* TERRAE e AutoCAD.

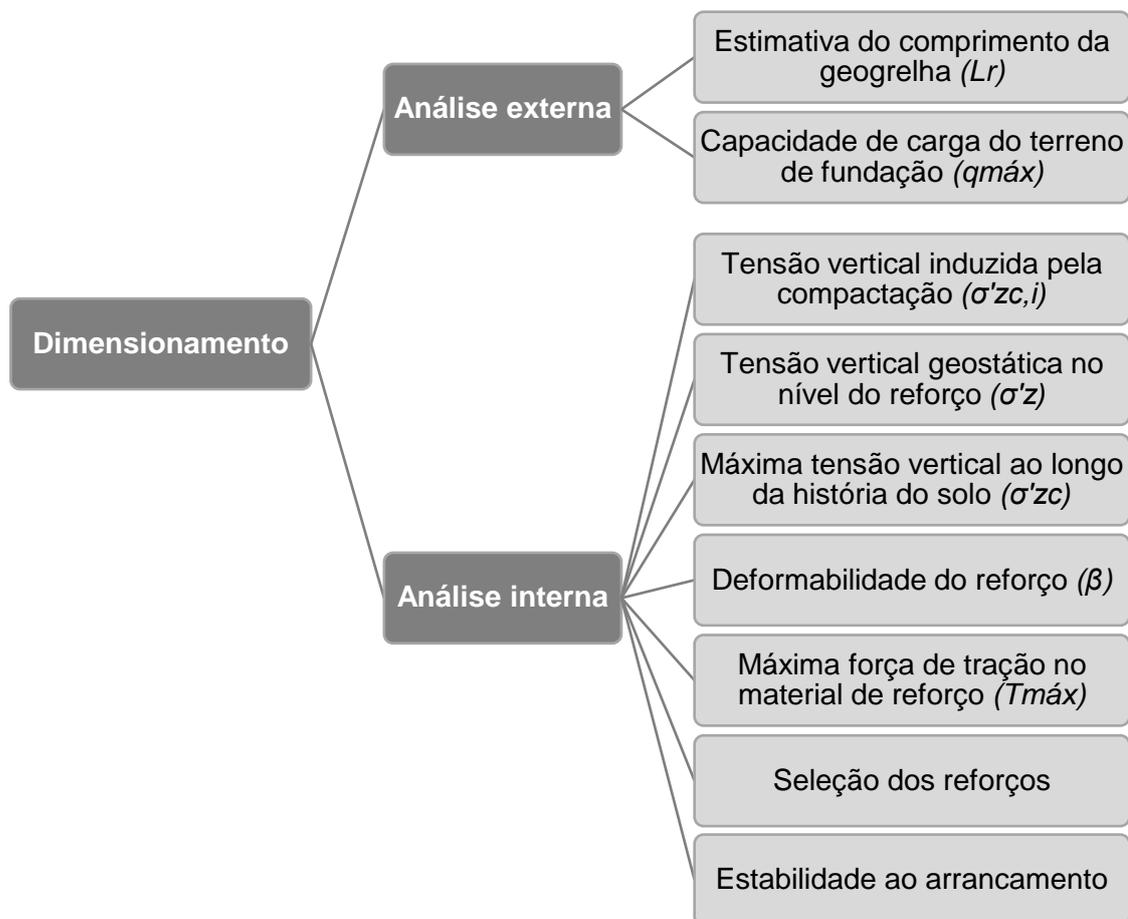
Por fim, elaborou-se o levantamento de custos dos projetos estudados com o auxílio de manuais de composição de custos, tabelas de preço de departamentos nacionais e estaduais e da plataforma ORSE (Orçamento de Obras de Sergipe).

#### 4. DIMENSIONAMENTO DOS MUROS

Neste capítulo são apresentados os procedimentos de cálculo realizados para o dimensionamento de duas estruturas de contenção hipotéticas. Cada estrutura dimensionada apresenta um tipo de solo específico. A seleção das características do solo de enchimento e de fundação foi baseada nos dados da Tabela A.1 do Anexo A deste trabalho que apresenta parâmetros hiperbólicos conservativos de diversos solos propostos por Duncan et al (1980) apud Ehrlich (2009).

Os muros apresentam geometria semelhante, contendo um comprimento de 14 metros e altura variando de 0 a 7 metros. A inclinação do paramento é de  $84,29^\circ$  (1H:10V), sendo praticamente vertical.

A Figura 36 apresenta o diagrama que representa a configuração das etapas de cálculos efetuados no processo de dimensionamento das estruturas de contenção.



**Figura 36:** Diagrama das etapas de cálculos para o dimensionamento das ECSR.

## 4.1. Dimensionamento da estrutura com solo areno-argiloso

### 4.1.1. Parâmetros do solo e do muro

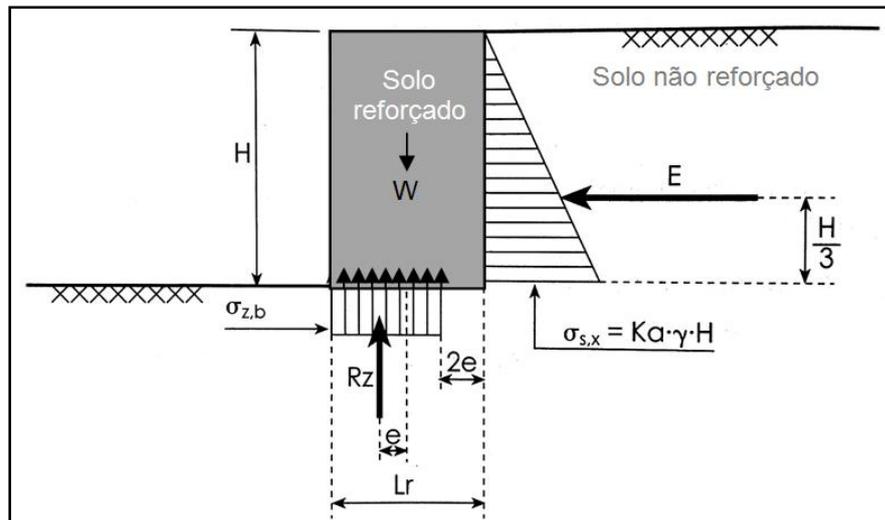
A Tabela 09 apresenta as características dos elementos internos e externos que constituem a estrutura global.

Tabela 09: Parâmetros do muro com solo areno-argiloso.

Geometria do muro	
Altura do muro	$H = 7,0\text{m}$
Inclinação da face	1H:10V
Espaçamento dos reforços	$S_v = 0,60\text{m}$
Características do solo de enchimento	
Descrição do solo	areia argilosa
Coesão	$C' = 14\text{kpa}$
Ângulo de atrito	$\phi' = 33^\circ$
Peso específico	$\gamma = 19\text{kN/m}^3$
Módulo tangente inicial	$K = 150$
Módulo expoente	$n = 0,60$
Características do solo de fundação	
Apresentam parâmetros equivalentes aos do solo de enchimento	
Parâmetros do material de reforço	
Tipo de geossintético	geogrelha de PVA
Parâmetros dos blocos articulados	
Eficiência do acoplamento	85%
Dimensões do bloco	0,40m x 0,40m e altura de 0,20m
Características do rolo compactador	
Tipo de equipamento	rolo autopropelido DYNAPEC CA134PD
Peso	19,6kN
Largura do tambor	1,37m
Carga estática equivalente	89kN

#### 4.1.2. Análise da estabilidade externa

O dimensionamento do comprimento dos elementos de reforço devem assegurar o equilíbrio externo da ECSR. As tensões e as variáveis presentes na análise da estabilidade externa são ilustradas na Figura 37.



**Figura 37:** Representação gráfica das forças e variáveis envolvidas na análise da estabilidade externa (Adaptada de Vertematti, 2004).

Para efeito de simplificação dos cálculos, considerou-se a face da estrutura de forma vertical.

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

Para conhecer o comprimento do elemento resistente devem ser determinadas as tensões laterais da zona não reforçada. O empuxo de terra, desconsiderando a existência de sobrecargas é obtido por meio da equação 1:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$$

Para a obtenção do coeficiente de empuxo de terra no estado ativo ( $Ka$ ), utiliza-se a equação 2:

$$Ka = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \rightarrow Ka = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{33}{2} \right) = 0,29$$

Com isso,

$$E = \frac{1}{2} \cdot 19 \cdot 7^2 \cdot 0,29 = 135,00 \text{ kN/m}$$

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

### b) Verificação do deslizamento

O fator de segurança referente ao deslizamento é representado pela razão entre a máxima tensão resistente que pode ser mobilizada na base da estrutura e o empuxo de terra. Aplicando a equação 3:

$$FS_d = \frac{(\gamma_1 \cdot H) \cdot L_r \cdot \tan\Phi'}{E} \geq 1,5$$

Ao adotar o fator de segurança de 1,5 é possível determinar o comprimento mínimo de reforço ( $L_r$ ), com isso:

$$1,5 = \frac{(\gamma_1 \cdot H) \cdot L_r \cdot \tan\Phi'}{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a} \rightarrow L_r = \frac{3 \cdot H \cdot K_a}{4 \cdot \tan\Phi'} \rightarrow L_r = \frac{3 \cdot 7 \cdot 0,29}{4 \cdot \tan 33} = 2,34 \text{ m}$$

### c) Verificação do tombamento

Na análise do tombamento da estrutura o fator de segurança é descrito pela razão entre os momentos estabilizantes decorrentes do peso do muro e o momento estabilizante ocasionado pelo empuxo horizontal do solo, como demonstra a equação 4:

$$FS_t = \frac{W \cdot \frac{L_r}{2}}{E \cdot y_E} \geq 2,0$$

Utilizando o fator de segurança mínimo,  $FS_t = 2,0$  pode-se obter o comprimento do reforço para a estrutura sem a atuação de sobrecargas:

$$FS_t = \frac{(\gamma \cdot H \cdot Lr) \cdot \frac{Lr}{2}}{\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka\right) \cdot \left(\frac{H}{3}\right)} \rightarrow 2 = 3 \cdot \frac{Lr^2}{H^2 \cdot Ka} \rightarrow Lr = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,29 \cdot 7^2}{3}} = 3,08 \text{ m}$$

#### d) Verificação das tensões na base

De acordo com Ehrlich (2009), a resultante das tensões atuantes na base do muro deve garantir que toda a base seja comprimida, e para isso, a excentricidade deve ser inferior à sexta parte do comprimento do material de reforço. Empregando a equação 5, tem-se:

$$e = \frac{E \cdot y_E}{R} \leq \frac{Lr}{6}$$

com isso,

$$\frac{E \cdot y_E}{R} \leq \frac{Lr}{6} \rightarrow \frac{\left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka\right) \cdot \left(\frac{H}{3}\right)}{(\gamma \cdot H \cdot Lr)} \leq \frac{Lr}{6} \rightarrow \frac{H^2 \cdot Ka}{6 \cdot Lr} \leq \frac{Lr}{6}$$

$$\rightarrow Lr = H \cdot \sqrt{Ka} \rightarrow Lr = 7 \cdot \sqrt{0,29} = 3,77 \text{ m}$$

Dentre os comprimentos de material de reforço já calculados, observa-se que a dimensão mínima necessária aos reforços será de 3,77 m, uma vez que tal valor evita o tombamento, o deslizamento e ainda mantém a base da estrutura devidamente comprimida.

