



UNISUL

UNIVERSIDADE DO SUL DE SANTA CATARINA

SAMUEL SILVA COSTA

**ANÁLISE DAS DEFORMAÇÃO DE UM MURO DE CONTENÇÃO EM
TERRAMESH**

Palhoça

2018

SAMUEL SILVA COSTA

**ANÁLISE DAS DEFORMAÇÃO DE UM MURO DE CONTENÇÃO EM
TERRAMESH**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade
do Sul de Santa Catarina como requisito parcial
à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Fernanda Soares de Souza Oliveira, Ms.

Palhoça

2018

SAMUEL SILVA COSTA

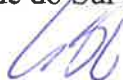
**ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES DE UM MURO DE CONTENÇÃO EM
TERRAMESH**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado à obtenção do título de engenheiro civil e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina.


Palhoça, sete de novembro de 2018



Professora e orientadora Fernanda Soares de Souza Oliveira, Ms.
Universidade do Sul de Santa Catarina



Prof. César Schmidt Godoi, Ms
Universidade do Sul de Santa Catarina



Eng. Civil Arnon Roth Petry
MRV Engenharia

Dedico este trabalho aos meus pais e amigos
por todo suporte e apoio.

AGRADECIMENTOS

Primeira agradeço a Deus pela oportunidade e capacitação para conclusão deste curso. Em segundo lugar, serei eternamente grato aos meus pais João Martinho e Ana Lúcia que com muito amor e carinho não pouparam esforços para me proporcionar uma graduação em faculdade particular, muito obrigado por todos os boletos pagos!

“Entrega o teu caminho ao Senhor, confia nele, e o mais ele fará” (Salmos 37: 5).

RESUMO

Diante das deformações apresentadas em um muro de contenção em Terramesh, este trabalho foi desenvolvido de forma a analisar e calcular as deformações apresentadas até o último dia de monitoramento por estação topográfica. Com base em visita técnica ao muro, foram constatados erros de execução e não conformidade com o projeto. Em relatório técnico de visita a obra foi constatado que o paramento frontal não foi executado conforme indicado em projeto. Diante desta situação, utilizando software de elementos finitos Phase2, foram comparadas as deformações em duas situações distintas, conforme executado e conforme projeto.

Palavras-chave: Deformações. Módulo de elasticidade. Software de elementos finitos.

ABSTRACT

In view of the deformations presented in a retaining wall in Terramesh, this work was developed in order to analyze and calculate the deformations presented until the last day of monitoring by topographic station. Based on a technical visit to the wall, errors of execution and non-compliance with the project were found. In technical report of visit the work was verified that the front facing was not executed as indicated in the project. Facing this situation, using Phase2 finite element software, the deformations were compared in two different situations, as executed and according to design.

Keywords: Deformations. Modulus of elasticity. Finite element software.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Elemento Terramseh	12
Figura 2 – Talude Natural / Encosta	15
Figura 3 – Talude Artificial	16
Figura 4 – Escala de Varnes	16
Figura 5 – Desmoronamentos	17
Figura 6 – Escorregamentos	18
Figura 7 – Rastejo (Creep)	18
Figura 8 – Talude antes da escavação	19
Figura 9 – Talude após escavação	19
Figura 10 – Aparecimento de fendas devido ação do tempo	19
Figura 11 – Ruptura do talude	19
Figura 12 – Representação de solo estratificado	21
Figura 13 – Formação da cunha	22
Figura 14 – Ilustração da teoria de Terzaghi	23
Figura 15 – Fatores de capacidade de carga com base no ângulo de atrito	24
Figura 16 – Mecanismo de resistência	27
Figura 17 – Analogia da resistência ao cisalhamento	27
Figura 18 – Atrito gerado por deslizamento	28
Figura 19 – Atrito por embricamento	28
Figura 20 – Critério de ruptura por Coulomb	29
Figura 21 – Critério de ruptura por Mohr	30
Figura 22 – Equipamento de cisalhamento direto	31
Figura 23 – Gráfico de tensão cisalhante e deslocamento vertical	32
Figura 24 – Aparelho de ensaio triaxial	33
Figura 25 – Talude de extensão limitada	34
Figura 26 – Diagrama de Mohr	35
Figura 27 – Análise de talude infinito – Método Culmann	36
Figura 28 – Modo de ruptura	37
Figura 29 – Superfície tentativa de ruptura	38

Figura 30 – Forças atuantes na n-ésima fatia	39
Figura 31 – Polígono de forças para equilíbrio	40
Figura 32 – Talude com e sem reforço	43
Figura 33 – Princípio básico do comportamento do solo reforçado	44
Figura 34 – Geogrelhas da empresa Maccaferri	45
Figura 35 – Paramento escalonado	45
Figura 36 – Encarte de instalações do sistema Terramesh System	47
Figura 37 – Planta baixa do muro de contenção Terramesh	49
Figura 38 – Vista A muro de contenção Terramesh	50
Figura 39 – Seção B	50
Figura 40 – Seção C	51
Figura 41 – Tombamento da estrutura de contenção	54
Figura 42 – FS de deslizamento, tombamento, pressões neutras – seção B	56
Figura 43 – FS de deslizamento, tombamento, pressões neutras – seção C	56
Figura 46 – Seção B verificação 1	58
Figura 47 – Seção B verificação 2	58
Figura 48 – Seção B verificação 3	59
Figura 49 – Seção B verificação 4	59
Figura 50 - Seção C verificação 1	60
Figura 51 - Seção C verificação 2	60
Figura 52 – Seção B	61
Figura 54 – Deflexão vertical no sentido longitudinal	63
Figura 55 – Desalinhamento da crista do muro	64
Figura 56 – Alinhamento do pé da estrutura	64
Figura 57 – Alinhamento do pé da estrutura	65
Figura 58 – Alinhamento vertical negativo	66
Figura 59 – Enrocamento desarrumados	66
Figura 60 – Vazios dentro da caixa do sistema Terramesh	67
Figura 61 – Caixas estufadas	67
Figura 62 – Tirantes tensionados excessivamente	68

Figura 63 – Caixas não foram abertas por completo	68
Figura 64 – Falta de costura entre as caixas	69
Figura 65 – Ausência de caixa lateral	70
Figura 66 – Trincheira com exposição da malha	70
Figura 67 – Falta de sistema de drenagem superficial	71
Figura 68 – Pontos medidos por estação topográfica	72
Figura 69 – Modelo conforme projeto	74
Figura 70 – Modelo conforme executado	75
Figura 71 – Deslocamentos horizontais... $E_{gabião} = 200000$	78
Figura 72 – Deslocamentos horizontais... $E_{gabião} = 150000$	79
Figura 73 – Deslocamentos horizontais... $E_{gabião} = 100000$	80
Figura 74 - Deslocamentos horizontais... $E_{gabião} = 50000$	81
Figura 75 - Deslocamentos horizontais... $E_{gabião} = 150000$	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Nível de segurança contra perda de vidas humanas	41
Tabela 2 – Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	42
Tabela 3 – Fatores de segurança mínimos para deslizamento	42
Tabela 4 – Parâmetros geotécnicos dos materiais	52
Tabela 5 – Coeficiente de segurança mínimos	62
Tabela 6 – Dados do monitoramento por topografia	73
Tabela 7 – Parâmetros conhecidos	75
Tabela 8 – Parâmetros adotados	76
Tabela 9 – Relação entre a consistência da argila e o módulo de elasticidade	76
Tabela 10 – Relação entre compactidade e coeficiente de Poisson	77
Tabela 11 – Deformações no muro para $E_{gabião} = 200000 \text{ kPa}$	78
Tabela 12 - Deformações no muro para $E_{gabião} = 150000 \text{ kPa}$	79
Tabela 13 - Deformações no muro para $E_{gabião} = 100000 \text{ kPa}$	80
Tabela 14 - Deformações no muro para $E_{gabião} = 50000 \text{ kPa}$	81
Tabela 15 – Deformações no muro para $E_{gabião} = 150000 \text{ kPa}$	82
Tabela 16 – Comparativo executado x projeto	83

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA	12
1.2 JUSTIFICATIVA	13
1.3 OBJETIVOS	13
1.3.1 Objetivo geral	13
1.3.1 Objetivo específico	13
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	13
1.5 METODOLOGIA	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
2.1 TALUDES	15
2.2 MOVIMENTOS DE MASSA	16
2.2.1 Fatores que contribuem para o movimento de massa	19
2.3 TENSÕES TOTAIS, PRESSÃO NEUTRA, TENSÕES EFETIVAS E EMPUXO	21
2.3.1 Tensões totais	21
2.3.2 Pressão neutra	22
2.3.3 Tensões efetivas e a teoria de Terzaghi	22
2.3.3 Teoria de Terzaghi	22
2.3.4 Empuxo	25
2.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	26
2.4.1 Resistência entre partículas	27
2.4 CRITÉRIOS DE RUPTURA	29
2.6 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	30
2.6.1 Ensaio de cisalhamento direto	30
2.6.2 Ensaio de compressão triaxial	32
2.7 MÉTODOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES	34
2.7.1 Taludes Infinitos	34
2.7.2 Taludes Finitos	35
2.7.2.1 Superfície plana de ruptura	35

2.7.2.2 Superfície curva de ruptura	37
2.7.3 Método comum das fatias	38
2.7.4 Método de Bishop simplificado	39
2.8 FATORES DE SEGURANÇA	41
3 SOLO REFORÇADO	43
3.1 CONCEITO DE SOLO REFORÇADO	43
3.2 GEOTÊXTEIS E GEOGRELHAS	44
3.3 SISTEMA TERRAMESH SYSTEM	45
3.3.1 Processo construtivo	46
4 DADOS DO MURO, ENSAIOS E VERIFICAÇÕES	49
4.1 DADOS DO MURO	49
4.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS.....	51
4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS E MATERIAIS UTILIZADOS	51
4.3.1 Materiais utilizados	51
4.3.2 Resultados dos ensaios	52
4.4 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE	53
4.4.1 Verificação contra o deslizamento	52
4.4.2 Verificação contra o tombamento	54
4.4.3 Pressões aplicadas a fundação	54
4.4.4 Resultados das verificações	55
4.4.5 Verificações de estabilidade	57
4.4.6 Verificação de estabilidade global	61
4.4.7 Coeficientes de segurança	62
4.5 VISTORIA TÉCNICA A OBRA	63
4.5.1 Alinhamento da estrutura Terramesh	63
4.5.2 Montagem do sistema Terramesh	66
4.5.3 Execução do projeto proposto	69
5 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES	72
5.1 MONITORAMENTO POR ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA	72
5.2 MODELAGEM E PARÂMETROS DO MURO UTILIZANDO SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS	74

5.2.1 Modelagem do muro	74
5.2.2 Parâmetros conhecido	75
5.2.3 Parâmetros atribuídos	76
5.2.4 Outros parâmetros	77
5.3 SIMULAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PARA A OBTENÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	77
5.3.1 Situação 1	78
5.3.1 Situação 2	79
5.3.1 Situação 3	80
5.3.1 Situação 4	81
5.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE ADOTADO	81
5.5 COMPARATIVO ENTRE AS DEFORMAÇÕES (EXECUTADO X PROJETO)	82
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	84
6.1 CONCLUSÕES	84
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	84
REFERÊNCIAS	86

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

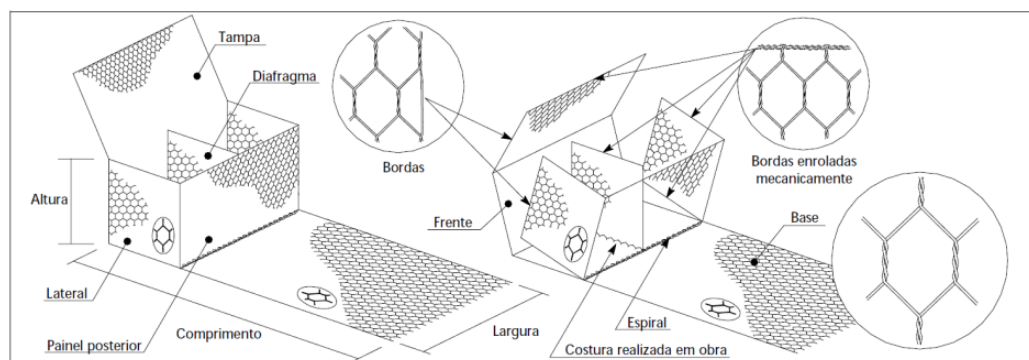
A medida que a população e a economia de um determinado país aumentam, surge a necessidade de novas obras de infraestrutura. Neste cenário, estão inseridas as estruturas de contenção, estas, elementos substanciais para a realização de diversas obras e projetos de engenharia.

Ao longo dos anos a solução de contenção em concreto armado com ou sem uso de tirantes, foi e ainda é muito utilizada, porém, devido a necessidade de se conter maiores alturas de solo, o custo deste tipo de estrutura eleva-se consideravelmente (EHRLICH e BECKER, 2009). Na procura e na necessidade por novas estruturas viáveis, do ponto de vista técnico e econômico, diversos tipos de contenção foram desenvolvidos, dentre elas, as estruturas de contenção em solo reforçado.

Conforme Mitchell e Villet (1987), o uso de solo reforçado surgiu muito antes ao aparecimento do concreto armado. Exemplo disso são os Zigurates, templos construídos na época do antigo vale da mesopotâmia, construídos pela associação entre barro e fibras vegetais.

Dentre os diferentes sistemas de solo reforçado desenvolvidos até os dias de hoje, encontra-se o Sistema Terramesh® System da empresa Maccaferri. Constituído pela combinação de uma malha metálica hexagonal e associado a um paramento frontal semelhante ao muro gabião, aumenta a resistência do solo e diminui a deformabilidade do maciço. A figura 1 ilustra o elemento Terramesh e seus componentes.

Figura 1 – Elemento Terramesh



Fonte: Especificação técnica Maccaferri (2017).

1.2 JUSTIFICATIVA

Devido a importância das estruturas de contenção para a viabilização e concretização de diversas outras obras e projetos de engenharia, é necessário o controle e monitoramento durante e após todo o processo de execução da obra, de forma a evitar colapsos e minimizar deformações no maciço. Deformações estas causadas por falhas de projeto, erros de execução, utilização de materiais de baixa qualidade, ação da chuva, desmatamentos, tremores de terra, aumento da inclinação do talude, sobrecarga sobre a crista do talude e etc.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Por meio de software de elementos finitos, determinar o módulo de elasticidade do solo e do paramento com base nas deformações apresentadas e medidas por topografia. A partir dos dados obtidos simular e comparar as deformações do muro entre executado e projetado.

1.3.2 Objetivo específico

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- x Analisar e calcular as deformações do muro entre o primeiro e o último dia de monitoramento por estação topográfica;
- x Utilizar o programa de elementos finitos para modelagem das seções em análise;
- x Determinar o módulo de elasticidade dos materiais utilizados em função das deformações apresentadas e monitoradas por topografia;
- x Simular e comparar as deformações do muro entre executado e projeto;

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Capítulo 1: Introdução, objetivos e justificativa.

Capítulo 2: Revisão bibliográfica.

Capítulo 3: Solo Reforçado

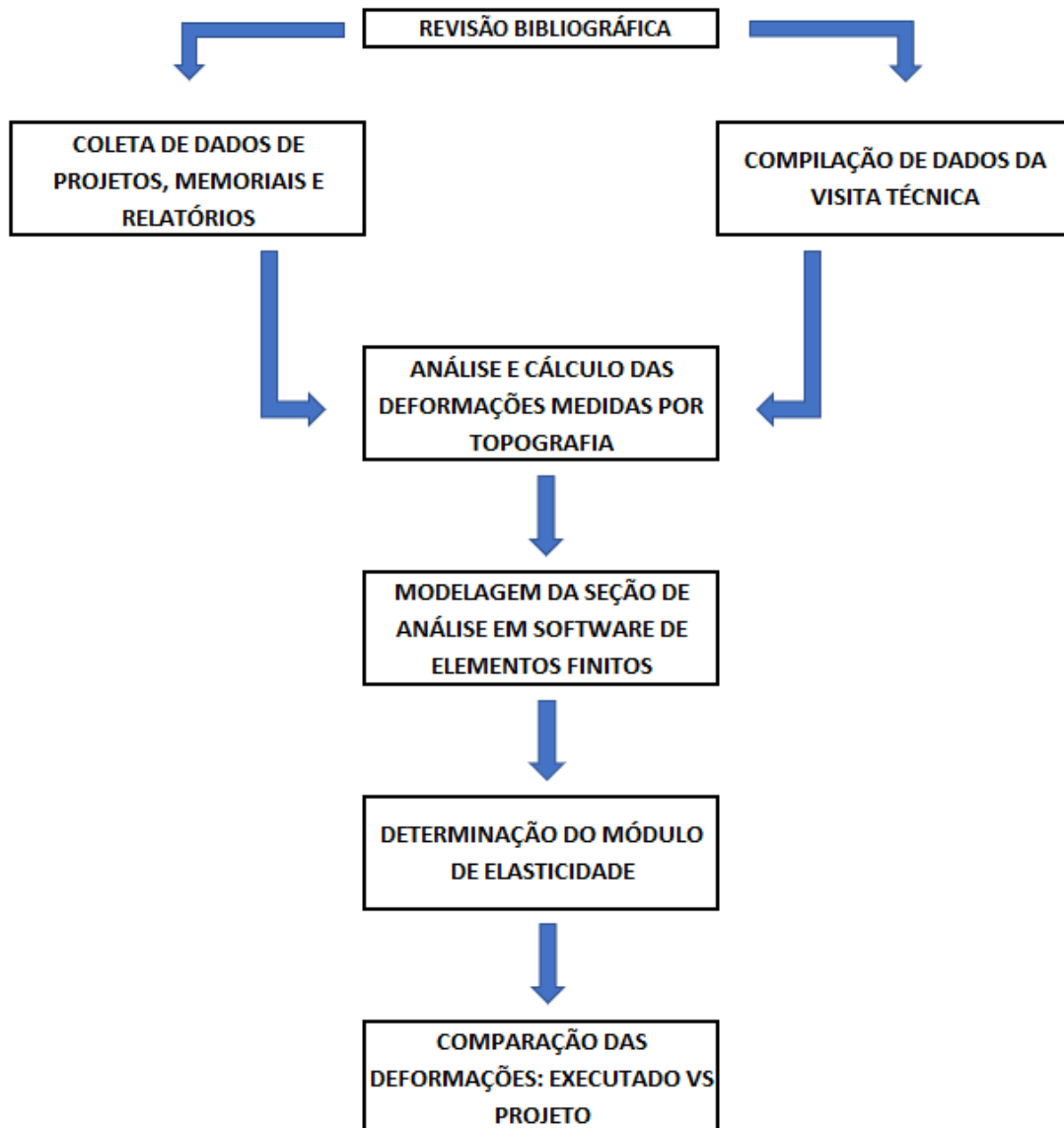
Capítulo 4: Dados do muro, ensaios e verificações

Capítulo 5: Análise das deformações

Capítulo 6: Considerações finais

1.5 METODOLOGIA

A metodologia para a realização deste trabalho consistiu na compilação de dados da revisão bibliográfica e coleta de dados da obra através dos projetos, memoriais descritivos e relatórios técnicos. As deformações do muro serviram de base para a determinação do módulo de elasticidade através de software de elementos finitos. A partir dos dados obtidos, foram simuladas e comparadas as deformações do muro entre conforme executado e conforme projeto.



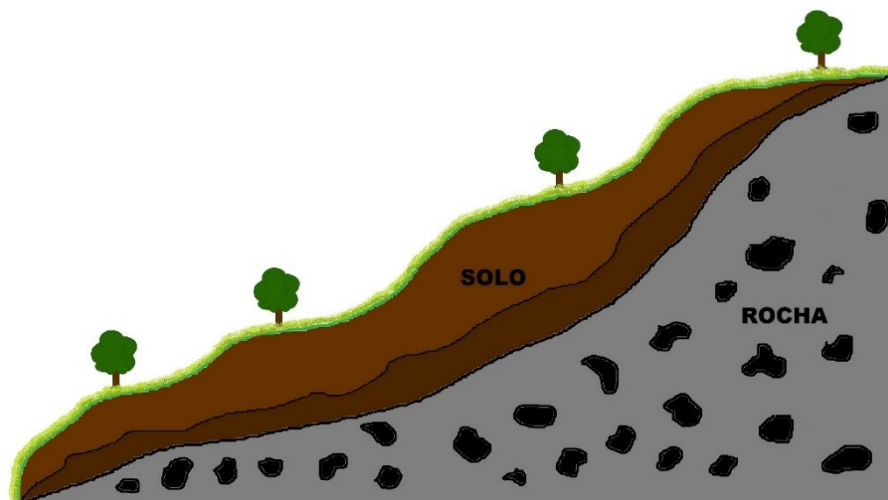
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 TALUDES

O nome talude compreende todas as superfícies inclinadas que limitam um maciço, seja ele natural ou artificial (CAPUTO, 2015).

