



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



## TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

### ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS EM PROJETO DE SOLO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL

**Aluno:** Laura de Lima Santos

**Matrícula:** 11311ECV055

**Orientadora:** Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Giovana Bizão Georgetti

Uberlândia, julho de 2018.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus pelo dom da vida e pela oportunidade de estar me melhorando intelectualmente.

Aos meus pais, Diva e Ailton, e ao meu irmão Guilherme, por entenderem as minhas dificuldades, por terem estado ao meu lado, me apoiando e me motivando incondicionalmente, me fazendo acreditar que tudo acabaria bem.

A minha orientadora, Profa. Dra. Giovana Bizão Georgetti, por sua excelência em orientar-me.

A minha família por muitas vezes terem entendido a minha ausência.

A todos os amigos que fiz na graduação, obrigada pela companhia desde os momentos mais difíceis em que tudo parecia dar errado até os momentos de distração, muito bem merecidos.

A todos do Integrarte que acompanharam minha jornada na graduação, obrigada pela paciência e pela amizade infinita, por me fazerem crer que eu seria capaz, por todas as risadas nos ensaios de domingo, por me descontraírem e terem sido um dos principais apoios para que eu concluísse esta etapa. Não consigo imaginar o quão mais pesado teria sido sem vocês.

## RESUMO

Projetos de estruturas de contenção em solos comumente se baseiam em análises por equilíbrio limite, que não levam em consideração as deformações decorrentes do processo construtivo e os que ocorrem ao longo da vida útil destas estruturas. A análise de deformações ou deslocamentos tem sua importância na redução de incertezas associadas ao comportamento de obras geotécnicas e atualmente é facilitada pela disponibilidade de programas computacionais comerciais que realizam estes cálculos. Este trabalho apresenta o dimensionamento e a verificação de tensões e deslocamentos em uma estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético, mais especificamente um geotêxtil não-tecido agulhado. A estrutura tem 4,5 m de altura, sendo 0,5 m de ficha, e face vertical para fins de simplificação no cálculo dos esforços solicitantes. Utilizou-se dos parâmetros do solo do trabalho de Alves (2017) e dos parâmetros do geossintético do trabalho de Pedroso (2000). O dimensionamento foi dividido em duas partes: análise da estabilidade externa e interna da estrutura, que resultou em um comprimento de reforço de 4,5 m, com espaçamento vertical que variou de 0,2 a 0,5 m. A verificação dos deslocamentos no muro foi realizada segundo métodos empíricos disponíveis na literatura e também através do software de elementos finitos RS<sup>2</sup> da desenvolvedora Rocscience. Além disso, alguns resultados simulados por outros autores são apresentados e comparados. A partir das análises numéricas, conclui-se que o dimensionamento foi realizado de forma satisfatória e que os métodos disponíveis para dimensionamento apresentam um conservadorismo, conferindo ao engenheiro civil a segurança necessária para garantia da vida útil das obras.

**Palavras-chave:** estrutura de contenção; solo reforçado; geotêxtil.

## ABSTRACT

The design of earth retaining structures is commonly based on limit equilibrium analyses, which do not take into account the strains resulting from constructive processes and those that occur throughout the structure life. The analysis of strains or displacements are important to reduce uncertainties related to geotechnical structure behavior and are currently facilitated due to the availability of commercial software able to make the calculations. This study presents the design and verification of stresses and displacements of a geosynthetic reinforced soil as a retaining structure. The geosynthetic selected is a needle punched nonwoven geotextile. The structure has 4.5 m height, 0.5 m embedded, and vertical face for simplification purposes. The soil parameters were taken from Alves (2017) and the geotextile parameters were from Pedroso (2000). The design was made in two steps: internal and external stability analyses, which led to a reinforcement length of 4.5 m and vertical spacing varying between 0.2 and 0.5 m. The verification of displacements in the structure was made through empirical methods from the literature and also by the finite element software RS<sup>2</sup>, developed by Rocscience. In addition, some results obtained by other authors are presented and compared. From the numerical analysis, it can be concluded that the design was satisfactorily performed and the design methods used are somewhat conservative. This gives the engineer, the necessary security to guarantee the design life of the structure.

