



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil

Mariana da Costa

**COMPARAÇÃO DE MÉTODOS EMPÍRICOS E NUMÉRICOS
PARA O DIMENSIONAMENTO DE MUROS DE SOLOS
REFORÇADOS COM GEOSINTÉTICOS**

Ouro Preto

2021



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil

Comparação de Métodos Empíricos e Numéricos para o Dimensionamento de Muros
de Solos Reforçados com Geossintéticos

Mariana da Costa

Monografia de conclusão do curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Ouro Preto como parte dos requisitos para a obtenção do Grau de Engenharia Civil.

Data de aprovação: 18 de agosto de 2021

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. D.Sc. Lucas Deleon Ferreira – UFOP

Coorientadora: Ma.Sc. Maria Isabel Martínez López – NUGEO/UFOP

Ouro Preto

2021

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

C837c Costa, Mariana da .
Comparação de métodos empíricos e numéricos para o
dimensionamento de muros de solos reforçados com geossintéticos.
[manuscrito] / Mariana da Costa. - 2021.
84 f.: il.: color., gráf., tab..

Orientador: Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira.
Coorientadora: Ma. Maria Isabel Martínez López.
Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto.
Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. Mecânica do solo - Solo reforçado. 2. Modelagem numérica. 3.
Geossintéticos. I. Ferreira, Lucas Deleon. II. López, Maria Isabel Martínez.
III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB-1716



FOLHA DE APROVAÇÃO

Mariana da Costa

Comparação de métodos empíricos e numéricos para o dimensionamento de muros de solos reforçados com geossintéticos

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil

Aprovada em 18 de agosto de 2021

Membros da banca

Doutor - Lucas Deleon Ferreira - Orientador(a) (Universidade Federal de Ouro Preto)
Mestre - Maria Luíza Teófilo Gandini - (Universidade Federal de Ouro Preto)
Mestre - Christopher Fonseca da Silva - (Universidade Federal de Ouro Preto)

Lucas Deleon Ferreira, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 30/08/2021



Documento assinado eletronicamente por **Lucas Deleon Ferreira, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 30/08/2021, às 10:13, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **0214109** e o código CRC **8B70DD6C**.

*Ao Felipe, por todo incentivo e amor.
À minha mãe (in memoriam), minha primeira professora.
Ao meu pai, por todo apoio.*

AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Ouro Preto, na qual tive oportunidade de ser discente do curso de Engenharia Civil, e cujo quadro docente me forneceu o apoio necessário à realização de meu curso de graduação.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira, sempre tão calmo, e por ter feito uma orientação que acompanhou o meu ritmo. Os aprendizados que obtive com este trabalho ultrapassam os conhecimentos técnicos que alcancei. Adquiri conhecimentos que vou levar para vida.

À minha coorientadora, Engenheira Civil Ma. Maria Isabel Martínez López, sempre tão simpática e disponível. Agradeço por ter me acompanhado tão de perto ao longo dessa jornada, sempre com paciência e um sorriso no rosto.

Ao Programa de Educação Tutorial de Engenharia Civil (PET-Civil), do qual fui bolsista, e que ampliou para mim o universo da graduação e complementou minha formação. O PET foi o espaço em que tive grande suporte de outros amigos discentes ao longo do curso, em especial, Lívia, Madu e Camila.

À Fundação Gorceix, e em especial aos funcionários do DETAP, pelas oportunidades que tive de aprender mais em seus cursos, e de ensinar como instrutora.

Ao Felipe, amor, pelo incentivo constante desde o primeiro momento em que decidi ser engenheira civil, e por sempre ter dito o quanto eu era inteligente até que eu acreditasse.

À minha mãe (*in memoriam*), Rosângela, e ao meu pai, Francisco, por todo incentivo ao longo da minha vida, pelo suporte que sempre tive para que pudesse me dedicar aos estudos e por terem transmitido esse valor para mim.

Aos meus irmãos, Bruno e Lorena, e à Andreza, por serem parte crucial da minha vida. À Ivy, minha pessoa preferida no mundo.

À Lesley, Marcílio e Guto, por me receberem em seu lar. Vocês moram no meu coração.

À Elô, por todas as correções e preciosos ensinamentos sobre escrita em pesquisa, e por ser tão terna. Agradeço às amigas que me acompanharam ao longo da graduação e fizeram essa jornada mais leve, em especial, Letícia, Paula, Jéssica e Karol.

RESUMO

Estruturas de contenção são muito importantes para possibilitar obras em engenharia civil, assim o uso de reforços geossintéticos fornecem resistência à tração ao solo possibilitando obras resistentes e maiores alturas. Existem diversos métodos empíricos para cálculos de muros de solos reforçados com geossintéticos (MSRG). Os comportamentos dos muros podem ser simulados utilizando-se *software* de elementos finitos para análise de tensões mobilizadas nos reforços e deslocamentos. Este estudo se propôs a apresentar análises de MSRG avaliando a influência da geometria e da rigidez dos reforços mediante a comparação de resultados com simulações por métodos empíricos e por modelagem numérica com a utilização de programa computacional. Assim foram realizados os cálculos pelos métodos de Jewell (1991) e Ehrlich e Mitchell (1994), no qual obtém-se valores de tração máxima, e em seguida procedeu-se a análise de modelagem numérica utilizando-se o *software* Plaxis 2D 8.5, em que são obtidos valores de tração máxima e deslocamentos nos reforços, bem como o deslocamento total. Os muros tiveram variação de altura e de rigidez dos reforços do tipo geogrelha, e foram estabelecidos mesmo tipo de solo e inclinação da face para todos os muros, assim como espaçamentos vertical e comprimentos dos reforços constantes em todas as camadas. O aumento da altura dos muros impacta em maiores valores de tração e deslocamentos, tem-se ainda que o aumento da rigidez impacta em menores valores de deslocamento nos reforços e da estrutura. Os valores de tração obtidos pela modelagem numérica foram maiores que os obtidos pelos métodos empíricos. Os resultados corroboram com outros resultados encontrados na literatura. Conclui-se que a análise por métodos empíricos fornece valores adequados de tração, entretanto a análise por modelagem numérica se faz essencial para verificação de deslocamentos da estrutura.

Palavras-chaves: Solo reforçado, Modelagem numérica, Geossintéticos.

ABSTRACT

Containment structures are very important to enable civil engineering works, so the use of geosynthetic reinforcements provide tensile strength to the ground enabling resistant works and greater heights. There are several empirical methods for calculating geosynthetic reinforced soil walls (GRSW). The behavior of the walls can be simulated using finite elements' software to analyze the stresses mobilized in reinforcements and displacements. This study proposed to present a GRSW analysis evaluating the influence of the geometry and stiffness of the reinforcements by comparing the results with simulations by empirical methods and by numerical modeling using a computer program. Thus, calculations were performed using the methods of Jewell (1991) and Ehrlich and Mitchell (1994), in which maximum stress values were obtained, and then proceeded to the numerical modeling analysis using the software Plaxis 2D 8.5, in which values of maximum stress and displacements in the reinforcements are obtained, as well as the total displacement. The walls varied in height and stiffness of geogrid type reinforcements, and the same type of soil and face slope were established for all walls, as well as constant vertical spacing and reinforcement lengths in all layers. The increase in the height of the walls impacts on higher values of tension and displacements, there is also that the increase in stiffness impacts on lower displacement values on the reinforcements and the structure. The stress values obtained by numerical modeling were higher than those obtained by empirical methods. The results corroborate other results found in the literature. It is concluded that the analysis by empirical methods provides adequate stress values, however the analysis by numerical modeling is essential to verify the displacement of the structure.

Keywords: Reinforced Soil, Numerical modeling, Geosynthetic.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arranjo típico do muro de solo reforçado (EHRLICH & BECKER, 2009). ...6	6
Figura 2 - Condições de estabilidade externa em muros de solo reforçado: a) tombamento, b) deslizamento e c) capacidade de carga do solo (ROCHA, 2018).9	9
Figura 3 - Análise de estabilidade considerando tombamento (ROCHA, 2018)..... 10	10
Figura 4 - Análise de estabilidade considerando deslizamento ao longo da base (ROCHA, 2018)..... 11	11
Figura 5 - Análise de estabilidade considerando a capacidade do solo (GERSCOVICH, s.d). 12	12
Figura 6 - Mecanismo para análise de estabilidade interna: a) ruptura dos reforços; b) arrancamento dos reforços; c) desprendimento da face; d) instabilidade local (SAYÃO et al., 2004). 17	17
Figura 7 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes pelo método de Jewell (1991) (SAYÃO et al., 2004)..... 24	24
Figura 8 - Ábacos para determinação de χ para cálculo de T em muros verticais (EHRLICH & MITCHEL, 1994). 28	28
Figura 9 - Ponto de atuação de T_{max} em (a) reforços mais deformáveis e (b) reforços pouco extensíveis (SAYÃO et al., 2004). 29	29
Figura 10 - Ponto de atuação de T_{max} para taludes íngremes (SAYÃO et al., 2004). 30	30
Figura 11 - Simulação da Compactação (a) Tipo 1 e (b) Tipo 2. (Adaptado de Mirmoradi e Ehrlich, 2014) 40	40
Figura 12 - Fluxograma da Metodologia (Autora)..... 44	44
Figura 13 - Geometria definida no Plaxis para os muros de 5 m, em que constam os pontos, os solos definidos, as cargas distribuídas e as condições de contorno impostas (Autora). 47	47
Figura 14 - Deformação do muro M5G2 (Autora)..... 48	48
Figura 15 - Tensões máximas em cada reforço para o muro M5G2 (Autora). 49	49

Figura 16 - Distribuição de tensões apresentado no <i>Output</i> do Plaxis para cada um dos reforços do M5G2 (Autora).....	50
Figura 17 - Deslocamentos totais obtidos no <i>Output</i> do Plaxis para o muro M5G2, em detalhe, zoom da área com maiores deformações (Autora).....	51
Figura 18 - Gráfico de tração no reforço (kN/m) por elevação (m) (Autora).....	56
Figura 19 - Gráfico de deslocamentos nos reforços (cm) por altura do muro (m) (Autora).....	57
Figura 20 - Gráfico de tração (kN/m) por elevação (m) para gráficos de 5 m (Autora).	59
Figura 21 - Gráfico de Tração (kN/m) por elevação (m) para muros de 10 m (Autora).	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correlação entre materiais geossintéticos e funções (BUENO & VILAR, 2015)	7
Tabela 2 - Fatores de capacidade de carga conforme ângulo de atrito do solo (ϕ'). 14	
Tabela 3 - Parâmetros típicos de solo (Adaptado de Duncan et al. (1980) apud SAYÃO et al., 2004).	19
Tabela 4 - Parâmetros Geotécnicos do Solo (Autora).....	41
Tabela 5 - Parâmetros do Reforço Geossintético do Tipo Geogrelha (Autora).	43
Tabela 6 - Fatores de Segurança (Autora).....	43
Tabela 7 - Resumo das características dos muros instrumentados (Elaborado pela autora).....	52
Tabela 8 - Valores de tração e deslocamento nos reforços para M5G1 e M5G2 (Autora).	54
Tabela 9 - Valores de tração e deslocamento nos reforços para os muros M10G1 e M10G2 (Autora).....	55
Tabela 10 - Valor de deslocamentos totais obtidos pela modelagem numérica (Autora).	58
Tabela 11 - Valores de tração obtidos pelos métodos empíricos e modelagem numérica para muros de 5 m (Autora).....	59
Tabela 12 - Valores de tração obtidos pelos métodos empíricos e modelagem numérica para muros de 10 m (Autora).....	60

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivos.....	2
1.1.1	Objetivo Geral	2
1.1.2	Objetivos Específicos.....	2
1.2	Justificativa	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	Estabilização de taludes	4
2.1.1	Obras com estrutura de contenção	4
2.1.2	Muros e taludes de solo reforçados	5
2.2	Geossintéticos	6
2.2.1	Geossintéticos utilizados como reforços	7
2.3	Dimensionamento geotécnico de MSR.....	8
2.4	Estabilidade externa de MSR	9
2.4.1	Tombamento	9
2.4.2	Deslizamento ao longo da base	10
2.4.3	Capacidade de carga da fundação	12
2.4.4	Segurança contra a ruptura global	14
2.5	Estabilidade Interna para MSR.....	15
2.5.1	Rigidez relativa solo-reforço.....	17
2.5.2	Compactação do solo	19
2.6	Dimensionamento por métodos empíricos de MSR.....	20
2.6.1	Método de Jewell (1991).....	21
2.6.1.1	Ruptura do esforço	22

2.6.2	Método Ehrlich e Mitchell (1994).....	26
2.6.2.1	Determinação das tensões máximas nos reforços	26
2.6.2.2	Posição da tração máxima nos reforços	29
2.6.2.3	Análise para verificação de arrancamento	30
2.6.2.4	Eficiência da conexão entre reforço e o paramento	31
2.7	Fatores de influência	33
2.7.2	Efeito da configuração do reforço	34
2.7.3	Efeito da compactação e tipo de solo	34
2.7.4	Efeito da rigidez e inclinação da face.....	35
2.7.5	Efeito da altura do muro	36
2.7.6	Outros efeitos.....	36
2.8	Análise numérica dos MSRG.....	37
2.8.1	Modelagem numérica do solo	38
2.8.2	Modelagem numérica do geossintético	39
2.8.3	Simulação da compactação	40
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	41
3.1	Materiais	41
3.1.1	Parâmetros geotécnicos dos solos	41
3.1.2	Parâmetros do reforço geossintético.....	42
3.1.3	Fatores de segurança	43
3.2	Métodos.....	44
3.2.1	Cálculos dos métodos empíricos:	45
3.2.2	Simulação numérica.....	45
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	52
4.1	Resultados do método empírico	52

4.2	Resultados da modelagem numérica	53
4.3	Resultados comparados	59
5	CONCLUSÕES.....	63
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	64
	REFERÊNCIAS	65
	APÊNDICE A – PLANILHA DE CÁLCULO PARA MURO M5G1	67

1 INTRODUÇÃO

Taludes são qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha, naturais ou artificiais, e de grande relevância para o planejamento de obras, que, ao serem executadas, devem seguir a premissa de que sejam feitas boas escolhas com relação à mecânica dos solos.

Os movimentos de terra decorrem de condicionantes naturais pré-existentes que podem ser agravados por intervenções antrópicas. A fim de se evitar complicações advindas da instabilidade de taludes utilizam-se estratégias de estabilização, que podem ou não conter as massas de solo. Existem, atualmente, várias técnicas para o melhoramento dos solos e, entre as mais empregadas, encontra-se o muro de solo reforçado (MSR).

Os MSR são muros de gravidade em que o material de construção da estrutura é constituído de solo compactado e inclusões resistentes à tração (EHRlich & BECKER, 2009). Com a compactação, o solo torna-se um material mais resistente à compressão e ao cisalhamento, além de menos deformável. Já a inclusão de reforços proporciona resistência à tração ao conjunto solo-reforço, visto que solos são deficientes quanto a essa resistência (MIRMORADI & EHRlich, 2014). Os benefícios decorrentes da utilização de MSR incluem a estabilidade global e local da estrutura, o aumento da viabilidade de construção do aterro e a redução de custo em determinados casos.

A utilização de geossintéticos é uma maneira útil de reduzir custos de implantação da estrutura, ao viabilizar obras maiores devido às elevadas resistências à tração, à durabilidade e à variedade de opções. Contudo, a análise de estabilidade de muros de solos reforçados com geossintéticos (MSRG) apresenta complexidades (GONÇALVES, 2016).

O comportamento de MSRG pode ser estudado com a utilização de programas computacionais de elementos finitos, a fim de se obter configurações inclusive mais econômicas. O desenvolvimento tecnológico das últimas décadas evidenciou a importância de se considerar simulações numéricas em estruturas que tenham interação solo-estrutura. Para o presente estudo, o programa Plaxis 2D será aplicado para comparar as máximas trações mobilizadas nos reforços obtidas a partir de

métodos empíricos com as fornecidas por métodos numéricos, e, assim, identificar condições mais reais, bem como avaliar o deslocamento máximo da face dos muros. As análises permitem também verificar a análise de estabilidade interna e externa da estrutura.

O trabalho de Dantas & Ehrlich (2000) desenvolveu um método analítico fechado para o dimensionamento interno das estruturas de solo reforçado de inclinação qualquer. Esse segue procedimentos de determinação da tração vertical conforme a posição dos pontos das trações máximas. Comparou-se os resultados com análises numéricas e essa mostrou a boa capacidade de previsão do método, que usa equações ou ábacos. O estudo mostrou a importância da compactação e da rigidez relativa solo-reforço na análise de projetos destas estruturas.

Gonçalves (2016), em seu estudo, simulou MSRG no software Plaxis analisando-se como parâmetros o deslocamento máximo da face e a máxima força mobilizada no reforço. Para análise, inicialmente foi calibrado um modelo numérico a partir de um modelo físico construído e monitorado. Então foram realizados estudos paramétricos de diversas variáveis como o tipo de solo (finos tropicais), a rigidez, o espaçamento do reforço, a inclinação e a altura do muro. Os resultados apontaram que as práticas de construção brasileiras são bem-sucedidas no que se refere ao uso de solos tropicais, sendo a coesão um parâmetro importante para MSRG em que se utilizam solos finos.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é apresentar um estudo de muros de solo reforçado com geossintéticos (MSRG) para avaliar a influência da geometria e da rigidez dos reforços mediante a comparação de resultados com simulações por métodos empíricos e por modelagem numérica com a utilização do programa computacional Plaxis 2D.

1.1.2 Objetivos Específicos

Tem-se com objetivos específicos para esse trabalho:

- dimensionamento dos muros hipotéticos consideradas nesta pesquisa com a variação da altura do muro e da rigidez do reforço;
- simulação numérica do comportamento de MSR hipotéticos no programa computacional Plaxis 2D;
- comparar as forças máximas mobilizadas nos reforços, determinadas pelos métodos empíricos e numéricos e
- determinar as deformações e deslocamentos máximos no MSR a partir de simulações numéricas.

1.2 Justificativa

O comportamento mecânico dos MSR é influenciado por diversos fatores, assim é possível o desenvolvimento de estudos em que se avalia a influência desses fatores no dimensionamento e estabilidade das estruturas.

O dimensionamento de MSR tradicionalmente é feito apenas por métodos empíricos, em que não se estabelecem as deformações, este estudo se justifica por introduzir na perspectiva dos dimensionamentos de muro uma aplicação de métodos numéricos no dimensionamento, o que o complementa.

Dantas & Ehrlich (2000), verificaram em um estudo paramétrico, que de forma geral há concordância entre métodos numéricos e empíricos. Sendo que as formulações empíricas forneceram resultados conservadores quando comparados aos obtidos por métodos numéricos.

Assim, este trabalho compara os resultados de forças de tração máxima prevista pelos métodos empíricos de projeto com os obtidos por meio da modelagem numérica no Plaxis 2D, e analisa as deformações obtidas neste modelo. Desse modo, a presente pesquisa implementa uma simulação mais versátil e completa na elaboração de um projeto estrutural de obras que tenham interação solo-estrutura.