Taludes naturais (figura 2), também denominados de encosta, são aqueles formados ao longo dos anos sem a intervenção humana, estes, sempre sujeitos a instabilidade devido as ações gravitacionais que naturalmente provocam seu movimento. Comumente encostas que durante anos permaneceram estáveis, sofrem processos de movimentação quando outros fatores alteram seu estado de tensões, provocando tensões cisalhantes que se igualam à resistência ao cisalhamento do solo (GERSCOVICH, 2013).

Figura 2 – Talude Natural/Encosta

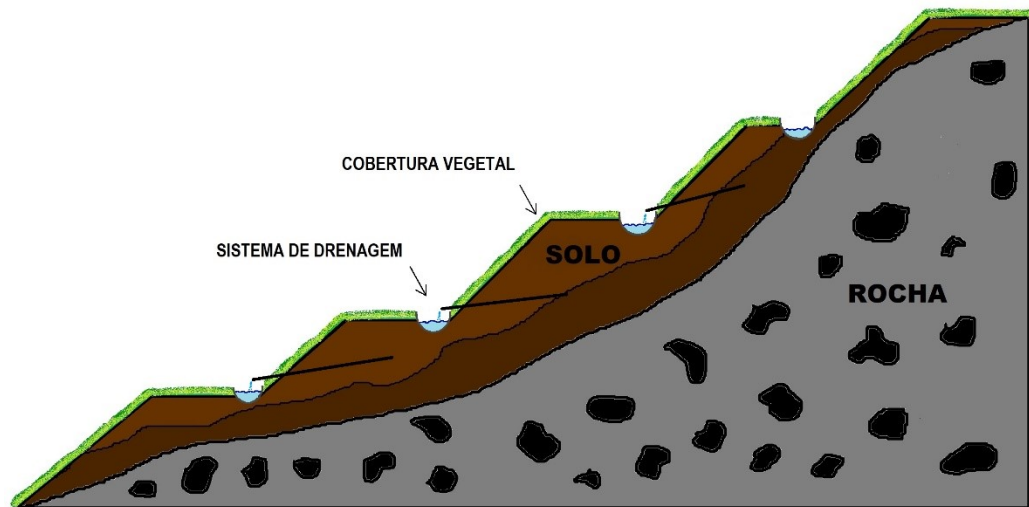


Fonte: Do autor

Taludes artificiais (figura 3) são aqueles gerados pela intervenção humana por meio de escavações e aterros para a execução e viabilização de diversas obras de engenharia. Estes, devem ser executados de modo a garantir a estabilidade da obra, e para tanto, é preciso ter conhecimento das propriedades geotécnicas do solo em questão.

Superfícies verticais de solo tendem a mover-se para baixo devido a atuação da força gravitacional, assim, taludes mais íngremes estão mais suscetíveis a processos de instabilidade (DAS, 2007)

Figura 3 – Talude artificial

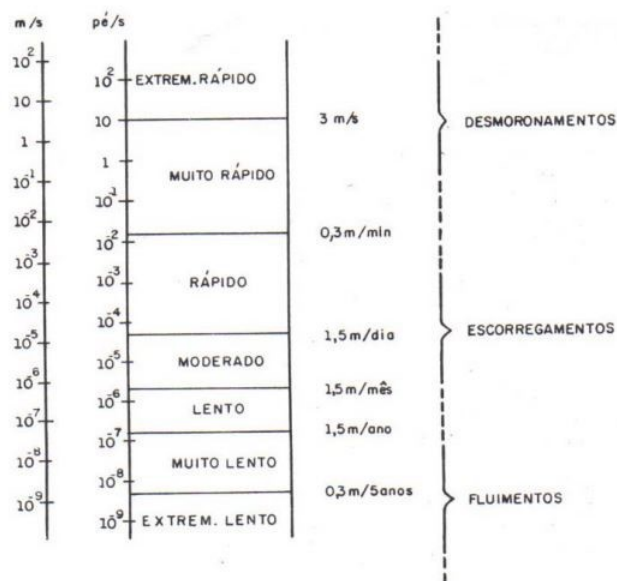


Fonte: Do autor.

2.2 MOVIMENTOS DE MASSA

É considerado como movimento de massa, qualquer deslocamento de um determinado volume de solo. Para classificar os diferentes tipos, iremos utilizar a proposta de Varnes (1978), conforme figura 4.

Figura 4 – Escala de Varnes



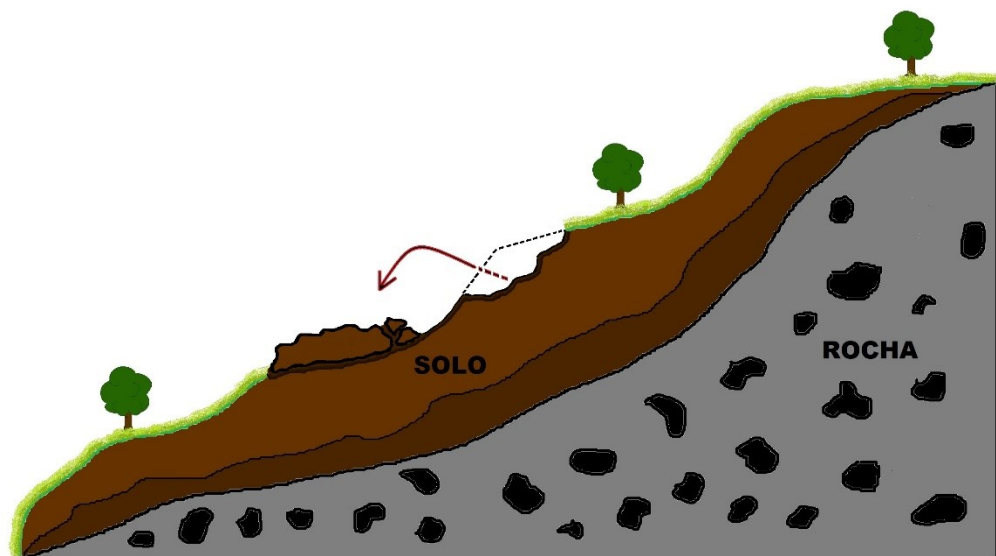
Fonte: Caputo (2015).

Varnes (1978) classifica a movimentação do maciço em 3 grandes grupos em função da velocidade com que ocorrem, são eles:

a) Desmoronamentos:

Fenômeno localizado, ocorre quando uma parte do maciço terroso ou rocha se desprende, caindo livre e rapidamente, depositando-se onde estacionar (CAPUTO, 2015). A figura 5 demonstra um exemplo de desmoronamento.

Figura 5 – Desmoronamentos

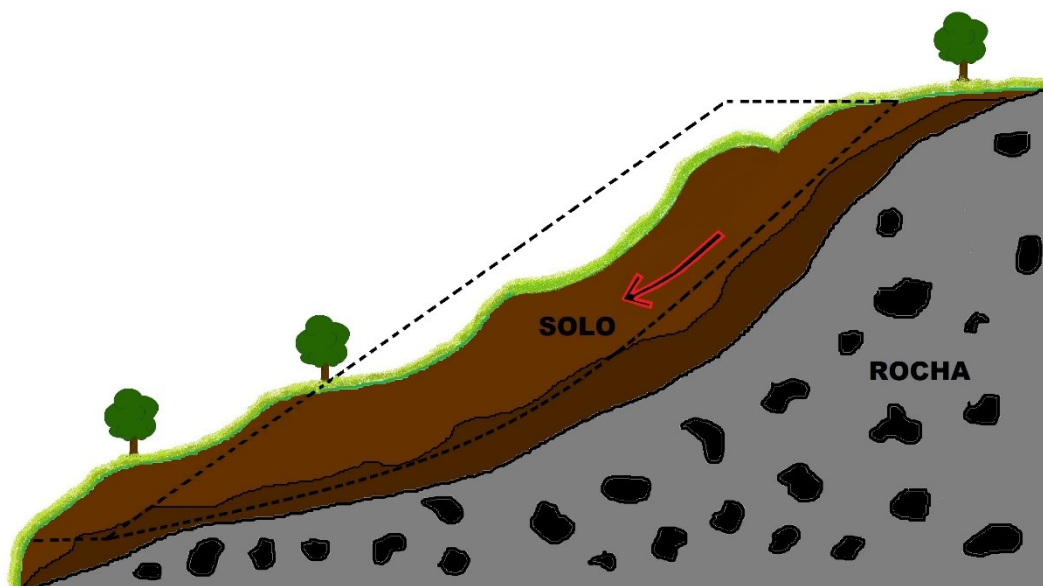


Fonte: Do autor.

b) Escorregamentos:

Escorregamentos são caracterizados pelo rápido deslocamento de massa de solo ou rocha, que se deslocam para baixo ao longo da superfície de deslizamento. Segundo Terzaghi. A velocidade de escorregamento é da ordem de 30cm por hora (CAPUTO, 2015). A figura 6 demonstra um exemplo de escorregamento.

Figura 6 – Escorregamentos

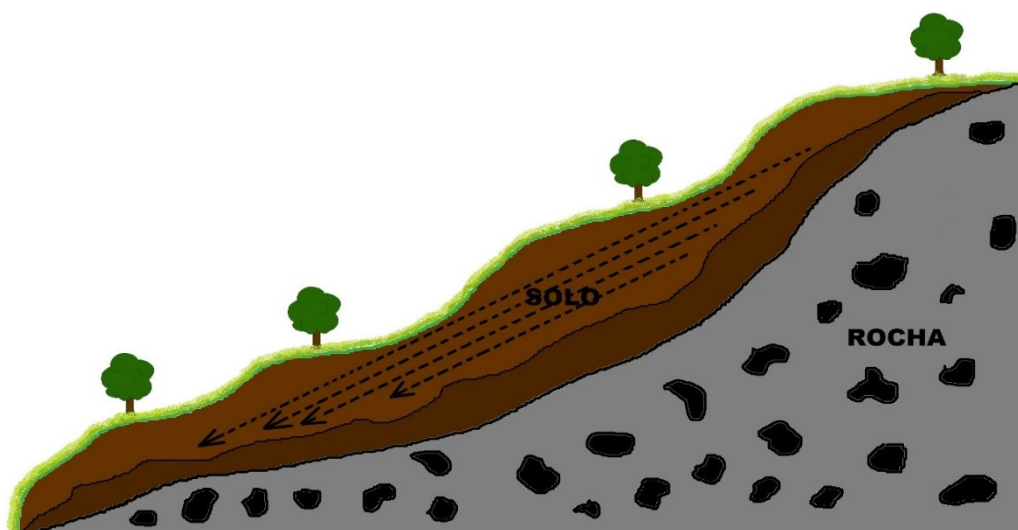


Fonte: Do autor.

c) Rastejo (Creep):

Deslocamento das camadas superficiais sobre as camadas mais profundas sem um limite definido. O deslocamento ocorre de forma lenta e contínua, segundo Terzaghi, a velocidade de rastejo é da ordem de 30cm por decênio (CAPUTO, 2015). A figura 7 demonstra esse deslocamento.

Figura 7 – Rastejo (Creep)



Fonte: Do autor

2.2.1 Fatores que contribuem para o movimento de massa

De maneira geral, os movimentos de massas ocorrem pela ação de agentes externos como chuva, desmatamento, construções inadequadas, tremores de terra, escavações e entre outros.

a) Influência da chuva:

As condições climáticas locais tem grande influência sobre a estabilidade dos taludes. No caso de países tropicais como o Brasil, onde o índice pluviométrico é elevado e a distribuição é desuniforme, chuvas torrenciais são frequentes. Desta forma, o solo quando saturado, aumenta o peso específico do maciço e diminui a resistência ao cisalhamento devido ao aumento da pressão neutra, causando a movimentação do maciço (CAPUTO, 2015).

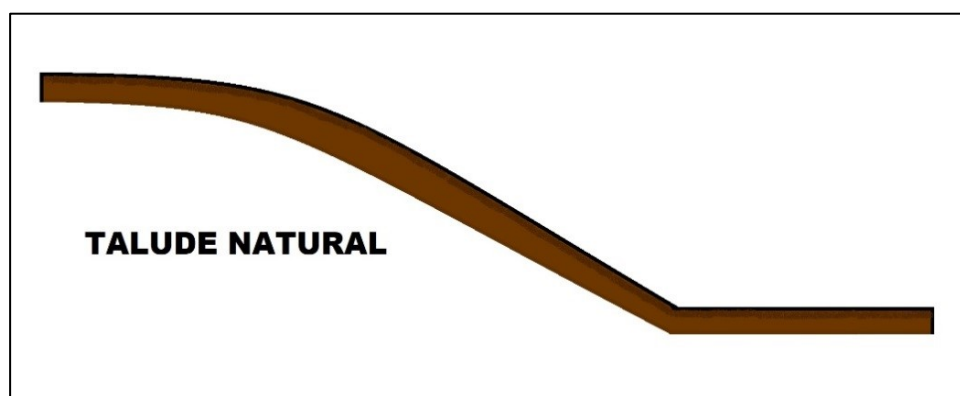
b) Desmatamento:

A vegetação é um importante estabilizador de taludes, sua retirada é a principal causa dos movimentos gravitacionais de massa (SILVA, 2008-a). As raízes das plantas agregam as partículas do solo aumentando a coesão, a resistência do solo, a taxa de infiltração de água e a porosidade, além de funcionarem como canais de sucção (PEREIRA, 2006).

c) Escavações:

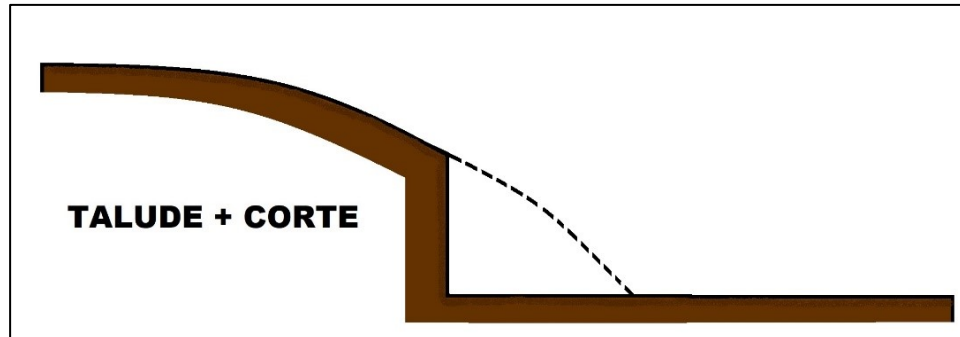
Frequentemente escavações (figura 9) são realizadas próximas ao pé de taludes naturais (figura 8) para a realização de diferentes obras de engenharia, e com o passar do tempo, tem-se a formação de fendas na parte superior do terreno adjacente ao corte (figura 10). Estas fendas desencadeiam a desagregação do solo e o deslocamento da superfície cortada, aumentando a instabilidade do maciço até que chegue a ruptura (figura 11) (MOLITERNO, 1994).

Figura 8 – Talude antes da escavação



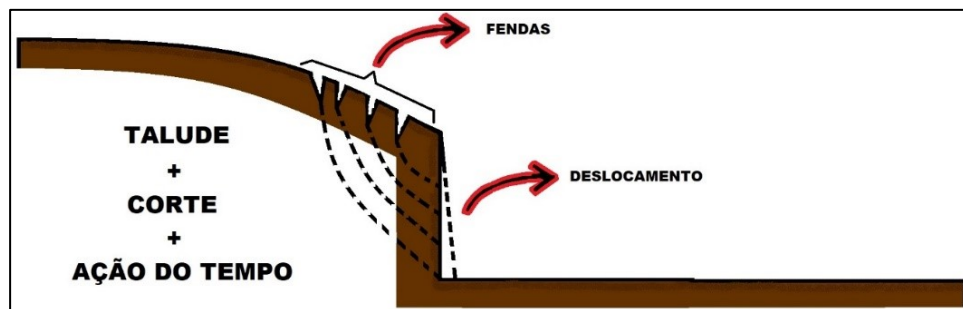
Fonte: Do autor.

Figura 9 – Talude após escavação



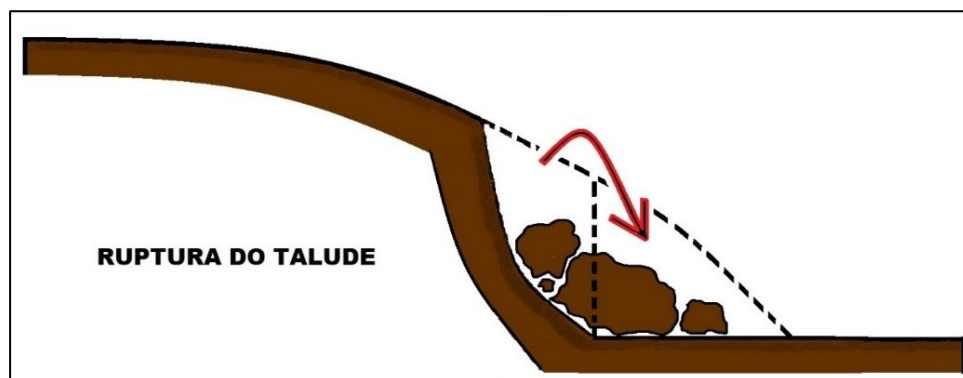
Fonte: Do autor.

Figura 10 – Aparecimento de fendas devido ação do tempo



Fonte: Do autor

Figura 11 – Ruptura do talude



Fonte: Do autor.

2.3 TENSOES TOTAIS, PRESSÃO NEUTRA, TENSÕES EFETIVAS E EMPUXO

Constituído de partículas sólidas, ar e água, o solo é submetido a tensões geradas pelo peso próprio do maciço e por tensões devido a cargas externas. Para se entender o movimento de massas, recalques, empuxos de terra e capacidade de carga dos solos, é fundamental conhecer a distribuição tensões do solo.

2.3.1 Tensões totais

No cálculo da pressão total resultante do peso próprio do solo, saturado ou não, a tensão é determinada pela equação 1.

$$\sigma = \sum_1^n \gamma \cdot h$$

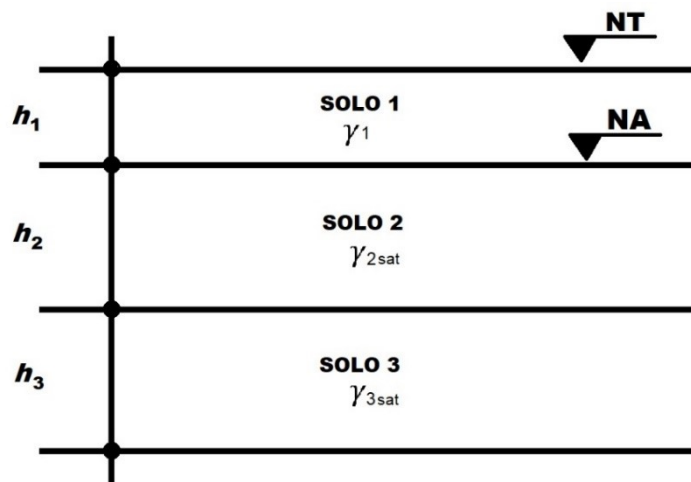
Equação 1

Onde:

- x σ = tensão total
- x γ = peso específico da camada de solo
- x h = espessura da camada de solo
- x n = número de camadas de solo

A figura 12 traz a representação de um solo estratificado.

Figura 12 – Representação de solo estratificado



Fonte: Do autor.

Aplicando a equação 1 na determinação da tensão total vertical do solo estratificado representado na figura 12, temos a seguinte expressão:

$$\sigma = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_{2sat} \cdot h_2 + \gamma_{3sat} \cdot h_3$$

Nota-se na expressão acima que foi utilizado o peso específico saturado das camadas de solo 2 e 3. Conforme constatação realizada por Terzaghi, a tensão normal total num plano qualquer é a soma da tensão efetiva mais a ação da poropressão.

2.3.2 Pressão neutra

Entende-se por pressão neutra (ou poropressão) os esforços gerados pela presença da água no solo. A pressão neutra é expressa pela equação 2 representada abaixo:

$$u = \gamma_w \cdot hw$$

Equação 2

Onde:

- x u = Pressão neutra
- x γ_w = Peso específico da água
- x hw = Altura da coluna de água

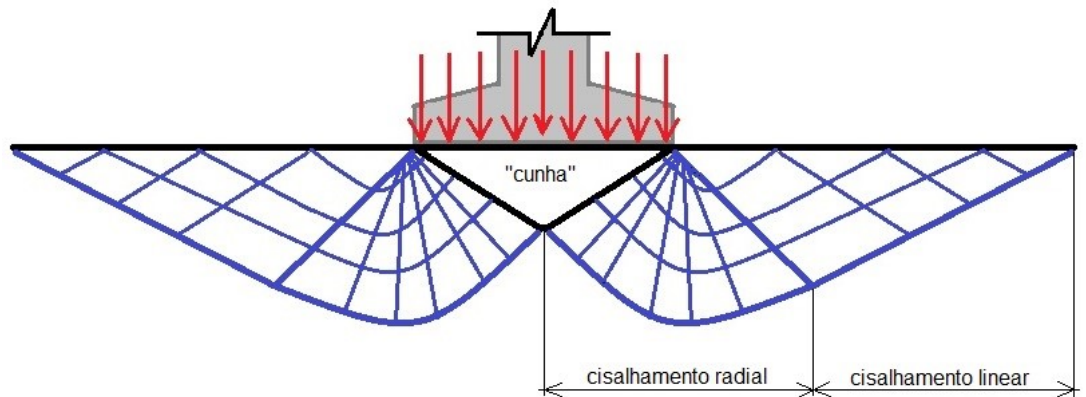
2.3.3 Tensões efetivas e a teoria de Terzaghi

2.3.3.1 Teoria de Terzaghi

Karl von Terzaghi, engenheiro austríaco conhecido como pai da mecânica dos solos e da engenharia geotécnica, desenvolveu em seus estudos o princípio das tensões efetivas. Em sua formulação, Terzaghi faz o cálculo da capacidade de carga de um solo que recebe a carga externa de uma fundação corrida e superficial (CAPUTO, 2015).