#### e) Cálculo da capacidade de carga do terreno de fundação

A partir da equação 06 desenvolvida por Meyerhof (1955), a distribuição das forças atuantes na base do muro é expressa por:

$$\sigma = \frac{R}{Lr - 2 \cdot e}$$

Reestruturando a equação:

$$\sigma = \frac{(\gamma \cdot H \cdot Lr)}{Lr - 2 \cdot \left(\frac{H^2 \cdot Ka}{6 \cdot Lr}\right)} \rightarrow \sigma = \frac{\gamma \cdot H}{1 - \frac{Ka}{3} \cdot \left(\frac{H}{Lr}\right)^2}$$

Para evitar o arrancamento dos materiais de reforço na zona resistente, aplicou-se uma relação de segurança, onde o comprimento do reforço corresponde à 80% da altura da estrutura. Adotou-se o comprimento ( $Lr$ ) igual a 5,60m (0,8.H). Assim, a tensão na base vale:

$$\sigma = \frac{19 \cdot 7}{1 - \frac{0,29}{3} \cdot \left(\frac{7}{5,6}\right)^2} = 156,66 \text{ kN/m}^2$$

De acordo com os dados da Tabela 04, o fator de segurança para a capacidade de carga do terreno de fundação estabelecido foi de 2,5, assim, o terreno deve apresentar uma tensão final acima de 391,65 kN/m<sup>2</sup>.

A capacidade de carga do terreno ( $q_{m\acute{a}x}$ ) pode ser obtida por meio da equação 7 estruturada por Sokolovski (1960) e Brinch Hansen (1961), como segue:

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

Através das equações 8, 9 e 10, pode-se obter valores para os fatores de capacidade de carga, desse modo:

$$Nq = e^{(\pi \cdot \tan\phi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \rightarrow Nq = e^{(\pi \cdot \tan 33)} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{33}{2}\right) = 26,09$$

$$Nc = (Nq - 1) \cdot \cotan\phi' \rightarrow Nc = (26,09 - 1) \cdot \cotan 33 = 38,64$$

$$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan\phi' \rightarrow Ny = 2 \cdot (26,09 + 1) \cdot \tan 33 = 35,18$$

De acordo com Ehrlich (2009), para conhecer a largura efetiva da fundação, utiliza-se a seguinte expressão:

$$B' = Lr - 2 \cdot e \rightarrow B' = 5,60 - 2 \cdot 0,42 = 4,76 \text{ m}$$

Para a determinação dos fatores de inclinação e excentricidade, serão utilizadas as equações 11, 12 e 13 respectivamente.

O parâmetro  $Rv$  corresponde as tensões verticais, assim  $Rv = W = \gamma \cdot H \cdot Lr = 744,80 \text{ kPa}$ . As solicitações horizontais  $Rh$  equivale ao empuxo, logo  $Rh = E = 135,00 \text{ kN/m}$ .

$$Fqi = \left[ 1 - \frac{Rh}{Rv + B' \cdot c' \cdot \frac{1}{\tan(\Phi)}} \right]^2 \rightarrow Fqi = \left[ 1 - \frac{135,00}{744,8 + 4,76 \cdot 14 \cdot \frac{1}{\tan(33)}} \right]^2 = 0,71$$

$$Fci = Fqi - \frac{1 - Fqi}{Nc \cdot \tan(\Phi)} \rightarrow Fci = 0,71 - \frac{1 - 0,71}{38,64 \cdot \tan(33)} = 0,70$$

$$Fyi = (Fqi)^{3/2} \rightarrow Fyi = (0,71)^{3/2} = 0,60$$

Para o cálculo do embutimento da estrutura no solo de fundação, adotou-se uma profundidade  $D = 0,4 \text{ m}$ .

A partir dos cálculos efetuados, finalmente a capacidade de carga limite do terreno será conhecida, como segue:

$$q_{max} = 19 \cdot 0,4 + 14 \cdot 38,64 \cdot 0,70 + 19 \cdot 0,4 \cdot (26,09 - 1) \cdot 0,71 + 0,5 \cdot 19 \cdot 4,76 \cdot 35,18 \cdot 0,60 = 1476,16 \text{ kPa}$$

Por meio da expressão 14, pode-se estabelecer o fator de segurança contra a ruína do solo de fundação:

$$FS_f = \frac{q_{max}}{\sigma} \rightarrow FS_f = \frac{1476,16}{156,66} = 9,42$$

Como  $FS_f = 9,42 > 3$ , pode-se afirmar que o fator de segurança obtido está em conformidade.

### 4.1.3. Análise da estabilidade interna

O dimensionamento interno do muro foi desenvolvido a partir das equações do método racional estabelecido por Ehrlich e Mitchell (1994).

Como já mencionado, os cálculos da estabilidade interna da estrutura devem garantir a segurança contra o arrancamento dos reforços na zona resistente e a ruptura por tração.

Nesta etapa, a estabilidade dos reforços é determinada separadamente, assim, a resistência, a quantidade e o comprimento individual dos elementos de reforço são determinados por camada (MACCAFERRI, 2014).

#### a) Cálculo da tensão vertical induzida pela compactação

A partir das características do rolo compactador selecionado (tabela 08) e com a aplicação conjunta das equações 18, 19, 20 e 21, pode-se determinar a tensão vertical decorrente do procedimento de compactação ( $\sigma'_{zc, i}$ ), assim:

Para o cálculo do coeficiente de empuxo, considerando o estado de repouso, tem-se:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\Phi' \rightarrow K_0 = 1 - \text{sen}33 = 0,46$$

Para a obtenção do coeficiente de Poisson no estado de repouso, tem-se:

$$v_0 = \frac{K_0}{1 + K_0} \rightarrow v_0 = \frac{0,46}{1 + 0,46} = 0,32$$

Para a capacidade de carga do solo ( $N_y$ ):

$$N_y = \tan\left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2}\right) - 1\right]$$

$$\rightarrow N_y = \tan\left(45^\circ + \frac{33}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45^\circ + \frac{33}{2}\right) - 1\right] = 19,35$$

Contudo, o valor de  $(\sigma'_{zc}, i)$  é caracterizado por:

$$\sigma'_{zc, i} = (1 - \nu_0) \cdot (1 + Ka) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot \frac{Q \cdot Ny}{L}}$$

$$\rightarrow \sigma'_{zc, i} = (1 - 0,32) \cdot (1 + 0,29) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot 19 \cdot \frac{89 \cdot 19,35}{1,37}} = 95,86 \text{ kN/m}^2$$

### b) Cálculo da tensão vertical geostática no nível do reforço

Na elaboração da estrutura, para cada nível de reforço aplicado, há uma tensão vertical geostática atuante. A expressão 24, desenvolvida por Meyerhof (1955), permite estimar cada uma dessas cargas, logo:

$$\sigma'z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} = \frac{19 \cdot z}{1 - \left(\frac{0,29}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{5,60}\right)^2} = \frac{19 \cdot z}{1 - 0,0031 z^2}$$

### c) Cálculo da tensão $\sigma'_{zc}$

Para conhecer o valor da máxima tensão vertical a que foi submetido o solo em sua história ( $\sigma'_{zc}$ ), deve-se empregar uma das seguintes condições:

Para profundidades nas quais  $\sigma'z < \sigma'_{zc, i}$ , ou seja, nas quais  $\sigma'z < 95,86 \text{ kN/m}^2$ , tem-se que  $\sigma'_{zc} = 95,86 \text{ kN/m}^2$ .

Para profundidades maiores, nas quais  $\sigma'z > 95,86 \text{ kN/m}^2$ , tem-se que  $\sigma'_{zc} = \sigma'z$ .

### d) Cálculo de $\beta$

Segundo Vertematti (2004), na primeira iteração, de acordo com o material de reforço, adota-se um valor adequado para o índice de rigidez relativa ( $Si$ ).

Neste projeto, o elemento de reforço selecionado é a geogrelha de PVA, assim com os dados da Tabela 06, pode-se considerar  $Si = 0,03$ . Utilizando a equação 23, tem-se:

Para o cálculo da primeira iteração:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{Pa}\right)^n}{Si} \rightarrow \beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{101,3}\right)^{0,60}}{0,03} = 2,09 \cdot (\sigma'_{zc})^{0,60}$$

onde, Pressão atmosférica ( $Pa$ )  $\cong 101,3 \text{ kPa}$ .

Para o cálculo das iterações posteriores:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{101,3}\right)^{0,60}}{Si}$$

onde,

$$Si = \frac{Jr}{k \cdot Pa \cdot Sv} \rightarrow Si = \frac{Jr}{150 \cdot 101,3 \cdot 0,6} = \frac{Jr}{9117,00}$$

Dependendo da capacidade de resistência aos esforços de tração, os reforços apresentam módulo de rigidez do reforço à tração ( $J_r$ ) peculiares.

### e) Cálculo da $T_{m\acute{a}x}$

Para determinar a máxima tensão atuante nos elementos resistentes, deve-se realizar um processo iterativo em cada nível de reforço.