**Key-words:** retaining structure; reinforced soil; geotextile.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curva empírica para estimativa do deslocamento horizontal máximo em muros de solos reforçado.....	22
Figura 2.2 - Definição das zonas ativa e resistente.....	22
Figura 2.3 - Distribuição ideal de forças de tração ao longo do reforço.....	23
Figura 3.1 - Esquema de muro reforçado e forças atuantes.....	26
Figura 3.2 - Definição das dimensões mínimas para os muros de solo reforçado.....	27
Figura 3.3 - Mecanismos para verificação de estabilidade externa.....	28
Figura 3.4 - Diagrama de tensões para solos coesivos.....	30
Figura 3.5 - Distribuições de pressões na base da estrutura reforçada.....	33
Figura 3.6 - Configuração do maciço no dimensionamento da estabilidade global.....	36
Figura 3.7 - Características dos solos reforçado e indeformado.....	37
Figura 3.8 - Superfície crítica e fatores de segurança.....	37
Figura 3.9 - Fatores de segurança.....	37
Figura 3.10 - Superfícies analisadas.....	38
Figura 3.11 - Seção transversal do maciço reforçado.....	40
Figura 3.12 - Alturas de influência.....	43
Figura 3.13 - Comprimento total do geotêxtil.....	46
Figura 4.1 - Dados de entrada para os solos.....	48
Figura 4.2 – Tensões no estágio 1 – Terreno natural.....	52
Figura 4.3 – Tensões no estágio 2 – Escavação.....	53
Figura 4.4 – Tensões no estágio 3 – Instalação dos reforços e reaterro.....	54
Figura 4.5 – Tensões no estágio 4 – Aplicação de sobrecarga.....	55
Figura 4.6 - Estágio 4 – Deslocamentos totais.....	58
Figura 4.7 - Estágio 4 – Deslocamentos horizontais.....	59
Figura 4.8 - Estágio 4 – Deslocamentos verticais.....	60

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais polímeros utilizados na fabricação de geossintéticos. ....	13
Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos do solo compactado/reforçado. ....	27
Tabela 3.2 - Parâmetros geotécnicos do solo indeformado. ....	27
Tabela 3.3 - Propriedades do geotêxtil. ....	28
Tabela 3.4 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção. ....	29
Tabela 3.5 - Coeficiente de empuxo ativo para os solos 1 e 2. ....	29
Tabela 3.6 - Tensões horizontais. ....	30
Tabela 3.7 - Empuxos finais. ....	31
Tabela 3.8 - Verificação do deslizamento. ....	32
Tabela 3.9 - Verificação contra o tombamento. ....	33
Tabela 3.10 - Verificação contra o tombamento. ....	33
Tabela 3.11 - Verificação da capacidade de carga da fundação. ....	35
Tabela 3.12 - Fatores de redução para maciços reforçados. ....	40
Tabela 3.13 - Verificação da ruptura do reforço. ....	41
Tabela 3.14 - Planilha para obtenção da força horizontal atuante nos reforços. ....	44
Tabela 3.15 - Verificação do arrancamento dos reforços. ....	45
Tabela 3.16 - Comprimentos dos reforços. ....	46
Tabela 4.1 - Deslocamento horizontal máximo para o método da curva empírica. ..	47
Tabela 4.2 - Valores de módulo de elasticidade para diferentes tipos de solos. ....	49
Tabela 4.3 - Valores de coeficientes de Poisson para diferentes tipos de solos. ....	50
Tabela 4.4 - Tolerâncias usualmente aceitas para faces de muros de arrimo e encontros de ponte. ....	56
Tabela 4.5 - Deslocamentos horizontais publicados na literatura. ....	61

## LISTA DE ABREVIACÕES

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

EPS – Polietileno expandido

GA – Geomanta

GBA – Geobarra

GC – Geocomposto

GCD – Geocomposto para drenagem

GCL – Geocomposto argiloso

GCR – Geocomposto para reforço

GG – Geogrelha

GL – Geocélula

GM – Geomembrana

GN – Georrede

GT – Geotêxtil

GTnw – Geotêxtil não-tecido

GTw – Geotêxtil tecido

PA – Poliamida

PE – Polietileno

PEAD – Polietileno de alta densidade

PET – Poliéster

PP – Polipropileno

PS – Poliestireno

PVC – Polivinil clorado

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	12
2.1	Geossintéticos.....	12
2.2	Contenções em solos.....	17
2.3	Deformações em geotêxteis e deslocamentos em estruturas reforçadas.....	20
3	DIMENSIONAMENTO.....	25
3.1	Dados do projeto.....	25
3.1.1	Geometria do muro.....	25
3.1.2	Características do solo.....	27
3.1.3	Características do reforço.....	28
3.2	Estabilidade Externa.....	28
3.2.1	Cálculo do empuxo.....	29
3.2.2	Deslizamento.....	31
3.2.3	Tombamento.....	32
3.2.4	Capacidade de carga da fundação.....	33
3.2.5	Estabilidade Global.....	36
3.3	Estabilidade Interna.....	38
3.3.1	Ruptura do reforço.....	39
3.3.2	Arrancamento do reforço.....	41
4	VERIFICAÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES.....	47
4.1	Métodos Empíricos.....	47
4.2	Software RS <sup>2</sup> .....	48
4.2.1	Tensões.....	51
4.2.2	Deslocamentos.....	56
5	CONCLUSÃO.....	62
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	63
	APÊNDICE A – ESTÁGIOS DO PROJETO PARA ANÁLISE NUMÉRICA.....	66