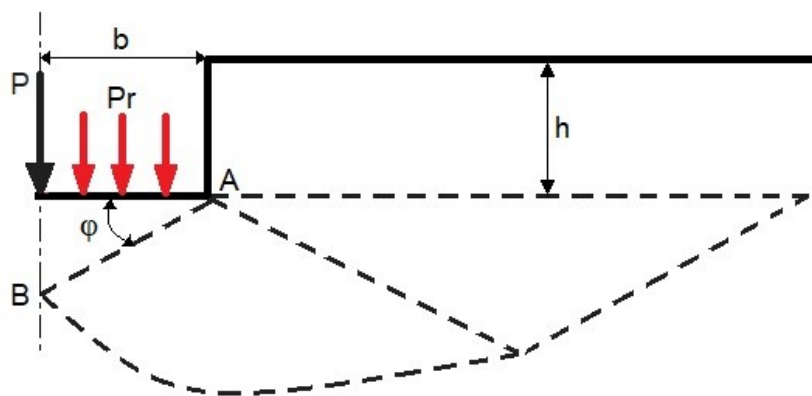
Segundo sua teoria, o solo ao receber a carga de uma fundação corrida e superficial, forma uma “cunha” que se desloca verticalmente em conjunto com a fundação, devido ao atrito gerado com a base da fundação. Este deslocamento faz com que o solo adjacente produza duas zonas de cisalhamento, ambas constituídas por uma zona radial e outra linear, conforme ilustra as figuras 13 e 14 (CAPUTO, 2015).

Figura 13 – Formação da cunha



Fonte: Caputo (2015).

Figura 14 – Ilustração da teoria de Terzaghi



Fonte: Caputo (2015).

Através da equação 3, Terzaghi estabelece a pressão de ruptura, ou capacidade de carga do solo.

$$Pr = cNc + \gamma_1 b N\gamma + \gamma_2 h Nq$$

Equação 3

Onde:

- x Pr = Pressão de ruptura = Capacidade de carga do solo
- x cNc = Coesão
- x $\gamma_1 b N\gamma$ = Atrito
- x $\gamma_2 h Nq$ = Sobrecarga

Os fatores adimensionais de capacidade de carga (N_c , N_γ e N_q), no caso de ruptura generalizada, são determinados através das equações 4, 5 e 6, ou através da figura 15.

$$N_c = \cot\varphi \left[\frac{a^2}{2\cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} - 1 \right]$$

Equação 4

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Equação 5

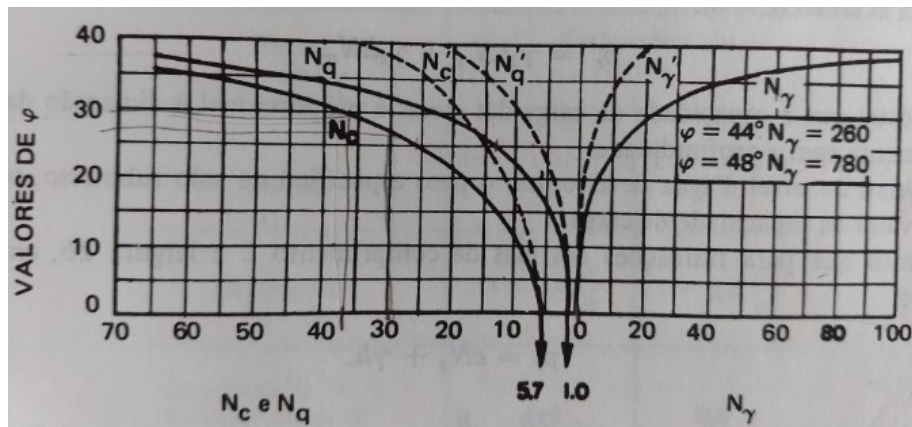
$$N_\gamma = \frac{1}{2} \operatorname{tg}\varphi \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1 \right)$$

Equação 6

Onde o valor de "a" é dado por:

$$a = e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\operatorname{tg}\varphi}$$

Figura 15 – Fatores de capacidade de carga com base no ângulo de atrito



Fonte: Caputo (2015).

Quando se tratar de uma ruptura localizada, devem ser utilizados os fatores N^c , N^{γ} e N^q , bem como um ângulo de atrito φ' dado por $\varphi' = \frac{2}{3} \text{tg}\varphi$ e $c' = \frac{2}{3} c$.

2.3.3.2 Tensões efetivas

Terzaghi estabelece tensão efetiva como a tensão transmitida pelo contato entre as partículas (grão a grão). Estabelece ainda que as variações de tensões no solo, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento são causadas pelas variações de tensões efetivas. Para a determinação da tensão efetiva, Terzaghi estabelece a seguinte equação:

$$\sigma' = \sigma - u$$

Equação 7

Onde:

- x σ' = Tensão efetiva
- x σ = Tensão total
- x u = Pressão neutra

2.3.4 Empuxo

Os empuxos laterais de solo são elementos significativos em uma análise de estabilidade de estruturas de contenção. Estes, são gerados pelo peso próprio do solo ou pelas sobrecargas aplicadas sobre ele.

Os empuxos são classificados em três tipos: ativo, passivo e em repouso, porém, em análises de estruturas de contenção, os empuxos mais relevantes do ponto de vista de projeto são o ativo e o passivo.

- x Empuxo ativo: pressão limite entre o solo e o muro produzido quando existe uma tendência de movimentação no sentido de “expandir” o solo horizontalmente.
- x Empuxo passivo: pressão limite entre o solo e o muro produzido quando existe uma tendência de movimento no sentido de “comprimir” o solo horizontalmente.

Como a estrutura de contenção funciona como um paramento que confina o solo, a situação mais crítica será quando houver o mínimo deslocamento desse paramento e máxima

mobilização de resistência do solo, ou seja, a situação em que ocorre o empuxo ativo sobre o muro.

Diferentes métodos podem ser utilizados para a determinação do empuxo, dentre eles, os mais comuns são:

- x Método de Rankine
- x Método de Coulomb
- x Análise do equilíbrio limite
- x Métodos numéricos

Dentre os métodos citados, o método do equilíbrio limite se destaca dos demais por utilizar parâmetros conhecidos e de fácil determinação, além de abranger limitações dos métodos de Rankine e de Coulomb.

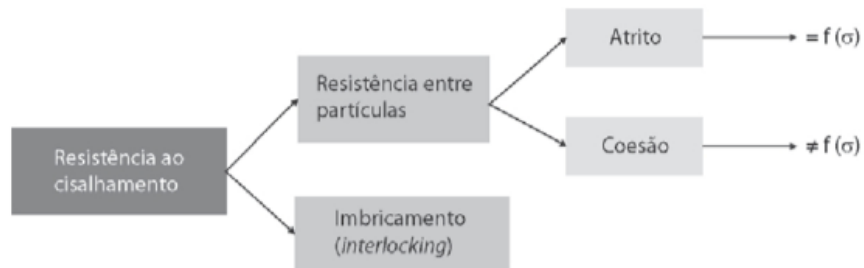
O método do equilíbrio limite consiste na consideração de diversas posições da possível superfície de ruptura, e para cada uma dessas posições determina o valor do empuxo pelo equilíbrio das forças. Desta forma é possível determinar a posição crítica da superfície de ruptura e o empuxo máximo correspondente.

2.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento do solo é definida como a máxima tensão ao cisalhamento que o solo é capaz de resistir sem que haja rupturas e deslizamentos, isto é possível devido a presença de partículas do solo que transmitem os esforços através do contato grão a grão.

Na maioria dos casos de ruptura do solo, o fenômeno ocorre devido ao cisalhamento da massa (PINTO, 2012), sendo assim, para a análise de instabilidades do solo é fundamental entender os mecanismos de resistência, seja ele em função da resistência entre partículas ou imbricamento. A figura 16 representa os tipos de resistência ao cisalhamento.

Figura 16 – Mecanismo de resistência



Fonte: Gerscovich (2016).

2.4.1 Resistência entre partículas

a) Atrito

Semelhante a um corpo que desliza sobre uma superfície plana horizontal (figura 17), a tensão de cisalhamento é dada pela equação 8.

$$\tau = \sigma \cdot \text{tg} \varphi$$

Equação 8

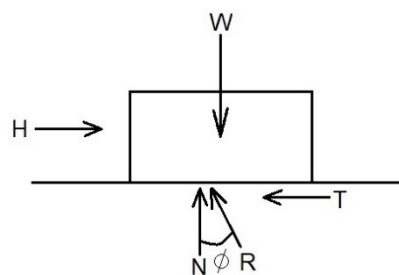
Onde:

x τ = Tensão de cisalhamento

x σ = Tensão normal

x φ = Ângulo de atrito

Figura 17 – Analogia da resistência ao cisalhamento



Fonte: Pinto (2012).

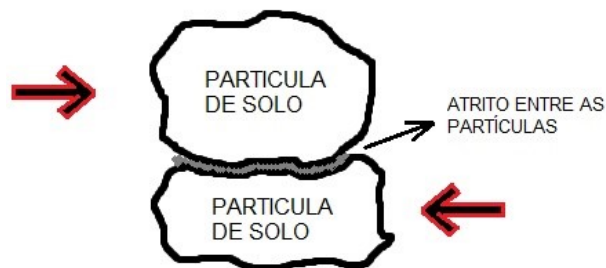
b) Coesão

Entende-se por coesão a tensão que provoca a atração das partículas, podendo ser dividida em coesão verdadeira e coesão aparente. Como exemplo de solos coesivos e não coesivos podemos citar as argilas e as areias.

x Coesão verdadeira: Ocorre devido a presença de forças eletroquímicas entre as partículas do solo ou resultantes da cimentação.

- x Coesão aparente: Ocorre em solos parcialmente saturados, a atração entre as partículas se dá por tensões capilares, porém, quando saturado a coesão desaparece.
- c) Ângulo de atrito
 - x Atrito por deslizamento: Atrito que ocorre no contato entre as superfícies das partículas quando estas tendem a se mover uma em relação à outra (figura 18).

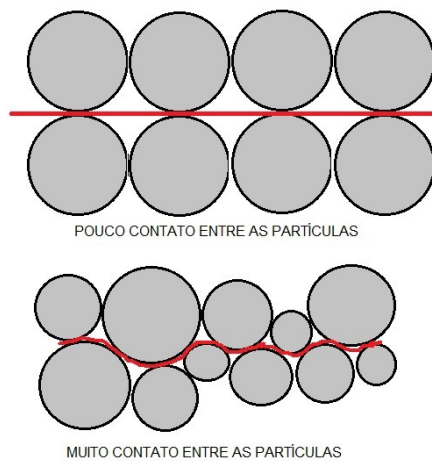
Figura 18 – Atrito gerado por deslizamento



Fonte: Do autor

- x Atrito embricamento: Atrito gerado pelo arranjo entre as partículas do solo (figura 19).

Figura 19 – Atrito por embricamento



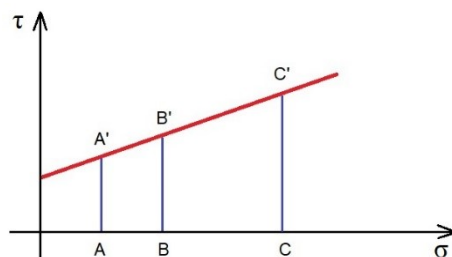
Fonte: Do autor.

2.5 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Os critérios de ruptura procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Alguns desses critérios estabelecem tensões máximas de compressão, tração ou cisalhamento, outros se referem a máximas deformações ou energia de deformação. Diante dos diferentes tipos de critérios, aqueles que melhor representam o comportamento dos solos são os de Coulomb e de Mohr.

Coulomb estabelece em seu critério que “não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f \cdot \sigma$, sendo c e f constantes do material e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento” (PINTO, 2012, p.263), sendo c e f , coesão e coeficiente de atrito interno respectivamente. A figura 20 representa os parâmetros definidos por Coulomb.

Figura 20 – Critério de ruptura por Coulomb

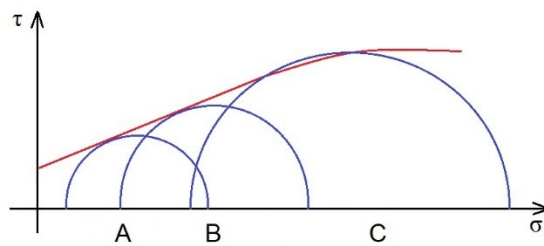


Fonte: Do autor

Mohr estabelece em seu critério que “não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material” (PINTO, 2012, p.263)

Os parâmetros definidos por Mohr são representados pela figura 21, nela, o círculo “A” a representa o estado de tensão quando há ruptura, e o círculo “B” quando não há ruptura do solo.

Figura 21 – Critério de ruptura por Mohr



Fonte: Do autor.

Devido a dificuldade de aplicação de envoltórias curvas, frequentemente são adotadas envoltórias retas ao invés das curvas, daí a expressão Critério de Mohr-Coulomb. A função linear que representa o critério de ruptura Mohr-Coulomb com base na tensão total é dada pela equação 9.

$$\tau_f = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

Equação 9

Onde:

x c = Coesão

x φ = Ângulo de atrito interno

x σ = Tensão normal no plano de ruptura

x τ_f = Resistência ao cisalhamento

Em termos de tensão efetiva, onde a tensão é suportada pelos grãos do solo, a equação de Mohr-Coulomb utiliza os valores de coesão e ângulo de atrito com base na tensão efetiva, conforme equação 10.

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

Equação 10

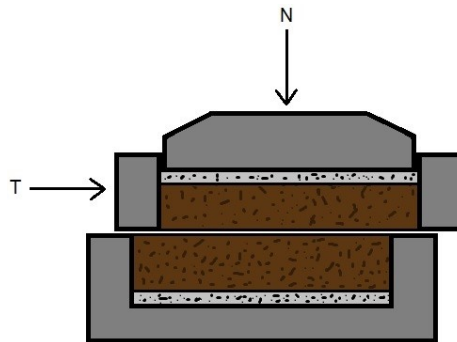
2.6 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.6.1 Ensaio de cisalhamento direto

Baseado no critério de Mohr-Coulomb, o ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para determinação da resistência ao cisalhamento do solo. Através da aplicação de uma tensão normal num plano, o ensaio procura determinar qual a tensão cisalhante causará a ruptura em uma amostra de solo.

Para a realização do ensaio, a amostra de solo coletada deve ser moldada em um anel metálico para que posteriormente a amostra já moldada possa ser pesada e o seu teor de umidade determinado. Após tais procedimentos, o corpo de prova deve ser colocado em uma caixa de cisalhamento em condições drenadas e aplicada uma força vertical N , permitindo a saída de água da amostra. Após a estabilização do volume, uma força tangencial T é aplicada sobre a parte inferior da caixa, esta, irá se movimentar e gerar o cisalhamento da amostra conforme ilustrado na figura 22. Os valores de tensão normal e cisalhante são determinados pela divisão entre as forças N e T pela área da seção transversal do corpo de prova.

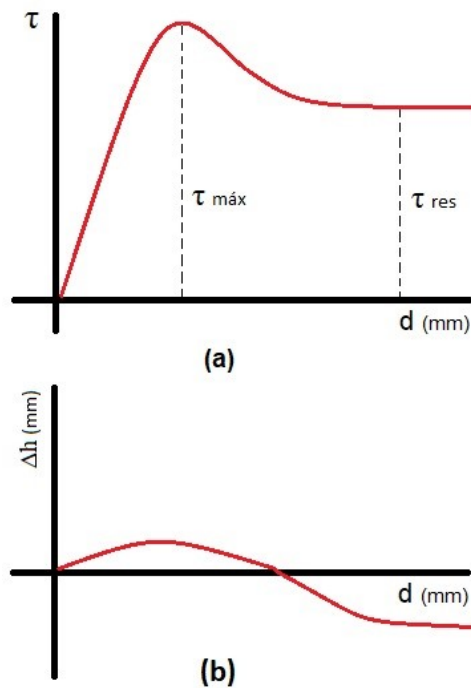
Figura 22 – Equipamento de cisalhamento direto



Fonte: Do autor.

Por meio do ensaio, a tensão cisalhante τ pode ser representada em função do deslocamento no sentido do cisalhamento (figura 23 a). Além da tensão cisalhante, é registrado o deslocamento vertical Δh , indicando se houve aumento ou diminuição do volume durante o cisalhamento (figura 23 b)

Figura 23 – Gráfico da tensão cisalhante e deslocamento vertical



Fonte: Pinto (2012).

Devido sua simplicidade, o ensaio de cisalhamento direto torna-se muito útil quando se deseja obter a resistência residual, porém, apresenta restrições, como, o plano de ruptura que é imposto pela caixa de cisalhamento, e a variação da poropressão, que não é medida durante o ensaio. Diante dessas restrições, em muitos casos acaba-se optando pelo ensaio de compressão triaxial.

2.6.2 Ensaio de compressão triaxial

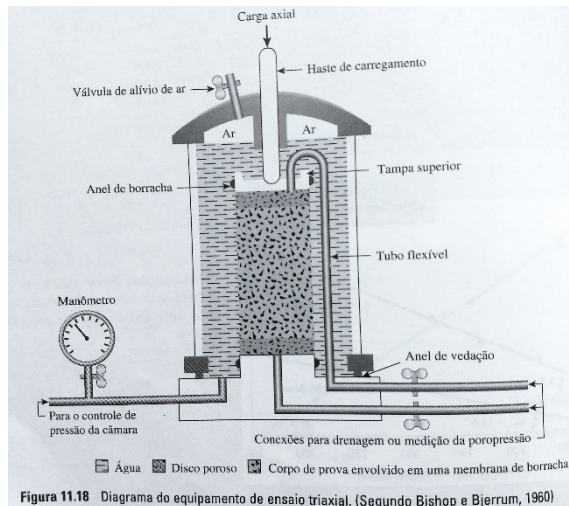
Por meio da aplicação de um estado hidrostático de tensões e um carregamento axial sobre o corpo de prova, o ensaio de compressão triaxial é realizado utilizando-se uma câmara cilíndrica e transparente envolta por uma membrana de borracha delgada, conforme ilustrado na figura 24.

O corpo de prova é colocado no interior da câmara, que posteriormente é acrescido de água e submetido a uma pressão de confinamento σ_c que atua em todas as direções. A aplicação da carga axial é feita por meio de um pistão que penetra na câmara e medida por um anel dinamométrico.

Durante o carregamento é feita a medição do acréscimo de tensão axial e medida deformação vertical do corpo, posteriormente esta deformação deverá ser dividida pela altura

inicial do corpo de prova, dando origem à deformação vertical específica, em função da qual se expressam as tensões desviadoras, bem como as variações de volume ou pressão neutra. (PINTO, 2012).

Figura 24 – Aparelho de ensaio triaxial



Fonte: Das (2007)

O ensaio de compressão triaxial é dividido em:

a) Ensaio consolidado drenado (CD)

Neste tipo de ensaio, a drenagem do corpo de prova é permanente e uma pressão de confinamento é aplicada até que a pressão neutra se dissipe. Em seguida, aumenta-se tensão axial para que a água sob pressão possa sair, e a pressão neutra durante todo o carregamento seja praticamente nula.

b) Ensaio consolidado não drenado (CU)

A pressão confinante é aplicada e mantida até que a pressão neutra seja dissipada, desta forma o corpo de prova é adensado pela pressão confinante. Em seguida, o corpo recebe uma força axial com a drenagem fechada. Não ocorrendo a drenagem, não há variação de volume e sim a variação da pressão neutra. Quando medida a pressão neutra, é possível determinar a resistência em termos de tensões efetivas.

c) Ensaio não consolidado não drenado (UU)

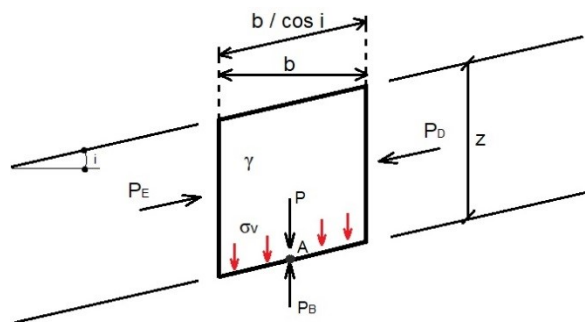
No ensaio não consolidado não drenado o corpo de prova é submetido a pressão confinante e carregamento axial sem que haja qualquer drenagem. Como não há a consolidação do corpo de prova, não há variação do índice de vazios, e se o corpo de prova estiver saturado não haverá variação de volume.