Os valores de  $X$  são estabelecidos com o auxílio do ábaco da figura B1, no anexo B, correspondente ao  $\Phi' = 35^\circ$ . De acordo com Ehrlich (2009), para a correta aplicação dos ábacos deve-se levar em consideração os valores dos parâmetros de  $\sigma'_z$ ,  $\sigma'_{zc}$  e  $\beta$ .

Com base nos resultados encontrados para  $X$ , é possível estabelecer o valor da força máxima de tração atuante no reforço, utilizando a equação 26, tem-se:

$$T_{m\acute{a}x} = Sv \cdot Sh \cdot \sigma'_{zc} \cdot X$$

A Tabela 10 apresenta valores correspondentes aos parâmetros utilizados para a obtenção de  $T_{máx}$  na primeira iteração. Pelo fato do muro apresentar 7 metros de altura foi necessário a inserção de 12 camadas de geogrelhas, uma vez que o espaçamento vertical adotado entre cada camada foi de 60 cm, com exceção da camada de reforço mais próxima do topo da estrutura que apresenta um espaçamento de 40 cm.

Tabela 10: Planilha de cálculo para a primeira iteração.

Camada de reforço	$S_v$ (m)	Cota (m)	$L_r$ (m)	$S_i$ (kPa)	$\sigma'_z$ (kPa)	$\sigma'_{zc}$ (kPa)	$\beta$	$X$	$T_{máx}$ (kN)
12	0,40	6,60	5,60	0,03	7,60	95,86	32,29	0,14	5,37
11	0,60	6,00	5,60	0,03	19,06	95,86	32,29	0,14	8,05
10	0,60	5,40	5,60	0,03	30,64	95,86	32,29	0,14	8,05
9	0,60	4,80	5,60	0,03	42,44	95,86	32,29	0,14	8,05
8	0,60	4,20	5,60	0,03	54,53	95,86	32,29	0,15	8,63
7	0,60	3,60	5,60	0,03	67,00	95,86	32,29	0,15	8,63
6	0,60	3,00	5,60	0,03	79,97	95,86	32,29	0,15	8,63
5	0,60	2,40	5,60	0,03	93,54	95,86	32,29	0,15	8,63
4	0,60	1,80	5,60	0,03	107,84	107,84	34,66	0,15	9,71
3	0,60	1,20	5,60	0,03	123,03	123,03	37,51	0,15	11,07
2	0,60	0,60	5,60	0,03	139,29	139,29	40,41	0,16	13,37
1	0,60	0,00	5,60	0,03	156,82	156,82	43,39	0,16	15,05

#### f) Seleção das características dos reforços

A partir dos valores obtidos para  $T_{máx}$  na iteração inicial, deve-se selecionar uma opção de reforço com características adequadas, levando em consideração os fatores de segurança e as resistências de cálculo para o arrancamento e para a ruptura.

Na Tabela 11 são apresentadas as principais especificações do reforço selecionado para a realização do segundo procedimento iterativo. Os parâmetros gerais da geogrelha estão detalhados na Tabela C.1 do Anexo C.

Tabela 11: Características de Geogrelha com resistência à tração de 35MP (Huesker, 2015).

Características	Fortrac 35MP
Resistência a tração	35 $kN/m$
Alongamento na ruptura	4 a 6%
Módulo de rigidez ( $J_r$ )	700 $kN/m$
Fator de segurança para danos de instalação em solos argilosos, siltosos e arenosos.	1,05
Fator de segurança para fluência ( $T_d = 75anos$ )	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 $kN/m$

Com as características nominais da Tabela 11, efetuou-se a segunda iteração, cujo o intuito é estabelecer um novo valor de  $T_{max}$ .

Neste processo, foi necessário a obtenção de novos valores para  $S_i$ , resultando em alterações no parâmetro  $\beta$  e conseqüentemente em novas leituras no ábaco para determinação de  $X$ .

A Tabela 12 apresenta os dados referentes aos cálculos efetuados na segunda iteração.

Tabela 12: Planilha de cálculo para a segunda iteração.

Camadas de reforço	$S_v$ (m)	Cota (m)	$J_r$ (kN/m)	$S_i$ (kPa)	$\sigma'_z$ (kPa)	$\sigma'_{zc}$ (kPa)	$\beta$	$X$	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)
12	0,40	6,60	700	0,08	7,60	95,86	12,09	0,16	6,14
11	0,60	6,00	700	0,08	19,06	95,86	12,09	0,16	9,20
10	0,60	5,40	700	0,08	30,64	95,86	12,09	0,16	9,20
9	0,60	4,80	700	0,08	42,44	95,86	12,09	0,17	9,78
8	0,60	4,20	700	0,08	54,53	95,86	12,09	0,17	9,78
7	0,60	3,60	700	0,08	67,00	95,86	12,09	0,18	10,35
6	0,60	3,00	700	0,08	79,97	95,86	12,09	0,19	10,93
5	0,60	2,40	700	0,08	93,54	95,86	12,09	0,19	10,93
4	0,60	1,80	700	0,08	107,84	107,84	12,98	0,19	12,29
3	0,60	1,20	700	0,08	123,03	123,03	14,05	0,18	13,29
2	0,60	0,60	700	0,08	139,29	139,29	15,13	0,18	15,04
1	0,60	0,00	700	0,08	156,82	156,82	16,25	0,18	16,94

Para garantir a não ruptura dos reforços, é preciso estabelecer um fator de segurança mínimo de 1,5.

Analisando a Tabela 12, observa-se que o maior valor de  $T_{m\acute{a}x}$  ocorre na camada mais próxima a base, desta forma, a resistência de cálculo é caracterizada por:  $T_d = 16,94 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 25,41 \text{ kN/m}$ .

O elemento de reforço selecionado não pode ser utilizado, pois não está a favor da segurança, uma vez que apresenta  $T_d = 20,00 \text{ kN/m}$ . Com isso, faz-se necessário a seleção de um novo reforço e a realização de mais um processo iterativo.

A tabela 13 apresenta características da geogrelha selecionada para a realização da terceira iteração. Os parâmetros complementares do reforço estão detalhados na Tabela C.2 do Anexo C.

Tabela 13: Características de Geogrelha com resistência à tração de 55MP (Huesker, 2015).

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

Considerando os dados característicos da nova geogrelha selecionada, realizou-se o terceiro procedimento iterativo. A Tabela 14 apresenta os parâmetros condizentes aos cálculos efetuados na terceira iteração.

Tabela 14: Planilha de cálculo para a terceira iteração.

Camadas de reforço	$S_v$ (m)	Cota (m)	$J_r$ (kN/m)	$S_i$ (kPa)	$\sigma'_z$ (kPa)	$\sigma'_{zc}$ (kPa)	$\beta$	$X$	$T_{máx}$ (kN)
12	0,40	6,60	1100	0,12	7,60	95,86	8,06	0,16	6,14
11	0,60	6,00	1100	0,12	19,06	95,86	8,06	0,16	9,20
10	0,60	5,40	1100	0,12	30,64	95,86	8,06	0,16	9,20
9	0,60	4,80	1100	0,12	42,44	95,86	8,06	0,18	10,35
8	0,60	4,20	1100	0,12	54,53	95,86	8,06	0,18	10,35
7	0,60	3,60	1100	0,12	67,00	95,86	8,06	0,19	10,93
6	0,60	3,00	1100	0,12	79,97	95,86	8,06	0,21	12,08
5	0,60	2,40	1100	0,12	93,54	95,86	8,06	0,21	12,08
4	0,60	1,80	1100	0,12	107,84	107,84	8,65	0,21	13,59
3	0,60	1,20	1100	0,12	123,03	123,03	9,36	0,21	15,50
2	0,60	0,60	1100	0,12	139,29	139,29	10,09	0,21	17,55
1	0,60	0,00	1100	0,12	156,82	156,82	10,83	0,20	18,82

A partir dos dados da Tabela 14, observa-se que a máxima tensão de tração atuante no reforço vale  $18,82 \text{ kN/m}$ . Adotando o fator de segurança mínimo de 1,5, pode-se determinar a resistência de cálculo, caracterizada por:  $Td = 18,82 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 28,23 \text{ kN/m}$ .

A geogrelha selecionada pode ser empregada com segurança, uma vez que apresenta  $Td = 30,90 \text{ kN/m}$ .

Analisando as camadas de reforços 10, 11 e 12, na segunda e na terceira iteração, observa-se que tais elementos, apresentam  $T_{\text{máx}} \leq 9,20 \text{ kN/m}$ , onde,  $Td = 9,20 \text{ kN/m} \cdot 1,5 = 13,80 \text{ kN/m}$ . Dessa forma, considerando a redução de custos de projeto, pode-se empregar com segurança geogrelhas com 35 MP de resistência a tração (Tabela 11), a qual apresenta  $Td = 20,00 \text{ kN/m}$ .

#### **g) Análise da estabilidade ao arrancamento**

Para a verificação da condição de estabilidade ao arrancamento, deve-se inicialmente calcular o comprimento de reforço na zona resistente além da superfície potencial de ruptura. Utilizando a seguinte expressão sugerida por Ehrlich (2009), onde a inclinação da face ( $\omega$ ) vale  $84,29^\circ$  e considerando a profundidade de cada reforço ( $z$ ), tem-se:

$$Le = Lr - (H - z) \cdot \left[ \tan\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) - \frac{1}{\tan\omega} \right] \rightarrow Le = 5,60 - 0,42 \cdot (7 - z)$$

O fator de resistência ao arrancamento pode ser estabelecido por meio da equação 31. Para o coeficiente de aderência ( $fa$ ) adotou-se 0,8, dessa forma:

$$F^* = fa \cdot \tan\Phi \rightarrow F^* = 0,8 \cdot \tan 35 = 0,56$$

Através da equação 29, desenvolvida por Christopher (1990), pode-se determinar a resistência dos reforços ao arrancamento ( $Pr$ ):

$$Pr = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'v \cdot Le \geq FS \cdot T_{\text{máx}}$$

O valor referente ao fator de efeito de escala ( $\alpha$ ) considerado equivale a 1. Contudo, tem-se:

$$P_r = 2 \cdot 0,56 \cdot 1 \cdot \sigma'z \cdot Le \rightarrow P_r = 1,12 \cdot \sigma'z \cdot Le$$

Reorganizando a equação 29, pode-se estabelecer uma expressão para o cálculo do fator de segurança, dessa maneira:

$$FS = \frac{Pr}{Tmáx}$$

Os fatores de segurança que garantem o não arrancamento das geogrelhas na estrutura são exposto na Tabela 15. Observa-se que todos os níveis de reforço atendem, com folga, ao fator de segurança mínimo de 1,5.