Desse modo, justifica-se a necessidade de estudos de análises de muros de solo reforçado com geossintéticos, responsáveis por viabilizar obras de contenção maiores, assim, contribuir para diminuir riscos de forma segura, eficaz e econômica.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Estabilização de taludes

A contenção de um talude consiste, por vezes, na introdução de um elemento estrutural com resistência maior que aquela encontrada no solo e sua escolha deve ser feita conforme a caracterização geológico-geotécnica do talude estudado. Deve-se considerar, ainda, a viabilidade, os recursos e a mão de obra disponíveis (HACHICH et al., 1998).

Estabilizações de taludes podem ser feitas com ou sem estruturas de contenção. As estabilizações sem estrutura de contenção podem e são utilizadas como forma de proteger a encosta, pode-se citar, como exemplos, o retaludamento, a cobertura vegetal e a drenagem.

Os muros são estruturas corridas verticais ou quase verticais que contêm massas de terra e têm como principal função conter o solo e transmitir os esforços para o terreno por meio das fundações sobre as quais estão apoiados. Eles podem ser de diversos tipos e funcionar de formas distintas (DYMINSKI, 2008; GERSCOVICH, s.d.). Os muros podem ser de gravidades, que são estruturas em que se utiliza o peso próprio para se opor aos empuxos. Usualmente, são constituídos de pedra ou concreto (simples ou armado), gabiões ou pneus, e são utilizados em alturas de até 5 metros (DYMINSKI, 2008; GERSCOVICH, s.d.).

2.1.1 Obras com estrutura de contenção

Os tipos mais conhecidos de estruturas de contenção são os muros de arrimo. Dentre eles, pode-se citar os muros de gravidade, construídos de alvenaria de pedra, concreto, gabiões, solo ensacado ou pneus; os muros de flexão, construídos em concreto armado com ou sem contraforte e com ou sem tirantes e os muros de terra armada, com tiras de aço ou de solo reforçado, capazes de suportar forças de tração.

Neste trabalho serão abordados aspectos construtivos e de dimensionamento de estruturas de contenção do tipo muros de solos reforçados com geossintéticos (MSRG), foco do presente estudo.

2.1.2 Muros e taludes de solo reforçados

Os solos possuem baixa resistência à tração. Ao adicionar os reforços, materiais metálicos ou poliméricos com elevada resistência à tração, eles trabalham juntamente ao solo, dessa forma, a massa de solo e reforços tende a agir como um corpo coeso, ao suportar o seu próprio peso e as cargas externas para as quais foi projetado (GONÇALVES, 2016).

Os muros de solo reforçado são soluções econômicas, que apresentam grande tolerância a recalques de fundação, além de serem de facilidade construtiva e possuírem prazo de execução reduzido (EHRLICH & BECKER, 2009).

O reforço do material de aterro com materiais geossintéticos propicia uma redistribuição global das tensões e deformações, o que permite que as estruturas tenham faces verticais (muros) ou maciços mais íngremes (taludes), com menor volume de aterro compactado, o que apresenta agradável acabamento estético quando se utilizam sistemas de faceamento adequado, como blocos segmentais ou revegetação (EHRLICH & BECKER, 2009).

Estes muros não exigem mão de obra especializada, contrariamente aos muros de concreto armado, e permitem utilizar o solo disponível no local da obra, o que contribui de forma significativa para reduzir os custos, se comparados a alternativas convencionais. O sistema construtivo tem de possibilitar que o reforço seja fixado nas estruturas externas ou ancorado no solo, e exige sistemas de drenagem e de proteção superficial (GONÇALVES, 2016).

Uma estrutura em solo reforçado possui um arranjo típico, como mostrado na Figura 1, que apresenta também os elementos constituintes desse tipo de muro. A estrutura obtida ao final é essencialmente flexível, com estética adequada e viável economicamente (SAYÃO et al., 2004).



Figura 1 - Arranjo típico do muro de solo reforçado (EHRLICH & BECKER, 2009).

Os maciços reforçados devem ter a estabilidade garantida pelos mecanismos de interação solo-reforço. Assim, são importantes os parâmetros de interação solo-reforço, a resistência à tração do geossintético e o confinamento do solo subjacente (SAYÃO et al., 2004).

2.2 Geossintéticos

Geossintéticos são materiais sintéticos finos, flexíveis e permeáveis usados na estabilização ou na melhora da performance de solos em obras de engenharia civil (INGOLD, 1988). Apresentam-se nas formas de mantas, tira ou estrutura tridimensional. Podem ser utilizados em contato com solo ou outros materiais. E ter função de controlar erosão superficial, drenar, filtrar, impermeabilizar, proteger, reforçar ou separar camadas de solos (ABNT NBR 10183:2018).

Os geossintéticos são um dos mais novos materiais de construção empregados em obras de vários portes, e, em especial, na construção pesada. Dentre os geossintéticos, o geotêxtil foi o primeiro a ser utilizado sistematicamente em geotecnia. Inicialmente, foi utilizado nos Estados Unidos, a partir de 1950, em drenagem e controle de erosão. Em 1960, passou a ser usado na Europa e, em 1970, no Brasil. Contudo, o primeiro projeto racional de muro de solo reforçado aconteceu somente em 1986 (EHRLICH & BECKER, 2009, INGOLD, 1988).

Os geossintéticos tiveram rápido desenvolvimento, impulsionado pelo avanço da indústria petroquímica, quando começaram a surgir vários materiais sintéticos de elevada resistência à tração e capazes de reforçar solos. Esse tipo de material se apresenta como uma alternativa mais barata e fácil de executar quando comparada às soluções tradicionais (EHRLICH & BECKER, 2009).

A Tabela 1 apresenta a correlação feita por Bueno e Vilar (2015), para um grupo de materiais geossintéticos, das diferentes funções que eles podem desempenhar nas diversas aplicações de engenharia.

Tabela 1 - Correlação entre materiais geossintéticos e funções (BUENO & VILAR, 2015)

Geossintético	Função						
	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	x	x	x	x	x	x	x*
Geogrelha	x	-	-	-	-	x	-
Geomembrana	x	-	-	-	-	-	x
Georede	-	x	-	x	-	-	-
Geocompostos argilosos	-	-	-	-	-	-	x
Geocélula	-	x	-	-	x	x	-
Geotubo	-	-	-	x	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	x	-

*Quando impregnado com material asfáltico

2.2.1 Geossintéticos utilizados como reforços

Sayão et al. (2004) cita como vantagens da utilização de geossintéticos como reforços:

- possibilitar a construção de taludes e aterros com inclinações acentuadas;
- minimizar o impacto ambiental decorrente de obras de contenção;
- permitir que sejam adotados variados tipos de acabamentos nas faces dos taludes;
- permitir a execução de obras em locais de acesso difícil;
- permitir uso de mão de obra não qualificada e de equipamentos simples e
- reduzir consideravelmente o tempo de construção da obra.

Para serem utilizados como reforço de solo, os geossintéticos devem restringir as deformações e aumentar a resistência do maciço. O reforço precisa dar ao solo a resistência à tração que ele não possui. Os geossintéticos que podem ser empregados como reforços em maciços são os geotêxteis tecidos, as geogrelhas, as geotiras e os geocompostos resistentes. Também podem ser adicionadas fibras dispersas na massa de solo, como inclusões (SAYÃO et al., 2004). Segundo Gonçalves (2016), os principais geossintéticos utilizados como reforços em MSRGS são as geogrelhas e os geotêxteis.

Geogrelhas são geossintéticos fabricados em formato de grelha, de modo que sua interação com o solo ocorra também em suas aberturas pelo imbricamento do solo. Sua principal função é justamente o reforço do solo. As geogrelhas são mais rígidas que os geotêxteis (GONÇALVES, 2016). O geotêxtil é fabricado com outros objetivos além de reforço, e pode ser empregado para separação e filtragem. É um produto flexível e poroso, com possibilidade de ser usado também para drenagem interna em um MSRГ (GONÇALVES, 2016).

Para se avaliar o melhor tipo de reforço para uso em um MSRГ devem ser considerados: o local, o tipo de solo e as dimensões do muro. Para cada situação deve-se definir o tipo de reforço economicamente mais adequado para a obra (GONÇALVES, 2016).

2.3 Dimensionamento geotécnico de MSRГ

Os projetos de muro de arrimo e seu dimensionamento consideram que os muros são estruturas que permitem uma mudança de nível para reforçar um talude ou apoiar um corte de terra e suportar empuxos. Consistem, basicamente, em três etapas: pré-dimensionamento; definição dos esforços atuantes, em que se calcula os empuxos e verificação das condições de estabilidade.

A verificação de estabilidade do MSRГ se dá ao se considerar duas condições: externa e interna. A estabilidade externa verifica a estabilidade para o deslizamento, o tombamento, a capacidade de carga da fundação e a estabilidade global. A partir da verificação da estabilidade externa é estabelecido o comprimento do reforço.

A verificação da estabilidade interna é função do ganho de resistência do solo pelo uso dos reforços. É a condição mais crítica para que não ocorra a ruptura por tração, arrancamento dos esforços ou instabilidade localizada da face. Em função da estabilidade interna define-se o espaçamento vertical e a resistência do reforço.

A resistência ao arrancamento e a rigidez do reforço são definidas em ensaios laboratoriais. Assim, verifica-se se o reforço escolhido e sua interação com o solo estão adequados para as tensões solicitantes no campo.

2.4 Estabilidade externa de MSR

Para garantir a estabilidade da estrutura de contenção devem ser verificados os mecanismos de instabilidade do talude, a saber, tombamento em relação à base do muro, deslizamento ao longo da base do muro e capacidade do solo de fundação, ilustrados na Figura 2. Para tal, são realizados cálculos que consideram o empuxo, os parâmetros geotécnicos do solo, a geometria e o material utilizado no muro.

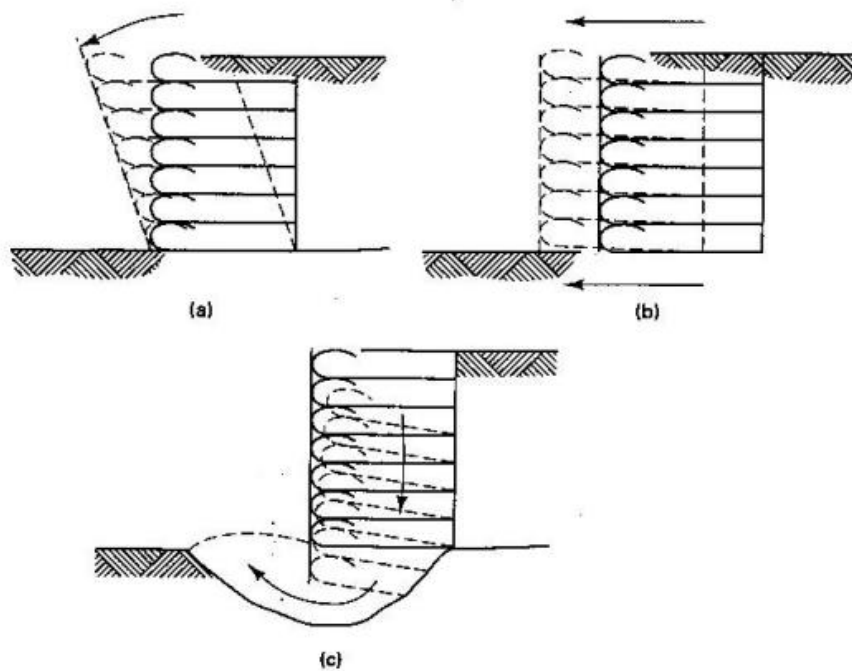


Figura 2 - Condições de estabilidade externa em muros de solo reforçado: a) tombamento, b) deslizamento e c) capacidade de carga do solo (ROCHA, 2018).

2.4.1 Tombamento

Para análise da ocorrência do tombamento, verifica-se a relação entre o momento das forças resistentes (estabilizantes) e o das forças solicitantes (instabilizantes), ambos considerados em relação ao mesmo ponto de referência, normalmente o ponto externo ao pé do muro.

Caso exista empuxo passivo, quando o muro está embutido no solo, ele entra na análise como empuxo estabilizante. Nas análises recomenda-se a minoração ou até

mesmo a desconsideração desses valores de empuxo passivo devido à possibilidade de erosão ou de escavação do solo no pé do muro.

O fator de segurança contra tombamento considerado é maior ou igual a dois ($FS_t \geq 2$) e é calculado conforme a fórmula dada pela Equação (1) e cujos parâmetros são observados na Figura 3:

$$FS_t = \frac{W \cdot a + \alpha \cdot E_p \cdot b}{E_A \cdot c} \quad (1)$$

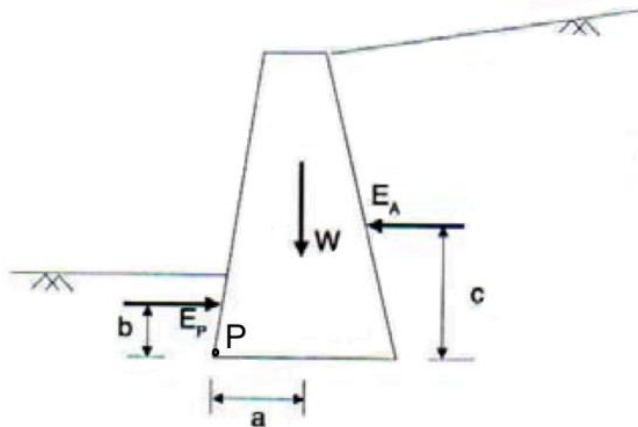


Figura 3 - Análise de estabilidade considerando tombamento (ROCHA, 2018).

Em que:

W = peso do muro;

P = ponto de referência para cálculo dos momentos;

a, b e c = distâncias do ponto de rotação P até o ponto onde estão aplicadas as forças;

E_A e E_p = empuxo ativo e passivo, respectivamente e

α = fator de redução devido às diferenças dos deslocamentos relativos aos empuxos.

2.4.2 Deslizamento ao longo da base

Para análise do deslizamento ao longo da base verifica-se o equilíbrio das componentes horizontais dos esforços atuantes. Determina-se o fator de segurança

contra deslizamento da base ao se dividir as forças resistentes e as forças solicitantes. Considera-se que esse valor deve ser superior a 1,5 ($FS_d \geq 1,5$) para reaterros de solos não coesivos e superior a 2 ($FS_d \geq 2$) caso o solo seja coesivo.

O fator de segurança é calculado conforme a Equação (2), e os parâmetros apresentados na Figura 4, onde são representados o comprimento da base do muro (B), a altura (H), a força normal (N), o empuxo (E) e a resistência ao cisalhamento (T).

$$FS_d = \frac{\sum \text{Forças Resistentes}}{\sum \text{Forças Solicitantes}} \quad (2)$$

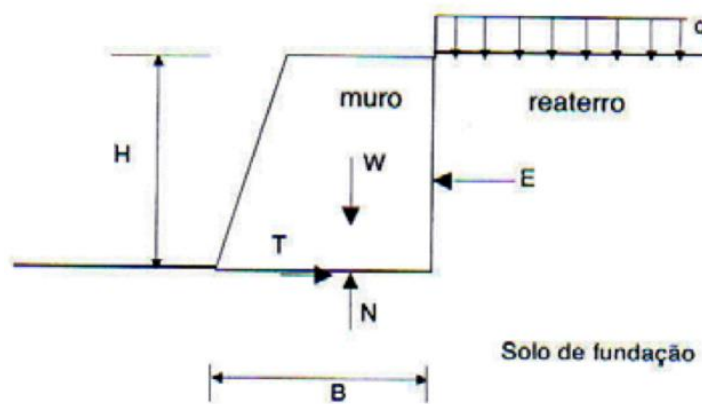


Figura 4 - Análise de estabilidade considerando deslizamento ao longo da base (ROCHA, 2018).

O valor de T é calculado conforme a Equação (3):

$$T = W \cdot \text{tg } \delta + B \cdot \lambda \cdot c' + E_p \quad (3)$$

Em que:

δ = ângulo de atrito do solo de fundação e do muro, pode-se adotar o valor de δ igual a 2/3 do ângulo de atrito do solo utilizado (ϕ');

λ = fator multiplicador de c' para obtenção da adesão do solo de fundação e do muro, varia entre $\frac{c'}{2}$ e $\frac{2c'}{3}$ e

c' = coesão do solo de fundação.

Conforme essa análise, nota-se que, para aumentar o fator de segurança das estruturas, podem ser utilizados “dentes” na base da estrutura ou atribuir certa inclinação à base.

2.4.3 Capacidade de carga da fundação

Na análise da capacidade de carga, verificam-se a ruptura e as deformações excessivas do terreno de fundação. O solo deve ser capaz de suportar as tensões na base do muro. As pressões verticais na base do muro têm distribuição trapezoidal, e se devem à combinação do peso do muro e do empuxo do solo sobre o muro, conforme mostrado na Figura 5.

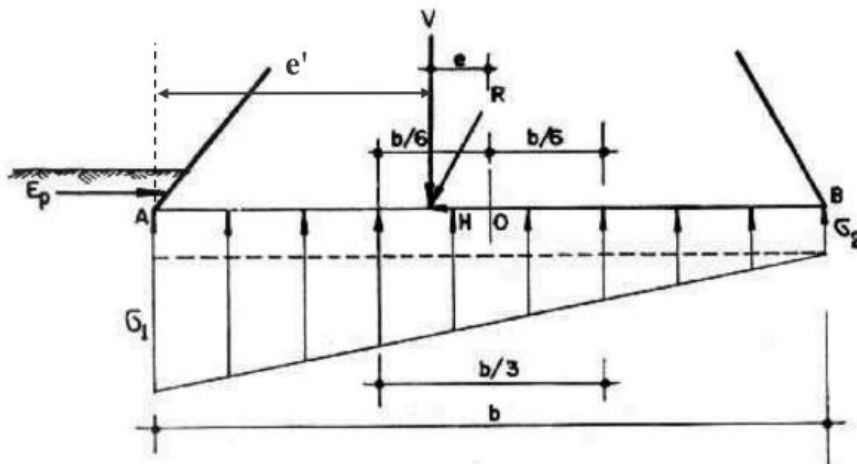


Figura 5 - Análise de estabilidade considerando a capacidade do solo (GERSCOVICH, s.d).

Da Figura 5 tem-se que V é o somatório das forças verticais e e' , a excentricidade da aplicação de V .

Considerando $\sum M_R$ como o somatório de momentos resistentes e $\sum M_S$ como o somatório de momentos solicitantes, deve atender a Equação (4):

$$e' = \frac{\sum M_R - \sum M_S}{V} \quad (4)$$

Para evitar pressões de tração no muro, a resultante deve estar localizada no terço central, assim sendo, conforme a Equação (5):

$$e = \frac{b}{2} - e' \leq \frac{b}{6} \quad (5)$$

Para as tensões máximas e mínimas, tem-se a Equação (6):

$$\sigma_{1/2} = \frac{\sum V}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) > 0 \quad (6)$$

O fator de segurança para essa verificação deve ser maior que 2,5 ($FS_s \geq 2,5$) e é dado pela Equação (7):

$$FS_s = \frac{q_f}{\sigma_1} \quad (7)$$

A capacidade de carga (q_f) do solo de fundação é dada pela Equação (8):

$$q_f = c' \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \quad (8)$$

Em que:

c' e γ são a coesão e o peso específico do solo de fundação, respectivamente;

D é o embutimento da base do muro no solo de fundação e

N_i são os fatores de capacidade de carga calculados pelas expressões (9) ou (10), (11) e (12), propostas por Vesic (1975) apud Sayão et al. (2004):

$$N_c = \cot \phi' \cdot \left[e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) - 1 \right] \quad (9)$$

$$N_c = \cot \phi' \cdot (N_q - 1) \quad (10)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi'} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (11)$$

$$N_\gamma \cong 2 (N_q + 1) \cdot \tan \phi' \quad (12)$$

Em que ϕ é o valor do ângulo de atrito do solo em graus, e cujos valores resultantes podem ser obtidos da Tabela 2.