APÊNDICE B – RELATÓRIO DOS SOFTWARE SLIDE 2018 .....	68
APÊNDICE C – RELATÓRIO DOS SOFTWARE RS <sup>2</sup> .....	73
ANEXO A – FICHA TÉCNICA DO GEOTÊXTIL .....	78
FOLHA DE ASSINATURAS .....	79

## 1 INTRODUÇÃO

Quando não devidamente projetadas, obras geotécnicas apresentam grande potencial de instabilidade devido a características peculiares dos solos, como: descontinuidades, baixa resistência a tração e ao cisalhamento, grande variação de permeabilidade, elevadas deformabilidades, altos graus de erodibilidade, dentre outros. Por isso, sempre que possível, busca-se localizar obras de engenharia em regiões com solos mais resistentes, pouco deformáveis e menos porosos.

A escolha de locais cujo solo apresente propriedades adequadas se torna menos viável a medida que a região se urbaniza, dados os riscos logísticos ou elevados gastos, já que esses locais se tornam supervalorizados. Dessa forma, a Engenharia Geotécnica busca desenvolver meios para uso do solo disponível, sendo um deles, a utilização de geossintéticos para reforço de solos.

Segundo Vertematti (2004) geossintéticos são produtos à base de polímeros (naturais ou sintéticos) desenvolvidos industrialmente a fim de serem usados em obras geotécnicas para diversos fins como: reforço, filtração, drenagem, separação, impermeabilização, controle de erosão superficial e proteção.

A utilização de geossintético para reforço de solos visa usufruir das propriedades mecânicas do geossintético, a fim de melhorar o desempenho mecânico da estrutura geotécnica, restringindo deformações excessivas e oferecendo-lhe resistência a tração. A função do geossintético no solo assemelha-se à da armadura no concreto, pois ambos estão solidarizando-se com materiais que trabalham bem a compressão, mas que quando solicitados a tração, apresentam baixo desempenho. O geotêxtil é um dos tipos de geossintéticos empregados com essa finalidade.

A ABNT NBR 12553:2003 designa a família de geotêxteis como um produto têxtil bidimensional permeável, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções em uma obra geotécnica. Gomes (2001) salienta que, quando usado como reforço de solo, o geotêxtil atua como um distribuidor de cargas sobre a superfície a qual está inserido, recebendo e dissipando a carga ao longo do maciço de solo. Apesar do bom desempenho mecânico e da viabilidade econômica do uso de geotêxteis como reforço, este se trata de um dos mais deformáveis tipos de geossintéticos atualmente disponíveis no mercado.

Considerando o limitado espaço em meio urbano, onde obras de contenção e reforço de solos são frequentemente necessárias, os deslocamentos e deformações em obras

geotécnicas assumem importância não só pelo aspecto de desempenho das obras, mas também pelo conforto do usuário. Neste sentido, o objetivo principal deste trabalho de conclusão de curso foi analisar deslocamentos no projeto de uma estrutura de solo reforçado com geotêxtil. Com isso, verificou-se a aplicabilidade desta técnica de solo reforçado em situações nas quais são impostos limites rigorosos de deslocamentos na estrutura, enfatizando a importância da verificação de deslocamentos em estruturas de contenção, as quais são rotineiramente dimensionadas por métodos de estado limite último.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A seguir tem-se uma breve revisão bibliográfica acerca de assuntos relacionados com a pesquisa em questão, de forma a possibilitar uma contextualização do tema em estudo. Serão abordados os tipos de geossintéticos, suas funções e algumas de suas aplicações, dando enfoque no uso de geossintéticos, especificamente o geotêxtil, para reforço do solo, bem como as deformações sofridas por este reforço.