Tabela 15: Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços.

Camadas de reforço	Prof. (m)	Le (m)	$\sigma'z$ (kPa)	Pr (kN/m)	Tmáx (kN/m)	F.S
12	0,40	2,83	7,60	24,09	6,14	3,92
11	1,00	3,08	19,06	65,75	9,20	7,15
10	1,60	3,33	30,64	114,27	9,20	12,42
9	2,20	3,58	42,44	170,17	10,35	16,44
8	2,80	3,84	54,53	234,52	10,35	22,66
7	3,40	4,09	67,00	306,91	10,93	28,08
6	4,00	4,34	79,97	388,72	12,08	32,18
5	4,60	4,59	93,54	480,87	12,08	39,81
4	5,20	4,84	107,84	584,58	13,59	43,02
3	5,80	5,10	123,03	702,75	15,50	45,34
2	6,40	5,35	139,29	834,63	17,55	47,56
1	7,00	5,60	156,82	983,58	18,82	52,26

## 4.2. Dimensionamento da estrutura com solo arenoso

### 4.2.1. Parâmetros do solo e do muro

A Tabela 16 apresenta os mesmos parâmetros adotados no dimensionamento do item 4.1.1, divergindo apenas nas características do solo de enchimento e de fundação. O solo é caracterizado como arenoso, bem graduado e desprovido de coesão.

Tabela 16: Parâmetros do muro com solo arenoso.

Geometria do muro	
Altura do muro	$H = 7,0\text{m}$
Inclinação da face	1H:10V
Espaçamento dos reforços	$S_v = 0,60\text{m}$
Características do solo de enchimento	
Descrição do solo	Areia
Coesão	$C' = 0$
Ângulo de atrito	$\phi' = 39^\circ$
Peso específico	$\gamma = 23\text{kN/m}^3$
Módulo tangente inicial	$K = 450$
Módulo expoente	$n = 0,40$
Características do solo de fundação	
Apresentam parâmetros equivalentes aos do solo de enchimento	
Parâmetros do material de reforço	
Tipo de geossintético	geogrelha de PVA
Parâmetros dos blocos articulados	
Eficiência do acoplamento	85%
Dimensões do bloco	0,40m x 0,40m e altura de 0,20m
Características do rolo compactador	
Tipo de equipamento	rolo autopropelido DYNAPEC CA134PD
Peso	19,6kN
Largura do tambor	1,37m
Carga estática equivalente	89kN

#### 4.2.2. Análise da estabilidade externa

##### a) Estimativa do comprimento da geogrelha ( $L_r$ )

A partir dos parâmetros da Tabela 16, observando as condições de cálculo descritas na seção 4.1.2 deste trabalho e considerando a inexistência de sobrecargas, tem-se que  $E = 129,61 \text{ kN/m}$ .

O comprimento da geogrelha é estimado a partir de verificações das condições mecânicas que garantem a estabilidade da estrutura.

A Tabela 17 apresenta comprimentos calculados com base nas condições de deslizamento, tombamento e tensões incidentes na base. Para as duas primeiras situações, utilizaram-se os fatores de segurança mínimos permitidos. Dentre os valores, observa-se que a dimensão mínima necessária aos reforços corresponde a 3,36 m, uma vez que tal valor atende a todas as condições mecânicas.

Tabela 17: Estimativas do comprimento dos reforços para condições mecânicas.

Verificação	Fator de segurança	Comprimento do reforço
Deslizamento	1,5	$L_r = 1,49 \text{ m}$
Tombamento	2,0	$L_r = 2,74 \text{ m}$
Tensões na base	–	$L_r = 3,36 \text{ m}$

##### b) Cálculo da capacidade de carga do terreno de fundação

A distribuição das forças atuantes na base do muro é calculada a partir da equação 06. Para evitar o arrancamento dos reforços na zona resistente, adotou-se o comprimento ( $L_r$ ) igual a 5,60m ( $0,8.H$ ):

$$\sigma = \frac{(\gamma \cdot H \cdot L_r)}{L_r - 2 \cdot \left(\frac{H^2 \cdot Ka}{6 \cdot L_r}\right)} \rightarrow \sigma = \frac{\gamma \cdot H}{1 - \frac{Ka}{3} \cdot \left(\frac{H}{L_r}\right)^2} = \frac{23 \cdot 7}{1 - \frac{0,23}{3} \cdot \left(\frac{7}{5,6}\right)^2} = 182,91 \text{ kN/m}^2$$

Com base nos valores da Tabela 04 e considerando o fator de segurança para a capacidade de carga como sendo 2,5, o terreno deverá apresentar uma tensão final superior à  $457,28 \text{ kN/m}^2$ .

Por meio da expressão 7, pode-se determinar a capacidade de carga do terreno, como segue:

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

A partir dos procedimentos de cálculo descritos no item 4.2.2.2, a Tabela 18 apresenta os fatores de capacidade de carga calculados.

Tabela 18: Fatores de capacidade de carga

Ângulo de atrito efetivo ( $\Phi'$ )	$Nq$	$Nc$	$Ny$
39°	55,96	67,87	92,25

Para as características do muro apresentadas na Tabela 16, o parâmetro  $Rv$  correspondente as tensões verticais, logo:  $Rv = W = \gamma \cdot H \cdot Lr = 901,60 \text{ kPa}$ . As solicitações horizontais  $Rh$  equivalem ao empuxo, assim,  $Rh = E = 129,61 \text{ kN/m}$ . A largura efetiva da fundação é expressa pela seguinte relação:  $B' = Lr - 2 \cdot e \rightarrow B' = 5,60 - 2 \cdot 0,34 = 4,92 \text{ m}$ .

A Tabela 19 mostra os valores dos fatores de inclinação e excentricidade calculados por meio das equações 11, 12 e 13.

Tabela 19: Fatores de inclinação e excentricidade

Ângulo de atrito efetivo ( $\Phi'$ )	$Fqi$	$Fci$	$Fyi$
39°	0,73	0,73	0,62

Para o cálculo do embutimento da estrutura no solo de fundação, adotou-se uma altura  $D = 0,4 \text{ m}$ .

Mediante os cálculos executados, pode-se determinar a capacidade de carga limite do terreno, assim:

$$q_{max} = 23 \cdot 0,4 + 0 \cdot 67,87 \cdot 0,73 + 23 \cdot 0,4 \cdot (55,96 - 1) \cdot 0,73 + 0,5 \cdot 23 \cdot 4,92 \cdot 92,25 \cdot 0,62 = 3614,40 \text{ kPa}$$

O fator de segurança contra a ruína do solo de fundação é expresso pela equação 14, onde:

$$FS_f = \frac{q_{max}}{\sigma} \rightarrow FS_f = \frac{3614,40}{182,91} = 19,76$$

Como  $FS_f = 19,76 > 3$ , pode-se afirmar com folga que o fator de segurança obtido está em conformidade.

### 4.2.3. Análise da estabilidade interna

#### a) Cálculo da tensão vertical induzida pela compactação

Para determinar a tensão vertical resultante do processo de compactação ( $\sigma'_{zc, i}$ ), deve-se calcular o coeficiente de empuxo, o coeficiente de Poisson, ambos considerando o estado de repouso e ainda o coeficiente de capacidade de carga do solo.

A Tabela 20 apresenta os valores de cada coeficiente, calculados a partir das características do rolo compactador selecionado (Tabela 16) e dos procedimentos de cálculo descritos do item 4.1.3.1.

Tabela 20: Parâmetros para estimar a tensão vertical gerada pela compactação

Fatores de cálculo	
Coeficiente de empuxo	$K_0 = 0,37$
Coeficiente de Poisson	$\nu_0 = 0,27$
Coeficiente de capacidade de carga do solo	$Ny = 38,41$

Admitindo os valores das Tabelas 16 e 20 na expressão 21, determinou-se a resultante da tensão vertical proveniente dos procedimentos de compactação, onde:  $\sigma'_{zc, i} = 152,10 \text{ kN/m}^2$ .

### b) Cálculo da tensão vertical geostática no nível do reforço

A estimativa das cargas geostáticas verticais atuantes em cada camada de geogrelha, situadas em profundidades distintas, pode ser efetuada por meio da equação 24, como segue:

$$\sigma'z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{Ka}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{Lr}\right)^2} = \frac{23 \cdot z}{1 - \left(\frac{0,23}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{5,60}\right)^2} = \frac{23 \cdot z}{1 - 0,0024 z^2}$$

### c) Cálculo da tensão $\sigma'zc$

A máxima tensão vertical incidente no solo ao longo do tempo ( $\sigma'zc$ ) é determinada pelas seguintes proposições:

Para profundidades nas quais  $\sigma'z < \sigma'zc,i$ , ou seja, nas quais  $\sigma'z < 152,10 \text{ kN/m}^2$ , tem-se que  $\sigma'zc = 152,10 \text{ kN/m}^2$ .

Para profundidades maiores, nas quais  $\sigma'z > 152,10 \text{ kN/m}^2$ , tem-se que  $\sigma'zc = \sigma'z$ .

### d) Cálculo de $\beta$

A partir dos valores da Tabela 06, para o cálculo da primeira iteração pode-se considerar  $Si = 0,03$ . Aplicando a equação 23, tem-se :

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{Pa}\right)^n}{Si} \rightarrow \beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{101,3}\right)^{0,40}}{0,03} = 5,26 \cdot (\sigma'zc)^{0,40}$$

Para o cálculo das iterações posteriores:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{101,3}\right)^{0,40}}{Si}$$

onde,

$$S_i = \frac{J_r}{k \cdot P_a \cdot S_v} \rightarrow S_i = \frac{J_r}{450 \cdot 101,3 \cdot 0,6} = \frac{J_r}{27351}$$

### e) Cálculo da $T_{máx}$

A partir da correlação entre os parâmetros  $\sigma'_z$ ,  $\sigma'_{zc}$  e  $\beta$ , os valores de  $X$ , correspondente a cada camada de reforço pode ser estimado através do ábaco da Figura 22, correspondente ao  $\phi' = 40^\circ$ .