2.7 MÉTODOS DE ESTABILIDADE DE TALUDES

2.7.1 Taludes Infinitos

Considerando um talude de extensão ilimitada, com uma coluna de solo de largura b e altura z , conforme ilustra a figura 25, o valor da tensão vertical σ_v será dado pela equação 11.

Figura 25 – Talude de extensão limitada



Fonte: Caputo (2015).

$$\sigma_v = \frac{\gamma b z}{b / \cos i} = \gamma z \cos i$$

Equação 11

Onde:

- x σ_v = tensão vertical
- x γ = peso específico do solo
- x b = largura
- x z = altura
- x i = inclinação

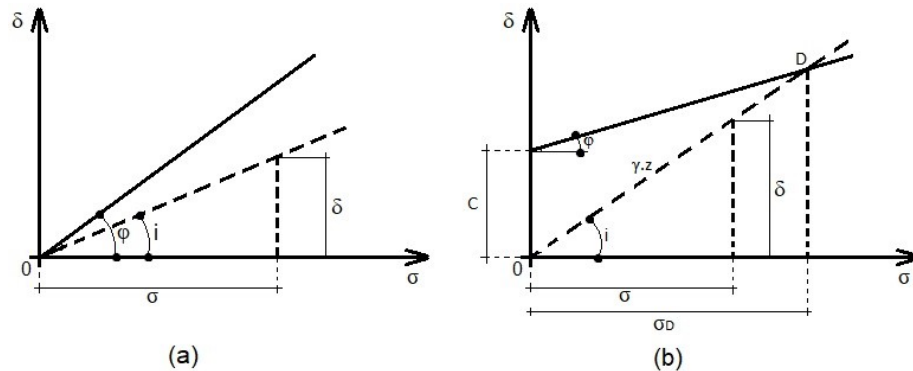
As quatro forças atuantes sobre a coluna de solo são:

- x P = peso da coluna no ponto médio A
- x $PE = PD$ = forças laterais
- x P = reação da força P

Utilizando o diagrama de Mohr, representado na figura 26 a, verifica-se que em solos não coesivos, quando $i < \phi$ não ocorre a ruptura por cisalhamento. Já para solos coesivos

(figura 26 b), para profundidades maiores que a correspondente a pressão σ_D , o talude se torna instável.

Figura 26 – Diagrama de Mohr



Fonte: Caputo (2015).

2.7.2 Taludes Finitos

Ainda que com evidências consideráveis de que a ruptura de taludes ocorra normalmente em superfícies curvas, o engenheiro civil alemão Karl Culmann (1875) aproximou a superfície de ruptura como um plano. Apesar de o fator de segurança calculado pela aproximação de Culmann apresentar resultados razoáveis para taludes quase verticais, investigações na década de 1920 sobre rupturas de taludes, recomendam que a superfícies de ruptura sejam aproximadas por uma superfície cilíndrica circular (DAS, 2007).

2.7.2.1 Superfície plana de ruptura

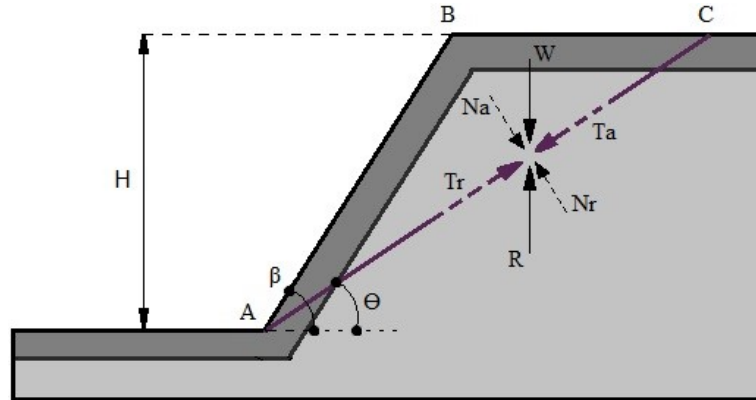
Culmann analisa a hipótese de que a ruptura de um talude ocorre ao longo de um plano quando a tensão média de cisalhamento que tende a causar o deslizamento é maior que a resistência ao cisalhamento do solo (DAS, 2007).

O talude finito representado na figura 27 se eleva em um ângulo β com a horizontal. O plano tentativo de ruptura é representado pela reta AC. Considerando um comprimento unitário perpendicular a seção do talude, podemos definir o peso da cunha ABC pela equação 12 (DAS, 2007).

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right]$$

Equação 12

Figura 27 – Análise de talude infinito – método Culmann



Fonte: Das (2007).

As componentes normal N_a e a componente tangencial T_a em relação ao plano AC são determinadas através das equações 13 e 14.

$$N_a = W \cos \theta = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \cos \theta$$

Equação 13

$$T_a = W \text{sen} \theta = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right]$$

Equação 14

A tensão normal efetiva e a tensão média de cisalhamento no plano AC são dadas pelas equações 15 e 16.

$$\sigma' = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \cos \theta \text{sen} \theta$$

Equação 15

$$\tau = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\text{sen}(\beta - \theta)}{\text{sen}\beta \text{sen}\theta} \right] \text{sen}^2 \theta$$

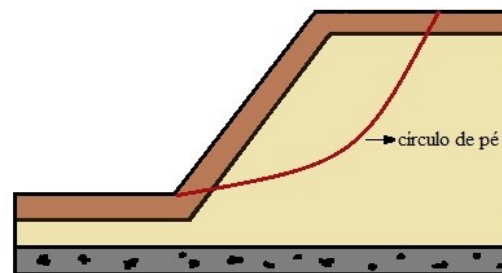
Equação 16

2.7.2.2 Superfície curva de ruptura

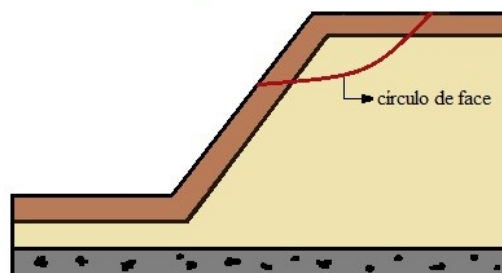
De modo geral a ruptura de taludes finitos pode ocorrer dos seguintes modos conforme ilustrado na figura 28:

- x Ruptura de face: Ocorre quando a superfície de ruptura intercepta a face do talude ou esteja acima de sua base. Quando o círculo de ruptura passa pelo pé do talude este é chamado de círculo de pé, e quando está acima do pé do talude é chamado de círculo de face.
- x Ruptura superficial de face: Assim como na ruptura de face a superfície de ruptura está acima da base do talude.
- x Ruptura de base: Ocorre quando a superfície de ruptura está abaixo do pé do talude, e o círculo de ruptura é chamado de círculo de ponto intermediário.

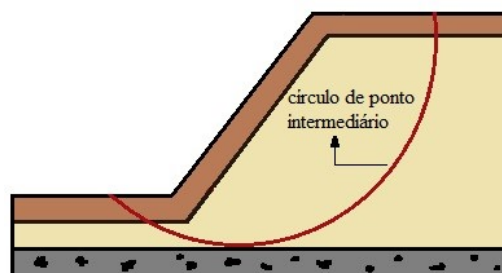
Figura 28 – Modo de ruptura



Ruptura de face



Ruptura superficial de face



Ruptura de base

Fonte: Das (2007).

2.7.3 Método comum das fatias

A análise de estabilidade de taludes pelo método comum das fatias, consiste em dividir o solo acima da superfície de ruptura em fatias verticais como mostrado na figura 29. Considerando um comprimento unitário perpendicular ao corte do talude, as forças atuantes na n -ésima fatia são representadas pela figura 30.

Onde:

x $W_n = R$ = Peso da fatia

x N_r = Componente normal da reação R

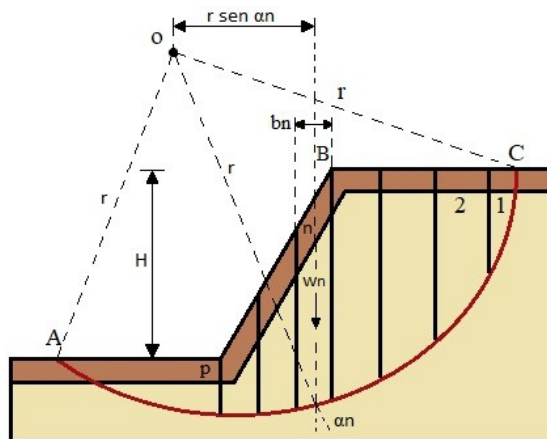
x T_r = Componente tangencial da reação R

x P_n e P_{n+1} = Forças normais que atuam nas faces das fatias

x T_n e T_{n+1} = Forças de cisalhamento que atuam nas faces das fatias

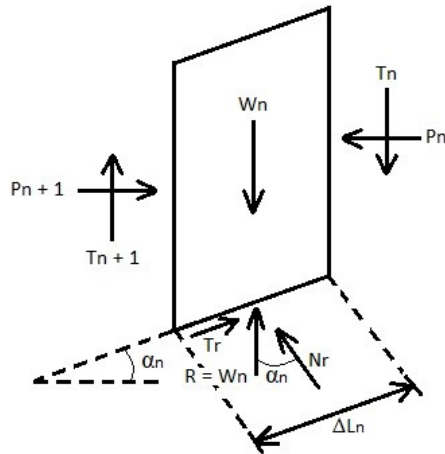
Como as forças P_n e P_{n+1} são difíceis de serem determinadas, podemos assumir que as resultantes P_n e T_n são iguais às resultantes P_{n+1} e T_{n+1} , e que suas linhas de ação são coincidentes.

Figura 29 – Superfície tentativa de ruptura



Fonte: Das (2007).

Figura 30 – Forças atuantes na n-ésima fatia



Fonte: Das (2007).

2.7.4 Método de Bishop simplificado

Por meio do método comum das fatias, Bishop considera o efeito das forças causadas pelas fatias vizinhas, segundo ele, a não consideração resultará em um fator de segurança FS 15% menor.

Deve-se investigar diversas superfícies de ruptura, de modo a encontrar a superfície crítica que forneça o fator de segurança mínimo.

Através da figura 30 tem se as seguintes equações:

$$\Delta P = P_n - P_{n+1}$$

Equação 17

$$\Delta T = T_n - T_{n-1}$$

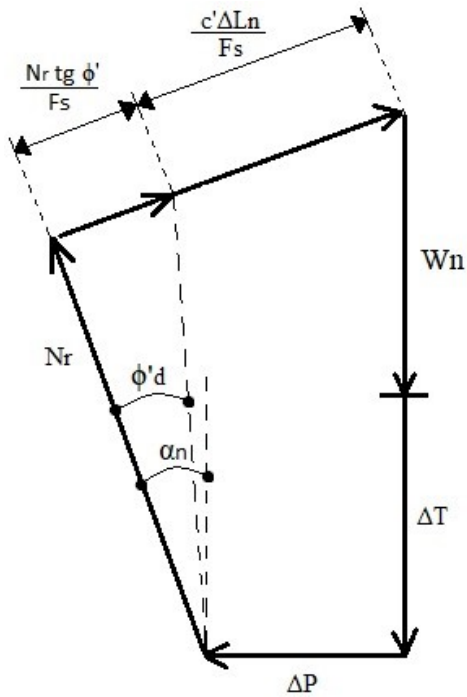
Equação 18

$$Tr = Nr (tg \phi' d) + cd' \Delta Ln = Nr \left(\frac{tg \phi}{Fs} \right) + \frac{c' \Delta Ln}{Fs}$$

Equação 19

A figura 31 representa o polígono de forças para o equilíbrio da n-ésima fatia. Fazendo o somatório das forças verticais temos:

Figura 31 – Polígono de forças para equilíbrio



Fonte: Das (2007).

$$Nr = \frac{Wn + \Delta T - \frac{c'\Delta Ln}{Fs} \operatorname{sen} \alpha n}{\cos \alpha n + \frac{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{sen} \alpha n}{Fs}}$$

Equação 20

Através de um processo de tentativa e erro, o fator de segurança FS é determinado pela equação 21.

$$Fs = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c'bn + Wn \operatorname{tg} \phi') \frac{1}{m\alpha(n)}}{\sum_{n=1}^{n=p} Wn \operatorname{sen} \alpha n}$$

Equação 21

O valor de $m\alpha(n)$ é dado pela equação 22:

$$m\alpha(n) = \cos \alpha n + \frac{\operatorname{tg} \phi' \operatorname{sen} \alpha n}{Fs}$$

Equação 22

2.8 FATORES DE SEGURANÇA

Os fatores de segurança têm por objetivo cobrir as incertezas naturais das diversas etapas do projeto e construção.

Segundo a NBR 11682 (2009), as análises usuais de segurança desprezam as deformações que ocorrem naturalmente no talude ou na encosta e que o valor do fator de segurança (FS) tem relação direta com a resistência ao cisalhamento do material do talude. Admite-se, portanto, que um maior valor de FS corresponde a uma segurança maior contra a ruptura. Entretanto no caso de encostas, a variabilidade dos materiais naturais pode reduzir significativamente a segurança, aumentando a probabilidade de ocorrência de uma ruptura da encosta.

Os valores de FS são classificados de acordo a NBR 11682 (2009) em níveis de segurança conforme dado pelas tabelas 1, 2 e 3. Seu cálculo é feito a partir da relação entre os esforços resistentes e os esforços atuantes, conforme equação 23.

$$FS = \frac{\tau \text{ resistente}}{\tau \text{ atuante}}$$

Equação 23

Tabela 1 — Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682 (2009).

Tabela 2 — Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Crítérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682 (2009)

Tabela 3 — Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

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

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682 (2009)

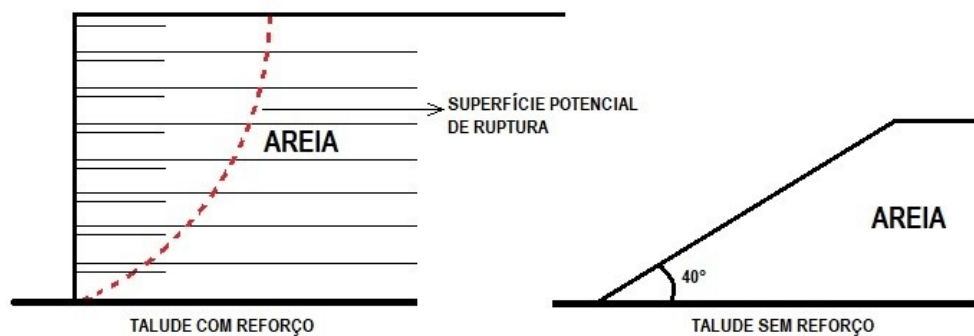
3 SOLO REFORÇADO

3.1 CONCEITO DE SOLO REFORÇADO

A compactação de solos sem reforço geralmente eleva a resistência a compressão e ao cisalhamento, porém, a resistência a tração ainda é baixa ou nula. No intuito de aumentar a resistência, reforços são associados ao solo, fazendo com que o material composto apresente melhores características mecânicas.

Um talude de areia limpa por exemplo, possui resistência nula a tração e tem seu ângulo máximo limitado ao ângulo de repouso do material, que no caso das areias é de cerca de 40° . Este mesmo material, quando associado a um reforço, permite que o talude seja construído a um ângulo de 90° como ilustrado na figura 32.

Figura 32 – Talude com e sem reforço

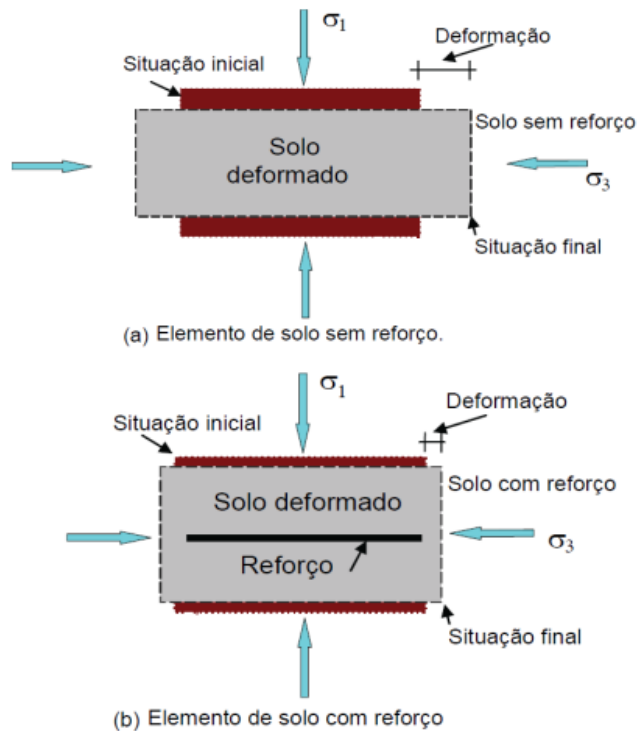


Fonte: Ehrlich e Becker (2009)

Os reforços atuam como uma “costura” na superfície potencial de ruptura, solidarizando a região instável com a região estável e impedindo a ruptura do talude. (EHRlich e BECKER, 2009).

A baixa resistência aos esforços de tração faz com que o solo, quando submetido a uma carga vertical, se deforme nas direções vertical e horizontal. Porém, quando a mesma carga é aplicada sobre um solo com reforço, os movimentos laterais são limitados, isto ocorre devido ao ganho de resistência a tração fornecida pelo reforço, conforme ilustrado pela figura 33.

Figura 33 – Princípio básico do comportamento do solo reforçado



Fonte: Encarte técnico Terramesh (2005)

De acordo com a quantidade e a resistência dos reforços empregados, é possível atingir grandes desníveis, em geral, o comprimento dos geossintéticos variam entre 60% e 80% da altura do muro.

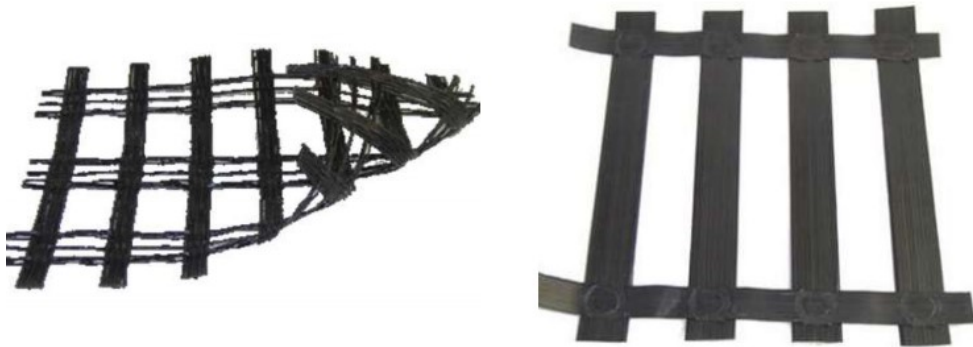
3.2 GEOTÊXTEIS E GEOGRELHAS

Diversos tipos de reforços geossintéticos foram desenvolvidos nas últimas décadas, estes, podem ser divididos em duas categorias principais: geotêxteis e geogrelhas.

Geotêxteis podem ser utilizados tanto como uma ferramenta de reforço do solo quanto uma ferramenta de drenagem, filtração e separação. São classificados ainda em tecidos e não tecidos.

Geogrelhas são utilizadas exclusivamente para o reforço de solos, são plásticos de estrutura plana muito aberta e em formato de grelha conforme ilustrado pela figura 34. É através das aberturas e da rugosidade do material que o solo interage com a grelha e forma um novo material, o solo reforçado.

Figura 34 – Geogrelhas da empresa Maccaferri



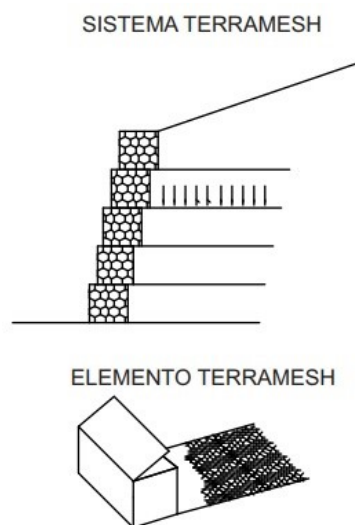
Fonte: Manual Técnico de Geossintéticos Maccaferri, (2009).

As geogrelhas podem ser unidirecionais, quando o apresentam elevada resistência a tração em apenas uma direção, ou bidirecional, quando apresentam elevada resistência a tração nas direções x e y.

3.3 SISTEMA TERRAMESH SYSTEM

O sistema Terramesh System consiste em uma malha hexagonal de dupla torção galvanizada e revestida em PVC, associada a um paramento frontal de mesmo material e pedras. Em formato de caixas similares aos gabiões os elementos Terramesh System não necessitam de acabamentos complementares conforme ilustrado pela figura 35.

Figura 35 – Paramento escalonado



Fonte: Encarte técnico Terramesh (2005)

O formato hexagonal da malha permite a mobilização, não só do atrito contra a superfície do fio metálico, mas também as propriedades mecânicas de travamento e corte entre as partículas do material do aterro. Isto ocorre devido a grande dimensão da abertura hexagonal quando comparada ao diâmetro do fio (Maccaferri, 2005).