Tabela 2 - Fatores de capacidade de carga conforme ângulo de atrito do solo (ϕ').

ϕ' (graus)	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
2	5,63	1,20	0,15
4	6,19	1,43	0,34
6	6,81	1,72	0,57
8	7,53	2,06	0,86
10	8,35	2,74	1,22
12	9,28	2,97	1,69
14	10,37	3,59	2,29
16	11,63	4,34	3,06
18	13,10	5,26	4,07
20	14,83	6,40	5,39
22	16,88	7,82	7,13
24	19,32	9,60	9,44
26	22,25	11,85	12,54
28	25,80	14,72	16,72
30	30,14	18,40	22,40
32	35,49	23,18	30,22
34	42,16	29,44	41,06
36	50,59	37,75	56,31
38	61,35	48,93	78,03
40	75,31	64,20	109,41
42	93,71	85,38	155,55
44	118,37	115,31	224,64
46	152,10	158,51	330,35
48	199,26	222,31	496,01
50	266,89	319,07	762,89

Fonte: VESIC (1975) apud ROCHA (2018).

2.4.4 Segurança contra a ruptura global

A verificação da segurança contra a ruptura global consiste em verificar o mecanismo de ruptura global do maciço. Considera-se a estrutura de solo reforçado como um elemento interno à massa de solo, que pode se deslocar como um corpo rígido. Essa verificação consiste em se garantir um fator de segurança contra a rotação de uma massa de solo ao longo de uma superfície cilíndrica. Para calcular o fator de segurança, pode ser utilizado qualquer método de cálculo de equilíbrio limite normalmente empregado para avaliação da estabilidade de taludes (SAYÃO et al., 2004).

O fator de segurança é dado pela Equação (13):

$$FS_g = \frac{\sum M_R}{\sum M_S} \quad (13)$$

Em que:

$\sum M_R$: somatório dos momentos dos esforços resistentes em relação ao centro de rotação e

$\sum M_S$: somatório dos momentos dos esforços solicitantes em relação ao centro de rotação

De acordo com Sayão et al. (2004), os valores aceitos para o fator de segurança anteriormente definido são:

$$FS_g \geq 1,3 \text{ para obras provisórias}$$

$$FS_g \geq 1,5 \text{ para obras permanentes}$$

2.5 Estabilidade Interna para MSR

Para o dimensionamento de uma estrutura em solo reforçado deve-se fazer a análise de sua estabilidade interna. Segundo Mitchell e Villet (1987), existem diferentes procedimentos de análise. Conforme apresentado por Becker (2006), a análise de estabilidade interna de MSR pode ser realizada de duas maneiras: a) por métodos de equilíbrio limite, que consistem na mobilização total da resistência ao cisalhamento do solo na condição de iminente ruptura e b) por métodos baseados em condições de trabalho, que consideram o estado de tensões e deformações de solo e do reforço e a interação entre os elementos.

Ehrlich e Mirmoradi (2016) citam que os métodos sob condições de trabalho abordam, de forma mais realista, o complexo comportamento dos MSR e que, nas condições reais de campo, podem-se ter tensões máximas mobilizadas nos reforços expressivamente superiores às que ocorrem em situações de colapso da estrutura. Para a estabilidade interna de MSR sob condições de trabalho, o método analítico proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) considera as propriedades de rigidez do solo e do reforço e as tensões induzidas pela compactação.

Pode ocorrer a ruptura interna caso as solicitações às quais os reforços estão submetidos superem aquelas que eles podem suportar (Figura 6a) ou quando ocorre escorregamento do reforço por insuficiência de ancoragem no solo (Figura 6b). Isso caracteriza um processo de ruptura progressiva, em que os esforços originados do reforço rompido são transferidos aos adjacentes, o que desencadeia um processo de colapso.

A ruptura dos reforços é evitada se o valor da tração máxima atuante ($T_{m\acute{a}x}$) não ultrapassa o menor valor esperado para a resistência de projeto do geossintético (T_d), considerando ainda um fator de segurança. Da mesma forma, o projeto deve prever um embutimento mínimo do reforço na zona resistente, a fim de evitar a perda da ancoragem. Então, o valor de $T_{m\acute{a}x}$ não pode superar o valor de sua resistência ao arrancamento do reforço (P_r), atribuindo também um fator de segurança. Esse controle é feito por meio da especificação de espaçamentos e de comprimentos apropriados para os elementos de reforço.

Neste tipo de estrutura, o pareamento não apresenta papel relevante. Contudo, a conexão entre os reforços e a face deve ser eficiente o bastante para garantir adequada transferência das tensões locais. Normalmente, as conexões possuem resistência menor que os reforços, e as tensões próximas à face (T_0) tendem a ser menores dos os valores de $T_{m\acute{a}x}$. Em um sistema adequado de contenção, a resistência admissível da conexão ($P_{r,0}$) deve ser superior à máxima solicitação no reforço junto a face, T_0 , para evitar, assim, um mecanismo de instabilização dos reforços nesta região (Figura 6c). Tem-se ainda que, as análises devem verificar mecanismos de instabilização local (Figura 6d).

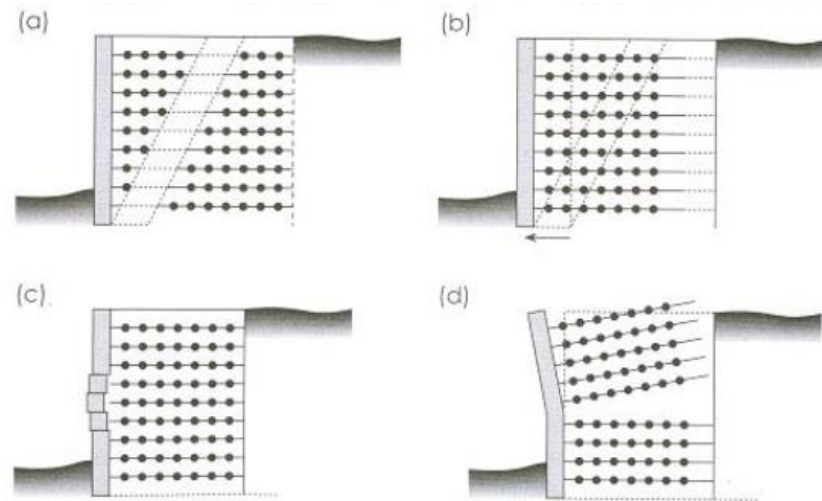


Figura 6 - Mecanismo para análise de estabilidade interna: a) ruptura dos reforços; b) arrancamento dos reforços; c) desprendimento da face; d) instabilidade local (SAYÃO et al., 2004).

Adotando-se critérios determinísticos, a estabilidade interna deverá atender aos seguintes fatores de segurança:

Ruptura do reforço:

$$T_d \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS \quad \left\{ \begin{array}{l} \rightarrow FS \geq 1,50 \text{ para obras permanentes e cr\acute{i}ticas} \\ \rightarrow FS \geq 1,15 \text{ para obras temporarias e n\~{a}o cr\acute{i}ticas} \end{array} \right.$$

Arrancamento:

$$P_r \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS \quad \rightarrow \quad FS \geq 1,50$$

Estabilidade das conexões:

$$P_{r,0} \geq T_0 \cdot FS \quad \rightarrow \quad FS \geq 1,50$$

Os procedimentos usuais para determinação $T_{m\acute{a}x}$ são baseados em métodos de equilíbrio limite. Esse tipo de abordagem é limitado, pois não considera a influência da rigidez dos reforços e os efeitos da compactação (SAYÃO et al., 2004).

2.5.1 Rigidez relativa solo-reforço

A análise de estabilidade interna do solo reforçado é associada diretamente à redistribuição global das tensões e das deformações induzidas pela ação dos reforços

ao maciço de solo. Num estado de deformações correspondente ao repouso (com deformações laterais nulas), a tração nos reforços é nula. Se ocorrem deformações laterais, as tensões nos reforços crescem e as tensões horizontais no solo ($\sigma_{s,x}$) decrescem, e tendem à condição ativa de equilíbrio limite (SAYÃO et al., 2004).

Ao considerar o equilíbrio entre solo e reforço, a tração e a deformação dependem da razão entre os valores de rigidez do reforço e do solo, o índice de rigidez relativa, S_i , calculado pela Equação (14):

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (14)$$

Em que:

E_r : módulo de elasticidade do reforço;

A_r : área da seção transversal do reforço;

k : parâmetro de módulo tangente inicial do solo (do modelo hiperbólico);

P_a : pressão atmosférica;

S_v : espaçamento vertical entre reforços e

S_h : espaçamento horizontal entre reforços.

Em reforços rígidos, o equilíbrio é atingido com menores deformações e as tensões mobilizadas no solo e nos reforços são maiores. Quanto mais rígido é o reforço, mais o solo fica afastado do estado ativo de tensões (SAYÃO et al., 2004).

A Tabela 3 apresenta valores conservadores para os principais parâmetros do solo utilizados para cálculo de S_i , utilizados como referência em dimensionamentos preliminares.

Tabela 3 - Parâmetros típicos de solo (Adaptado de Duncan et al. (1980) apud SAYÃO et al., 2004).

Class. Unificada	Grau de Compactação AASHTO	γ (kN/m)	ϕ °	c (kN/m ²)	k	η
GW, GP SW, SP	105	24	42	0	600	0,4
	100	23	39	0	450	0,4
SM	95	22	36	0	300	0,4
	90	21	33	0	200	0,4
	100	21	36	0	600	0,25
	95	20	34	0	450	0,25
	90	19	32	0	300	0,25
SM-SC	85	18	30	0	150	0,25
	100	21	33	24	400	0,6
	95	20	33	19	200	0,6
	90	19	33	14	150	0,6
CL	85	18	33	10	100	0,6
	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

2.5.2 Compactação do solo

Quando o solo reforçado é compactado, é gerado um efeito similar ao sobreadensamento, sendo $\sigma'_{zc,i}$ a máxima tração vertical efetiva induzida durante a operação do equipamento de compactação. O peso próprio prevalece quando σ'_z ultrapassa $\sigma'_{zc,i}$. A pressão de sobreadensamento (σ'_{zc}) é definida como a máxima tração vertical que ocorreu no solo em sua história. O efeito da compactação prevalece enquanto o valor de $\sigma'_{zc,i}$ for superior à tração vertical (σ'_z) atuante na camada considerada (SAYÃO et al., 2004).

No caso de compactação com placa vibratória, o valor de $\sigma'_{zc,i}$ pode ser estimado com a utilização Equação (15):

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{Q}{B \cdot L} \quad (15)$$

Em que:

Q : carga estática equivalente do compactador (massa vezes fator de ampliação dinâmica);

B : largura da placa e

L : comprimento da placa.

No caso de compactação com rolo vibratório, o valor de $\sigma'_{zc,i}$ pode ser estimado com a utilização da Equação (16):

$$\sigma'_{zc,i} = (1 - \nu_0) \cdot (1 + K_a) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \gamma' \cdot \frac{Q \cdot N_\gamma}{L}} \quad (16)$$

Em que:

K_a : coeficiente de empuxo ativo;

γ' : peso específico do solo compactado;

Q : carga estática equivalente do compactador;

L : comprimento do tambor do rolo;

N_γ : coeficiente de capacidade de carga do solo e

ν_0 : coeficiente de Poisson no repouso, em que, considerando o solo com comportamento elástico-linear, dá-se por: $\nu_0 = \frac{K_0}{1 + K_0}$, e K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso e é calculado por meio da correlação empírica de Jaky, com base no ângulo de atrito efetivo (ϕ') de solos normalmente adensados e é dado por:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

2.6 Dimensionamento por métodos empíricos de MSR

Com relação especificamente às condições de estabilidade interna das estruturas de MSR, serão analisados os métodos simplificados de Jewell (1991) e de Ehrlich & Mitchell (1994).

Inicialmente, o método de Jewell (1991) permite determinar o comprimento dos reforços e dos espaçamentos verticais, a partir do conhecimento dos parâmetros geométricos do maciço, das características geotécnicas do solo e das características mecânicas dos reforços. Esse método utiliza ábacos para o dimensionamento de

taludes íngremes em solos não coesivos, por meio de superfícies de deslizamento em forma de espiral logarítmica (SAYÃO et al., 2004).

Em seguida, o método de Ehrlich e Mitchell permite analisar estruturas de solo reforçado em condições de trabalho, considerando efeitos da rigidez dos reforços e da compactação. O cálculo é efetuado com a utilização de expressões analíticas ou ábacos adimensionais, e tem sido generalizado para taludes reforçados (SAYÃO et al., 2004).

Os métodos devem ser utilizados com cautela, se se pretende analisar o que ocorre na estrutura após o término da construção, pois não se pode inferir que a deformação obtida inicialmente se mantenha ao longo da vida útil do muro. Para verificar os efeitos da fluência do geossintético ao longo do tempo devem ser utilizados métodos específicos. As modelagens numéricas que não levam em consideração a fluência do reforço representam apenas a deformada no momento do término da construção da estrutura (GONÇALVES, 2016).

2.6.1 Método de Jewell (1991)

Admite-se que o solo possui resistência igual ou superior ao material do aterro. Permite considerar eventuais poropressões no aterro, por meio do parâmetro de poropressão (r_u), dado pela equação (17):

$$r_u = \frac{u}{\gamma \cdot z} \quad (17)$$

Em que:

r_u : parâmetro de poropressão;

u = poropressão;

γ : peso específico do solo e

z : profundidade do elemento de solo considerado.

Em geral, se utiliza um valor constante de r_u ao longo de toda altura do maciço.

Pode se considerar uma sobrecarga distribuída no terrapleno por meio da altura de terra equivalente e calculada pela Equação (18):

$$H_{eq} = H + h_0 \quad (18)$$

Em que:

H_{eq} : altura equivalente do terrapleno levando em conta a sobrecarga na superfície;

H : altura real do terrapleno e

h_0 : espessura de solo equivalente a sobrecarga aplicada na superfície do terrapleno, calculada pela equação (19):

$$h_0 = \frac{q}{\gamma} \quad (19)$$

Em que:

q : sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terrapleno e

γ : peso específico do material de aterro.

2.6.1.1 Ruptura do esforço

A verificação da ruptura do reforço consiste em determinar o espaçamento vertical entre os reforços, S_v .

Para determinação do coeficiente de empuxo horizontal k_{req} e do comprimento dos reforços L_r , é necessário conhecer os parâmetros geométricos do muro (H e ω) e o ângulo de atrito interno do solo (ϕ'). Considerando a extensibilidade dos geossintéticos e a diferença de níveis de deformação necessários para romper o solo e reforço, recomenda-se que o ângulo de atrito do solo para dimensionamento seja inferior ao ângulo de atrito obtido para condições de resistência de pico. Jewell (1991) recomenda minorar o valor do ângulo de atrito de pico do solo, assim, utiliza-se um fator de redução que resulte em um ângulo de atrito de dimensionamento (ϕ_{cv}) e tem-se a equação (20):

$$\phi_{cv} = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'_p}{f_\phi} \right) \cong \phi'_{cv} \quad (20)$$

Em que:

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo para dimensionamento;

ϕ'_p : ângulo de atrito efetivo do solo obtido em condições de pico de resistência;

f_ϕ : fator de redução no valor do ângulo de atrito do solo e

ϕ'_{cv} : ângulo de atrito do solo em condições de volume constante.

São utilizados ábacos para determinação do coeficiente de empuxo horizontal k_{req} , apresentados na Figura 7, para valores de r_u iguais a 0,0 e 0,5, são apresentados também os valores dos comprimentos dos reforços L_r . Esse comprimento é determinado para atender a estabilidade interna e a segurança contra deslizamento ao longo da base, e deve-se adotar o maior valor entre eles.

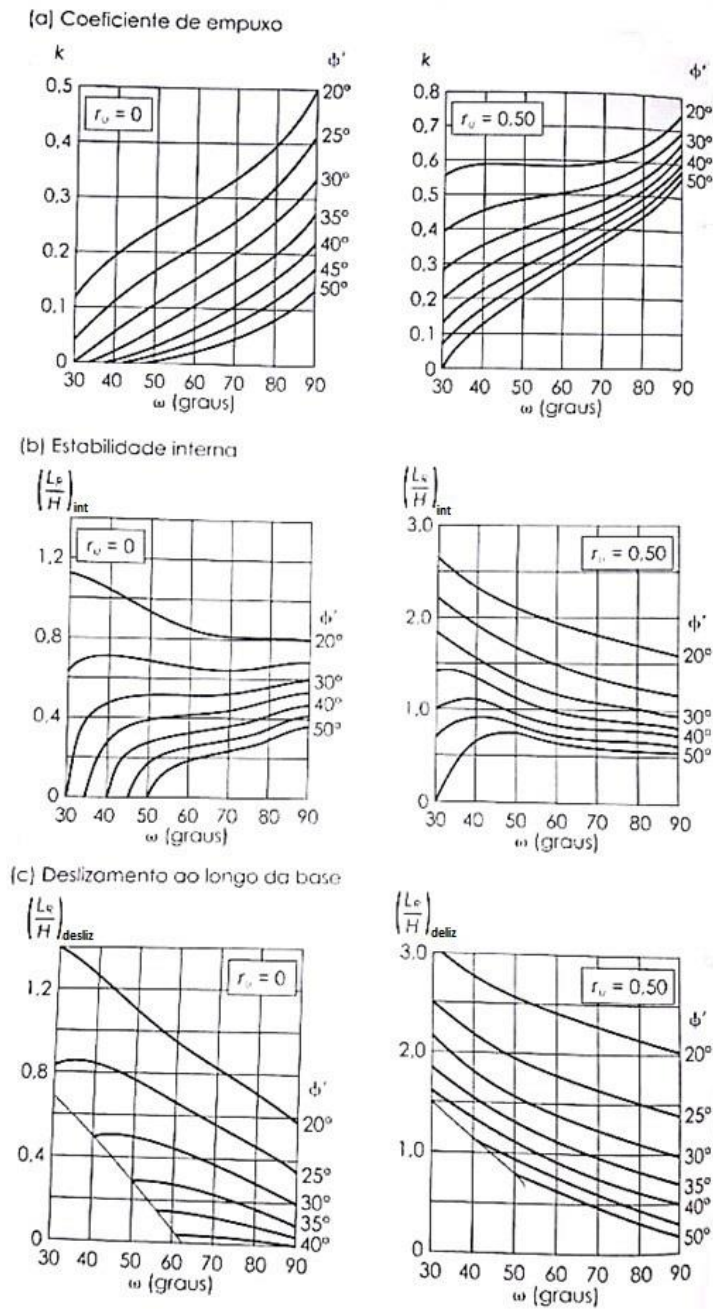


Figura 7 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes pelo método de Jewell (1991) (SAYÃO et al., 2004).