A tensão máxima de tração atuante no reforço é calculada por meio da expressão 26. A Tabela 21 apresenta os parâmetros utilizados para a obtenção de  $T_{máx}$  na primeira iteração:

Tabela 21: Planilha de cálculo para a primeira iteração.

Camada de reforço	$S_v$ (m)	Cota (m)	Prof. (m)	$L_r$ (m)	$S_i$ (kPa)	$\sigma'_z$ (kPa)	$\sigma'_{zc}$ (kPa)	$\beta$	$X$	$T_{máx}$ (kN)
12	0,40	6,60	0,40	5,60	0,03	9,20	152,10	39,25	0,18	10,95
11	0,60	6,00	1,00	5,60	0,03	23,06	152,10	39,25	0,18	16,43
10	0,60	5,40	1,60	5,60	0,03	37,03	152,10	39,25	0,18	16,43
9	0,60	4,80	2,20	5,60	0,03	51,19	152,10	39,25	0,18	16,43
8	0,60	4,20	2,80	5,60	0,03	65,63	152,10	39,25	0,18	16,43
7	0,60	3,60	3,40	5,60	0,03	80,43	152,10	39,25	0,18	16,43
6	0,60	3,00	4,00	5,60	0,03	95,67	152,10	39,25	0,18	16,43
5	0,60	2,40	4,60	5,60	0,03	111,46	152,10	39,25	0,18	16,43
4	0,60	1,80	5,20	5,60	0,03	127,90	152,10	39,25	0,18	16,43
3	0,60	1,20	5,80	5,60	0,03	145,12	152,10	39,25	0,18	16,43
2	0,60	0,60	6,40	5,60	0,03	163,25	163,25	40,38	0,18	17,63
1	0,60	0,00	7,00	5,60	0,03	182,46	182,46	42,21	0,18	19,71

### f) Seleção das características dos reforços

Com base nos valores obtidos para  $T_{m\acute{a}x}$  na iteração inicial, selecionou-se uma opção de geogrelha com resistência a tração de  $55 \text{ kN/m}$ . As características do reforço escolhido são apresentadas na Tabela 13 da seção 4.1.3.

Com as especificidades nominais da Tabela 13, efetuou-se a segunda iteração, cujo objetivo é estabelecer um novo valor de  $T_{max}$ . Nesta etapa, foram calculados novos valores para  $S_i$  e  $\beta$ , resultando em novas leituras do baco para determinação de  $X$ . A Tabela 22 apresenta os valores resultantes do segundo procedimento iterativo.

Tabela 22: Planilha de cálculo para a segunda iteração.

Camada de reforço	$S_v$ (m)	Prof. (m)	$L_r$ (m)	$J_r$ (kN/m)	$S_i$ (kPa)	$\sigma'_z$ (kPa)	$\sigma'_{zc}$ (kPa)	$\beta$	$X$	$T_{m\acute{a}x}$ (kN)
12	0,40	0,40	5,60	1100	0,04	9,20	152,10	29,41	0,18	10,95
11	0,60	1,00	5,60	1100	0,04	23,06	152,10	29,41	0,18	16,43
10	0,60	1,60	5,60	1100	0,04	37,03	152,10	29,41	0,18	16,43
9	0,60	2,20	5,60	1100	0,04	51,19	152,10	29,41	0,19	17,34
8	0,60	2,80	5,60	1100	0,04	65,63	152,10	29,41	0,19	17,34
7	0,60	3,40	5,60	1100	0,04	80,43	152,10	29,41	0,19	17,34
6	0,60	4,00	5,60	1100	0,04	95,67	152,10	29,41	0,19	17,34
5	0,60	4,60	5,60	1100	0,04	111,46	152,10	29,41	0,19	17,34
4	0,60	5,20	5,60	1100	0,04	127,90	152,10	29,41	0,19	17,34
3	0,60	5,80	5,60	1100	0,04	145,12	152,10	29,41	0,19	17,34
2	0,60	6,40	5,60	1100	0,04	163,25	163,25	30,26	0,19	18,61
1	0,60	7,00	5,60	1100	0,04	182,46	182,46	31,63	0,18	19,71

Analisando os valores da Tabela 22, observa-se que a máxima tensão de tração atuante nos reforços vale  $19,71 \text{ kN/m}$ .

Adotando o fator de segurança mínimo de 1,5, pode-se determinar a resistência de cálculo, caracterizada por:  $T_d = 19,71 \text{ kN/m}$ .  $1,5 = 29,57 \text{ kN/m}$ . O

elemento de reforço selecionado pode ser empregado com segurança, uma vez que apresenta  $Td = 30,90 \text{ kN/m}$ .

### g) Análise da estabilidade ao arrancamento

Os procedimentos de cálculo para a verificação da estabilidade ao arrancamento dos reforços são equivalentes aos apresentados no item 4.1.3.7.

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 ( $\omega = 84,29^\circ$ ), tem-se a seguinte expressão:

$$Le = 5,60 - 0,38 \cdot (7 - z)$$

Considerando que o coeficiente de aderência ( $fa = 0,8$ ), o fator de resistência ao arrancamento é determinado por:

$$F^* = fa \cdot \tan\Phi$$

$$F^* = 0,8 \cdot \tan 39 = 0,65$$

A equação 29, desenvolvida por Christopher (1990), permite determinar a resistência dos reforços ao arrancamento ( $Pr$ ). O valor referente ao fator de efeito de escala ( $\alpha$ ) considerado equivale a 1. Contudo, tem-se:

$$Pr = 1,30 \cdot \sigma'z \cdot Le$$

A expressão para o cálculo do fator de segurança resulta do rearranjo da equação 29, onde:  $FS = Pr/Tmáx$ . A Tabela 23 apresenta os fatores de segurança que garantem o não arrancamento dos elementos de reforço na estrutura. Pode-se verificar que todos os níveis de reforço atendem, ao fator de segurança mínimo de 1,5.

Tabela 23: Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços.

Camadas de reforço	Prof. (m)	$L_e$ (m)	$\sigma'_z$ (kPa)	$Pr$ (kN/m)	$T_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	F.S
12	0,40	3,09	9,20	36,96	10,95	3,38
11	1,00	3,32	23,06	99,53	16,43	6,06
10	1,60	3,55	37,03	170,89	16,43	10,40
9	2,20	3,78	51,19	251,55	17,34	14,51
8	2,80	4,00	65,63	341,28	17,34	19,68
7	3,40	4,23	80,43	442,28	17,34	25,51
6	4,00	4,46	95,67	554,69	17,34	31,99
5	4,60	4,69	111,46	679,57	17,34	39,19
4	5,20	4,92	127,90	818,05	17,34	47,18
3	5,80	5,14	145,12	969,69	17,34	55,92
2	6,40	5,37	163,25	1139,65	18,61	61,24
1	7,00	5,60	182,46	1328,31	19,71	67,39

## 5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentadas análises e discussões acerca dos valores obtidos no dimensionamento dos muros. Os resultados foram organizados em quatro etapas. Na primeira realizou-se um comparativo do comportamento das tensões atuantes em cada camada de geogrelha inseridas nos maciços com solos arenoso e areno-argiloso. Na segunda etapa procedeu-se a análise e o comparativo entre os fatores de segurança estimados para cada camada de material resistente presente nas duas estruturas. Na terceira, elaborou-se graficamente o arranjo final das ECSR dimensionadas a partir dos parâmetros dimensionais adotados e estabelecidos no Capítulo 4. Na última etapa efetuou-se o orçamento dos muros.

### 5.1. Análise das forças máximas de tração

A partir dos valores de  $T_{máx}$  das camadas de geogrelha que constituem as duas estruturas calculadas apresentados nas Tabelas 14 e 22, foi construído um gráfico comparativo (Figura 38). A interpretação gráfica possibilitou a análise de algumas premissas que relacionam o desempenho do material de reforço quando inseridos em tipos de solo distintos:

- Na estrutura constituída por solo areno-argiloso observou-se menores coeficientes de interação solo-geogrelha em relação à ECSR contendo apenas areia. Nota-se que pelo fato do solo arenoso apresentar partículas com diâmetros maiores, a interação com a geogrelha é aumentada de maneira, tal que o deslocamento necessário para atingir a resistência máxima à tração é diminuído.
- As tensões incidentes nas geogrelhas mostraram-se mais intensas no maciço com solo arenoso desprovido de argila. Observa-se que a coesão dificulta o processo de dissipação das tensões do solo até as camadas de geogrelha.

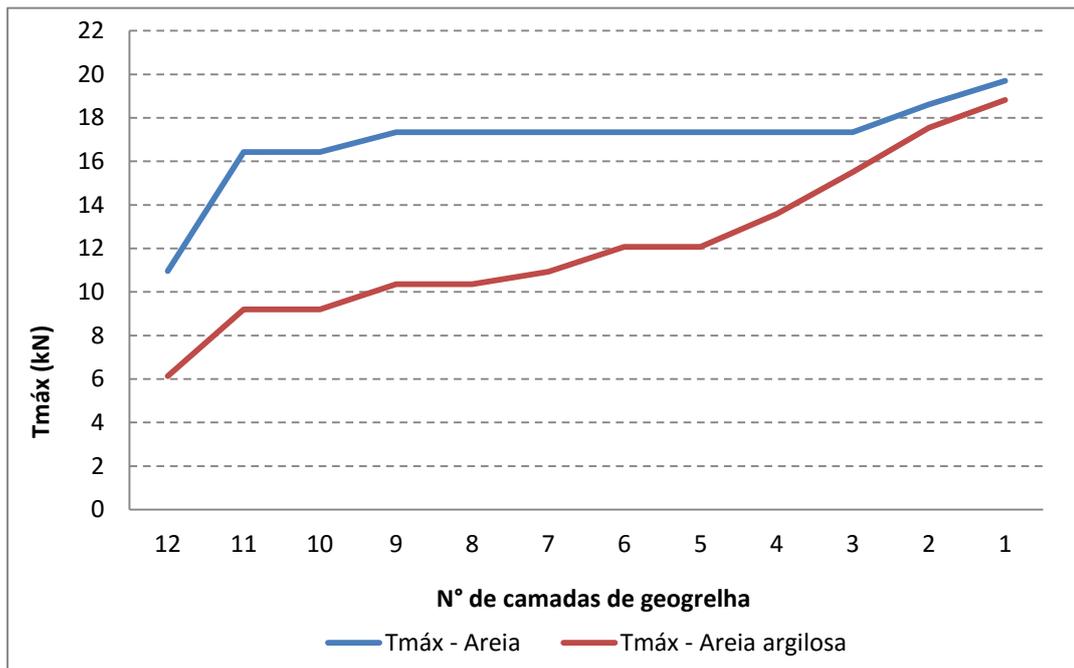


Figura 38: Comparativo das  $T_{máx}$  entre solo arenoso e o solo areno-argiloso.