Quando ao ar livre, a malha hexagonal apresenta grande flexibilidade, porém, quando confinada em um aterro compactado o comportamento se torna diferente, pois o solo detém o alongamento da malha em seu sentido longitudinal.

Dentre as vantagens da utilização do sistema Terramesh System podemos citar:

- x Permeabilidade: formado pelo enrocamento de pedras, o paramento frontal garante a drenagem do terreno;
- x Simplicidade construtiva: execução manual com instalações e equipamentos mínimos;
- x Versatilidade: o paramento frontal pode ser construído vertical, em degraus ou inclinado;
- x Redução do impacto ambiental: mesmo com o paramento em pedras, é possível inserir vegetações que possam harmonizar e reduzir os efeitos agressivos das intervenções
- x Uso do solo local: redução da exploração material de jazidas distantes e o custo da operação de transporte e controle;
- x Redução do tempo de construção da obra

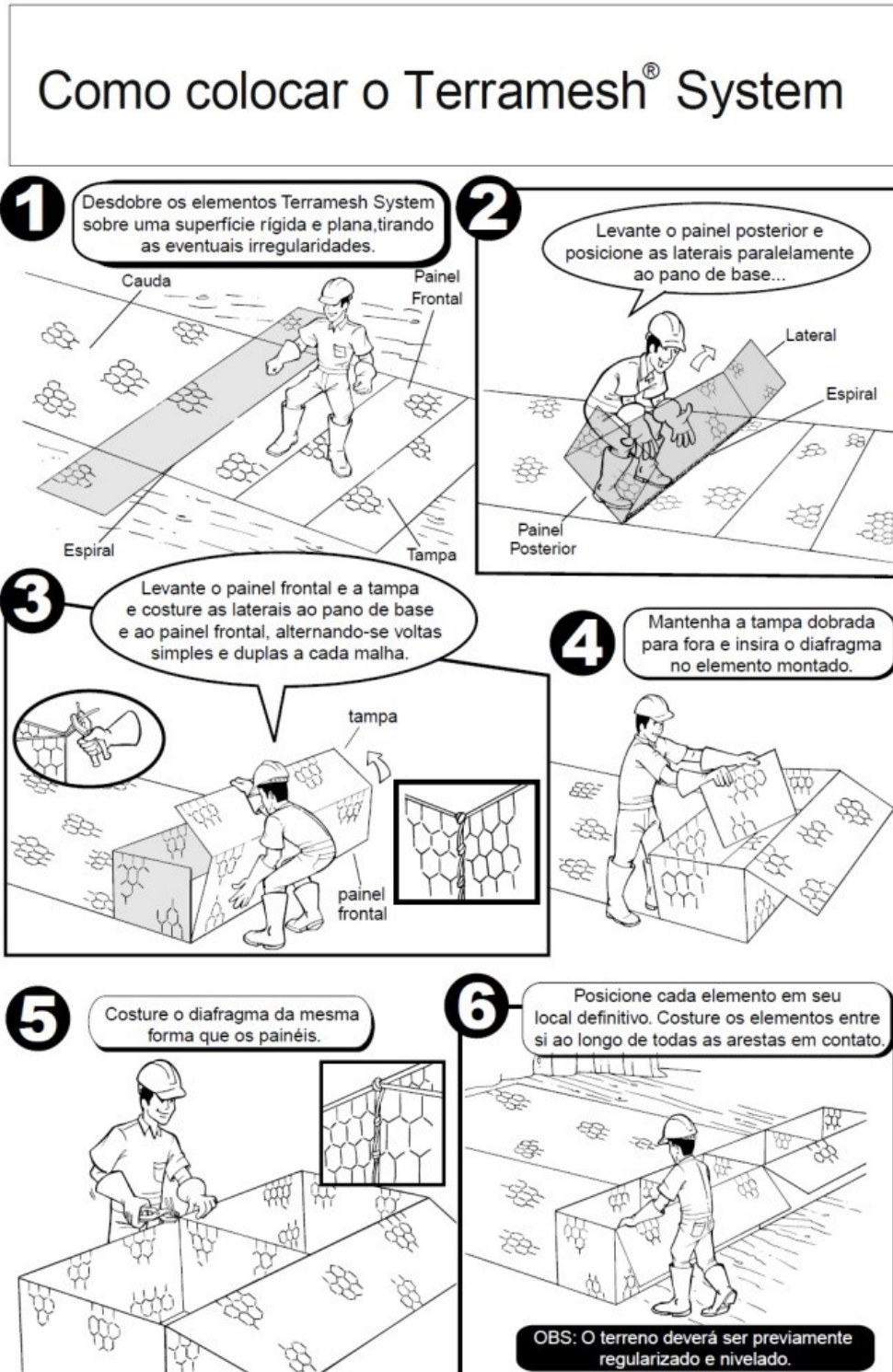
3.3.1 Processo construtivo

Antes do processo de execução do muro é preciso a preparação do local, retirando quaisquer matérias que possam ser danosas aos reforços, além de providenciar a locação topográfica do alinhamento frontal da contenção.

As geogrelhas devem ser recortadas conforme o comprimento determinado em projeto e esticadas sobre o terreno regularizado. Deve-se atentar para que o sentido de maior resistência da geogrelha seja posicionado perpendicular ao muro, onde os esforços de tração são maiores. Piquetes de madeira ou vergalhões metálicos podem ser utilizados para ajudar na fixação das geogrelhas, evitando a movimentação das mesmas durante o processo de aterro.

A montagem do sistema é dada pelo fabricante conforme o encarte da figura 36.

Figura 36 – Encarte de instalação do sistema Terramesh System



7 Encha em 3 etapas.

1 encha até 1/3 da capacidade total

2 coloque os tirantes e encha até 2/3 da capacidade total

3 coloque novamente os tirantes e acabe de encher com até 3 ou 5 cm da altura

8

LEMBRE-SE
Não encha um elemento sem que o do lado esteja parcialmente preenchido.

9 Para facilitar o lançamento do aterro, fixe as caudas com alguns grampos

Grampos

Cauda

10 Dobre as tampas e amarre com o mesmo tipo de costura

11 Fixe o filtro geotêxtil junto ao painel posterior da caixa. Esse filtro deve ser maior que o painel para permitir o envelopamento do solo de aterro.

30 cm

30 cm

12 Proceda com o aterro.

O aterro deve ser compactado em camadas de aproximadamente 20 a 30cm.

geotêxtil

30cm

30cm

13 Os equipamentos pesados de compactação devem manter uma distância mínima de um metro do paramento frontal

A compactação próxima ao paramento frontal deve ser feita manualmente ou com equipamentos leves.

14 Dobre o geotêxtil sobre o terreno compactado e repita todas as operações para as camadas seguintes.

10 cm

10 cm

OBS: Costure os elementos da camada superior aos elementos da camada inferior ao longo de todas as arestas em contato.

Fonte: Encarte técnico Terramesh (2005)

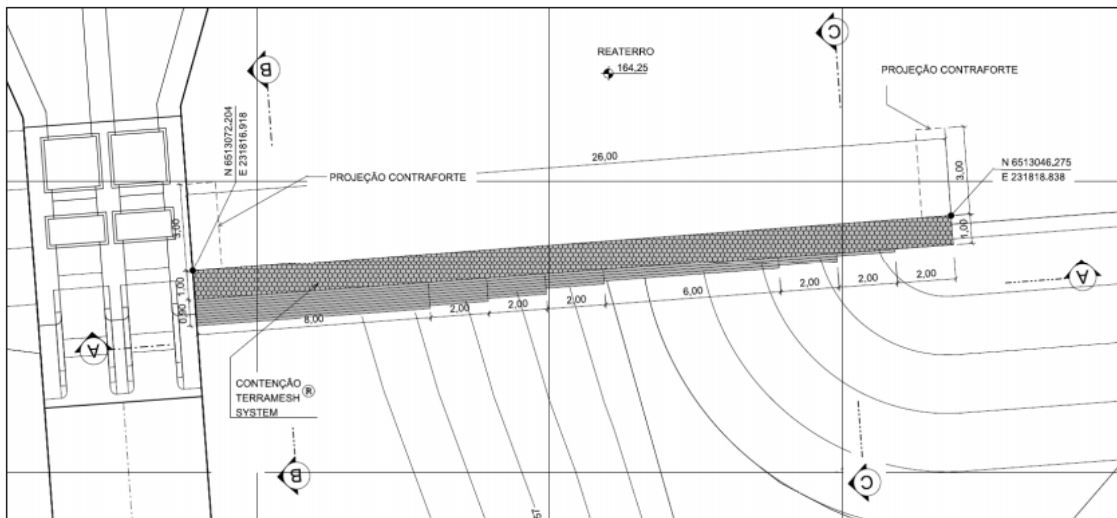
4 DADOS DO MURO, ENSAIOS E VERIFICAÇÕES

4.1 DADOS DO MURO

Projetado para a contenção do aterro no pátio de uma usina termelétrica, o muro de aproximadamente 10m de altura por 26m de comprimento, foi construído utilizando o sistema Terramesh System desenvolvido pela empresa Maccaferri.

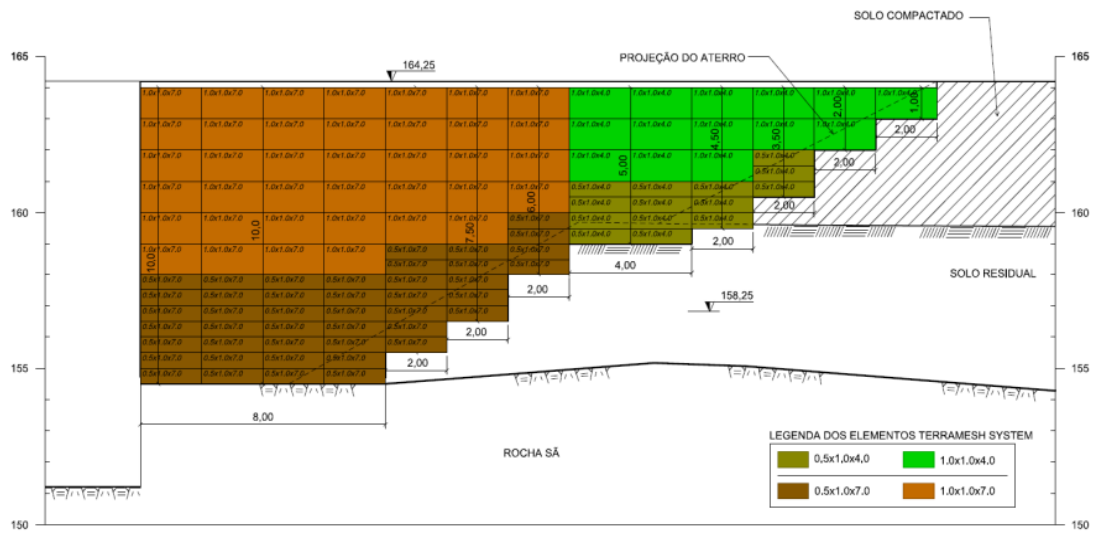
A geometria do muro pode ser verificada em planta, vista e seções dadas pelas figuras 37, 38, 39 e 40.

Figura 37 – Planta baixa do Muro de Contenção Terramesh



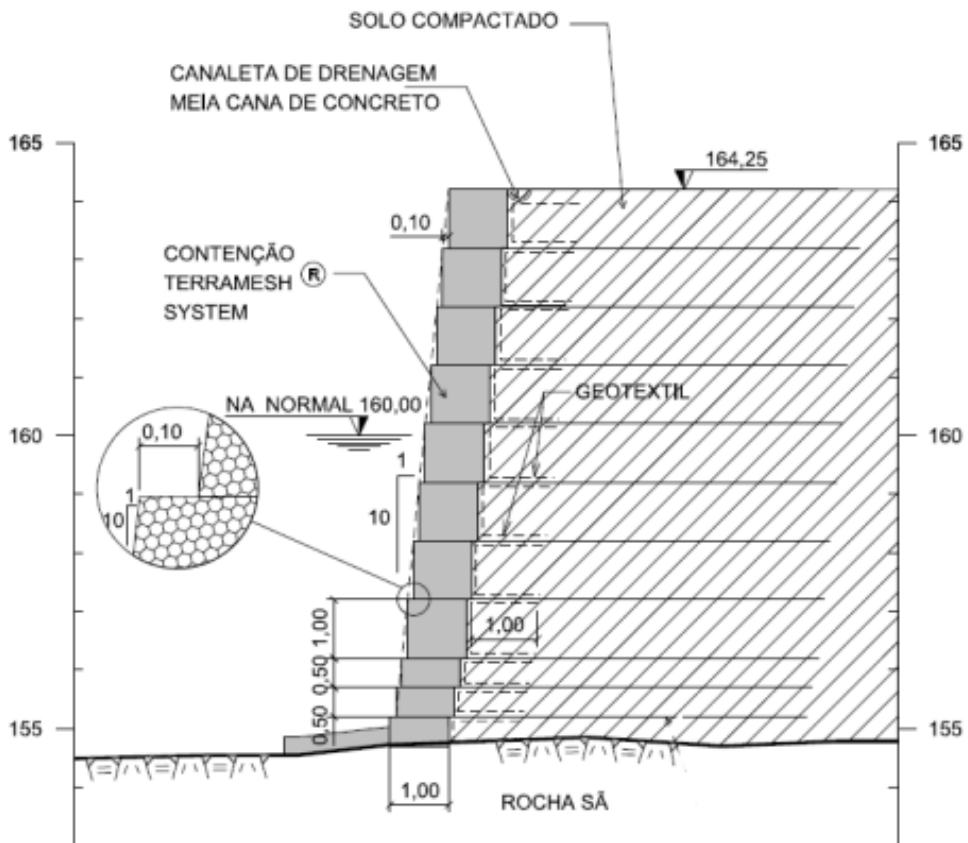
Fonte: Memória de cálculo muro Terramesh (2016)

Figura 38 – Vista a muro de contenção Terramesh



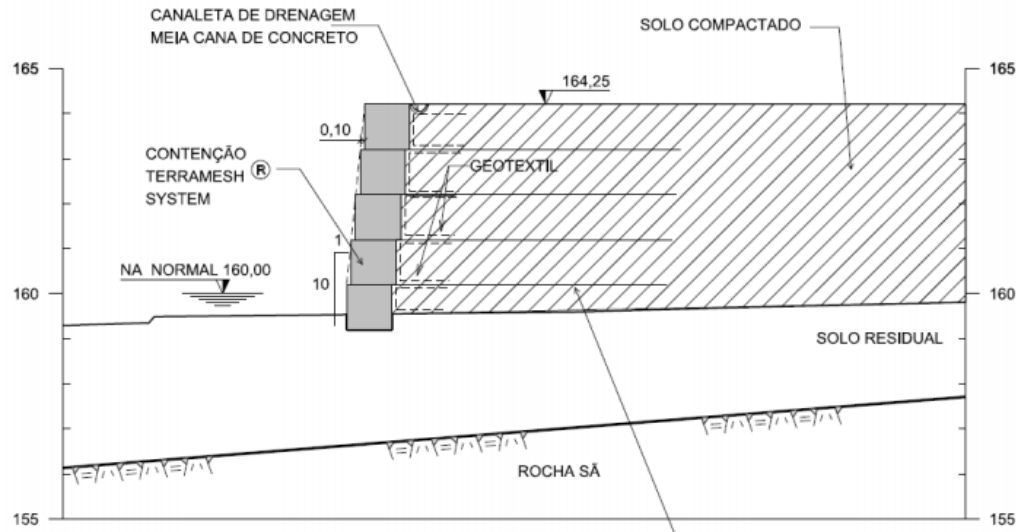
Fonte: Memória de cálculo muro Terramesh (2016)

Figura 39 – Seção B (seção de maior altura)



Fonte: Memória de cálculo muro Terramesh (2016)

Figura 40 – Seção C (seção de menor altura)



Fonte: Memória de cálculo muro Terramesh (2016)

4.2 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS MATERIAIS

Levando-se em consideração os ensaios realizados e os parâmetros consagrados da bibliografia brasileira, a definição dos parâmetros de resistência foi feita de forma conservadora.

4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS E MATERIAIS UTILIZADOS

Nesta seção serão apresentados os materiais utilizados na execução da obra, bem como os ensaios e os resultados obtidos. Todos os ensaios foram realizados em laboratório pela empresa contratada, e todos os dados aqui apresentados foram retirados de relatório técnico.

4.3.1 Materiais utilizados

Os materiais coesivos utilizados na obra foram obtidos em jazidas existentes próximas ao local e coletados através de sondagens a trado. Inúmeras sondagens foram realizadas, dentre elas, oito furos que apresentaram material representativo foram escolhidos e suas amostras coletadas para análise em laboratório. Além do material coesivo retirado das jazidas, foi adquirido areia para execução do filtro. A tabela 4 apresenta os parâmetros geotécnicos dos materiais utilizados.

Tabela 4: Parâmetros geotécnicos dos materiais

Material	Peso específico (KN/m ³)	Coesão (KPa)	Ângulo de atrito (°)
Solo Compactado - Aterro	19,5	16	23°
Gabião	17,0	20	40°
Maciço Rochoso - Argilito	23,0	30	28°
Solo Residual	19,0	18	23°

Fonte: Memória de cálculo muro Terramesh (2016)

4.3.2 Resultados dos ensaios

Para a determinação das propriedades do solo foram realizados os seguintes ensaios:

- x Ensaio de cisalhamento direto
- x Ensaio triaxial adensado não drenado
- x Ensaio triaxial não adensado e não drenado

Os ensaios constataram que as jazidas de solo correspondentes às amostras 1,2,3 e 4 possuem granulometria adequada, quando compactadas apresentam características de resistência condizentes com as necessidades do projeto e possuem coeficiente de permeabilidade (k) suficiente para a vedação da estrutura de barramento. Já as amostras 5 e 6 foram descartadas pois a curva granulométrica da amostra 5 mostrou que possui 15% de finos passante na peneira #200 enquanto o projeto estabelece o mínimo 25% passante na peneira #200. A amostra 6 não apresentou resistência suficiente para compor o aterro da barragem, atestado através dos ensaios de cisalhamento.

As amostras 7 e 8, estas apresentaram resistência e permeabilidade adequada quando compactadas, porém, a curva granulométrica estava fora dos limites especificados na faixa granulométrica especificada em projeto.

Quanto a areia adquirida comercialmente para a execução do filtro, esta apresentou curva granulométrica dentro da faixa específica em projeto, além disso, o coeficiente de permeabilidade (k) é adequado e condizente com o adotado no memorial de cálculo de percolação.

4.4 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Nesta seção serão apresentadas as verificações de estabilidade externa e interna e seus respectivos fatores de segurança. Todas as verificações foram realizadas pela empresa responsável pelo projeto.

4.4.1 Verificação contra o deslizamento

A estrutura tende a deslizar em relação a fundação sobre a qual está apoiada, no sentido do carregamento devido a aplicação do empuxo ativo. Neste caso, haverá uma força resistente que atua na base da estrutura e é contrária ao movimento mais a componente do empuxo passivo, a fim de contrapor o deslizamento. A força resistente disponível é dada através da equação 24

$$T = N \operatorname{tang} \delta^*$$

Equação 24

Onde:

N = Componente normal ao sistema de forças

δ^* = Ângulo de atrito entre o solo da fundação e a base da estrutura

De acordo com a equação 25, a força normal é dada pela somatória das forças verticais existentes no sistema.

$$N = W + q \cdot L + E a \cdot \sin(\delta - \alpha)$$

Equação 25

Onde:

L = comprimento de reforço da estrutura de contenção

W = peso próprio do bloco reforçado (paramento frontal + massa do solo reforçado)

q = carga distribuída sobre o aterro

Calculadas as forças atuantes no sistema, pode-se definir o fator de segurança contra o deslizamento como sendo a razão entre a somatória das forças estabilizantes do sistema pelo somatório das forças desestabilizantes, conforme as equações 26, 27 e 28.

$$\sum F_{\text{est}} = T + E_p$$

Equação 26

$$\sum F_{\text{des}} = E_a \cdot \cos(\delta - \alpha).$$

Equação 27

$$FS = \frac{\sum F_{est}}{\sum F_{des}}$$

Equação 28

4.4.2 Verificação contra o tombamento

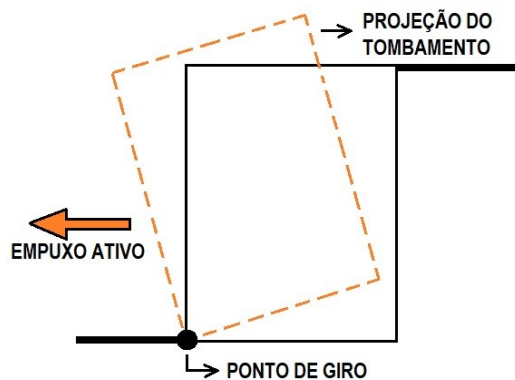
O tombamento da estrutura de contenção tende a ocorrer quando o paramento frontal rotaciona em um ponto de giro na parte frontal inferior da estrutura, conforme ilustrado pela figura 41. Isso ocorrerá quando o momento do empuxo ativo em relação ao ponto de giro for maior do que o peso próprio da estrutura somado ao momento do empuxo passivo.