Esses ábacos de Jewell (1991) para determinação de L_r admitem um valor de coeficiente de interação solo/reforço f_b igual a 0,8. Para valores diferentes de f_b , deve-se multiplicar o valor obtido de L_r por $0,8/f_b$.

O espaçamento vertical entre as camadas horizontais é constante e dado pela equação (21):

$$S_v = \frac{T_d}{k_d \cdot \gamma \cdot H_{eq}} \quad (21)$$

Em que:

S_v : espaçamento vertical entre os reforços;

T_d : resistência de projeto à tração do reforço;

γ : peso específico do solo;

k_d : coeficiente de empuxo de dimensionamento e

H_{eq} : altura equivalente do terrapleno, calculada anteriormente.

A resistência por ancoragem limita a carga que o reforço é capaz de suportar. Para compensar a perda de força que o reforço é capaz de mobilizar, utiliza-se o coeficiente de empuxo de dimensionamento k_d , dado pela equação (22):

$$k_d = \frac{k_{req}}{1 - \frac{L_B}{L_R}} \quad (22)$$

Em que o valor de L_B é calculado conforme a equação (23):

$$L_B = \left(\frac{T_d}{2 \cdot \gamma \cdot H} \right) \cdot \left(\frac{1}{1 - r_u} \right) \cdot \left(\frac{1}{f_b \cdot \tan \phi'} \right) \quad (23)$$

Em que:

H : altura do muro;

k_d : coeficiente de empuxo usado no dimensionamento;

L_B : comprimento de ancoragem requerido para o reforço na base da estrutura;

L_R : comprimento do reforço de modo a atender às condições de estabilidade interna e segurança contra deslizamento;

T_d : resistência de projeto à tração do reforço;

f_b : coeficiente de interação entre solo e reforço;

r_u : parâmetro de poropressão e

ϕ' : ângulo de atrito efetivo do solo.

2.6.2 Método Ehrlich e Mitchell (1994)

Este método permite a análise de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho, e considera os efeitos da compactação e da rigidez dos reforços. Os cálculos podem ser analíticos ou com a utilização de ábacos adimensionais. Nos tópicos a seguir serão apresentadas as etapas do método.

2.6.2.1 Determinação das tensões máximas nos reforços

As tensões máximas induzidas ($T_{máx}$) nos reforços podem ser determinadas com a utilização dos ábacos apresentados na Figura 8, considerando a tração vertical (σ'_z) atuante para cada camada e a tração vertical máxima após compactação (σ'_{zc}).

Para utilização do ábaco, calcula-se o valor do parâmetro β da deformabilidade do reforço, dado pela equação (24):

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^\eta}{S_i} \quad (24)$$

Em que:

β : deformabilidade relativa solo-reforço;

η : módulo expoente da curva tração-deformação do solo (modelo hiperbólico);

S_i : índice de rigidez relativa do solo-reforço e

P_a : pressão atmosférica.

Considerando-se que S_i é função da área da seção transversal dos reforços, a determinação de $T_{máx}$ no geossintético ocorre por um processo iterativo e, usualmente, são necessárias três iterações. No caso de geossintéticos, sob condições de solos de aterro e espaçamentos de reforços, tem-se $8 < \beta < 300$. Quanto mais rígido o reforço, menor o valor de β . Nas demais iterações o cálculo de S_i é dado pela Equação (14).

Para aterros não compactados, ou para profundidades nas quais $\sigma'_{zc,i}$ é inferior à tração geostática, tem-se $\sigma'_z = \sigma'_{zc}$.

Para se determinar a tração vertical ao final da construção (σ'_z) considera-se a excentricidade da resultante das tensões na base. Tem-se a equação (25):

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

Em que:

L_r : comprimento dos reforços;

K_a : coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

γ' : peso específico do solo e

z : profundidade do elemento de solo considerado.

Com base nos ábacos da Figura 8, tem-se o valor de χ , dado pela equação (26):

$$\chi = \frac{T}{S_v \cdot S_h \cdot \sigma'_{zc}} \quad (26)$$

Em que:

T : tração máxima no reforço;

σ'_{zc} : tração vertical máxima que inclui a compactação;

S_v : espaçamento vertical entre reforços e

S_h : comprimento horizontal do reforço.

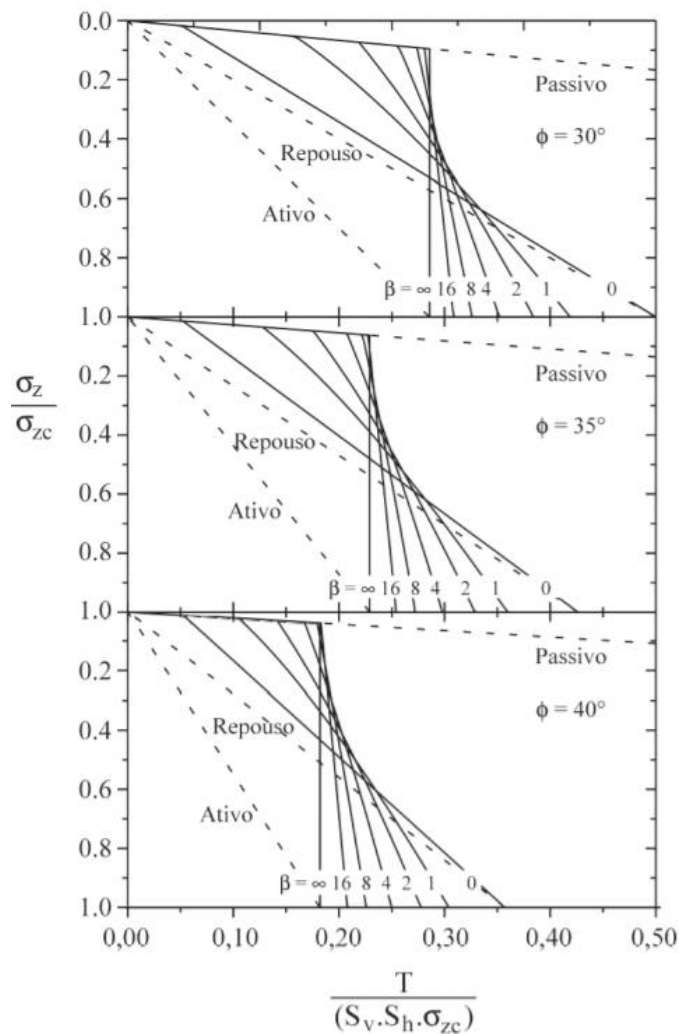


Figura 8 - Ábacos para determinação de χ para cálculo de T em muros verticais (EHRlich & MITCHEL, 1994).

Com o valor de χ , calcula-se o valor de T , conforme a Equação (27):

$$T = \chi \cdot S_v \cdot S_h \cdot \sigma'_{zc} \quad (27)$$

Tem-se assim, como maior valor encontrado, o valor de $T_{m\acute{a}x}$.

Outros ábacos são utilizados para solos coesivos, visto que a coesão reduz significativamente a tração atuante nos reforços. Estes podem ser consultados no trabalho de Erlich e Mitchell (1994) e SAYÃO et al (2004).

2.6.2.2 Posição da tração máxima nos reforços

A tração máxima nos elementos de reforço localiza-se no ponto de intersecção com a superfície potencial de ruptura que separa zona ativa e resistente. Na Figura 9, apresentam-se hipóteses para definir essa superfície, sendo que, para reforços mais deformáveis, faz-se a posição de $T_{m\acute{a}x}$ coincidir com a superfície crítica prevista por Rankine (Figura 9a), e, para reforços pouco extensíveis, as restrições às deformações laterais do maciço reforçado fazem com que a superfície crítica seja mais verticalizada (Figura 9b).

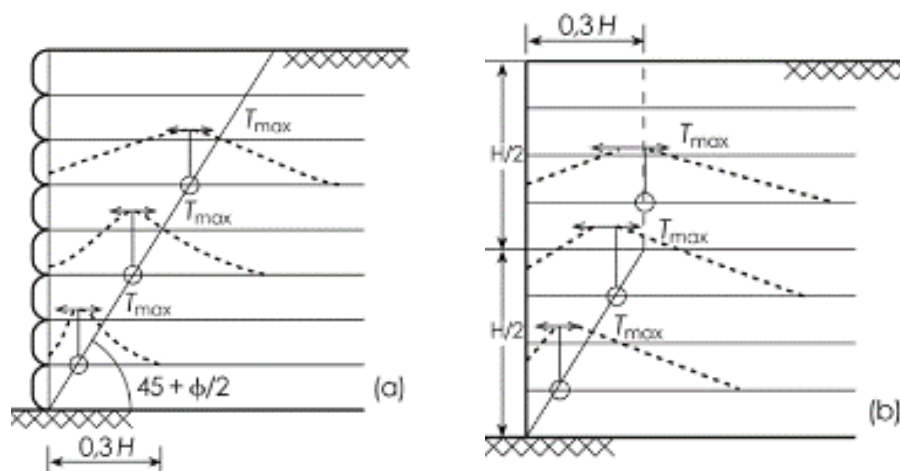


Figura 9 - Ponto de atuação de $T_{m\acute{a}x}$ em (a) reforços mais deformáveis e (b) reforços pouco extensíveis (SAYÃO et al., 2004).

Em que se tem:

$$\text{Para } 45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ \Rightarrow x = \frac{3 \cdot H}{4 \cdot \tan \omega} \therefore h = \frac{x}{3}$$

$$\text{Para } 65^\circ \leq \omega \leq 90^\circ \Rightarrow x = \frac{0,8 \cdot H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{2}$$

Em que ω é a inclinação do muro conforme apresentado na Figura 10.

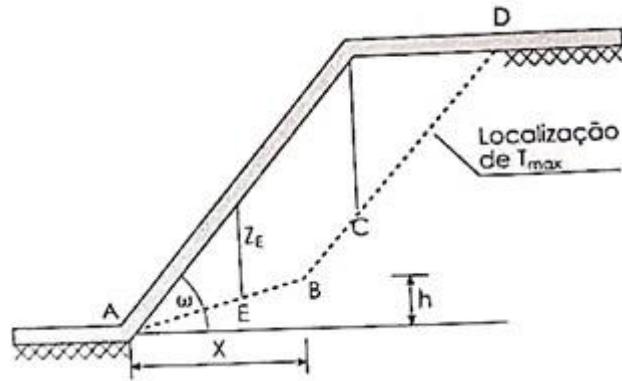


Figura 10 - Ponto de atuação de T_{max} para taludes íngremes (SAYÃO et al., 2004).

2.6.2.3 Análise para verificação de arrancamento

Sabe-se que, para análise da resistência ao arrancamento, por meio do comprimento transversal do reforço (Pr), tem-se a expressão da Equação (28), a seguir:

$$Pr = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_{v'} \cdot L_e \geq FS_{arrancamento} \cdot T_{m\acute{a}x} \quad (28)$$

Em que:

L_e : comprimento de reforço, na zona resistente, além da superfície potencial de ruptura;

F^* : fator de resistência ao arrancamento;

α : fator de correção do efeito de escala e

$\sigma'_{v'}$: tração efetiva vertical na interface solo/reforço.

É possível que se determine o fator F^* de forma precisa por meio de ensaios de arrancamento a partir do solo de aterro empregado. Pode-se também, de forma alternativa, dispor da Equação (29) visto que o fator F^* combina resistências que estimulam o atrito e atuam como elementos passivos, entre o geossintético e o solo:

$$F^* = F_q \cdot \alpha_b + \mu^* \cdot \alpha_f \quad (29)$$

Em que:

F_q : fator de capacidade de carga para o embutimento, carregamento;

α_β : fator geométrico estrutural para resistência passiva;

μ^* : coeficiente de atrito aparente entre solo e reforço e

α_f : fator geométrico estrutural para resistência friccional.

Assim, em decorrência da deformabilidade do reforço, a aplicação da força de arrancamento converte-se em uma distribuição decrescente do deslocamento por toda a extração do reforço.

A não uniformidade é representada pelo fator de escala α e F^* pode ser simplificado pela equação (30) dada por:

$$F^* = f_a \cdot \tan\phi \quad (30)$$

Em que:

ϕ : ângulo de atrito do solo e

f_a : coeficiente de aderência

De forma conservadora, recomenda-se a adoção dos valores de f_a de 0,7 a 0,8 para geotêxteis e entre 0,8 e 1,0 para geogrelhas.

Da Equação (28) tem-se a verificação:

$$\frac{Pr}{T_{m\acute{a}x}} \geq FS_{arrancamento}$$

2.6.2.4 Eficiência da conexão entre reforço e o paramento

As tensões tangenciais mobilizadas no interior da zona ativa, transmitidas por meio do reforço do paramento é menor que $T_{m\acute{a}x}$, o que permite que seja mais esbelto e, devido a isso, influenciando na maior competitividade econômica dos sistemas de solos reforçados. As forças transmitidas ao paramento podem ser deduzidas conforme a rigidez relativa entre o reforço e o solo e as tensões induzidas por compactação.

De modo geral, os reforços menos extensíveis e mais rígidos impactam em maiores valores de $T_{m\acute{a}x}$ na face do que os deformáveis e flexíveis. O fator mais

marcante é a influência da compactação, por isso, deve-se evitar a passagem de equipamentos de compactação enérgicos em proximidades aos paramentos.

A expressão para análise de resistência ao arrancamento por unidade de comprimento transversal do reforço ($P_{r,0}$) é determinada pela conexão. Para aterros envelopados, a ancoragem de extremidade é calculada conforme a Equação (31) admitindo-se T_0 igual a 50% de $T_{máx}$.

$$P_{r,0} = 2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_0 \geq FS_{conexão} \cdot T_0 \quad (31)$$

Em que:

L_0 : comprimento de ancoragem do envelope;

F^* : fator de correção do efeito da escala;

α : fator de correção do efeito da escala;

σ'_v : tração efetiva vertical na interface solo/reforço e

T_0 : tração de tração no reforço, junto à face do muro ou talude reforçado.

Para sistemas com face rígida ou com blocos intertravados, a conexão entre a face e o reforço é vinculada ao tipo e à eficiência do acoplamento (CR), parâmetro vinculado a resistência admissível do reforço, e suportado pela ligação entre ele e a face ($P_{r,0}$). O parâmetro CR é fornecido pelo fabricante devido ao fato de ser determinado apenas por ensaios com escalas naturais. Logo, em ligações de blocos ou painéis, tem-se a Equação (32):

$$P_{r,0} = CR \cdot T_d \geq FS_{conexão} \cdot T_0 \quad (32)$$

Portanto, para muros com paramentos de blocos intertravados, painéis ou paredes monolíticas, não é fácil obter T_0 . Dessa forma, a fim de garantir deformações menores no paramento, é recomendado que se adotem valores conservadores de T_0 , sendo estes, de 80% a 100% para $T_{máx}$.

Da Equação (32) tem-se a verificação:

$$\frac{P_{r,0}}{T_0} \geq FS_{conexão}$$

2.7 Fatores de influência

2.7.1 Interação entre solo e geossintético

Os métodos analíticos e numéricos, por vezes, partem da premissa de que há perfeita interação entre solo e reforço, contudo, isso não ocorre em algumas combinações de solo, reforço e tensões de confinamento, visto que essas interações são influenciadas por diversos fatores, como o imbricamento do solo no caso das geogrelhas e a resistência passiva contra elementos transversais (GONÇALVES, 2016).

Nos MSRGS em que a tração solicitada seja maior que a aderência entre o solo e o reforço ocorrerá a ruptura por arrancamento. Assim, é necessário que sejam realizados ensaios laboratoriais para avaliar a interação entre solo e geossintético. Dentre eles, o mais realizado é o ensaio de arrancamento, considerado o mais apropriado para prever a resistência de interface solo-inclusão, assim é possível obter o 'parâmetro de carga por ruptura por arrancamento nos reforços', utilizado no dimensionamento do muro. Neste ensaio é possível obter também curvas de deslocamento em função da força de arrancamento aplicada (GONÇALVES, 2016).

No que se refere à resistência da interface, observa-se uma relação quase linear com os fatores: comprimento da geogrelha, deslocamento máximo antes da ruptura, tração de confinamento e grau de compactação do solo. Em se tratando da influência da umidade, a relação entre tração de confinamento e resistência de arrancamento se mantém independentemente do grau de saturação do solo, o que não é observado nos casos de uso de geogrelha, devido ao imbricamento do solo que não ocorre nos demais geossintéticos (TEIXEIRA, 2006).

A resistência ao arrancamento é superior quando há drenos instalados, pois, no caso do solo saturado em estruturas sem drenagem, a sobrecarga acarreta o surgimento de pressões neutras que diminuem essa resistência (GONÇALVES, 2016).

Segundo Gonçalves (2016), para análise de MSRGS, pode-se adotar a noção de que há interação ou aderência perfeita entre reforço e solo na condição de ruptura para modelagens numéricas restritas a casos específicos:

- quando as tensões de interação são baixas;
- quando o solo está com baixa umidade e
- quando se trata do uso de areias bem graduadas no MSRG.

Por outro lado, Gonçalves (2016) afirma que, em defesa de mestrado de Brugger (2016), foi dito que, na prática, em condições de trabalho tem-se mostrado aceitável a hipótese de aderência perfeita entre reforço e solo.

2.7.2 Efeito da configuração do reforço

As variáveis do reforço que influenciam na estabilidade do MSRG são rigidez, espaçamento e comprimento.

A rigidez é diretamente proporcional à resistência do reforço e, dentre esses dois parâmetros, a rigidez é o mais abrangente na análise de estabilidade, pois a resistência é importante apenas ao se analisar o colapso do MSRG pelo rompimento do reforço, o que é raro. O espaçamento é uma característica condicionada à rigidez, sendo que um reforço de menor rigidez pode ser utilizado com espaçamentos verticais menores. O comprimento está condicionado à análise de estabilidade externa e, usualmente, adota-se o valor de 70 a 80% da altura do muro. Quando o comprimento ultrapassa essa medida, esse comprimento excedente não é mobilizado (GONÇALVES, 2016).

Gonçalves (2016) afirma que, dentre os parâmetros que influenciam a estabilidade do muro, o que mais interessa a ser estudado é a rigidez do reforço utilizado, visto que o espaçamento é uma escolha influenciada por aspectos construtivos e o comprimento é uma variável fixada pela estabilidade externa.

2.7.3 Efeito da compactação e tipo de solo

A compactação melhora as características do solo e influencia o aumento da resistência do MSRG, visto que as características do solo influenciam enormemente no comportamento dessas estruturas. Segundo Gonçalves (2016), solos com maior

grau de compactação apresentam menores deformações, o que significa um melhor desempenho.

O método de Ehrlich e Mitchell (1994), corroborado por Mirmodi e Ehrlich (2014), para cálculo das tensões no interior do muro leva em consideração a força de compactação aplicada durante a execução do muro, tanto que a tração na fase de serviço é calculada em função da força de compactação.