## 5.2. Análise dos fatores de segurança

Com base nos níveis de segurança referentes aos dois muros calculados, apresentados nas Tabelas 15 e 23, elaborou-se um gráfico comparativo (Figura 39). A análise do gráfico permitiu a elaboração de algumas proposições relacionadas à estabilidade estrutural ao arrancamento dos reforços.

- Os fatores de segurança resultantes da interação solo-geogrelha mostraram-se mais eficientes na estrutura composta por solo arenoso. Observou-se que o nível de segurança ao arrancamento revelou um crescimento constante e em maior parte linear a partir da inserção das camadas de geogrelhas no maciço. Acredita-se que este comportamento pode ser advindo da facilidade do entrelaçamento das partículas de areia com as nervuras presentes nas geogrelhas.
- No muro composto por solo areno-argiloso, os fatores de segurança apresentaram crescimento constante, porém, não linear. Observou-se que as camadas de reforço mais próximas da superfície revelaram maiores índices de estabilidade quando comparadas com o maciço de solo arenoso. Em

contrapartida, nas camadas mais próximas a base, o solo arenoso apresentou melhor desempenho. Pode-se afirmar que este desalinhamento gráfico expresso pelo solo areno-argiloso é consequência da dificuldade de distribuição de tensões do maciço aos reforços. O topo da estrutura apresenta menor concentração de cargas, desta forma o solo com coesão tenta suportar as cargas dificultando a transferência de tensões para a geogrelha. Já na região próxima a base há uma maior concentração de cargas, onde o solo por si só não consegue resistir as tensões transferindo-as para os reforços.

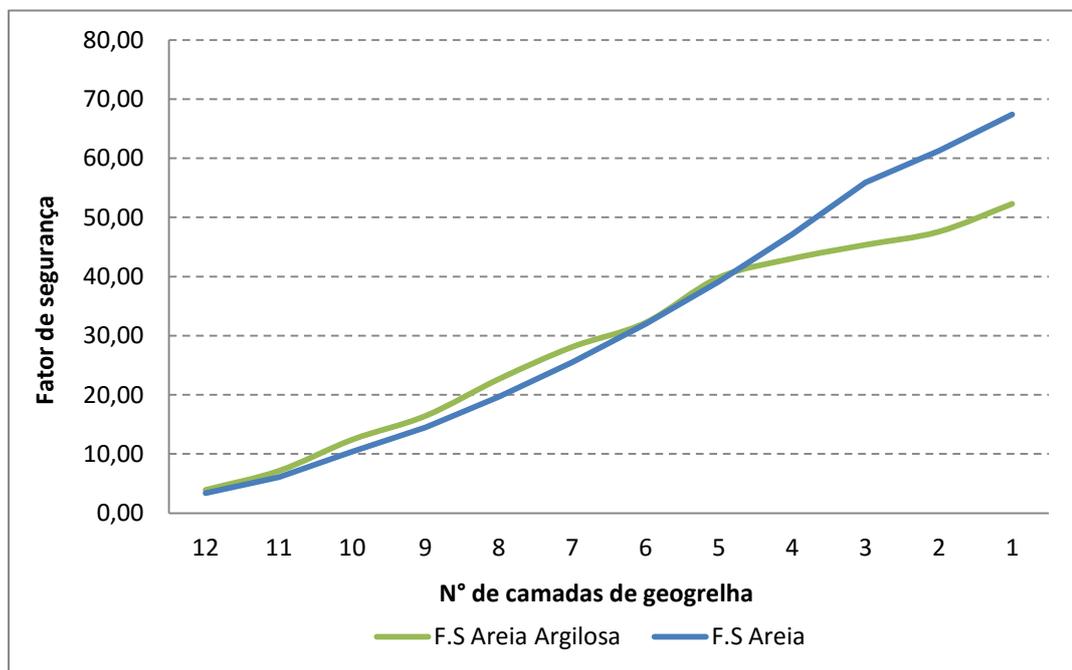


Figura 39: Fatores de segurança referente ao arrancamento dos reforços.

A partir de resultados de ensaios de arrancamento em geogrelhas inseridas em tipos de solo distintos, o trabalho realizado por Chang et. al., (1995) *apud* Teixeira (2003), revela que as discrepâncias encontradas entre solos granulares em comparação aos solos finos, estão relacionadas, principalmente, ao tamanho dos grãos que preenchem os vazios das geogrelhas.

### 5.3. Arranjo final das ECSR

Com base nos resultados apresentados no capítulo 4, elaborou-se graficamente a configuração final dos muros dimensionados. As ferramentas utilizadas foram os softwares ForTerra 2 e AutoCAD 2016.

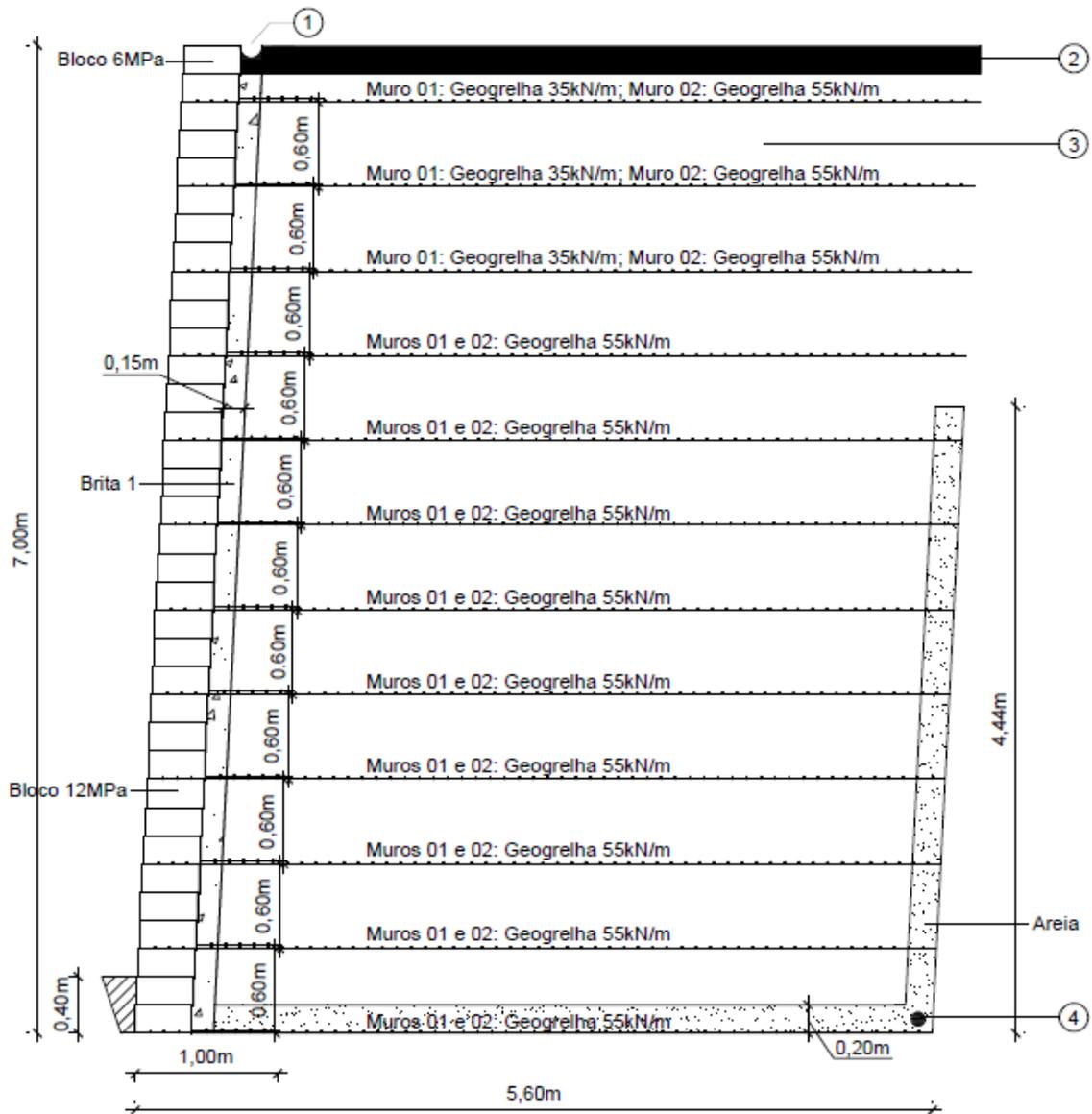
A Figura 40 ilustra a seção transversal que representa as características das ECSR dimensionadas, onde é apresentada a distribuição das camadas de reforços, dos blocos articulados e do sistema de drenagem.

As doze camadas de geogrelhas foram instaladas com espaçamento vertical constante de 60cm. Para possibilitar a correta ancoragem foram dimensionadas e aplicadas geogrelhas com resistência a tração de 35kN/m e 55kN/m, apresentando comprimento constante de 5,60 metros. As geogrelhas foram posicionadas de modo a obter dupla camada na região da face com 1,0 metro de comprimento. Segundo Brugger et. al. (2005, p.4) "este detalhe construtivo é padrão em Muros Terraes com alturas superiores a 5,0 metros e visa garantir que a resistência na conexão entre o reforço e a face não seja menor do que a do reforço propriamente dita".