O fator de segurança FS contra o tombamento é definido como a razão entre a somatória dos momentos estabilizantes pela somatória dos momentos desestabilizantes (equação 29) determinados em relação ao ponto de giro.

$$FS = \frac{\sum M_{est}}{\sum M_{desest}}$$

Equação 29

Figura 41 – Tombamento da estrutura de contenção



Fonte: Encarte técnico Terramesh (2005)

4.4.3 Pressões aplicadas à fundação

Este tipo de verificação é necessário para que se possa analisar as pressões exercidas pela estrutura de arrimo sobre a fundação. De modo a evitar o colapso, estas pressões não devem exceder o valor de capacidade de carga do solo da fundação. Para tanto, é preciso determinar o ponto de aplicação da força normal N, esta, resultante das pressões normais que atuam base da estrutura de arrimo. O ponto de aplicação da força normal N é determinado através do equilíbrio dos momentos atuantes sobre a estrutura de contenção, conforme equação 30.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{[(M_{est}) - (M_{desest})]}{N}$$

Equação 30

Para a determinação das pressões normais que agem na base da estrutura de arrimo, deve-se conhecer sua forma de distribuição. Em estruturas de solo reforçado, a distribuição de pressão é considerada constante por apresentar uma fundação flexível e capaz de suportar pequenas deformações. A base sobre a qual essa pressão irá atuar é determinada segundo as seguintes condições:

$$Br = B \quad e < 0$$

$$Br = B - 2e \quad e > 0$$

Com o valor de Br calculado, é possível calcular a pressão média equivalente (p_{meq}) atuante na fundação pela equação 31:

$$p_{meq} = \frac{N}{Br}$$

Equação 31

O fator de segurança FS será a relação entre a pressão última p_u e a pressão média equivalente p_{meq} gerada pela estrutura, conforme dado apresentado pela equação 32.

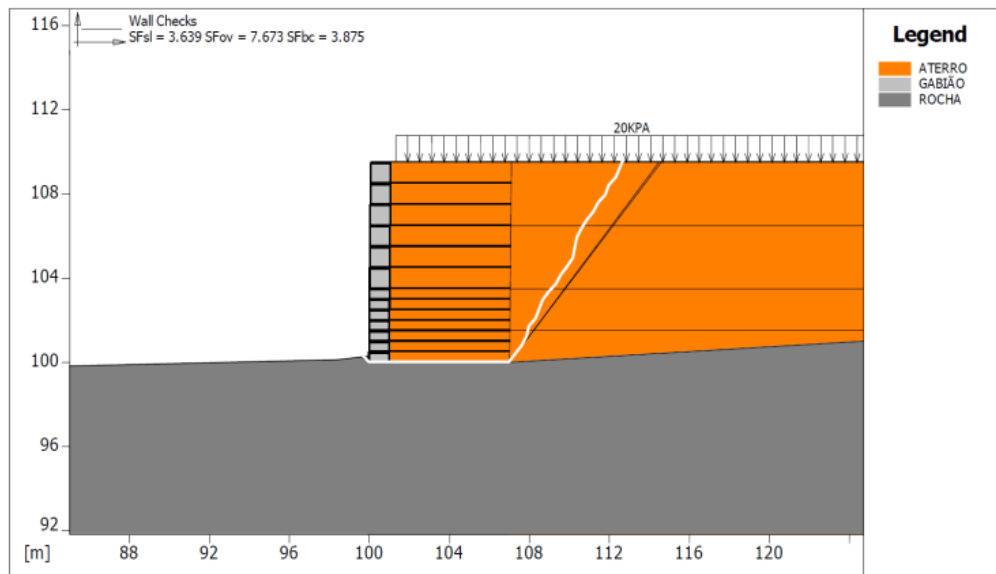
$$FS = \frac{p_u}{p_{meq}}$$

Equação 32

4.4.4 Resultados das verificações de deslizamento, tombamento e pressões na fundação

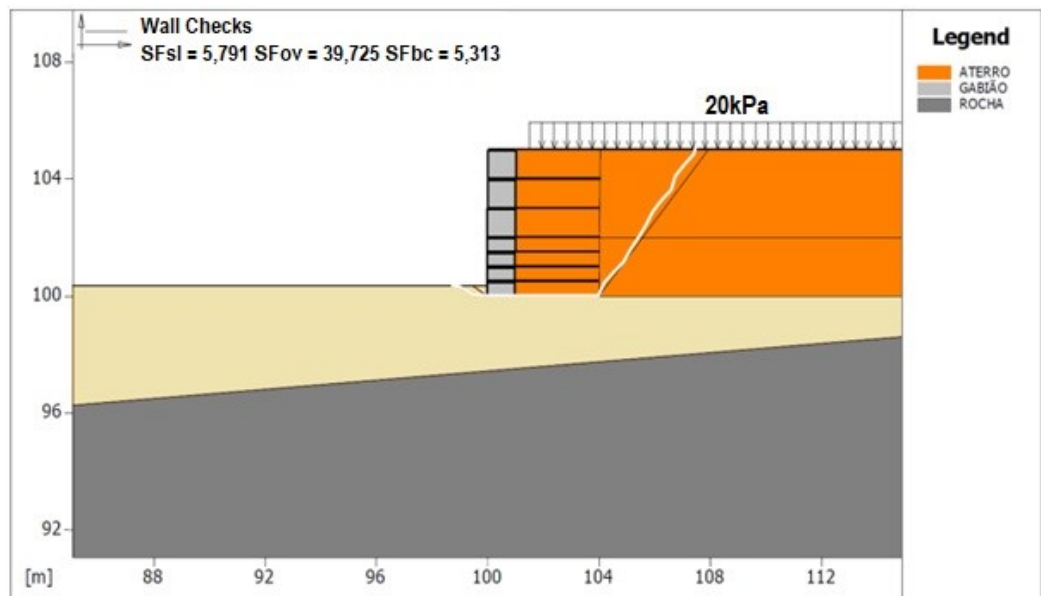
Para a realização das análises de estabilidade do muro foi utilizado o Software Macstars® 2000 da empresa Maccaferri, este, desenvolvido para a análise de estabilidade de solos reforçados. O resultado das verificações externas como deslizamento, tombamento, pressões na fundação e fatores de segurança são apresentados pelas figuras 42 e 43.

Figura 42 – FS de deslizamento, tombamento e pressões neutras na fundação - seção B



Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016)

Figura 43 – FS de deslizamento, tombamento e pressões neutras na fundação - seção C



Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016)

Onde:

SF_{sl} = Fator de segurança - Deslizamento

SF_{ov} = Fator de segurança - Tombamento

SF_{bc} = Fator de segurança – Pressões na Fundação

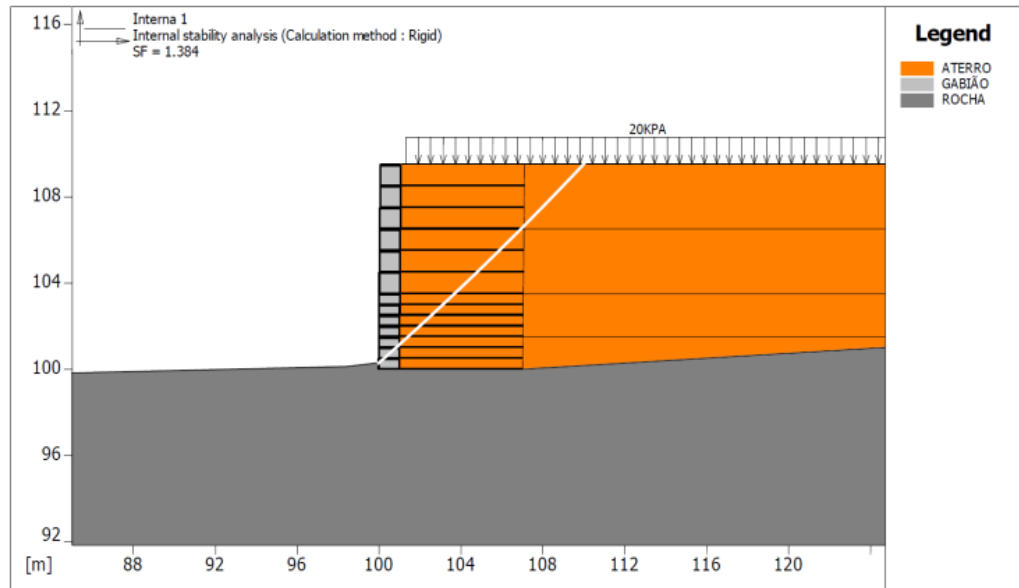
4.4.5 Verificação de estabilidade interna

Além das verificações externas, deve-se verificar as solicitações internas impostas aos reforços, pois quando estas solicitações são superiores ao que os reforços podem suportar, estes são levados a ruptura ou ao seu arrancamento da massa de solo resistente, por insuficiência de ancoragem. Para tanto, deve haver um mínimo de ancoragem do reforço na chamada zona resistente, para que o mesmo nível de tensão seja mobilizado por atrito e adesão entre o solo e o reforço, de modo que não ocorra seu arrancamento. Portanto, é usual realizar as seguintes verificações:

- x Máxima tensão de tração do reforço: Com o objetivo de evitar a ruptura dos reforços, a tensão máxima não deverá ser superior ao menor valor esperado para a resistência de projeto do geossintético. (EHRLICH e BECKER, 2009)
- x Resistência ao arrancamento: Para evitar o arrancamento do reforço, o projeto do muro de contenção deve garantir um embutimento mínimo do reforço na zona resistente. Para tanto, a máxima força de tração por metro no reforço, não deverá ser superior a resistência ao arrancamento do trecho de reforço na zona resistente. (EHRLICH e BECKER, 2009)
- x Conexão dos reforços com o sistema de faceamento: O sistema de faceamento não desempenha papel relevante na estabilidade interna do solo reforçado. Sua função é garantir a estabilidade da massa de solo localizada entre as camadas de geossintéticos nas áreas próximas a face. O equilíbrio global seria possível mesmo na ausência do faceamento. No entanto, a conexão dos reforços com a face deve garantir a transferência para a face das forças de tração que ainda existam no reforço. (EHRLICH e BECKER, 2009)

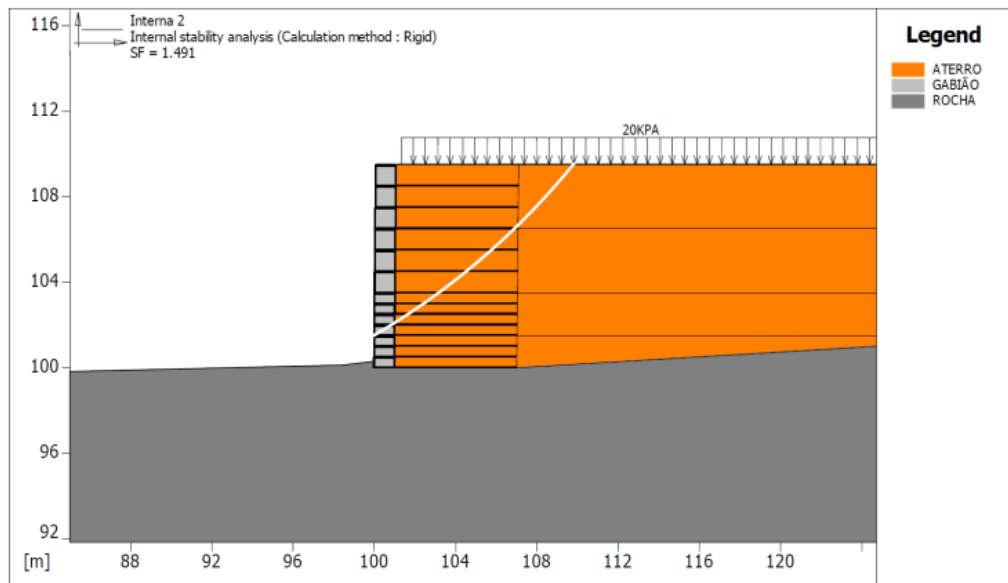
Os fatores de segurança encontrados para as seções de análise são apresentados pelas figuras 46 a 47.

Figura 46 – Seção B – Verificação 1 - FS = 1,384



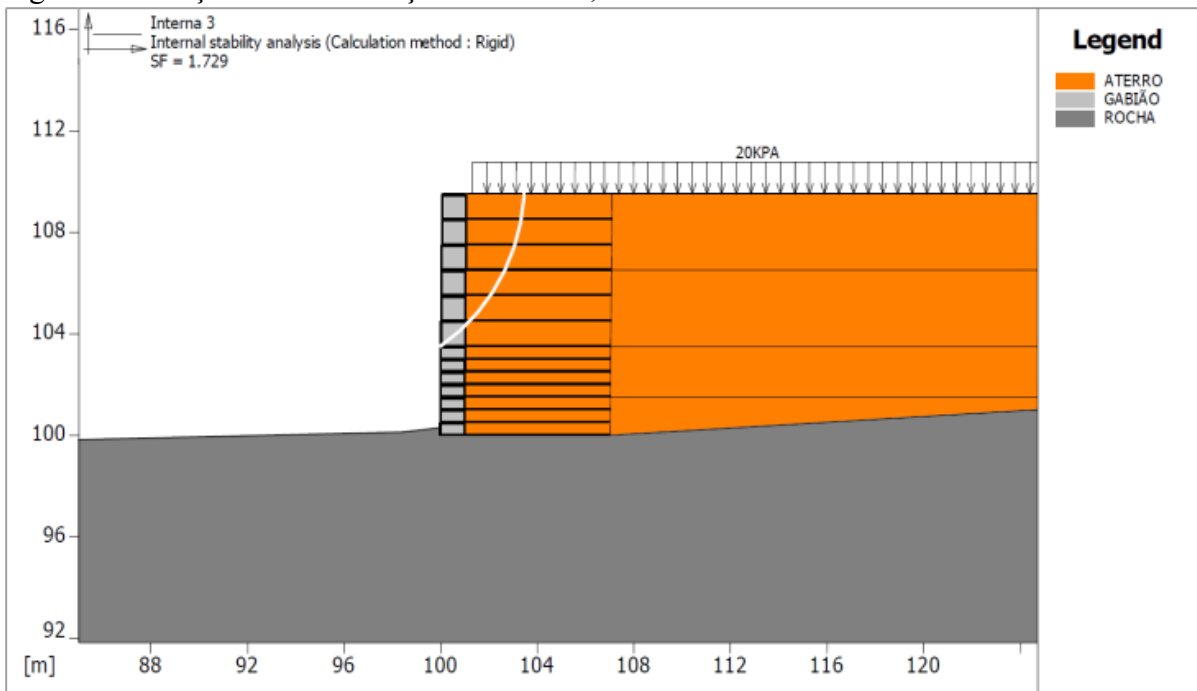
Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

Figura 47 - Seção B – Verificação 2 – FS = 1,491



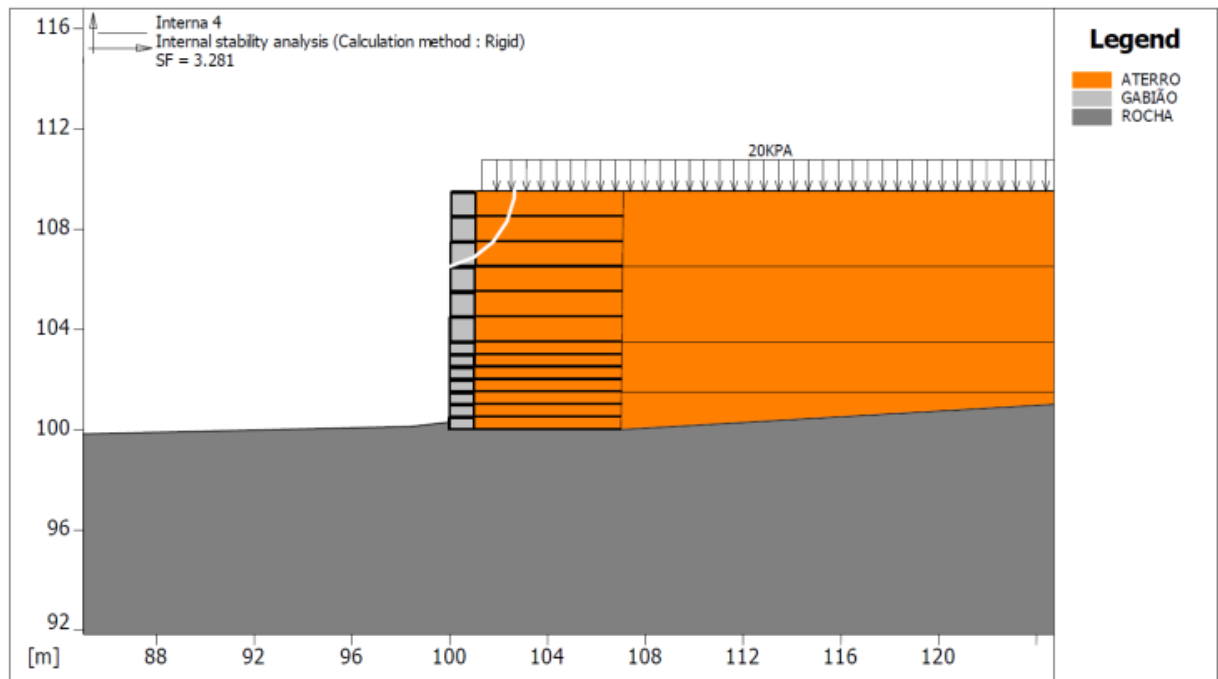
Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

Figura 48 - Seção B – Verificação 3 – FS = 1,729



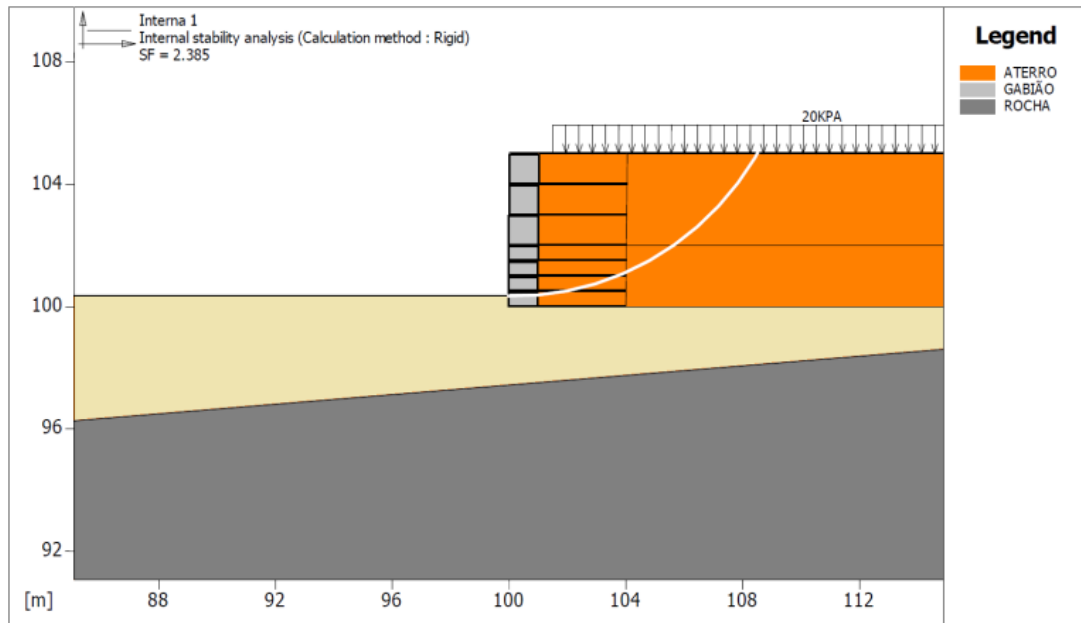
Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

Figura 49 - Seção B – Verificação 4 – FS = 3,281



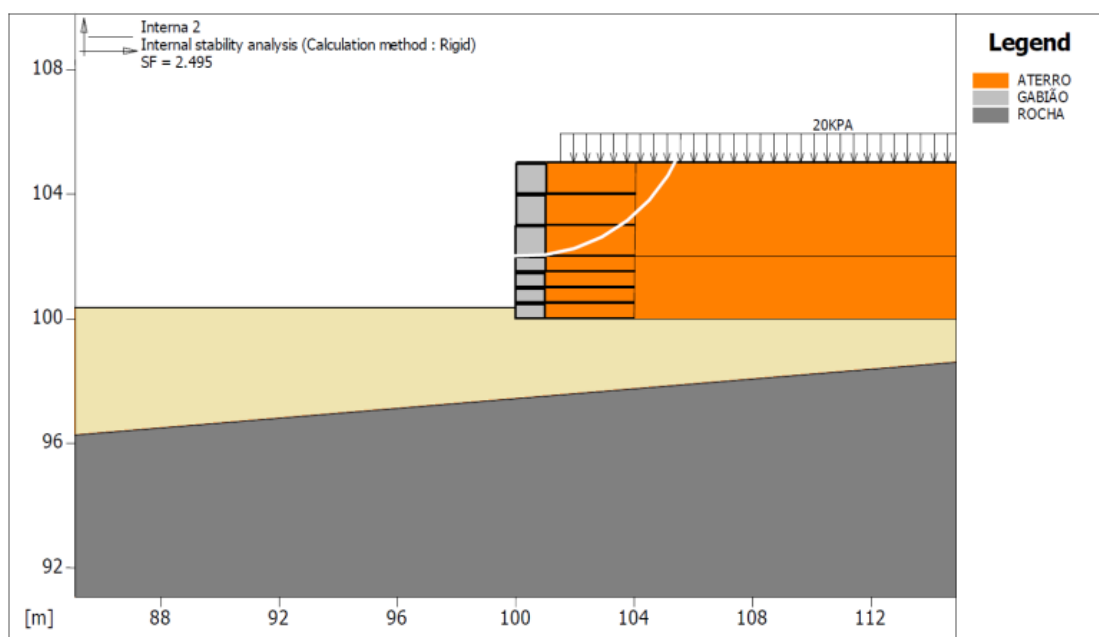
Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

Figura 50 - Seção C – Verificação 1 – FS = 2,385



Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

Figura 51 - C – Verificação 2 – FS = 2,495



Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

4.4.6 Verificação de estabilidade global

Na análise de estabilidade global a superfície crítica engloba todo o maciço reforçado e parte de sua fundação através de uma superfície circular. Para este caso foi utilizado o método de Bishop simplificado.