Com relação ao tipo de solo, segundo Gonçalves (2016), no que se refere ao solo escolhido, solos granulares têm a vantagem de ter resistência devido ao ângulo de atrito elevado e à boa capacidade de drenagem; já os solos finos possuem coesão, o que ajuda na estabilidade do MSRSG, mas há dificuldade para ser utilizado devido às condições de baixa permeabilidade e, em algumas combinações, têm menor aderência ao reforço, mas podem ser utilizados se esses fatores forem levados em consideração.

2.7.4 Efeito da rigidez e inclinação da face

A face escolhida para o MSRSG impacta o aspecto estético da obra, assim como na sua estabilidade. Faces mais rígidas são as de sistemas de blocos segmentais, painéis modulares e paredes integrais cuja rigidez favorece a estabilidade por não contribuir significativamente se ocorrer mobilização no interior do maciço.

Segundo Gonçalves (2016) as faces mais flexíveis são as de sistemas de envelopamento. Ambas têm seu desempenho atrelado à escolha da combinação solo-reforço e à geometria escolhida. O autor ressalta ainda que, para muros construídos no sistema de envelopamento, é importante a ancoragem do reforço de geossintético no solo.

A face é mais solicitada em camadas mais baixas do MSRSG, pois é onde a carga máxima se localiza a menor distância da face. Portanto, a mobilização da face ocorre de forma distinta conforme a camada analisada e pode-se concluir que a face contribui mais quando é rígida GONÇALVES (2016).

Segundo Gonçalves (2016) quanto à inclinação, quanto mais vertical o talude, maiores serão as deformações e as solicitações aos elementos que constituem o

MSRG, um dos parâmetros para o dimensionamento desse muro. O autor conclui, portanto, que a inclinação da face, a maneira como ela é construída e seu tipo são fatores que influenciam o comportamento do MSRG.

2.7.5 Efeito da altura do muro

De maneira geral, quanto mais alto for o muro, maior a solicitação no reforço, até que se atinja a altura limite na qual ocorre o colapso do MSRG. Assim, há correlação direta entre tensões verticais e suas deformações internas e os deslocamentos na face. Segundo Gonçalves (2016), a altura do muro influencia mais os deslocamentos quando a tração vertical supera a energia aplicada na compactação do solo.

2.7.6 Outros efeitos

O carregamento ao qual o muro está submetido é outros dos fatores que podem ser citados com relação ao que influencia o comportamento do muro. Quando o MSRG é submetido a carregamentos pontuais, com a concentração de carga, maior é a mobilização dos reforços na projeção vertical do ponto de aplicação. Ou seja, tanto a intensidade quanto a distribuição das tensões verticais estão relacionadas ao comportamento do MSRG.

Quanto à ação da água, o dimensionamento e a análise numérica de muros reforçados, muitas vezes, desconsideram esse fator, por considerar que o muro possui drenagem adequada, contudo, os resultados obtidos devem ser utilizados com cautela, visto que a ação da água é um dos principais motivos para o colapso de um MSR, devido à redução nos parâmetros de resistência ou ao alívio das tensões efetivas no contato entre solo e reforço. Outro fator a se considerar é que o comportamento do geossintético se dá de forma distinta no umedecimento e na secagem. Portanto, é crucial que o projeto considere um sistema de drenagem adequado, e que se deve ter atenção redobrada em se tratando da utilização de solos finos, em que os efeitos do fluxo de água são mais acentuados. Além disso, é necessário se atentar à formação de barreiras capilares na escolha do geossintético, para evitar a ruptura da estrutura.

2.8 Análise numérica dos MSRSG

Os métodos numéricos têm sido amplamente utilizados na simulação do comportamento de obras em reforço. A elaboração de um modelo numérico para MSRSG permite o acompanhamento e/ou verificação das condições operacionais que possam interferir nas condições de estabilidade externas e internas da estrutura, em tempo real, identificando possíveis anomalias e, por consequência, favorece a tomada de decisão com antecedência, além de explicitar as regiões de maior vulnerabilidade da estrutura, em termos de tração-deformação (BATHURST & HATAMI, 1998).

Estudos sobre comportamento de MSRSG mostraram que, para efetuar a análise de estabilidade, é necessário considerar diversos fatores que influenciam a estabilidade do muro. Com relação ao geossintético, o tipo escolhido e sua rigidez; com relação ao solo, o tipo utilizado e seu grau de compactação; e, quanto ao muro, a altura, a inclinação e a rigidez da face, o tipo de ancoragem e o arranjo das inclusões (GONÇALVES, 2016).

Bathurst & Hatami (1998) analisaram numericamente, que a magnitude dos deslocamentos, bem como a distribuição de cargas no reforço é dependente do comprimento, rigidez e número de camadas de reforço.

Segundo Ehrlich e Becker (2009), a análise de estabilidade externa pode ser feita por meio de equilíbrio limite para muros de arrimo, contudo, para análise da estabilidade interna, utilizar os métodos de equilíbrio limite pode levar a erros de dimensionamento que impactam, inclusive, a segurança. Assim sendo, a análise da estabilidade interna deve ser baseada na compatibilidade de deformações entre solo e reforço, com a utilização, para tal, de métodos que se baseiam em condições de trabalho ou de técnicas computacionais avançadas, como programas computacionais de elementos finitos.

Portanto, o projeto depende da razão entre a rigidez do solo e a rigidez do reforço. Para reforços com elevado valor de rigidez, a mobilização se dá com baixos níveis de deformação do solo e, para reforços mais flexíveis, com deformações significantes até que a força de mobilização do reforço esteja desenvolvida. Assim, se pretende utilizar materiais extensíveis à magnitude da deformação e as forças de mobilização aceitáveis devem ser critérios para o projeto, pois substituem a tração de ruptura, uma

vez que promovem deslocamentos mais consideráveis. O uso desses parâmetros de compatibilidade de deformação do solo e reforço influencia ainda a economia do projeto, visto que reforços rígidos são mais caros e não necessariamente obrigatórios para o bom desempenho da estrutura (GONÇALVES, 2016).

As análises da relação entre tração e deformação são possíveis de serem realizadas de forma mais rápida pelas simulações numéricas, o que possibilita simular combinações e geometrias em menor tempo e assim a avaliação do menor custo.

A análise do comportamento de muros, no que se refere às deformações, se faz importante no dimensionamento do paramento de face ou quando essas estruturas são utilizadas como fundação, em que se pode citar como exemplo a fundação de britador. Faz-se necessário também, quando existem restrições relacionadas ao uso para o qual a estrutura se destina, que se imponha restrições para deformações admissíveis.

2.8.1 Modelagem numérica do solo

Para a modelagem numérica de um MSRG, a modelagem do solo é uma grande dificuldade por se tratar de um material natural, com grande variedade de composição, diferentemente dos geossintéticos e dos blocos para face, que são fabricados. Assim sendo, os programas computacionais apresentam modelos constitutivos a serem escolhidos pelo usuário para representar o comportamento do solo (GONÇALVES, 2016).

Os parâmetros importantes para análise de tração e deformação são: coeficiente de deformação, índice de variação volumétrica e tração de plastificação. O modelo constitutivo adotado deve contemplar o comportamento do solo com relação a esses parâmetros.

Os modelos mais utilizados para análise numérica de solos são:

- modelo elástico: para materiais que, quando carregados e descarregados, voltam à condição inicial completamente ou parcialmente. Nesse modelo, a relação entre tração e deformação é descrita por uma função linear ou

não linear (equação de primeiro grau) com trajetórias de carregamento e descarregamento coincidentes;

- modelo elástico perfeitamente plástico (com critério de escoamento Mohr-Coulomb): representa solos com comportamento perfeitamente elástico linear se não for atingida a tração limite. Se atingida a tração limite, o solo escoará infinitamente ou até que a tração solicitante diminua devido ao escoamento. A tração limite é condicionada ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que considera a tração confinante, a coesão e o ângulo de atrito e
- modelo hiperbólico (modelo de solo com endurecimento): em que se aproxima a curva tração-deformação a uma hipérbole. Nesse modelo, o módulo de elasticidade varia com a tração aplicada, e ele pode ser associado ao modelo de solo de endurecimento ou *Hardening Soil Modeling (HSM)*, quando representa o endurecimento do solo ao ser novamente submetido a uma tração depois de sofrer descarregamento.

Segundo Gonçalves (2016), o melhor método constitutivo para o solo depende da condição que será simulada numericamente. Para simulação em situação de ruptura, o modelo elástico perfeitamente plástico é adequado, enquanto, a condição de trabalho de solo compactado, pode ser melhor representada pelo modelo HSM.

2.8.2 Modelagem numérica do geossintético

Para simular numericamente o reforço, é necessário considerar dois aspectos: a relação tração-deformação até a ruptura e a variação de aderência com o solo para diferentes solicitações. Em se tratando da aderência do solo e reforço, a simulação é mais complicada, pois ela se dá por pequenos deslocamentos de interface e programas de elementos finitos, como o Plaxis, que simulam deformações e não deslocamentos. No entanto, segundo Gonçalves (2016), estudos mostraram que, no programa Plaxis, que considera perfeita aderência entre solo e reforço, utilizar o elemento reforço é eficiente, exceto nos casos em que o MSR_G está próximo ao colapso ou quando se deseja avaliar a tração cisalhante no reforço. Considerando que, de forma geral, um MSR_G dificilmente atinge tração de arrancamento, devido à

grande área de contato entre o solo e o reforço, pode-se concluir que as simulações de MSRG com a utilização de *softwares* de elementos finitos tendem a ser realistas.

2.8.3 Simulação da compactação

Mirmoradi e Ehrlich (2014) em seu trabalho propõem métodos para simulação da compactação em modelagem numérica. O método 1, mostrado na Figura 11a, simula o efeito da compactação dinâmica pelo aumento da rigidez do solo, dessa forma são impostos carregamentos verticais na parte superior de cada camada, neste caso, camada n. O método 2, mostrado na Figura 11b considera um carregamento na parte superior e inferior da camada n, restringindo assim, o efeito da compactação.

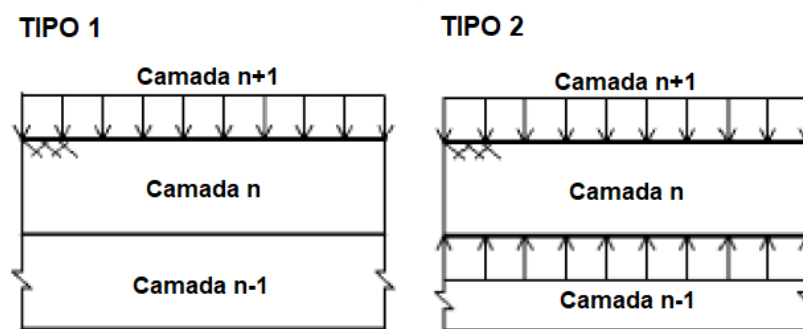


Figura 11 - Simulação da Compactação (a) Tipo 1 e (b) Tipo 2. (Adaptado de Mirmoradi e Ehrlich, 2014)

Dessa forma as tensões de compactação do modelo numérico se aproximam do modelo real. A modelagem se dá da seguinte forma:

- etapa 1 – colocação da camada de solo, neste caso, camada n;
- etapa 2 – colocação do carregamento que simula a compactação;
- etapa 3 – final da compactação, descarregamento e
- etapa 4 – colocação da próxima camada de solo, neste caso, camada n+1.

Este processo foi analisado a fim de se avaliar o efeito da tração induzida devido a compactação no comportamento de MSRG e o estudo realizado por Mirmoradi e Ehrlich (2014) foi capaz de mostrar que o uso da carga distribuída em simulações teve conformidade com os resultados obtidos em modelos físicos estudados, o que suporta o fato de que os efeitos da compactação devem ser considerados em análises de MSRG.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

3.1.1 Parâmetros geotécnicos dos solos

Para a construção do modelo do muro optou-se pela utilização do solo com os parâmetros adaptados daqueles adotados por Gonçalves (2016), por Ehrlich e Becker (2009) e por Dantas & Erlich (2000), cujos valores utilizados estão apresentados na Tabela 4.

Na modelagem numérica considerou-se, para o modelo de comportamento do solo, o modelo elasto-plástico, com critério de escoamento Mohr-Coulomb. Para esse modelo são necessários os mesmos parâmetros apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros Geotécnicos do Solo (Autora).

Parâmetros do solo		
Parâmetro	Símbolo/Unidade	Valor
Solo compactado		
Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCH)		SC
Peso específico aparente	γ (kN/m ³)	20
Peso específico aparente saturado	γ_{sat} (kN/m ³)	21
Coefficiente de Poisson	ν	0,30
Ângulo de atrito	ϕ' (°)	35
Coesão	c (kPa)	0
Módulo de deformabilidade	E (kPa)	7.000
Módulo tangente inicial	κ	450
Módulo expoente da curva tensão-deformação do solo	η	0,25
Ângulo de dilatância	(°)	0
Fator de redução de pico	$f\phi$	1,25
Fator de segurança à ruptura individual das camadas do reforço	FS	1,5
Atividade química do solo	pH	5
Fundação		
Peso específico aparente	γ (kN/m ³)	17
Peso específico aparente saturado	γ_{sat} (kN/m ³)	21
Coefficiente de Poisson	ν	0,30
Ângulo de atrito	ϕ' (°)	40
Coesão	c (kPa)	15
Módulo de deformabilidade	E (kPa)	13.000

*Parâmetros conforme apresentado na Tabela 3, deste trabalho.

Com relação ao compactador, adotou-se o compactador do tipo de rolo vibratório da empresa DYNAPAC® modelo CA134PD, cujo peso do rolo é de 19,6 kN, e largura do rolo (L) de 1,37 m, com carga estática equivalente (Q) de 89 kN. O valor da tração ($\sigma_{z,ci}$) calculada conforme a formulação de Ehrlich e Mitchell (1994) foi de 112 kN/m².

Para a face do muro foram utilizados como paramento blocos de concreto cujos parâmetros definidos foram peso específico (γ) de 24 kN/m³, peso específico saturado (γ_{sat}) de 24 kN/m³, módulo de elasticidade (E) de 1.200.000 kN/m² e coeficiente de Poisson (ν), de 0,20. Para simulação deste elemento no Plaxis utilizou-se o modelo elástico linear.

3.1.2 Parâmetros do reforço geossintético

Optou-se por utilizar dois geossintéticos do tipo geogrelha, como utilizados por Gonçalves (2016) e Ehrlich e Becker (2009), visto que geogrelhas estão entre as opções de entrada de materiais do programa Plaxis 2D. Para dados dos parâmetros foram consultados manuais de produtos disponíveis para linha Fortrac® da empresa Huesker que comercializa geogrelhas de polímeros do tipo álcool polivinílico (PVA) e aramida. O material apresenta comportamento elástico linear, com os parâmetros apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros do Reforço Geossintético do Tipo Geogrelha (Autora).

Parâmetros do Geossintético		
Parâmetro	Símbolo	Valor
Tipo do reforço: Geogrelha de PVA		
G1		
Resistência à tração	T_{ref} (kN/m)	110
Módulo de rigidez	$E_r A_r$ (kN)	1.200
Deformação na resistência nominal longitudinal	%	≤10
Tipo do reforço: Geogrelha de PVA		
G2		
Resistência à tração	T_{ref} (kN/m)	200
Módulo de rigidez	$E_r A_r$ (kN)	1.600
Deformação na resistência nominal longitudinal	%	≤10
Coeficiente de interação solo/geogrelha	f_a	0,80
Fator de redução parcial para danos mecânicos de instalação	f_{mr}	1,15
Fator de redução parcial por degradação ambiental	f_a	1,20
Fator de redução parcial para fluência em tração	f_{cr}	2,00
Fator de redução para incertezas estatísticas de geossintético	f_m	1,04
Fator de escala	α	0,7
Eficiência do acoplamento	--	85%
Parâmetro constitutivo: Elástico-linear		

*Os dados de T_{ref} , $E_r A_r$ e deformação na resistência são fornecidos pelo fabricante.

3.1.3 Fatores de segurança

Ao fim do cálculo são verificados os fatores de segurança, definidos pela ABNT NBR 16920 (2021), conforme se apresenta na Tabela 6.

Tabela 6 - Fatores de Segurança (Autora).

Condição	Verificação	Fator de Segurança
Ruptura do Reforço (para obras permanentes)	$T_d \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	≥ 1,5
Arrancamento	$P_r \geq T_{m\acute{a}x} \cdot FS$	≥ 1,5
Estabilidade da conexão	$P_{r,0} \geq T_0 \cdot FS$	≥ 1,5

3.2 Métodos

Neste estudo, as variáveis analisadas foram: altura do talude e rigidez do reforço. Foram analisadas as propostas de estabilização de taludes hipotéticos com alturas de 5, 10 e 20 metros e com variação de dois geossintéticos, neste estudo, denominados G1 e G2, ambos do tipo geogrelha de PVA.

Para tal, os muros foram calculados pela análise de estabilidade geotécnica interna e externa com a utilização dos métodos de dimensionamento de Jewell (1991) e de Ehrlich & Mitchell (1994). A análise por método empírico foi embasada em pré-dimensionamentos (dimensões iniciais), dimensionamento geotécnico (avaliar os FS contra tombamento, deslizamento, capacidade de carga e estabilidade global) e dimensionamento estrutural. Para proceder os cálculos foi elaborada uma planilha no Excel.

Para a modelagem numérica foi utilizado o programa Plaxis 2D, baseado no método dos elementos finitos. A principal ferramenta desse programa é a análise de deformação de estruturas geotécnicas. Essa análise por meio de modelagem numérica teve como parâmetros principais a tração mobilizada no reforço e as deformações da estrutura.

Esse processo é sintetizado no fluxograma apresentado na Figura 12.

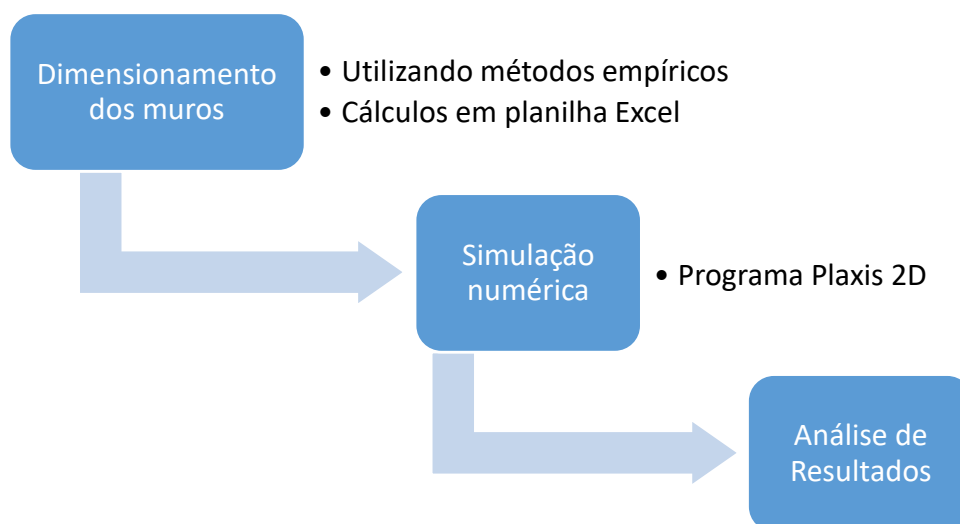


Figura 12 - Fluxograma da Metodologia (Autora).