Em decorrência da altura das estruturas e das cargas incidentes nos blocos de concreto, optou-se por utilizar blocos segmentais com resistências variadas. Na parte superior dos muros foram empregados blocos com resistência à compressão de 6MPa. Na parte inferior utilizou-se blocos com resistência de 12MPa. As estruturas foram posicionadas sobre o solo de fundação devidamente compactado e embutidas á uma profundidade de 40cm que corresponde a altura de dois blocos, proporcionando o aumento da capacidade de carga do solo de embasamento.

Para compor o sistema de drenagem dos muros foram aplicados uma camada de brita do tipo 1 junto ao paramento com espessura de 15cm e dois colchões drenantes de solo arenoso situados na base e no tardo, com espessura de 20cm. Estas camadas impedem a inserção de águas freáticas.

Para evitar a entrada de águas externas no interior da estrutura, aplicou-se uma camada de solo argiloso compactado apresentando 20cm de altura.



- ① Canaleta de concreto simples,  $d = 30$  cm (direcionar águas pluviais)
  - ② Camada de argila compactada
  - ③ Aterro compactado em camadas de 0,20m, 100% do proctor normal
  - ④ Tubo drenador Pead flexível diam. 100mm (prever saída nos pontos mais baixos)
- \* Muro 01 (Estrutura com solo areno-argiloso) e Muro 02 (Estrutura com solo arenoso).

Figura 40: Seção transversal típica dos muros dimensionados.

#### 5.4. Levantamento de custos

Para a elaboração do levantamento de custos das estruturas dimensionadas foram empregados composições de insumos e serviços fornecidos pela plataforma ORSE - Orçamento de Obras de Sergipe; SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil; DNIT - Departamento Nacional De Infraestrutura de Transportes. Para o orçamento dos reforços e dos blocos segmentais, utilizou-se composições do Departamento de Estradas de Rodagem (DER) e do SCO - Sistema de Custos de Obras e Serviços de Engenharia.

Inicialmente considerou-se que o solo utilizado para as camadas de aterro é o mesmo material resultante do processo de escavação do maciço, desta forma, foram dispensados custos com a importação de aterro.

Como as estruturas apresentam as mesmas características geométricas e o comprimento do material de reforço calculado é o mesmo, optou-se por efetuar apenas um orçamento, que representa as duas estruturas estudadas.

No levantamento de custos não foram considerados serviços preliminares como: investigação geológica e geotécnica, instalação de alojamento, placas de obras e locações topográficas. Admitiu-se que tais serviços são comuns a praticamente todos os tipos de obras. Além disso, essas atividades necessitam de dados de projeto mais detalhados. A Tabela 24 apresenta o orçamento característico dos muros dimensionados.

O fato de utilizar geogrelhas e blocos de concreto como elementos característicos para o reforço do solo, a técnica mostra-se inovadora. Atrelada a possibilidade de uso do próprio solo local da obra, na maioria dos casos, e ao fato de praticamente dispensar o uso de concreto, torna-se uma opção economicamente atrativa.

Nesse contexto, Gallinucci (2012), apresenta um comparativo de viabilidade financeira entre estruturas de contenção convencionais e estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos. Observa-se que em comparação ao alto valor gerado pelo emprego de um muro de gravidade para estruturas com alturas superiores a 5,0m, as Estruturas de Contenção com solo Reforçado (ECSR), apresentam uma real vantagem econômica.

Tabela 24: Levantamento de custos das ECSR.

QUANTITATIVOS E CUSTOS DOS MATERIAIS E SERVIÇOS					
Fonte	Descrição dos materiais e ou serviços	Und.	Qtde.	Custo Unitário	Valor
<b>1. MOVIMENTOS DE TERRA</b>					
5 S 01 100 01 (SICRO 02)	Esc. carga transp. mat 1a cat DMT 50m.	m <sup>3</sup>	548,80	2,12	1.163,45
1 A 01 893 02 (SICRO 02)	Reaterro e compactação.	m <sup>3</sup>	548,80	24,06	13.204,12
<b>2. ELEMENTOS ESPECIAIS</b>					
DER - 41393	Fornecimento e aplicação de Geogrelha com resistência longitudinal a tração 55 a 60 kN, resist. transversal a tração 30kN e deformação 5%.	m <sup>2</sup>	1108,80	21,65	24.005,52
MAT013250 (SCO-RIO)	Bloco de concreto, intertravado, medindo: (40x40x20)cm, modelo Terrae W, sem jardineira, Terrae ou similar, exclusive transporte.	un	1225	22,50	27.562,50
<b>3. SISTEMA DE DRENAGEM</b>					
00367/SINAPI	Areia grossa - posto jazida/fornecedor.	m <sup>3</sup>	28,11	72,00	2.023,92
10929/ORSE	Brita 1 (9,5 a 19,0 mm) - sem frete.	m <sup>3</sup>	120	56,25	6.750,00
06077/SINAPI	Argila ou barro para aterro/reaterro com transporte ate 10km.	m <sup>3</sup>	18,48	15,94	294,57
02321/ORSE	Tubo pead flexível corrugado perfurado d = 4"	m	14	5,60	78,40
10541/SINAPI	Calha/canaleta de concreto simples, meia cana, d = 30 cm, para água pluvial	m	14	18,30	256,20
<b>VALOR TOTAL</b>					<b>75.338,68</b>
<p>* Composição de insumos e serviços para ORSE e SINAPI datada em Janeiro de 2016.  * Composição de insumos e serviços para DNIT/ SICRO 02 datada em Novembro de 2015.  * Composição de insumos e serviços para DER/ES datada em Janeiro de 2014.  * Composição de insumos para SCO/RIO datada em Abril de 2013.</p>					

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou definições, características e especificidades acerca da técnica de contenção caracterizada pela aplicação conjunta de geogrelhas e blocos segmentais de concreto.

Foram detalhadas e dimensionadas duas estruturas hipotéticas a partir do método de cálculo proposto por Maurício Ehrlich e James Mitchell, em 1994. Por considerar critérios referentes às condições de trabalho como: os efeitos decorrentes da compactação e da rigidez relativa solo-reforço, o método apresentou resultados coerentes e bem fundamentados.

O dimensionamento das estruturas possibilitou a avaliação do comportamento das geogrelhas inseridas em solos com propriedades intrínsecas.

Os resultados obtidos nas análises dos fatores de segurança e das máximas resistentes características da interação solo-reforço mostraram que o solo arenoso promoveu um melhor entrosamento com o material de reforço quando comparado com o solo areno-argiloso.

Observou-se que o tamanho dos grãos e a coesão são fatores altamente influentes no tocante a distribuição de forças do solo para as geogrelhas e nos índices de segurança das ECSR.

A técnica de contenção abordada apesar de ser considerada uma solução recente, apresenta vantagens em relação às estruturas convencionais, como: rapidez, simplicidade, construção a seco, economia e ótimo acabamento estético.

### 6.1. Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para a ampliação do conhecimento e posteriores estudos acerca da técnica de reforço de solo com materiais geossintéticos, recomenda-se:

- Realizar uma análise comparativa entre os métodos de dimensionamento propostos por Ehrlich e Mitchell (1994) e Jewell (1991);
- Analisar da influência da compactação nas condições de estabilidade de muros com solo reforçado com geossintéticos variados;
- Estudar o comportamento mecânico entre geotêxteis e geogrelhas aplicados em solos granulares.

## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABINT, Associação Brasileira das Indústrias de Não-tecidos e Tecidos Técnicos - Comitê Técnico Geotêxtil (CTG), **Curso Básico de Geotêxteis**, 2001.

ALHEIROS, Margareth Mascarenhas (coord.) **Manual de Ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife**. Programa Viva o Morro, 1a.ed. FIDEM, Recife, 2004. 360p.

ALONSO, S. P. A. **Solo Grampeado – Interferências durante a execução**. São Paulo, 2009.

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

\_\_\_\_\_. **Geossintéticos: NBR 12553**. Terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **Terra armada: Especificação: NBR 9286**. Rio de Janeiro, 1986.

BENJAMIM, C. V. S. **Avaliação experimental de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. São Carlos, 2006.

BRASIL, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Geral. **Manual de custos rodoviários**. 3. ed. - Rio de Janeiro, 2003.

BRUGGER, P. J., e MONTEZ, F.T. **Muros de Contenção em Solo Reforçado com Geogrelhas e Blocos Segmentais**. Porto Alegre, Brasil, 2003.

BRUGGER, P. J.; SILVA, A. E.; RODRIGUES, V. J.; SARAMAGO, R. P. **Muro em Solo Reforçado com Geogrelhas e Blocos Segmentais – Um Caso de Obra com Altura de 13,50 metros**. Salvador BA, 2005.

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

CINTRA, J. C. A. **Fundações diretas: projeto geotécnico/** José Carlos A. Cintra, Nelsson Aoki, José Henrique Albiero. São Paulo, Oficina de Textos, 2011.

CRAIG, R. F. **Craig, mecânica dos solos/** R. F. Craig. 7ª edição, Ed. LTC, Rio de Janeiro, 2012.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica/** Braja M Das. 6ª edição, Ed. Thomson Learning, São Paulo, Brasil, 2007.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica/** Braja M Das. 7ª edição, Ed. Cengage Learning, São Paulo, Brasil, 2011.

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

ENGEPOL. **Manual de geossintéticos**. 3ª edição, cap. 7. Barueri-SP, 2006.

FIXSOLO, 2016, **Técnica: Muros Terrae**. Disponível em: <<http://murosterrae-fixsolo.blogspot.com.br/2011/12/muro-terrae.html>>. Acesso em 20 de Janeiro de 2016.

FONTANA, G. B; SANTOS, A. A. **Análise de Dimensionamento de Solo Reforçado Tipo Terra Armada**. Santa Catarina, 2011.

GALLINUCCI, L. B. **Dimensionamento e Estimativa de Custos de Estruturas de Solo Reforçado**. São Carlos, 2012.

HUESKER. **Catálogo de especificações técnicas**. Disponível em: <<http://www.usconstructionfabrics.com/huesker.aspx>> Acesso em 18 de Novembro de 2015.