O fator de segurança FS pode ser obtido a partir das equações 33 e 34.

$$FS = \frac{\sum \left[(bc + W - u \cdot b) \tan \phi \frac{1}{M(\alpha)} \right]}{\sum W \sin \alpha}$$

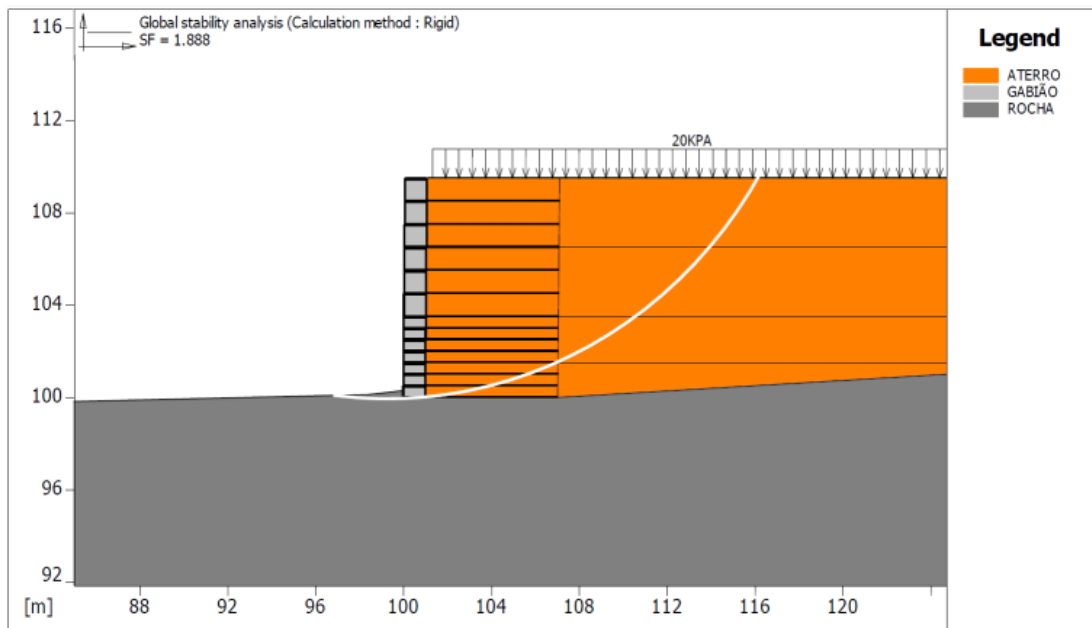
Equação 33

$$M(\alpha) = \cos^2 \alpha \left(1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi}{FS} \right)$$

Equação 34

A figura 52 apresenta o fator de segurança encontrado segundo o método de Bishop simplificado 2.

Figura 52 - Seção B – FS = 1,888



Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

4.4.7 Coeficientes de segurança

A tabela 5 traz um resumo dos coeficientes de segurança mínimos encontrados nas análises de estabilidade muro conforme apresentado anteriormente.

Tabela 5: Coeficientes de segurança mínimos

CONTENÇÃO TERRAMESH® - ECAB		
Verificação		Coeficiente de Segurança
SEÇÃO B	Deslizamento	3,63
	Tombamento	7,67
	Pressões na Fundação	3,87
	Estabilidade Interna 1	1,38
	Estabilidade Interna 2	1,49
	Estabilidade Interna 3	1,72
	Estabilidade Interna 4	3,28
	Estabilidade Global	1,88
SEÇÃO C	Deslizamento	5,79
	Tombamento	39,72
	Pressões na Fundação	5,31
	Estabilidade Interna 1	2,38
	Estabilidade Interna 2	2,49
	Estabilidade Global	2,12

Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016).

4.5 VISTORIA TÉCNICA A OBRA

Uma vistoria técnica foi realizada no muro de contenção Terramesh na manhã do dia 05 de dezembro de 2017 pelas empresas responsáveis. Tal vistoria se fez necessária em virtude das deformações ocorridas no muro desde o dia 15 de agosto de 2017, sendo monitorados os deslocamentos por estação topográfica.

Nesta visita foram observadas as condições do muro quanto sua geometria (alinhamento e deformações) bem como suas características executivas. Serão abordadas observações a partir dos seguintes tópicos:

- x Alinhamento da Estrutura Terramesh®
- x Montagem do Sistema Terramesh®
- x Execução do projeto proposto
- x Todos os dados aqui apresentados foram fundamentados no relatório técnico em visita a obra.

4.5.1 Alinhamento da estrutura Terramesh

Foi constatado uma deflexão vertical no sentido longitudinal do muro, esta deformação pode ser percebida no corpo e na crista do muro conforme a figura 54. Examinando a crista do muro constatou-se que houve um desalinhamento no sentido longitudinal, porém o pé da estrutura permanece com um bom alinhamento, conforme pode ser observado pelas figuras 55 e 56.

Figura 54 - Deflexão vertical no sentido longitudinal no corpo e na crista



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

Figura 55 - Desalinhamento da crista do muro



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

Figura 56 - Alinhamento do pé da estrutura



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

Analisando o trecho mais alto do muro, o alinhamento ainda se mantém subvertical quando observado o desenvolvimento total da seção, enquanto que no trecho de menor altura percebeu-se uma inclinação negativa da face do muro, conforme as figuras 57 e 58.

Figura 57 - Alinhamento subvertical da estrutura



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

Figura 58 - Alinhamento vertical negativo na seção de menor altura



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

4.5.2 Montagem do sistema Terramesh

Diversas falhas de montagem foram verificadas na face do paramento, dentre elas:

- x Enrocamento desarrumado: Enrocamento das pedras no interior do sistema terramesh em desacordo com as especificações dada pelo fabricante, gerando vazios dentro das caixas, conforme as figuras 59 e 60.

Figura 59 - Enrocamento desarrumados



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

Figura 60 - Vazios dentro da caixa do sistema Terramesh



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

x Caixas estufadas: Face das caixas do sistema estufadas conforme a figura 61.

Figura 61 - Caixas estufadas



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

- x Tirantes tensionados excessivamente: Provavelmente por conta das deformações ocorridas durante a construção ou no patolamento de guindastes realizada no pátio próximo ao muro. Foi observado também que alguns dos tirantes abraçavam apenas uma abertura da malha e não estavam distribuídos conforme orientação do fabricante, figura 62.

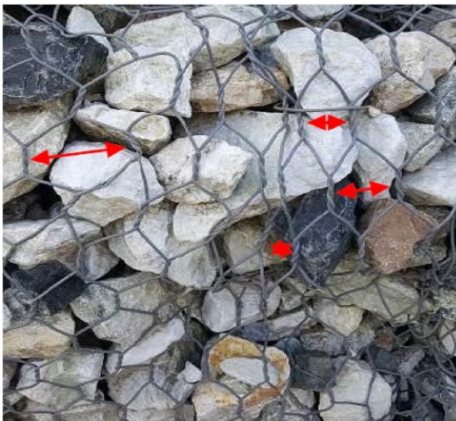
Figura 62 - Tirantes tensionados excessivamente e distribuídos de forma irregular



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

- x Elementos das caixas com aberturas inadequadas: Os elementos das caixas não foram totalmente abertos conforme orientado pelo fabricante e algumas malhas foram encontradas sobrepostas, figura 63.

Figura 63 - Caixas não foram abertas por completo



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

- x Falta da costura entre as caixas superiores e inferiores: Não foram identificadas as costuras de união das caixas superiores com as inferiores, foram feitas apenas as costuras laterais entre as caixas, figura 64.

Figura 64 - Falta da costura entre as caixas superiores e inferiores



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

- x Dificuldade de verificar os dentes: Devido as deformações na face da estrutura houve dificuldade em verificar a existência dos espaçamentos de 10cm entre caixa superior e inferior.

4.5.3 Execução do projeto proposto

Foram feitas verificações de campo com relação ao atendimento de alguns itens importantes para a estabilidade e funcionalidade do muro fundamentais do projeto, dentre estes itens foi constatado que:

- x Não foram identificadas as caixas laterais do sistema Terramesh para garantir o confinamento do solo reforçado nas extremidades do muro, figura 65.

Figura 65 - Ausência de caixa lateral



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

- x Realização de trincheira: Foi realizada trincheira para a verificar se a malha estava cumprindo o comprimento de ancoragem conforme projeto e para atestar se houve compactação do solo, figura 66.

Figura 66 - Trincheira com exposição da malha de ancoragem



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

x Falta de drenos: Não identificados a utilização de drenos superficiais provisórios nem definitivos, figura 67.

Figura 67 - Falta de sistema de drenagem superficial



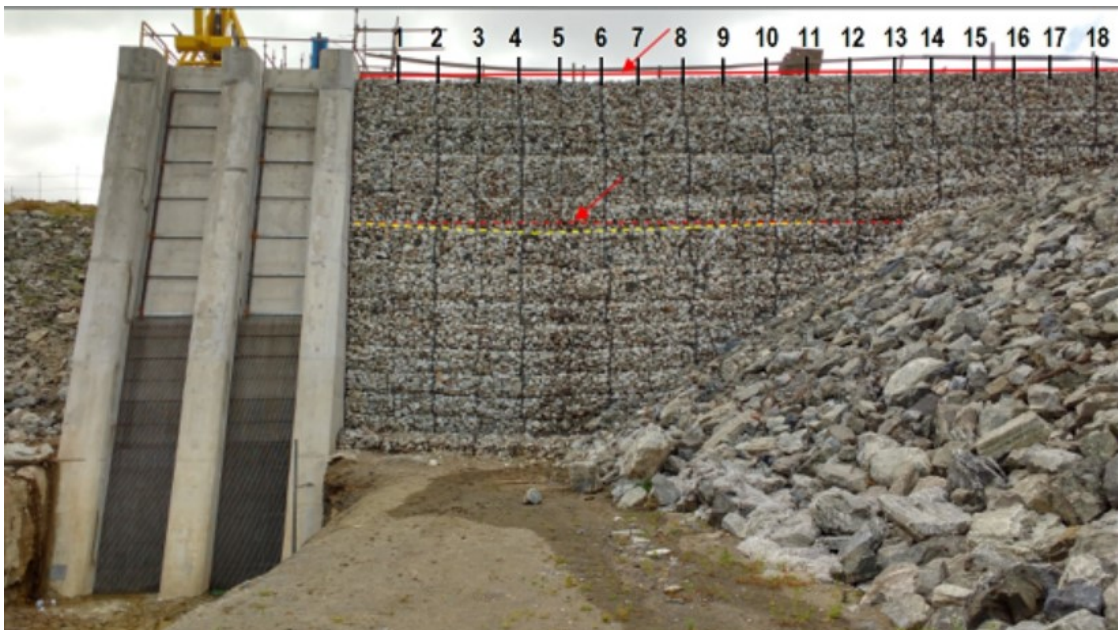
Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

5 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES

Neste capítulo serão apresentadas as simuladas em software para as análises das deformações que ocorreram no muro desde o registro das primeiras deformações no dia 15/08/2017, até o dia 01/03/2018, última data em que se tem registro do monitoramento.

Do dia 15/08/2017 ao dia 27/12/2017, o monitoramento topográfico foi realizado em 25 pontos longitudinais distribuídos metro a metro na crista do muro, portanto, não se tem registro das possíveis deformações ocorridas em pontos abaixo da crista. Nos dias 29/01/18 e 01/03/18 o monitoramento foi realizado em apenas 7 desses 25 pontos, portanto, para que as análises fossem feitas com base nos últimos registros, um corte D foi realizado sobre o ponto de maior deformação horizontal. A figura 68 apresenta parte desses pontos.

Figura 68 - Pontos medidos por estação topográfica na crista do muro



Fonte: Relatório técnico da visita a obra (2017).

5.1 MONITORAMENTO POR ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA

O monitoramento foi realizado utilizando estação topográfica e os dados obtidos salvos em planilha. Com base nas medições do primeiro e último dia de monitoramento, foi calculado o deslocamento horizontal do muro nos pontos 1,5,10,14,18,21 e 25, conforme a tabela 6.

Tabela 6 – Dados do monitoramento por estação topográfica

DADOS DO MONITORAMENTO POR ESTAÇÃO TOPOGRÁFICA					
PONTO	15/08/2017		01/03/2018		DEFORMAÇÃO
	NORTE	ESTE	NORTE	ESTE	HORIZONTAL
					(m)
1	6513071,902	231816,536	6513071,898	231816,468	0,068
2	6513070,926	231816,484	-	-	-
3	6513069,972	231816,548	-	-	-
4	6513069,012	231816,519	-	-	-
5	6513067,949	231816,498	6513067,922	231816,292	0,206
6	6513066,994	231816,555	-	-	-
7	6513065,942	231816,645	-	-	-
8	6513065,062	231816,581	-	-	-
9	6513063,929	231816,594	-	-	-
10	6513062,97	231816,531	6513062,944	231816,325	0,206
11	6513061,913	231816,652	-	-	-
12	6513060,866	231816,638	-	-	-
13	6513059,899	231816,718	-	-	-
14	6513058,875	231816,687	6513058,859	231816,543	0,144
15	6513057,831	231816,828	-	-	-
16	6513056,744	231816,821	-	-	-
17	6513055,805	231816,877	-	-	-
18	6513054,779	231816,791	6513054,759	231816,615	0,176
19	6513053,792	231816,804	-	-	-
20	6513052,817	231817,023	-	-	-
21	6513051,773	231817,203	6513051,737	231817,002	0,201
22	6513050,791	231817,31	-	-	-
23	6513049,762	231817,421	-	-	-
24	6513048,796	231817,501	-	-	-
25	6513047,804	231817,657	6513047,801	231817,570	0,087
DEFORMAÇÃO HORIZONTAL MÉDIA NA CRISTA					0,155

Fonte: Do autor

5.2 MODELAGEM E PARÂMETROS DO MURO UTILIZANDO SOFTWARE DE ELEMENTOS FINITOS

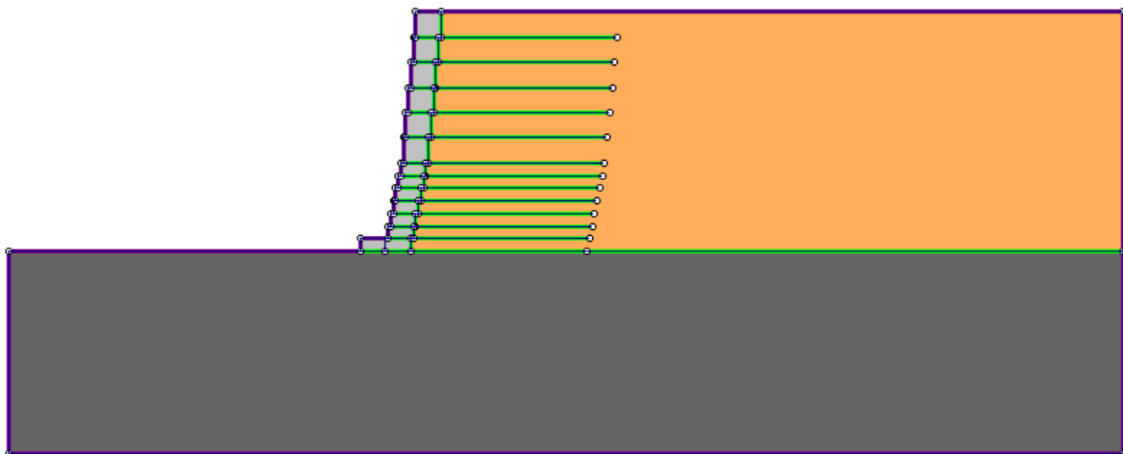
Para a realização das análises, foi utilizado o software de elementos finitos Phase2 desenvolvido pela Rocscience. Este programa permite ao usuário a modelagem 2D de solos, rochas e muros de contenção para verificação de estabilidade e simulações de possíveis deformações.

5.2.1 Modelagem do muro

Para facilitar o processo de modelagem do muro, primeiramente foi utilizado o programa AutoCad para o desenho da seção D. Utilizando a opção *import* (importar) do programa Phase2, o desenho foi transferido de um programa para o outro utilizando formato de arquivo DXF. Para a realização das análises, foram feitos dois modelos da seção D, um deles conforme executado e outro conforme projeto.

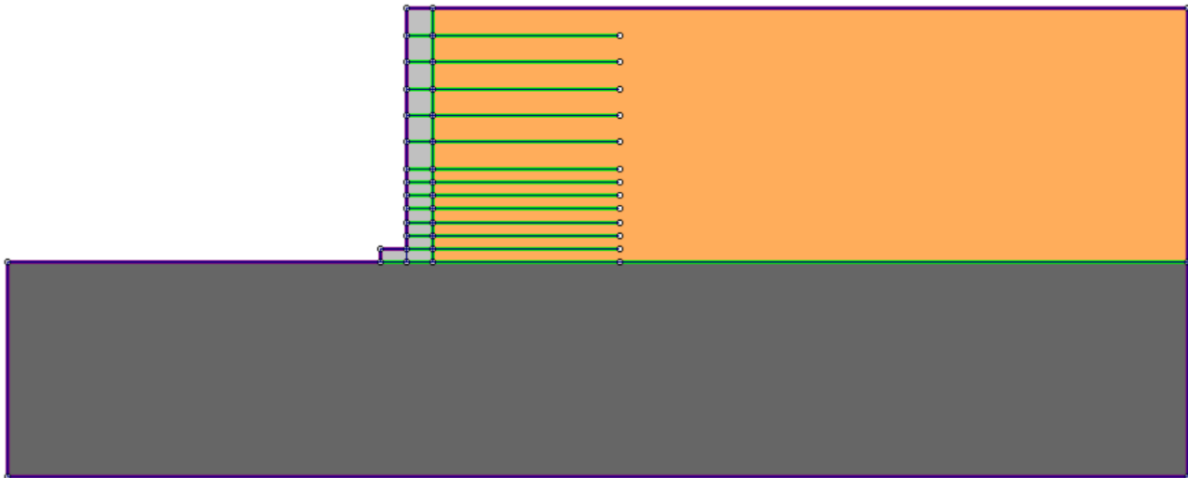
Após a importação do desenho, foi utilizada a opção *boundaires* (limites), para determinar os limites entre os materiais e posterior determinação dos parâmetros. As figuras 69 e 70 trazem os modelos criados no software de elementos finitos. Para a criação da malha de ancoragem do sistema Terramesh, foi utilizada a opção *geosynthetic* (geossintético).

Figura 69 – Modelo conforme projeto



Fonte: Do autor.

Figura 70 – Modelo conforme executado



Fonte: Do autor

5.2.2 Parâmetros conhecidos

Os parâmetros do solo e rocha como: peso específico, coesão e ângulo de atrito, foram determinados através de ensaios e resultados apresentados pela empresa de sondagem. Para o valor de resistência a tração da malha de ancoragem, foi consultado encarte de especificações técnicas do fabricante Maccaferri. A tabela 7 apresenta os valores de todos os parâmetros conhecidos.

Tabela 7 – Parâmetros conhecidos

Material	Peso específico (kN/m ²)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Resistência a tração (kN/m)
Solo Compactado - Aterro	19,5	16	23°	-
Gabião	17,0	20	40°	-
Maciço Rochoso - Argilito	23,0	30	28°	-
Solo Residual	19,0	18	23°	-
Malha de ancoragem	-	-	-	50

Fonte: Muro de contenção Terramesh (2016)

Em todas as análises foram mantidos para o maciço rochoso $E = 250000$ kPa e $\nu = 0,3$. Para o aterro compactado e o muro gabião, foram mantidos os coeficientes de Poisson, porém, os valores do módulo de elasticidade foram alterados até encontrar a situação que

melhor representava as deformações reais do muro. A tabela 8 apresenta os valores de E e ν adotados em todas as situações.