3.2.1 Cálculos dos métodos empíricos:

Para efetuar os cálculos pelo método empírico de Ehrlich e Mitchell (1994), de modo geral, para todos os muros, adotaram-se os critérios a seguir:

- o muro não possui embutimento, sendo apoiado sobre a superfície do terreno;
- espaçamento constante entre as camadas de reforço geossintéticos;
- aplicação de reforços de mesma rigidez em todas as camadas;
- aplicação de reforços de mesmo comprimento em todas as camadas e
- inclinação constante da face 1H:10V.

3.2.2 Simulação numérica

Para simulação numérica no software Plaxis, para todos os muros, adotaram-se os critérios a seguir:

- nível de água (NA) abaixo da base da fundação, considerando assim o muro como estando seco e adequadamente drenado;
- solo com comportamento elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- reforço com comportamento elástico linear com critério de ruptura de deformação máxima de 10% conforme manual do fabricante do reforço;
- a discretização foi feita por elementos triangulares, com 15 nós por elemento, seguindo a recomendação do manual;
- a malha adotada foi a mais refinada possível e
- as condições de contorno adotadas foram:
 - a face do fundo do modelo foi representada por uma condição de contorno que não permite deslocamento horizontal nem rotação (dois vínculos), mas apenas deslocamento vertical;
 - a face exposta teve uma condição de contorno sem vínculos, o que a configura como livre para se deslocar e girar;
 - a fundação foi simulada com condições de contorno livres verticalmente e restringidas horizontalmente, sendo que na base do solo é imposta condição de contorno fixa e

- o o topo do muro foi simulado sem vínculos de restrição de deslocamento ou rotação.

A simulação da compactação foi realizada segundo o Tipo 1 de modelagem proposto por Mirmoradi e Ehrlich (2014), assim como foi feito nos trabalhos de Gonçalves (2016) e Guevara (2007). Para tal foi aplicado carregamentos estáticos equivalente, distribuídos ao longo das áreas percorridas pelo rolo compactador. A tração de compactação atuante nas camadas foi calculada conforme a formulação de Ehrlich e Mitchell (1994), assim como descrito no trabalho de Guevara (2007).

Da mesma forma como realizado no trabalho de Gonçalves (2016), nas simulações efetuadas neste estudo, adotou-se a simplificação de não proceder o embutimento do muro na fundação, visto que, em substituição, adotou-se a restrição de deslocamentos horizontais e verticais na primeira camada, considerando-se que, na prática, o embutimento do muro tem a intenção de evitar a ruptura do muro pela fundação devido à capacidade de carga ou ruptura generalizada, e para que não aconteça a ruptura por deslizamento. Para o dimensionamento, utilizam-se os parâmetros do solo de fundação e altura do muro para cálculo do embutimento, que, neste estudo, são variados, assim, o embutimento foi substituído pelas condições de contorno.

A análise no Plaxis é realizada conforme as seguintes etapas:

1. *Geometry input*: em que é feito o desenho do muro, para tal o muro foi desenhado no *software* AutoCAD 2D, tendo como origem o eixo (0,0) para que fossem conhecidas as coordenadas de cada ponto lançado para o desenho do muro no Plaxis.

Nesta mesma etapa é feita a definição dos materiais. Foram utilizados elementos tipo “soil” para modelagem dos solos e dos blocos de concreto da face e “geogrid” para os reforços. Assim são inseridos os modelos constitutivos e os parâmetros necessários dos solos que compõe a fundação, do solo de aterro utilizado no muro, conforme dados apresentados na Tabela 4, dos blocos de concreto e da geogrelha, conforme mostrado na Tabela 5.

Colocação das cargas distribuídas ao longo das áreas de passagem do rolo vibratório para simulação da compactação.

Foram inseridas as condições de contorno;

2. *Initial Conditions*: em que são definidas a malha e o NA;
3. *Calculate*: em que é realizada a determinação das fases, conforme o muro seria executado em sua construção e
4. *Output*: em que se obtém os valores de deslocamento e tensões solicitantes em cada reforço e o valor de deslocamento da estrutura em cada fase.

A geometria dos muros de altura 5 metros estão apresentadas na Figura 13. Demais muros possuem geometria similar, contudo guardadas suas devidas particularidades, como altura e espaçamento vertical entre camadas.

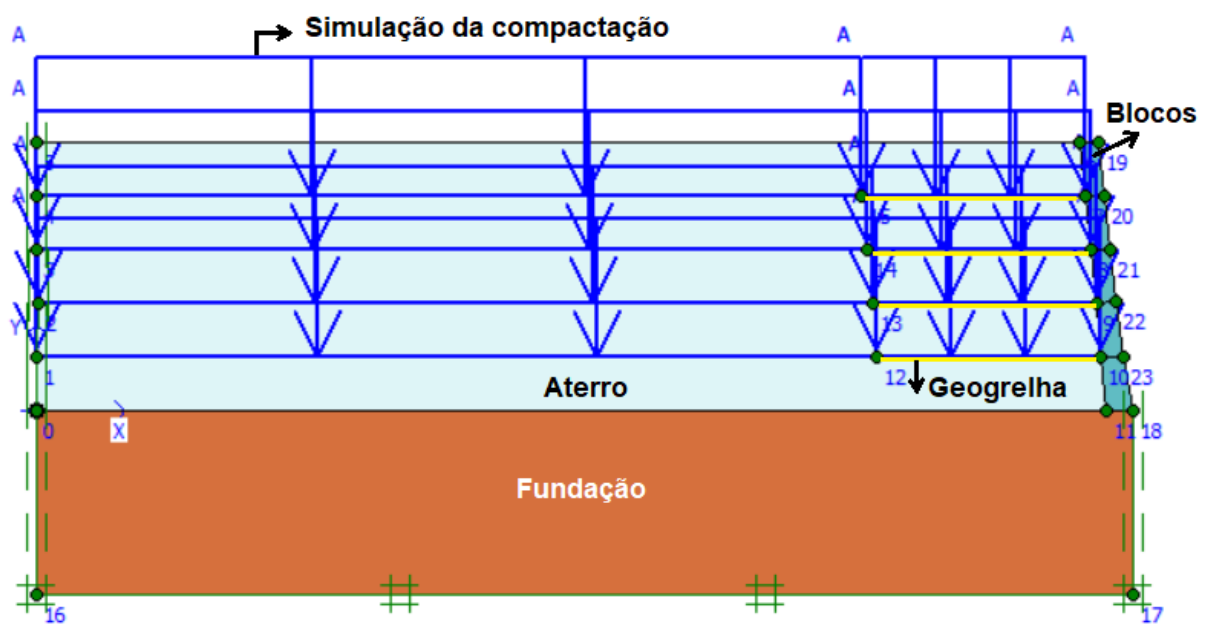


Figura 13 - Geometria definida no Plaxis para os muros de 5 m, em que constam os pontos, os solos definidos, as cargas distribuídas e as condições de contorno impostas (Autora).

Da análise do *Output* tem-se a deformação do muro, mostrada na Figura 14. Deve-se atentar que nesta imagem fornecida pelo *software* Plaxis, para melhor visualização, os deslocamentos estão aumentados 50 vezes.

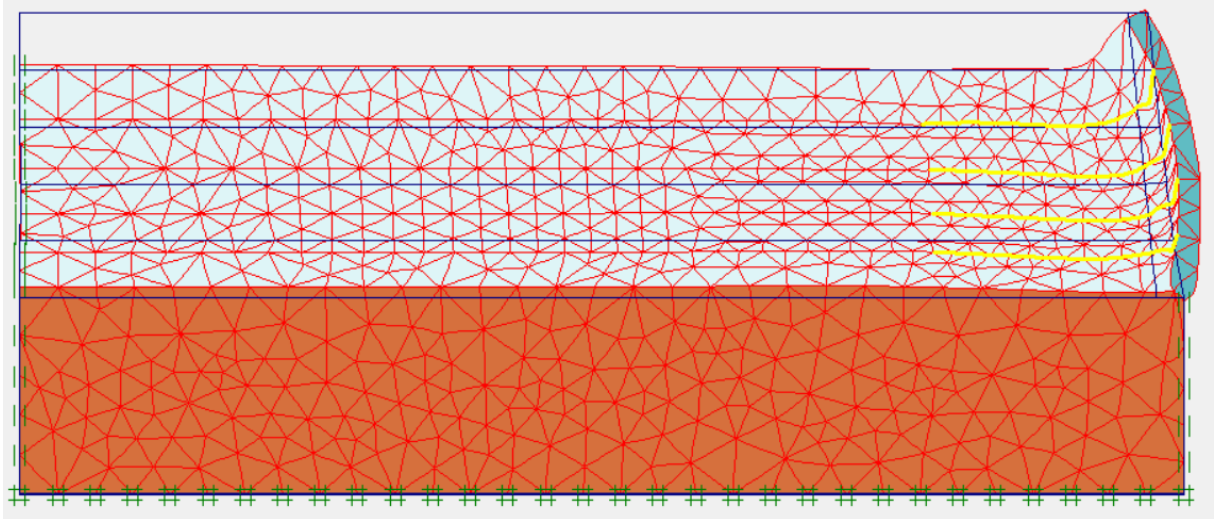


Figura 14 - Deformação do muro M5G2 (Autora).

O *Output* fornece ainda a distribuição de tensões e os valores máximos em cada um dos reforços, como mostra a Figura 15, para o M5G2.

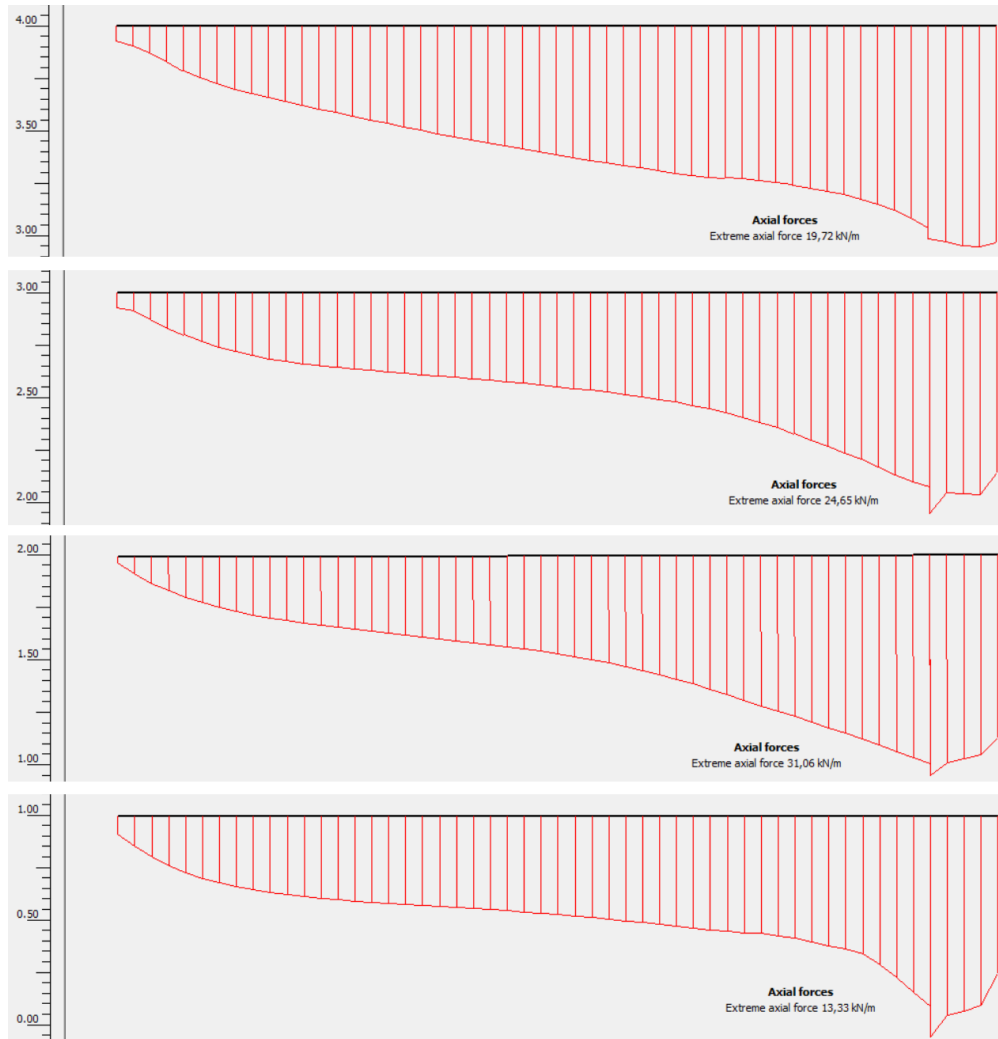


Figura 15 - Tensões máximas em cada reforço para o muro M5G2 (Autora).

O *Output* fornece também os valores de deslocamentos máximos em cada um dos reforços, como mostra a Figura 16, para o M5G2.

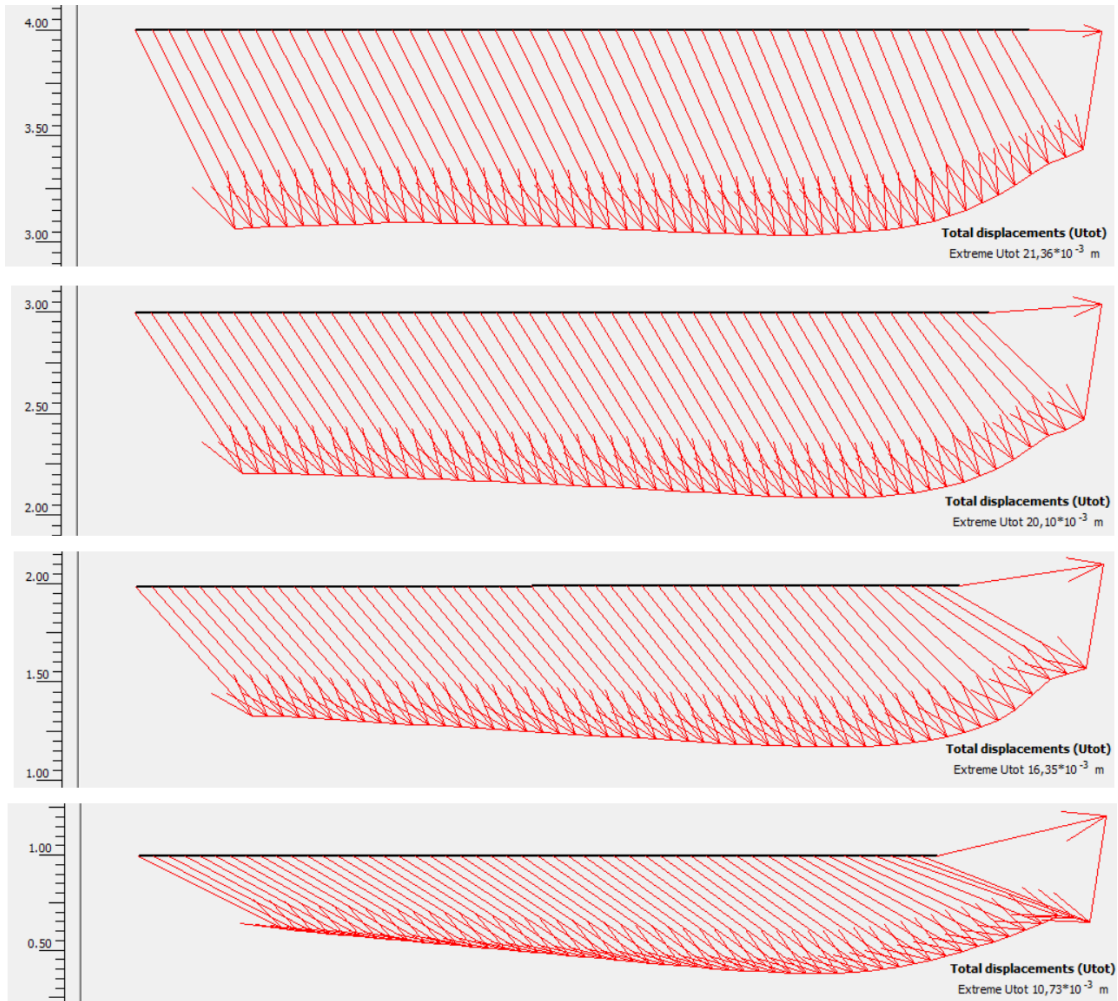


Figura 16 - Distribuição de tensões apresentado no *Output* do Plaxis para cada um dos reforços do M5G2 (Autora).

Da análise do *Output* tem-se os deslocamentos totais, como apresentado na Figura 17 para o M5G2.

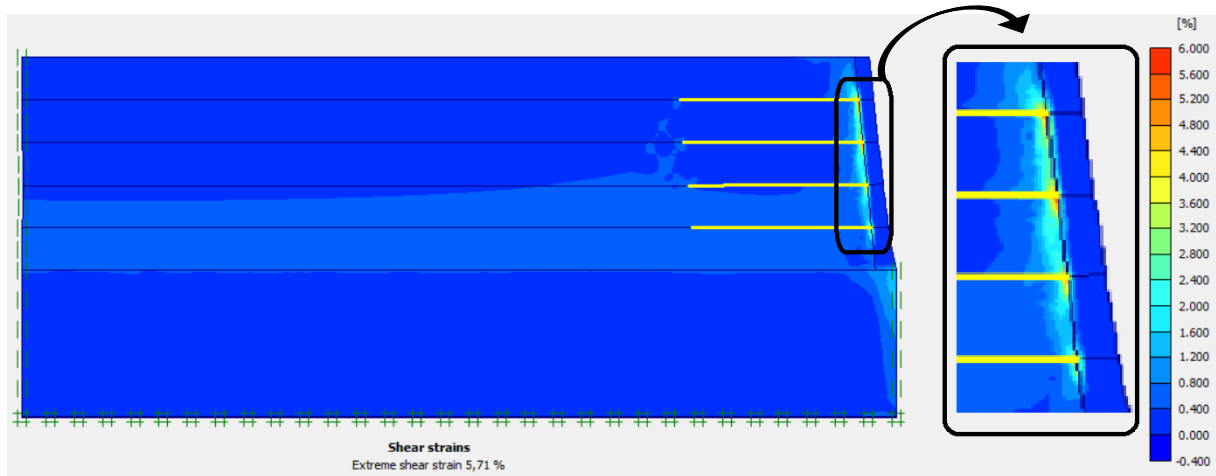


Figura 17 - Deslocamentos totais obtidos no *Output* do Plaxis para o muro M5G2, em detalhe, zoom da área com maiores deformações (Autora).

Na prática, para fins, inclusive, econômicos, é comum que sejam adotados diferentes espaçamentos e composições dos reforços, contudo, foram adotados valores constantes, visto que essa simplificação não impacta os objetivos deste estudo, cujo foco principal é a influência dos parâmetros de altura do muro e de rigidez do geossintético. Tem-se ainda que o arranjo ideal para o muro varia conforme local e disponibilidade de materiais, considerando a praticidade na execução, o custo dos reforços, a economia e a técnica de instalação.