KAKUDA, F.M. **Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelha com utilização de um equipamento reduzido**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005.

LIMA, A.P. **Comportamento de uma Escavação Grampeada em Solo Residual de Gnaise**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2007.

MACCAFERRI. **Manual Técnico de Obras de contenção**. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2001.

MACCAFERRI. **Manual Técnico de Reforço de solos**. São Paulo. Maccaferri do Brasil, 2001.

MASSAD, F. **Obras de Terra Curso Básico de Geotecnia**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2003.

MENDONÇA, M. B; PEREIRA, G. I. M; MONTEZ, F. T. **Recuperação de aterro rodoviário através de solo reforçado e blocos intertravados**. II Simpósio De prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL 2000, Porto Alegre.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**/ Antonio Moliterno. São Paulo: Blucher, 1994.

MOTA, G. M. **Comparação de métodos de dimensionamento de muros em solo reforçado através de programas computacionais** / Gisele Machado Mota. Guaratinguetá , 2011.

OHORI, R. K. **Estudo da utilização de muros srw ou muros de segmentado de concreto: aspectos construtivos** / Rafael Katsuji Ohori - Itatiba SP, 2005.

PALMA, S. L; PIMENTEL, V. E. **Muro de arrimo segmentado**. 2004. Disponível em [http://piniweb.pini.com.br/construcao/noticias/muro-de-arrimo\\_segmentado-79769-1](http://piniweb.pini.com.br/construcao/noticias/muro-de-arrimo_segmentado-79769-1). Acesso em 24/07/2015.

PEREIRA, U.A. (2004). **Deformabilidade de Estruturas em Solos Reforçados: Influência da Proximidade de Construções Vizinhas**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-119A/2004, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 136 p.

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

RANZINI, S. M. T.; Negro, A. **Obras de Contenção: Tipos, Métodos Construtivos, Dificuldades Executivas**. In: HACHICH, Waldemar et al. (Comp.). **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

SILVA, A. E. F., e BRUGGER, P. J. **Análise do Comportamento de Muro de Contenção Portante em Solo Reforçado a partir de Monitoramento de Campo**. 2012.

SILVA, A. E. F., e MONTEZ, F. T. **Aterros Reforçados: Parâmetros de Projeto Relevantes da Geogrelha**. Porto Alegre, Brasil. 2003.

SILVA, L. R. E. **Compactação do solo** / Leonardo Rodrigues Eiras Silva - Itatiba SP, 2008.

SOLOTRAT. **Manual Técnico de Solo Grampeado**. São Paulo. Solotrat, Brasil, 2015.

SPRINGER, F. O. et al. **Uso do programa FLAC para modelagem numérica de escavações grampeadas**. In: IV Encontro sobre Modelagem Computacional, 2001, IPRJ-UERJ, Friburgo, novembro, pp. 240-250.

TEIXEIRA, S. H. C. **Estudo da Interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. São Carlos, 2003.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**/ José Carlos Vertematti. Ed. Edgard Blucher, São Paulo, Brasil, 2004.

## 8. ANEXOS

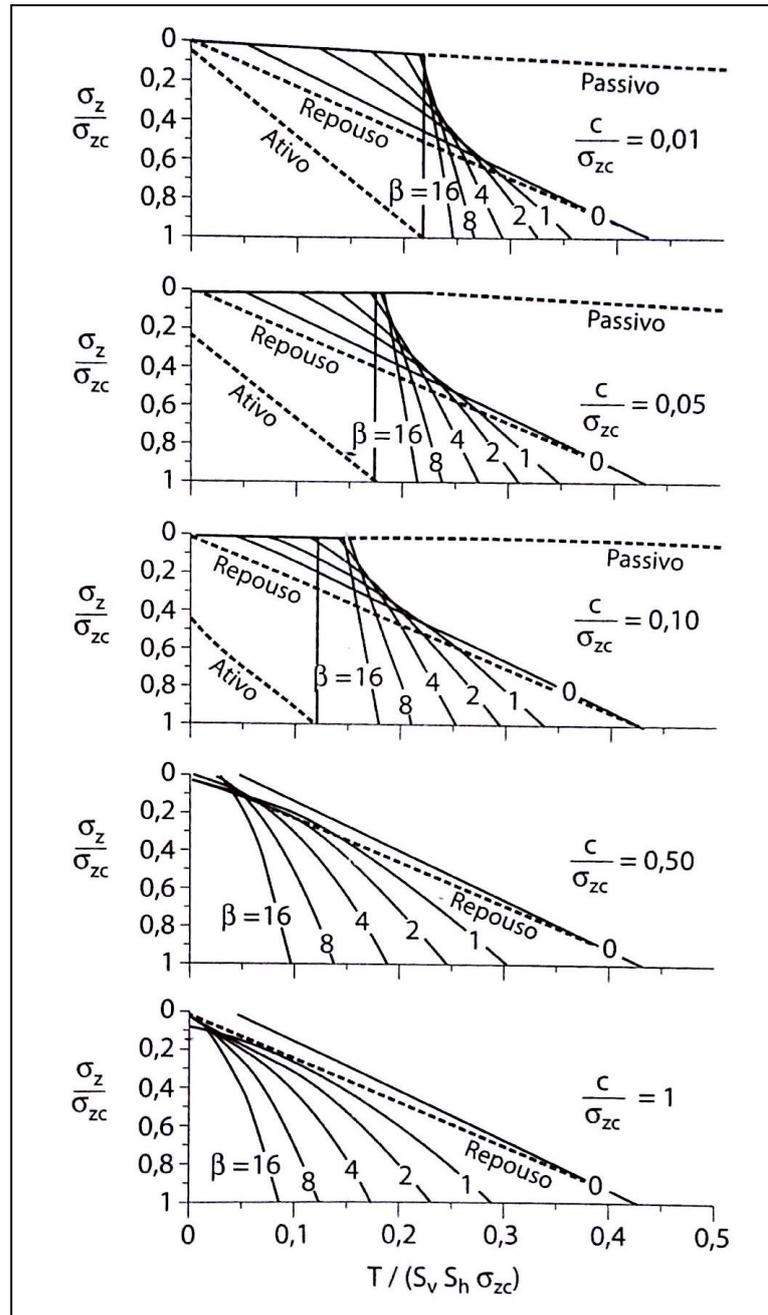
## ANEXO A

Classif. Unific. <sup>(1)</sup>	GC <sup>(2)</sup> (%)	$\gamma_m^{(3)}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)	K <sup>(4)</sup>	n <sup>(5)</sup>
GW, GP SW, SP	105	24	42	0	600	0,40
	100	23	39	0	450	0,40
	95	22	36	0	300	0,40
	90	21	33	0	200	0,40
SM	100	21	36	0	600	0,25
	95	20	34	0	450	0,25
	90	19	32	0	300	0,25
	85	18	30	0	150	0,25
SM-SC	100	21	33	24	400	0,60
	95	20	33	19	200	0,60
	90	19	33	14	150	0,60
	85	18	33	10	100	0,60
CL	100	21	30	19	150	0,45
	95	20	30	14	120	0,45
	90	19	30	10	90	0,45
	85	18	30	5	60	0,45

(1) Classificação do solo pelo sistema unificado; (2) Grau de compactação AASHTO; (3) Peso específico seco máximo

**Tabela A.1:** Parâmetros hiperbólicos conservativos de diversos solos (EHRlich, 2009 apud DUNCAN et al., 1980).

## ANEXO B



**Figura B.1:** Ábacos para determinação de "X", considerando a coesão do solo, para estruturas com inclinação de face vertical, com ângulo de atrito de 35° (Ehrlich 2009 apud Dantas; Ehrlich,1999).

ANEXO C

F O R T R A C<sup>®</sup>



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 35 M P

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

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

\* LTDS =  $\frac{T_{ULTIMATE}}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD} \times FS_{JNT}}$

=  $\frac{2400}{1.05 \times 1.514 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0}$

LTDS = 1372 lb/ft – Sand Silt and Clay

LTDS = T<sub>ALLOWABLE</sub> X FS<sub>UNC</sub>

FS<sub>ID</sub> = factor of safety for installation damage

FS<sub>CR</sub> = factor of safety for creep deformation (75 Years)

FS<sub>CD</sub> = factor of safety for chemical degradation (2 < pH < 13)

FS<sub>BD</sub> = factor of safety for biological degradation

FS<sub>JNT</sub> = factor of safety for joints (seams and connections)

FS<sub>UNC</sub> = factor of safety for uncertainties

Standard Roll Size: 12.14 ft (3.7 m) wide x 328.1 ft (100 m) long = 443 yd<sup>2</sup> (370 m<sup>2</sup>)

Each roll of Fortrac geogrid delivered to the project site is labeled by HUESKER<sup>®</sup> 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.

35MPst06



HUESKER

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

**Tabela C.1:** Especificações gerais de geogrelha com resistência a tração de 35Mp (HUESKER, 2015).



## GEOGRID REINFORCEMENT

# FORTRAC 55 MP

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

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

\* LTDS =  $\frac{T_{ULTIMATE}}{FS_{ID} \times FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{BD} \times FS_{JNT}}$   
 =  $\frac{3700}{1.05 \times 1.514 \times 1.1 \times 1.0 \times 1.0}$

LTDS = 2116 lb/ft – Sand Silt and Clay

LTDS = T<sub>ALLOWABLE</sub> X FS<sub>UNC</sub>

FS<sub>ID</sub> = factor of safety for installation damage

FS<sub>CR</sub> = factor of safety for creep deformation (75 Years)

FS<sub>CD</sub> = factor of safety for chemical degradation (2 < pH < 13)

FS<sub>BD</sub> = factor of safety for biological degradation

FS<sub>JNT</sub> = factor of safety for joints (seams and connections)

FS<sub>UNC</sub> = factor of safety for uncertainties

**Standard Roll Size: 12.14 ft (3.7 m) wide x 328.1 ft (100 m) long = 443 yd<sup>2</sup> (370 m<sup>2</sup>)**

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

**Tabela C.2:** Especificações gerais de geogrelha com resistência a tração de 55Mp (HUESKER, 2015).