Tabela 8: Parâmetros adotados

Material	E (kPa)	ν
Maciço rochoso - Argilito	250000	0,3
Gabião	variável	0,26
Solo compactado - aterro	variável	0,3

Fonte: Do autor

5.2.3 Parâmetros atribuídos

Para o estudo das deformações utilizando software de elementos finitos, foram determinados a partir de correlações empíricas valores para módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson ν .

De acordo com Hachich (1998), os valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson podem ser obtidos através das tabelas 9 e 10.

Tabela 9 – Relação entre a consistência da argila e o módulo de elasticidade

Solo	Consistência ou compacidade	E (Mpa)
Argila	Muito mole	1
	Mole	2
	Média	5
	Rija	7
	Muito rija	8
	Dura	15

Fonte: Hachic (1998)

Tabela 10: Relação entre compactidade e coeficiente de Poisson

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Fonte: Hachic (1998)

5.2.4 Outros parâmetros

Como o comportamento real dos solos é não elástico e não linear, ou seja, as deformações não são diretamente proporcionais às tensões aplicadas, a modelagem desse tipo de comportamento se tornaria muito complexa, de modo a simplificar o modelo, todos os materiais foram adotados como elástico e isotrópico.

Considerando que a tensão no solo varia de acordo com a profundidade, na opção Field Stress Type (tipo de estresse de campo), foi adotada a opção gravity (gravidade). A partir desta definição, a opção seguinte Initial Element Loading (carga inicial padrão) deve utilizar a opção Field Stress & Body Force (esforço de campo e força corporal), conforme tutorial de apoio Rocscience.

Foi utilizado o critério de Mohr Coulomb, por ser aquele que melhor representa o comportamento dos solos.

5.3 SIMULAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PARA A OBTENÇÃO DO MÓDULO ELASTICIDADE

Para encontrar um valor aproximado do módulo de elasticidade do aterro, foram arbitrados valores de E tanto para o aterro como para o gabião. Com base nestes valores e nos outros parâmetros já adotados, o software de elementos finitos faz uma simulação das deformações horizontais que ocorrerão no paramento, desde a base até a crista.

As tabelas e imagens das quatro situações geradas, apresentam as deformações encontradas em função da variação do módulo de elasticidade do muro e do aterro. As simulações foram realizadas até ser encontrada a deformação média na crista do dia 01/03/18.

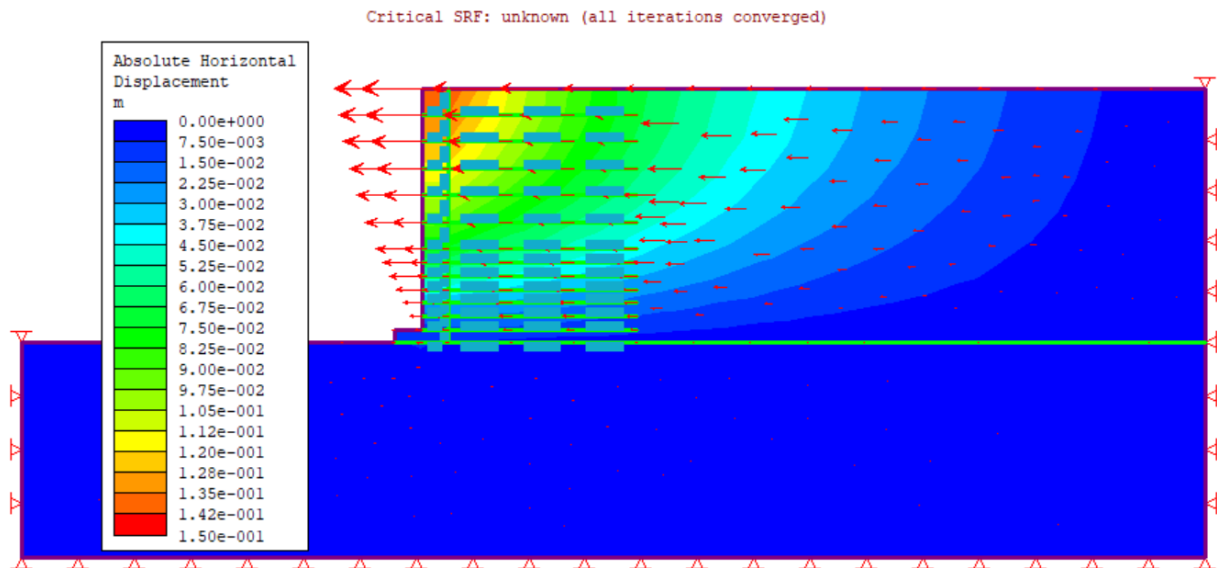
5.3.1 Situação 1

Tabela 11: Deformações no muro para $E_{gabião} = 200000 \text{ kPa}$

E_{aterro} (kPa)	Deformação horizontal na crista (m)	Deformação horizontal no centro (m)
7000	0,065	0,059
6000	0,074	0,064
5000	0,087	0,072
4000	0,111	0,082
3000	0,138	0,105
2000	0,200	0,120

Fonte: Do autor.

Figura 71 – Deslocamentos horizontais para $E_{aterro} = 3000\text{kPa}$ e $E_{gabião} = 200000 \text{ kPa}$



Fonte: Phase2 7.0 (2009)

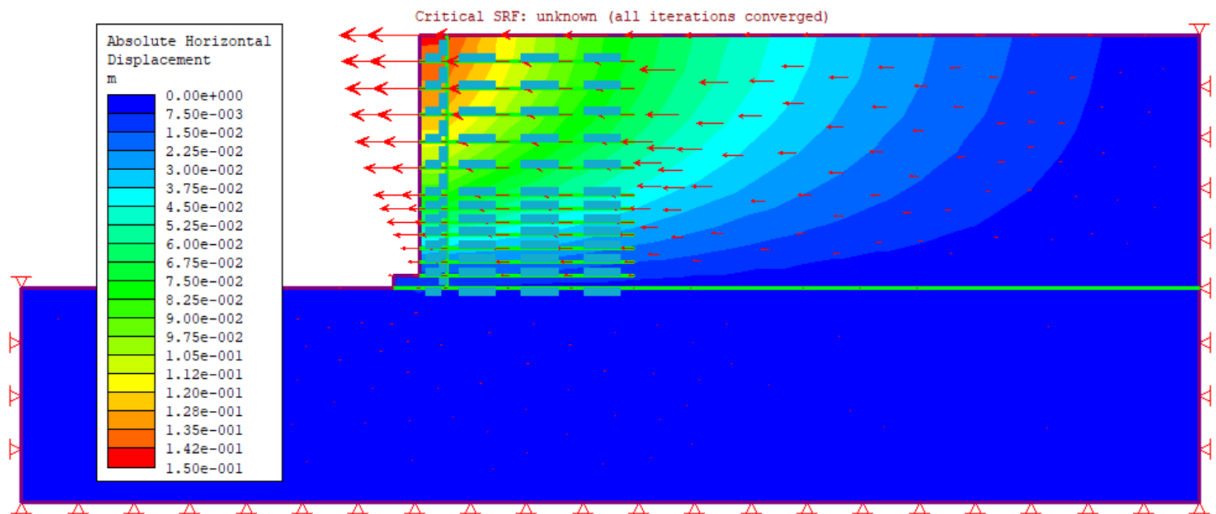
5.3.2 Situação 2

Tabela 12: Deformações no muro para $E_{gabião} = 150000 \text{ kPa}$

E_{aterro} (kPa)	Deformação horizontal na crista (m)	Deformação horizontal no centro (m)
7000	0,070	0,063
6000	0,080	0,068
5000	0,092	0,077
4000	0,114	0,090
3000	0,150	0,105
2000	0,210	0,120

Fonte: Do autor

Figura 72 – Deslocamentos horizontais para $E_{aterro} = 3000\text{kPa}$ e $E_{gabião} 150000 \text{ kPa}$



Fonte: Phase2 7.0 (2009)

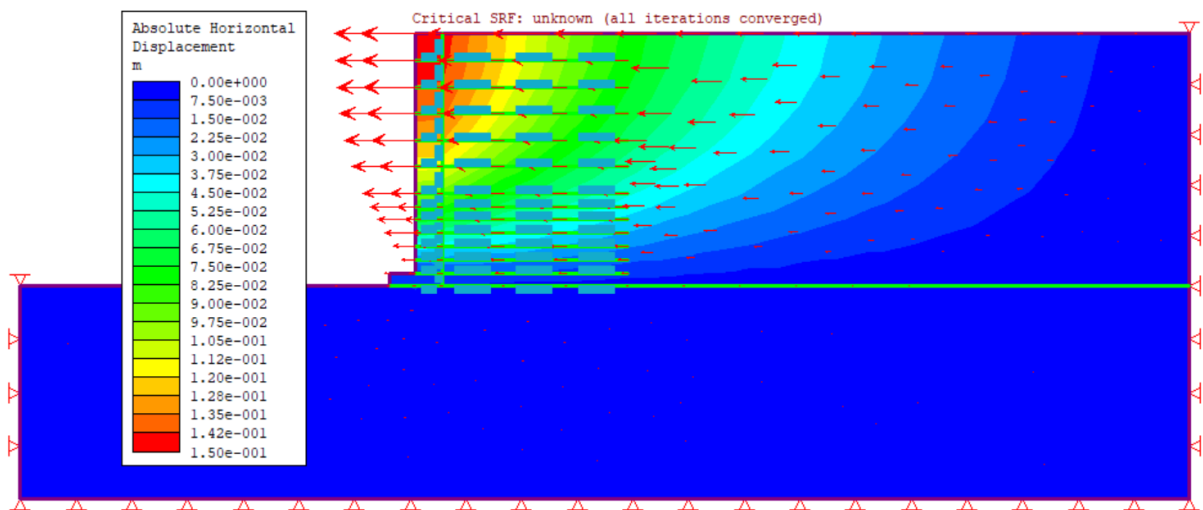
5.3.3 Situação 3

Tabela 13: Deformações no muro para $E_{gabião} = 100000 \text{ kPa}$

E_{aterro} (kPa)	Deformação horizontal na crista (m)	Deformação horizontal no centro (m)
7000	0,066	0,070
6000	0,081	0,076
5000	0,092	0,087
4000	0,114	0,102
3000	0,150	0,128
2000	0,217	0,157

Fonte: Do autor.

Figura 73 - Deslocamentos horizontais para $E_{aterro} = 3000\text{kPa}$ e $E_{gabião} = 100000 \text{ kPa}$



Fonte: Phase2 7.0 (2009)

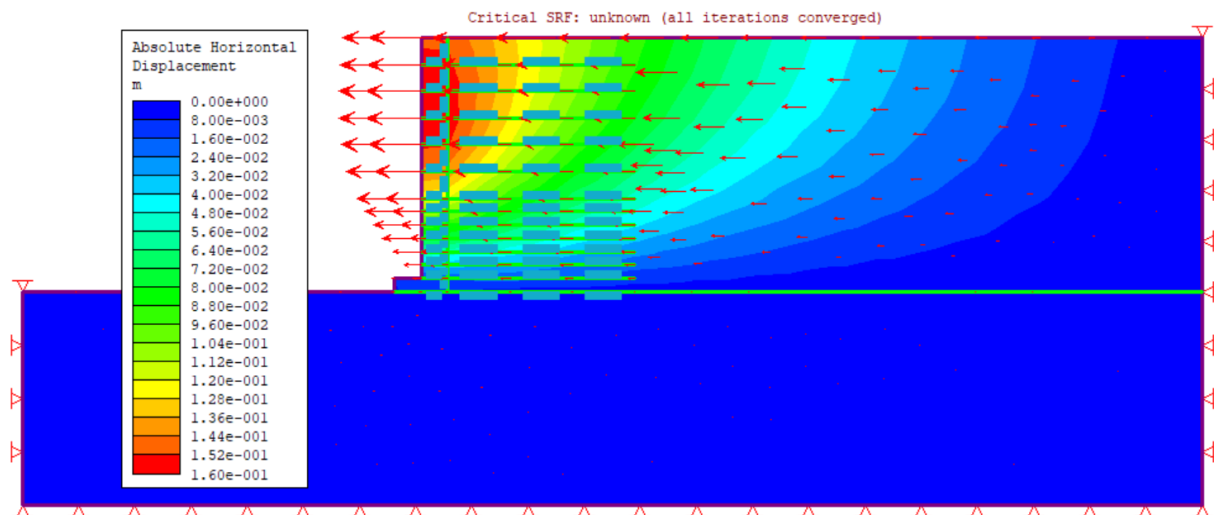
5.3.4 Situação 4

Tabela 14: Deformações do muro para $E_{\text{gabião}} = 50000\text{kPa}$

E_{aterro} (kPa)	Deformação horizontal na crista (m)	Deformação horizontal no centro (m)
7000	0,065	0,079
6000	0,082	0,085
5000	0,096	0,101
4000	0,114	0,120
3000	0,152	0,148
2000	0,217	0,210

Fonte: Do autor.

Figura 74 - Deslocamentos horizontais para $E_{\text{aterro}} = 3000\text{kPa}$ e $E_{\text{gabião}} = 50000\text{kPa}$



Fonte: Phase2 7.0 (2009)

5.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE ADOTADO

Com base nas deformações obtidas em software, para todas as situações geradas o módulo de elasticidade do aterro que mais se aproximou da deformação média na crista foi de 3000 kPa. Para o módulo de elasticidade do gabião, como não foram monitoradas as deformações ao centro do muro, foi adotado aquele que gerou menor deformação na região.

Sendo assim, a situação que mais se aproxima das deformações reais do muro é a situação nº 2, onde os valores para o módulo de elasticidade do muro e do aterro são respectivamente $E_{\text{gabião}} = 150000 \text{ kPa}$ e $E_{\text{aterro}} = 3000 \text{ kPa}$

5.5 COMPARATIVO ENTRE AS DEFORMAÇÕES: EXECUTADO X PROJETO

De acordo com o projeto, as caixas de gabião devem ser instaladas umas sobre as outras mantendo um recuo de 10cm entre uma caixa e outra, porém, conforme vistoria técnica, estes recuos não foram identificados.

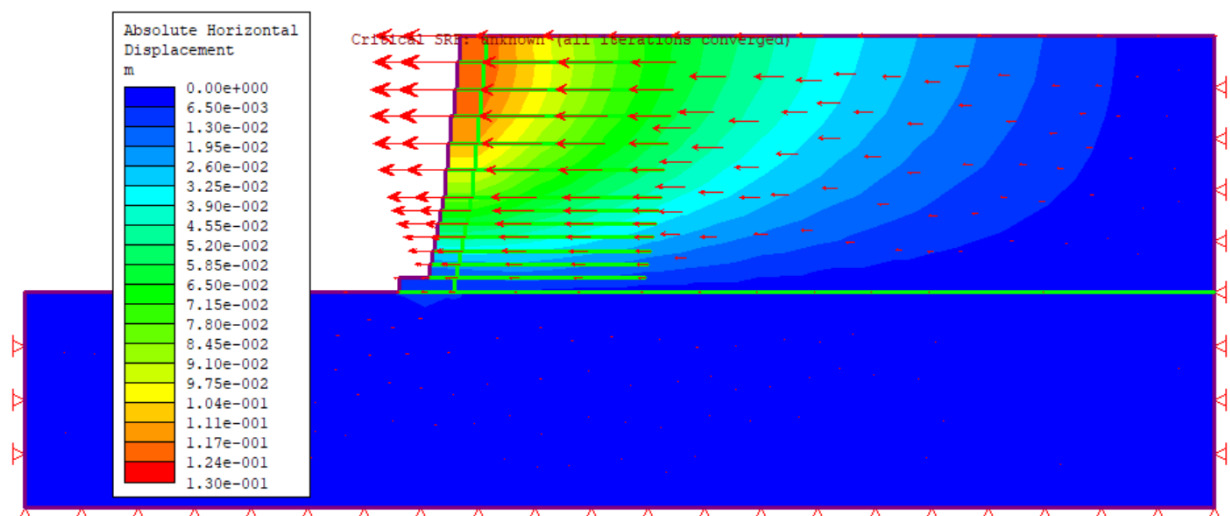
No intuito de comparar as deformações do muro caso este fosse executado conforme projeto, foram utilizados os módulos de elasticidade encontrados pela situação nº 2, onde, $E_{\text{gabião}} = 150000 \text{ kPa}$ e $E_{\text{aterro}} = 3000 \text{ kPa}$. A tabela 15 e a figura 75 apresentam as deformações para a situação em análise.

Tabela 15: Deformações do muro para $E_{\text{gabião}} = 150000 \text{ kPa}$

$E_{\text{gabião}}$ (kPa)	E_{aterro} (kPa)	Deformação horizontal na crista (m)	Deformação horizontal no centro (m)
150000	3000	0,120	0,104

Fonte: Do autor.

Figura 75 - Deslocamentos horizontais para $E_{\text{aterro}} = 3000 \text{ kPa}$ e $E_{\text{gabião}} = 150000 \text{ kPa}$



Fonte: Phase2 7.0 (2009)

x Comparativo: A tabela 16 faz um comparativo entre executado e projeto.

Tabela 16: Comparativo executado x projeto

Modelo	$E_{gabião}$ (kPa)	E_{aterro} (kPa)	Deformação horizontal na crista (m)	Deformação horizontal no centro (m)
Executado	150000	3000	0,150	0,105
Projeto	150000	3000	0,120	0,104
Diferença executado x projeto			0,03	0,01

Fonte: Do autor.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

Através dos dados de monitoramento do muro, análise de projetos e memorial de cálculo, foi possível calcular as deformações medidas por estação topográfica entre os dias 15 de agosto de 2017 a 01 de março de 2018. Fazendo-se uma média das deformações calculadas e utilizando-se software de elementos finitos, foi determinado um possível valor para os módulos de elasticidade do solo e do muro, onde os valores obtidos foram de 3000kPa e 150000 kPa respectivamente. Para estes valores de módulo de elasticidade, as deformações simuladas pelo programa se apresentaram muito próximas as deformações reais medidas por topografia, foram 15 cm de deformação na crista utilizando a ferramenta computacional contra 15,5 cm medidos in loco por equipamento.

Conforme constatado em vistoria técnica realizada no dia 05 de dezembro de 2017, não foram identificados na construção do paramento os recuos de 10cm entre a sobreposição de uma caixa e outra conforme indicado em projeto. A fim de simular as deformações para a situação de projeto e compara-las com as deformações conforme executado, foram adotados os mesmos parâmetros de solo e gabião nas análises.

Apesar de não ter sido executado conforme projeto, as deformações simuladas em software se apresentaram muito próximas as deformações reais monitoradas por topografia. Foram 15cm de deformação conforme executado, contra 12cm de deformação para a situação de projeto, sendo assim, a hipótese de que as deformações apresentadas ocorreram em virtude do não escalonamento das caixas gabião possam ser descartadas.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para futuras pesquisas sugere-se:

- Analisar e estudar as possibilidades da utilização do software de elementos finitos Phase2 como ferramenta para determinação do módulo de elasticidade;
- Com base nos dados do último dia de monitoramento, fazer retroanálises do muro para verificação de sua estabilidade;

- Utilizando estação topográfica, realizar um novo monitoramento do muro, de forma a verificar se o mesmo continua a se deformar;
- Realizar estudos sobre a importância da determinação do módulo de elasticidade do solo em diversas obras de engenharia;

REFERÊNCIAS

- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das Rochas - Fundações - Obras de Terra**. 7. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 2015. 498 p.
- DAS, Braja M.. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. Sacramento: Cengage Learning, 2007. 562 p.
- EHRlich, Maurício; BECKER, Leonardo. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009. 126 p.
- GERSCOVICH, Denise M. S.. **Estabilidade de taludes**. 2016. 186 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Palhoça, 2018.
- Hachich, W., Falconi, F. F., Saes, J. L. et al. (1998). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed., Pini, São Paulo.
- MACCAFERRI. **Encarte técnico Terramesh**. São Paulo: Maccaferri, 2005.
- MITCHELL, J. K.; VILLET, W.C.B. Reinforcement of earth slopes and embankments. Transportation Research Board, NCHRP, Report 290, Washington, 1987.
- MOLITERNO, Antonio. **Caderno de Muros de Arrimo**. 2. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda, 1994. 194 p.
- NBR 11682 (2009)
- PEREIRA, Aloísio R. Como selecionar plantas para áreas degradadas e controle de erosão. 1. ed. Belo Horizonte: Fapi Ltda., 2006. 150 p.
- PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica Dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 367 p.
- ROCSCIENCE. Phase 2 - 2D elasto-plastic finite element 2D elasto-plastic finite element excavations in rock or soil, Phase2 v 9.0 Rocscience Inc., Toronto, 2018.
- SILVA, Marcos A. da. Aplicação de Lógica Nebulosa para Previsão do Risco de Escorregamentos de Taludes em Solo Residual. Rio de Janeiro: UERJ, 2008- a, 150 p. Dissertação Mestrado em Engenharia Civil.
- Varnes, D.J. (1978) Slope Movement Types and Processes. In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J., Eds., Landslides, Analysis and Control, Transportation Research Board, Special Report No. 176, National Academy of Sciences, 11-33.