Com posse dos dados, tanto de cálculo de dimensionamento pelos métodos empíricos como da simulação numérica, estes foram analisados e comparados.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Resultados do método empírico

A Tabela 7 apresenta um resumo das características dos muros considerados nesta pesquisa.

Imagens da planilha com apresentação das etapas de cálculo e valores obtidos para o muro M5G1 encontram-se no Apêndice A, para os demais muros foi utilizada a mesma planilha e foram executados os mesmos procedimentos, porém com os parâmetros específicos de cada muro.

Tabela 7 - Resumo das características dos muros instrumentados (Elaborado pela autora).

Muro Caso	Características					Tensões			Fatores de Segurança		
	Altura (m)	Geogrelha	Número de camadas	Espaçamento vertical (m)	L_r (m)	$T_{máx}^*$ (kPa)	T_d^{**} (kPa)	T_r^{***} (kPa)	$FS_{ruptura}$	$FS_{arrancamento}$	$FS_{conexão}$
M5G1	5,0	G1	5	1,0	4,2	25,8	38,7	110,0	4,3	1,6	4,5
M10G1	10,0	G1	13	0,8	9,5	44,5	66,7	110,0	2,5	1,5	1,6
M20G1	20,0	G1	34	0,6	16,5	69,2	103,8	110,0	2,5	1,5	1,6
M5G2	5,0	G2	5	1,0	4,2	25,8	38,7	200,0	7,8	1,6	8,2
M10G2	10,0	G2	13	0,8	9,5	44,5	66,7	200,0	4,5	1,5	1,6
M20G2	20,0	G2	34	0,6	16,5	69,2	103,8	200,0	2,9	1,5	1,6

* $T_{máx}$ = tração de tração máxima atuante no elemento do reforço

** T_d = resistência de projeto

*** T_r = resistência à tração informada pelo fabricante

Os fatores de segurança estimados e apresentados na Tabela 7 obedecem aos mínimos preconizados, conforme apresentados na Tabela 6.

Aponta-se que as todas as tensões máximas foram os valores encontrados para a camada de base e que esses valores sofrem um aumento conforme amplia-se a altura do muro avaliado. De forma correspondente, o mesmo acontece para as tensões de projeto, visto que se trata das tensões máximas majoradas pelo fator de segurança adotado para ruptura das camadas ($FS = 1,5$).

No que diz respeito ao fator de segurança que se refere à ruptura ($FS_{ruptura}$), ele é tão maior quanto maior for a capacidade da geogrelha de resistir à tração e quanto menor for a altura do muro.

Em se tratando dos fatores de segurança para arrancamento dos reforços ($FS_{arrancamento}$), esses são influenciados pelo comprimento resistente (L_e) desses

elementos e pelo espaçamento vertical (S_v) adotado. Estes podem ser obtidos por meio dos métodos empíricos, em que são analisados diversos arranjos geométricos possíveis, sempre que ao fim se alcance o $FS_{arrancamento}$ admissível. Assim foi realizado o arranjo que preconiza a utilização da geogrelha de forma mais econômica até que se alcance o $FS_{arrancamento}$ mínimo na camada superior, visto que considerando a cunha de ruptura a pior condição se encontra no topo da estrutura, conforme apresentado de forma ilustrativa na Figura 9.

O fator de segurança para eficiência da conexão entre reforço e parâmetro ($FS_{conexão}$) está relacionado à eficiência do acoplamento (CR), à resistência à tração do reforço e à tração máxima solicitante. Assim sendo ele será maior quanto maior for a capacidade resistente da geogrelha e quão menor for a tração máxima (que aumenta para as estruturas com maiores alturas).

Com relação a capacidade de carga da fundação, a partir dos cálculos por métodos empíricos foram encontrados valores indicativos de que não se faz necessário embutimento. Contudo, levando-se em consideração fatores construtivos, foi estimado um embutimento mínimo de 0,50 metros que se dão por considerar a limpeza e preparação da fundação.

Os métodos empíricos não consideram em suas metodologias de cálculos as deformações máximas admitidas para as estruturas avaliadas, assim sendo, faz-se importante a aplicação de métodos numéricos que permitem essa análise.

4.2 Resultados da modelagem numérica

Para o muro M5G1 e M5G2 foram encontrados os valores de tração e deslocamento nos reforços apresentados na Tabela 8, onde os maiores valores estão destacados em negrito.

Tabela 8 - Valores de tração e deslocamento nos reforços para M5G1 e M5G2 (Autora).

M5G1		
Elevação	T (kN/m)	Deslocamento (cm)
4 - Topo	18,92	2,14
3	25,59	2,01
2	30,97	1,64
1 - Base	14,09	1,07

M5G2		
Elevação	T (kN/m)	Deslocamento (cm)
4 - Topo	19,72	2,07
3	24,65	1,93
2	31,06	1,58
1 - Base	13,33	1,05

Para o M5G1 foi obtido o valor de $T_{m\acute{a}x}$ de 30,97 kPa, que considerando se os fatores de segurança de 1,5 para ruptura e 1,82 para degradação ambiental do reforço, resultaria em uma tração de 84,55 kPa, o que implica que o geossintético escolhido está adequado por resistir à uma tração admissível, T_r , de 110 kPa.

Em relação ao M5G2 foi obtido o valor de $T_{m\acute{a}x}$ de 31,06 kPa, que considerando se os fatores de segurança, resultaria em uma tração de 84,79 kPa, o que implica que o geossintético escolhido está adequado por resistir à tração admissível, T_r , de 200 kPa.

Na análise dos muros M10G1 e M10G2 foram obtidos os seguintes valores de tração e deslocamentos para os reforços apresentados na Tabela 9, sendo que os valores em negrito estão destacados por serem os maiores.

Tabela 9 - Valores de tração e deslocamento nos reforços para os muros M10G1 e M10G2 (Autora).

M10G1		
Elevação	Tensão (kN/m)	Deslocamento (cm)
9,6 - Topo	7,31	11,76
8,8	17,71	12,00
8,0	21,58	12,23
7,2	24,66	12,22
6,4	28,81	12,00
5,6	33,05	11,71
4,8	38,90	11,30
4,0	51,38	10,41
3,2	52,28	9,37
2,4	40,95	8,03
1,6	50,34	5,86
0,8 - Base	16,67	5,29

M10G2		
Elevação	Tensão (kN/m)	Deslocamento (cm)
9,6 - Topo	8,53	9,00
8,8	15,51	9,20
8,0	16,83	9,37
7,2	18,66	9,42
6,4	21,09	9,31
5,6	25,21	9,35
4,8	31,12	9,10
4,0	44,38	8,45
3,2	45,52	7,70
2,4	34,43	6,71
1,6	41,77	5,13
0,8 - Base	17,59	5,05

Para o M10G1 foi obtido o valor de $T_{m\acute{a}x}$ de 52,28 kPa, que considerando se os fatores de segurança de 1,5 para ruptura e 1,82 para degradação ambiental do reforço, resultaria em uma tração de 142,72 kPa, o que implica que o geossintético escolhido não estaria adequado por resistir à uma tração admissível, T_r , de 110 kPa. O que indica que a depender da degradação promovida pelo ambiente no qual o reforço está inserido existe a possibilidade de ruptura do geossintético.

Em relação ao M10G2 foi obtido o valor de $T_{m\acute{a}x}$ de 45,52 kPa, que considerando se os fatores de segurança, resultaria em uma tração de 124,27 kPa, o que implica

que o geossintético escolhido está adequado por resistir à tração admissível, T_r , de 200 kPa.

Os muros com altura de altura 20 m, tanto para o G1 quanto para o G2, romperam nas análises, o que significa que não suportaram as deformações as quais estavam submetidos. O M20G1 rompeu na altura 14,4 m e o M20G2 na altura 16,2 m, o que indica que o segundo muro foi capaz de suportar maiores solicitações. Para este muro não se procedeu a análise de resultados detalhada que foi realizada para os outros muros considerando que o mesmo não poderia ser executado.

O gráfico na Figura 18 apresenta a trajetória de tensões com relação à altura do muro. Observa-se que os pontos de valores de tensões e resistências mínimas das geogrelhas se encontram na base e no topo da estrutura.

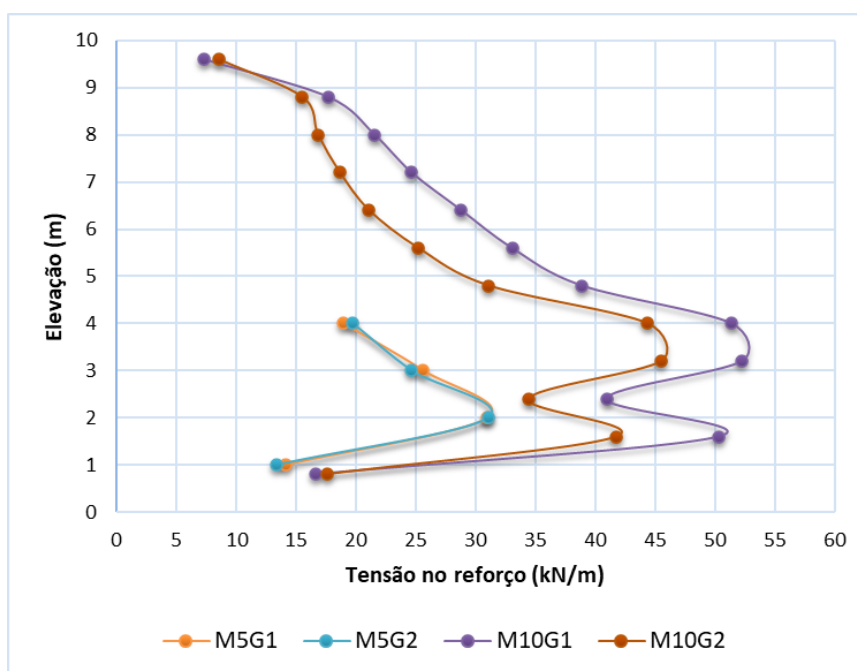


Figura 18 - Gráfico de tração no reforço (kN/m) por elevação (m) (Autora).

O modo de falha da estrutura se dá por “embarrigamento”, o que acontece pois o geossintético tem de suportar a deformação do bloco e a tração à tração. Assim, nota-se que os maiores valores de tração estão localizados no trecho médio da estrutura.

Segundo Gonçalves (2016), em muros reforçados o deslocamento do solo solicita os reforços, o que contribui para absorver parte das tensões horizontais, impactando na alteração da distribuição dessas solicitações.

Em simulações numéricas existe a limitação de não considerar a ruptura e arrancamento do reforço, analisando apenas o escoamento plástico do elemento, assim, após atingir determinada tração máxima, essa se mantém e as cargas na estrutura são redistribuídas até que se atinja a estabilidade interna (GONÇALVES 2016).

Com relação aos deslocamentos, estes foram proporcionais às alturas do muro e apresentam-se maiores nos muros de maior altura, como pode ser observado no gráfico da Figura 19.

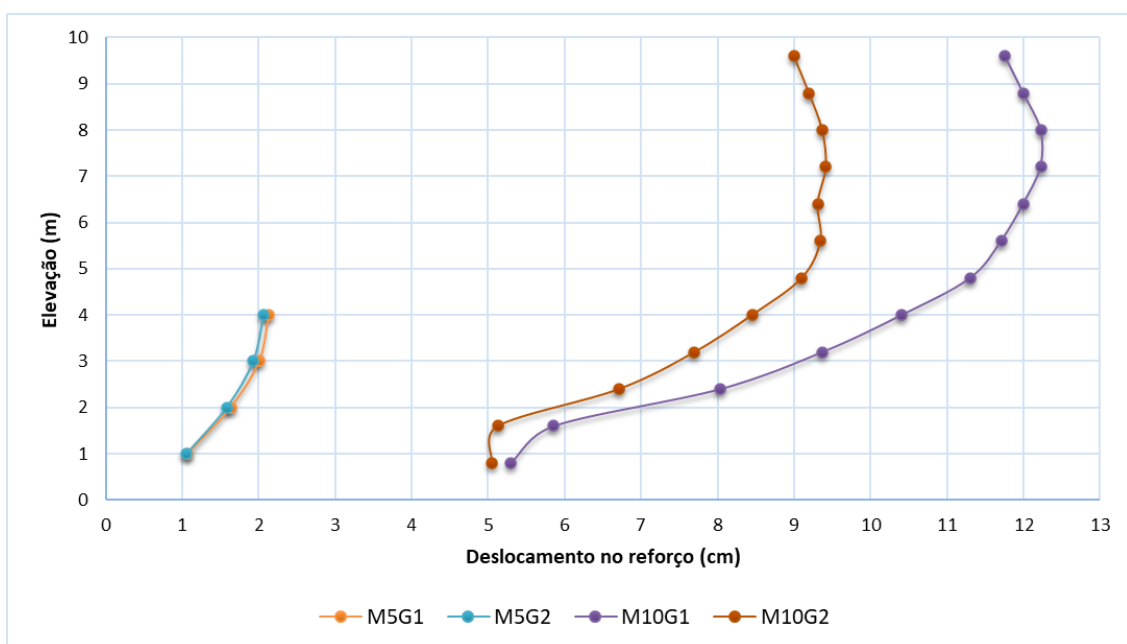


Figura 19 - Gráfico de deslocamentos nos reforços (cm) por altura do muro (m) (Autora).

Nos muros de 5,00 m os deslocamentos de maior valor estão localizados no topo da estrutura, para ambos os muros o deslocamento máximo acontece em 4,00 m, com valor de 2,14 cm para o M5G1 e 2,07 cm para o M5G2. Observa-se assim que o muro com reforço mais rígido possui menores valores de deslocamento.

Com relação aos muros de 10,00 m, os maiores deslocamentos estão localizados no terço superior da estrutura e não no topo desta, o muro M10G1 apresentou um deslocamento máximo de 12,23 cm na altura de 8,00 m, e o muro M10G2 teve um deslocamento de 9,42 cm na altura de 7,20 m. Assim, observa-se a diminuição dos deslocamentos conforme o aumento da rigidez do esforço. Segundo Gonçalves

(2016), há maior mobilização do reforço com o aumento da rigidez, independentemente do tipo de solo.

O mesmo resultado foi demonstrado no estudo de Hatami e Barthust (2005), em que os muros apresentaram diminuição da deformação conforme os parâmetros de resistência dos materiais foi aumentado. Nos trabalhos de Hatami e Barthust (2005) e de Gonçalves (2016) o deslocamento máximo medido para modelagem do modelo físico estava localizado na altura média do muro.

Neste trabalho foram utilizados muros de blocos de concreto que apresentaram maiores deslocamentos na altura média. O trabalho de Guevara (2007) mostrou que as trajetórias de tração e deformações variam conforme o tipo de muro utilizado, assim apresentou um muro de solo envelopado cujas deformações se apresentaram maiores na altura média, enquanto para o muro de blocos de concreto ocorreram no topo.

No trabalho de Gonçalves (2016) tem-se que os deslocamentos máximos da face diminuem quando a rigidez do reforço aumenta, e isto ocorre de forma mais ou menos importante conforme o tipo de solo utilizado, visto que a rigidez do solo também influencia nos deslocamentos. Segundo este autor, espera-se que solos mais plásticos tenham maiores deformações que solos menos plásticos.

Na análise dos deslocamentos totais têm-se os dados apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Valor de deslocamentos totais obtidos pela modelagem numérica (Autora).

Deslocamentos Totais (%)	
M5G1	6,78
M5G2	5,71
M10G1	9,06
M10G2	7,22

Observa-se que todos os valores estão a abaixo do máximo de 10% estabelecido pelo manual do fabricante. Tem-se que para muros de maiores alturas o deslocamento é maior e que o aumento da rigidez dos geossintéticos impacta em um menor deslocamento total nas estruturas analisadas.

4.3 Resultados comparados

Os valores de tração máximos para os cálculos a partir dos métodos empíricos bem com o os obtidos a partir da análise da modelagem numérica, para cada reforço, e a razão entre eles são apresentados na Tabela 11 para os muros de 5 metros. Destacado em negritos estão os valores máximos. Têm-se esses dados representados graficamente na Figura 20.

Tabela 11 - Valores de tração obtidos pelos métodos empíricos e modelagem numérica para muros de 5 m (Autora).

M5G1			
Elevação	$T_{\text{modelagem}}$ (kN/m)	$T_{\text{empírico}}$ (kN/m)	$T_{\text{modelagem}}/T_{\text{empírico}}$
4	18,92	25,16	0,75
3	25,59	25,16	1,02
2	30,97	25,16	1,23
1	14,09	25,80	0,55
			Média = 0,89

M5G2			
Elevação	$T_{\text{modelagem}}$ (kN/m)	$T_{\text{empírico}}$ (kN/m)	$T_{\text{modelagem}}/T_{\text{empírico}}$
4	19,72	25,16	0,78
3	24,65	25,16	0,98
2	31,06	25,16	1,23
1	13,33	25,80	0,52
			Média = 0,88

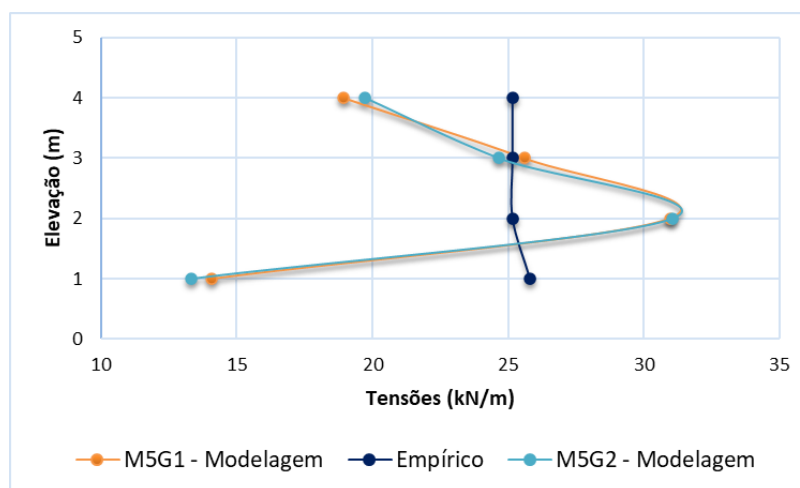


Figura 20 - Gráfico de tração (kN/m) por elevação (m) para gráficos de 5 m (Autora).

A razão entre os valores de tração por métodos empíricos ($T_{\text{empíricos}}$) e tração por modelagem numérica ($T_{\text{modelagem}}$) tiveram uma média de 0,89 para o M5G1 e de 0,88

para o M5G2. Mas se tratando apenas dos valores de tração máxima obtidos, o valor dado pela modelagem numérica foi superior ao do método empírico em 1,20 vezes para ambos os muros. O valor considerado para análise e escolha do geossintético a ser utilizado é o de tração máxima obtido, assim sendo a modelagem numérica apresentou valores maiores e a favor da segurança.

Os valores de tração máximos obtidos a partir dos métodos empíricos e da análise da modelagem numérica, para cada reforço, e a razão entre eles são mostrados na para os muros de 10 metros. Tem-se destacado em negritos os maiores valores. A representação gráfica desses dados é mostrada na Figura 21.

Tabela 12 - Valores de tração obtidos pelos métodos empíricos e modelagem numérica para muros de 10 m (Autora).

M10G1			
Elevação (m)	$T_{\text{modelagem}}$ (kN/m)	$T_{\text{empírico}}$ (kN/m)	$T_{\text{modelagem}}/T_{\text{empírico}}$
9,6	7,31	22,36	0,33
8,8	17,71	22,36	0,79
8,0	21,58	22,36	0,97
7,2	24,66	22,36	1,10
6,4	28,81	22,36	1,29
5,6	33,05	22,36	1,48
4,8	38,90	24,90	1,56
4,0	51,38	28,52	1,80
3,2	52,28	32,27	1,62
2,4	40,95	36,15	1,13
1,6	50,34	40,21	1,25
0,8	16,67	44,45	0,38
			Média = 1,14
M10G2			
Elevação (m)	$T_{\text{modelagem}}$ (kN/m)	$T_{\text{empírico}}$ (kN/m)	$T_{\text{modelagem}}/T_{\text{empírico}}$
9,6	8,53	22,36	0,38
8,8	15,51	22,36	0,69
8,0	16,83	22,36	0,75
7,2	18,66	22,36	0,83
6,4	21,09	22,36	0,94
5,6	25,21	22,36	1,13
4,8	31,12	24,90	1,25
4,0	44,38	28,52	1,56
3,2	45,52	32,27	1,41
2,4	34,43	36,15	0,95
1,6	41,77	40,21	1,04
0,8	17,59	44,45	0,40
			Média = 0,94

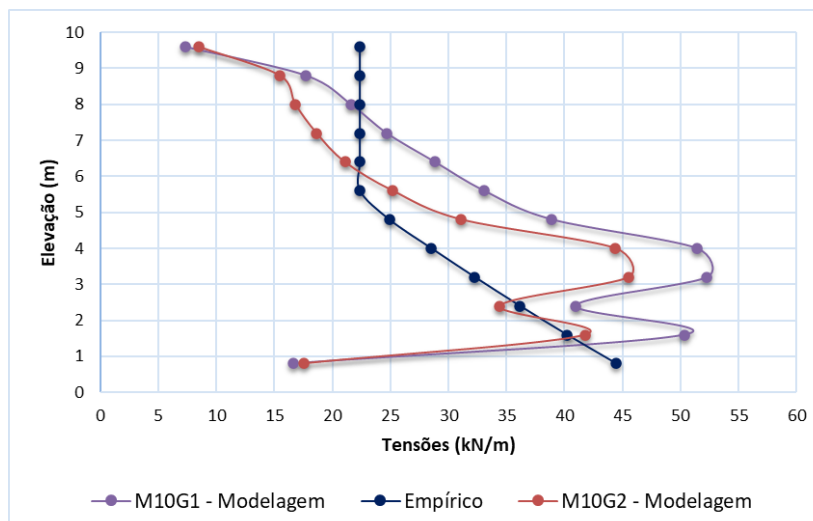


Figura 21 - Gráfico de Tração (kN/m) por elevação (m) para muros de 10 m (Autora).

A razão $T_{empíricos}$ e $T_{modelagem}$ tiveram uma média de 1,14 para o M10G1 e de 0,94 para o M10G2. Mas se tratando apenas dos valores de tração máxima obtidos, o valor dado pela modelagem numérica foi superior ao do método empírico em 1,18 vezes para M10G1 e 1,02 para M10G2, mostrando boa concordância das grandezas obtidas entre os diferentes métodos contudo os valores da análise pelo software foram maiores, sendo assim a favor da segurança.

Houve concordância entre as grandezas de valores para os diferentes métodos de determinação da tração analisados. Tanto para os muros de 5 m quanto para os muros de 10 m os valores de tração obtidos pela análise da modelagem numérica no *software* Plaxis foram maiores que os calculados por métodos empíricos.

Esse mesmo resultado foi parte da conclusão do estudo de Dantas e Ehrlich (2000) e nos trabalho de Guevara (2007), que afirma que a formulação proposta por Ehrlich e Mitchell (1994) para cálculos das tensões verticais considerando o efeito da compactação em conjunto com a modelagem numérica realizada no *software* Plaxis forneceu resultados coerentes para os três muros estudados por ele, assim como os resultados obtidos pelo modelo numérico superestimam os obtidos em campo, tendo sido a favor da segurança.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram apresentados os cálculos de muros por métodos empíricos e suas análises por modelagem numérica, o que apresentou coerência em se tratando das grandezas obtidas para os valores de tensões máximas solicitantes.

Observou-se que os valores de tração e deslocamentos máximos aumentam conforme o aumento da altura do muro, e diminuem com a utilização de reforços mais rígidos, o que implica em menor solicitação do solo.

Os valores de tração máxima obtidos tanto pelos métodos empíricos quanto os por modelagem numérica tiveram concordância, contudo os valores obtidos pela análise no *software* Plaxis foram em média 1,15 vezes maiores.

Os métodos empíricos são práticos, mais simples e fornecem adequada abordagem inicial para os cálculos de muros. Assim são uma excelente ferramenta para uma análise preliminar dessas estruturas. A modelagem numérica se mostrou uma ferramenta mais complexa de se trabalhar, devido ao fato de ser necessário domínio do *software* utilizado, bem como conhecimentos sobre seu modo de análise para não incorrer em erros. Mas a modelagem é importante para analisar o comportamento das estruturas estudadas, bem como a análise dos deslocamentos e deformações que não são considerados pelos métodos empíricos. E se faz muito útil ainda, para análises rápidas das variações dos parâmetros que são necessários de serem avaliados para obras dessas estruturas a fim de se fazer escolhas mais acertadas com relação a segurança bem como, mais econômicas.

A utilização de simulações numéricas em análises se apresenta indispensável para prática de projeto e construção de MSRGS, dados sua possibilidade de análise de resistência e deformabilidade.

A análise da superfície de ruptura merece aprofundamento, visto que as máximas solicitações obtidas para os reforços não necessariamente apresentaram o comportamento previstos na literatura.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Com relação a trabalhos futuros que poderiam dar seguimento ou apenas seguir a mesma linha do realizado nesta pesquisa têm-se as seguintes sugestões:

- comparar dados de monitoramento de um modelo físico para confrontar com dados obtidos em cálculos por métodos empíricos e por modelagens numéricas;
- comparar dados de monitoramento e investigação de campo com valores fornecidos por cálculos numéricos e modelagens numérica;
- podem ser avaliados os impactos de outros parâmetros tanto do solo, como resistência, coesão e ângulo de atrito;
- podem ser avaliados os impactos das variações das condições geométricas como presença de NA ou a falha do sistema de drenagem do muro, variação da inclinação da face, do tipo de face, dentre outros e
- avaliar custo-benefício das diversas conformações possíveis para estruturas de MSRG.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2021). *ABNT NBR ISO 16920-1: Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: Solos reforçados em aterros*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2018). *ABNT NBR ISO 10318: Geossintéticos - Termos e Definições*. Rio de Janeiro.
- BATHURST, R. & HATAMI, K. (1998). Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall. *Geosynthetics International*, 5, 127-166.
- BUENO, B. & VILAR, O. (2015). Propriedades, ensaios e normas. Em J. VERTEMATTI, *Manual Brasileiro de Geossintéticos* (pp. 47 - 84). São Paulo: Blücher.
- DANTAS, B. & EHRLICH, M. (2000). Método de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho. *Solos e Rochas*, 113-133.
- DYMINSKI, A. S. (2008). Noções de estabilidade de taludes e contenções - Notas de Aula. 28. Universidade Federal do Paraná (UFPR). Fonte: Notas de Aula.
- EHRLICH, M. & BECKER, L. (2009). *Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução*. Oficina de Textos.
- EHRLICH, M., & MITCHEL, J. (1994). Working stress design method for reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical*, 625-645.
- GERSCOVICH, D. M. (s.d.). *Estruturas de Contenção; Muros de Arrimo - Notas de Aula*. Fonte: Faculdade de Engenharia - UERJ. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>. Acessado em 24 de agosto de 2021 às 21h32min.
- GONÇALVES, J. F. (2016). *Estudo Numérico do Comportamento de Muros de Solo Reforçado com Geossintético*. São Paulo: Tese de mestrado Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- GUEVARA, F. N. (2007). Comparação de Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos. *Dissertação de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro*, 162.

- HACHICH, W., FALCONI, F., SAEZ, J. L., FROTA, R. G., CARVALHO, C. S., & NIYAMA, S. (1998). *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini.
- HATAMI, K. & BATHURST, R. (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132, 673-684.
- INGOLD, T. (1988). *Geotextile's handbook*. London: Thomas Telford.
- JEWELL, R. (1991). Application of revised design charts for steep reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, 10, 203-233.
- MIRMORADI, S. & EHRLICH, M. (2014). Modeling of the compaction-induced stresses in numerical analyses of GRS walls. *International Journal of Computational Methods*.
- MITCHEL, J. & VILLET, W. (1987). Reinforced of Earth Slopes and Embankments. Em *Transportation Research Board* (p. 330).
- ROCHA, I. P. (2018). Análise custo-benefício de estruturas de contenção de concreto para região da cidade de Ouro Preto-MG. *Trabalho de Conclusão de Curso de Engenharia Civil*. Universidade Federal de Ouro Preto.
- SAYÃO, A, AZAMBUJA, E, EHRLICH, M, GOMES, R.C. (2004). Muros e taludes reforçados. Em J. C. Vertematti, *Manual brasileiro de Geossintético* (pp. 84 - 123). São Paulo: Edgard Blücher.
- TEIIXEIRA, C. F. (2006). Análise Numérica de Ensaio em Solo Reforçado com Geogrelha. *Tese de Mestrado - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro*, 171.

APÊNDICE A – PLANILHA DE CÁLCULO PARA MURO M5G1

ANÁLISE DA ESTABILIDADE EXTERNA:

Determinação do comprimento do reforço (Lr):	
Considerando face vertical	
1. Empuxo na zona não reforçada:	E = 67,75
$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$	
Coefficiente do empuxo de terras no estado ativo	Ka = 0,27
$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$	
2. Verificação do deslizamento:	Lr >= 1,45 m
Considerando FS >= 1,5	
$L_r = \frac{3 \cdot H \cdot K_a}{4 \cdot \tan \sigma'}$	
3. Verificação do Tombamento	Lr >= 2,13 m
Considerando FS >= 2,0	
$L_r = \sqrt{\frac{2 \cdot K_a \cdot H^2}{3}}$	
4. Verificação das tensões na base (e) para base totalmente comprimida	Lr >= 2,60 m
$e = \frac{K_a \cdot H^2}{6 \cdot L_r} \leq \frac{L_r}{6} \therefore L_r \geq H \sqrt{K_a}$	
Portanto, Lr >= 2,60 m	
Adota-se Lr = 0,8H Lr = 4,2 m	
5. Capacidade de carga do terreno de fundação	$\sigma_{z,b} = 114,68 \text{ kN/m}^2$
$\sigma_{z,b} = \frac{\gamma \cdot H}{1 - \frac{K_a}{3} \cdot \left(\frac{H}{L_r}\right)^2}$	
Considerando o FS:	FS = 2,5
Capacidade de carga:	$\sigma_{z,b} = 286,7$
$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot L_r \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$	
	Nq = 33,30
	Nγ = 48,03
	Nc = 46,12
Para muro longo, terreno horizontal:	s _q = s _γ = d _q = d _γ = 1
Embutimento necessário (D):	
$D = \frac{q_{lim} - c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c - 0,5 \cdot L_r \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma}{\gamma \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q}$	
D >= 0,5 m	
Número de blocos da Fundação: 3 blocos	

Figura A.1 - Cálculo da estabilidade externa para M5G1 (Autora).

ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA:

Método de Jewell (1994)

Cálculo do ângulo de atrito do dimensionamento (ϕ'):	
Resistência do geossintético a tração:	$T_d = 110$ kN
	$f_\phi = 1,25$
	$\phi' = 28^\circ$
	$L_B = 1,29$ m
Espaçamento máximo entre camadas horizontais (S_v):	
	$k_{req} = 0,34$
	$L_R = 4,8$ m
	$k_d = 0,4654$
	$S_v = 2,36$ m
Adota-se um valor múltiplo de 0,2	

Figura A.2 - Cálculo da estabilidade interna pelo Método de Jewell (1991) para M5G1 (Autora).

ANÁLISE DA ESTABILIDADE INTERNA:

Método de Erlich e Mitchell (1994)

Cálculo da tensão vertical induzida pela compactação	
$v_0 = \frac{K_0}{1 - K_0} = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{2 - \text{sen}\phi'}$	$v_0 = 0,30$
$N_y = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) - 1\right]$	$N_y = 24,24$
Valor da tensão vertical induzida pela compactação:	Considerando rolo vibratório
$\sigma'_{zc,i} = (1 - v_0) \cdot (1 + K_a) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \gamma' \cdot \frac{Q \cdot N_y}{L}}$	
Se fosse placa vibratória: $\sigma'_{zc,i} = \frac{Q}{B \cdot L}$	$\sigma'_{zc,i} = 111,81$ kN/m ²
Cálculo da tensão vertical geostática no nível do reforço	
Cada reforço está a uma profundidade genérica z	
$\sigma'_z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{K_a}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{L_r}\right)^2}$	$\sigma'_z = \frac{20 \cdot z}{1 - 0,0051 \cdot z^2}$
Cálculo da tensão σ'_z	
Para profundidades em que $\sigma'_z < \sigma'_{zc,i} \rightarrow$	$\sigma'_{zc} = \sigma'_{zc,i}$
Para profundidades em que $\sigma'_z > \sigma'_{zc,i} \rightarrow$	$\sigma'_{zc} = \sigma'_z$
Cálculo de β	
1ª iteração:	
$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a}\right)^n}{S_i} = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{100}\right)^{0,5}}{S_i}$	$8 < \beta < 300$
	$J_r = E_r A_r = 1200$ kN/m
Demais iterações:	
$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h}$	$S_i = 0,03$
$S_h = 1$	Para geogrelhas:

Figura A.3 - Cálculo da estabilidade interna pelo método de Ehrlich & Mitchell para M5G1 (Autora).

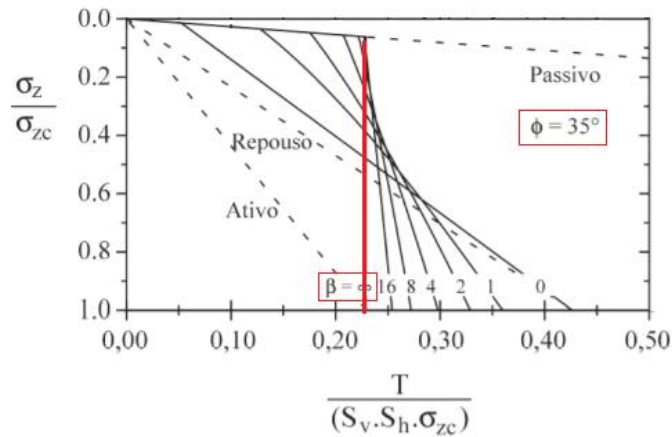


Figura A.4 - Valores de χ , para $\phi = 35^\circ$ e $\beta = \infty$, pelo ábaco, para cálculo para M5G1 (Autora).

Cálculo das características dos reforços
 Com as Tensões máximas deve-se calcular as características dos reforços considerando:
 Fator de segurança
 Resistência de cálculo para ruptura
 Arrancamento

Refinamento de Cálculo:
 Deve se fazer as iterações até que os valores assumidos para S_i sejam coerentes e conduzam a valores de T_{max} semelhantes

Resistência a Tração admissível no reforço
 Considerando $FS = 1,5$
 Resistência de Cálculo do Geossintético:
Para níveis superiores: $T_{m\acute{a}x} = 25,16$ $\rightarrow T_d = 37,74$ kN/m
Para níveis inferiores: $T_{m\acute{a}x} = 25,80$ $\rightarrow T_d = 38,70$ kN/m

Estabilidade ao arrancamento (L_e):
 Comprimento de ancoragem disponível além da cunha ativa (L_e)
 Dependente da profundidade de cada reforço

$$L_e = L_r - (H - z) \cdot \left[\tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - \frac{1}{\tan \omega} \right] \quad L_e = 4,2 - 0,42 \quad *5-z$$

Resistência ao Arrancamento (P_r):
 Fator de Resistência ao arrancamento (F^*)
 $F^* = f_a \cdot \tan \phi \quad F^* = 0,56$
 Fator de efeito de escala
 $\alpha = 0,7$ para geogrelhas

$$P_r = 2 F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot L_e \geq FS \cdot T_{max} \quad \therefore FS = \frac{P_r}{T_{max}}$$

Figura A.5 – Cálculo da Tração admissível e resistência ao arrancamento para M5G1 (Autora).

ESPECIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

Fator de redução Total (FR)

$$FR = f_{mr} \cdot f_a \cdot f_{cr} \cdot f_m \quad FR = 1,82$$

Especificação para Solução segundo o método E&M:

$$T_r = T_d \cdot FR$$

Camadas superiores: $T_r = 68,63$
 Camadas inferiores: $T_r = 70,39$

Figura A.6 - Cálculo da especificação dos geossintéticos conforme fatores de redução para M5G1 (Autora).

Ruptura do Reforço

$$FS \geq \frac{T_d}{T_{m\acute{a}x}}$$

$T_d = 110,00$
 $T_{m\acute{a}x} = 25,80$
FS = 4,3

Figura A.7 - Cálculo do Fator de Segurança para ruptura do reforço para M5G1 (Autora).

Eficiência da Conexão entre reforço e paramento

Envelopamento: $P_{r,0} = 2 F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_z \cdot L_0 \geq FS \cdot T_{max}$ $P_{r0} = 93,50$

Para blocos: $P_{r,0} = CR \cdot T_d \geq FS \cdot T_0$ $T_0 = 20,64$

$T_0 = 80\% \text{ a } 100\% \text{ de } T_{max}$

$$FS \geq \frac{P_{r,0}}{T_0}$$

FS = 4,5

Figura A.8 - Cálculo do Fator de Segurança para eficiência da conexão entre reforço e paramento para M5G1 (Autora).

Camada	Cota	z (m)	σ'_z (kPa)	σ'_{zc} (kPa)	S_i	β	σ'_z/σ'_{zc}	Do ábaco:	T (kN/m)	L_e	P_r (kN/m)	$FS_{arrancamento}$
5 - Sup	5,0	1,0	20,10	111,81	0,03	40,17	0,18	0,23	25,16	2,52	39,48	1,57
4	4,0	2,0	40,84	111,81	0,03	40,17	0,37	0,23	25,16	2,94	92,15	3,66
3	3,0	3,0	62,90	111,81	0,03	40,17	0,56	0,23	25,16	3,36	158,03	6,28
2	2,0	4,0	87,14	111,81	0,03	40,17	0,78	0,23	25,16	3,78	237,10	9,43
1 - Base	1,0	5,0	114,68	114,68	0,03	40,68	1,00	0,23	25,80	4,20	329,38	12,76

Figura A.9 - Resultados de cálculos em que se apresentam os valores de Tração nos reforços e fatores de segurança para arrancamento para M5G1 (Autora).