### 2.1 Geossintéticos

A raiz da palavra geossintético pode ser entendida através de sua separação, “geo” e “sintético”. A primeira refere-se a “terra” e a segunda remete a “um produto manufaturado pelo homem”. Os geossintéticos compõem o leque de materiais alternativos que se unem aos tradicionais concreto, aço e madeira para formarem a gama de materiais disponíveis para construção civil. A maioria dos geossintéticos são feitos a partir de polímeros sintéticos, embora alguns geotêxteis e geomantas sejam fabricados com fibras naturais, sendo chamados de biotêxteis e biomantas, respectivamente. Os polímeros “resultam do encadeamento de átomos de carbono, formando uma cadeia carbônica associada ou não a grupos funcionais, estruturados a partir de pequenas unidades de repetição denominadas monômeros.” (VERTEMATTI, 2004).

Ainda segundo Vertematti (2004) os polímeros podem ser classificados em função do comportamento mecânico do produto final em borrachas, plásticos, fibras, coberturas e adesivos. Podem apresentar duas morfologias: amorfa e cristalina, sendo que na primeira as moléculas possuem uma estrutura desorganizada e na segunda as moléculas estão alinhadas e orientadas. Como esses dois estados coexistem e a cristalinidade nunca é total os polímeros são ditos amorfos e semicristalinos. Quanto mais cristalino um polímero, maior sua rigidez, estabilidade dimensional, resistência química e à abrasão, temperaturas de fusão e de transição vítrea (temperatura que indica a mudança de estado do polímero do estado sólido para um estado denominado mobilidade, em que o polímero apresenta maior deformabilidade).

Na Tabela 2.1 são apresentados os principais polímeros utilizados na fabricação de geossintéticos e suas aplicações.

Tabela 2.1 - Principais polímeros utilizados na fabricação de geossintéticos.

Polímero	Sigla	Aplicações
Polietileno	PE	Geotêxteis, geomembranas, geogrelha, geotubos, georredes e geocompostos
Poliestireno expandido	EPS	Geoexpandidos
Polipropileno	PP	Geotêxteis, geomembranas, geogrelha e geocompostos
Polivinil clorado	PVC	Geomembranas, geotubos e geocompostos
Poliéster	PET	Geotêxteis e geogrelhas
Poliestireno	PS	Geocompostos e geoexpandidos
Poliamida	PA	Geotêxteis, geogrelhas e geocompostos

Fonte: Adaptado de Vertematti (2004).

Além da matéria polimérica, os geossintéticos podem ter ainda em sua constituição, aditivos com a função de melhorar seu desempenho perante sua utilização em engenharia ou melhorar seu processo de fabricação. Plastificantes, antioxidantes, inibidores de ação ultravioleta são alguns dos aditivos usados nos geossintéticos. O PVC por exemplo, consome 80% de todos os plastificantes utilizados mundialmente, conferindo-lhe um aspecto de borracha, aumentando sua flexibilidade (VERTEMATTI, 2004).

O termo geossintético é genérico e refere-se a toda família deste produto, o qual pode exercer sete diferentes funções:

- Controle de erosão superficial: evitando o carreamento de partículas de solo quando este fica exposto ao fluxo superficial de fluidos.
- Drenagem: o corpo do geossintético serve de coletor e condutor de fluidos.
- Filtração: permite a passagem de líquidos e impede a passagem de partículas indesejáveis.
- Impermeabilização: bloqueia ou desvia o fluxo de fluidos.
- Proteção: minimiza ou impede danos a elementos de obras geotécnicas.
- Reforço: as propriedades mecânicas do geossintético corroboram para a resistência mecânica da obra geotécnica.
- Separação: impede a mistura de materiais.

Há atualmente uma gama de geossintéticos disponíveis no mercado e cada vez mais são desenvolvidos novos produtos e aplicações. Dessa forma, tem-se abaixo, segundo Vertematti (2004), a classificação e a função dos geossintéticos disponíveis naquela época. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), está em processo de adoção da ISO 10318-1:2015, que normatiza os termos e definições para geossintéticos.

- Geobarra (GBA): Possui formato de barra com função predominantemente de reforço.
- Geocélula (GL): Sua estrutura é tridimensional e aberta, formada por células interligadas que confinam o material nela inserido. Tem função de reforço e controle de erosão.
- Geocomposto (GC): associação de geossintéticos entre si ou com outros produtos.
- Geocomposto argiloso (GCL): É associação de camadas de um material argiloso com o geossintético. É desenvolvido para desempenhar a função de uma barreira impermeabilizante.
- Geocomposto para drenagem (GCD): É a junção de um geotêxtil atuando como filtro e uma georrede ou um geoespaçador atuando como elemento drenante. Essa associação tem função de drenagem.
- Geocomposto para reforço (GCR): Associação de diferentes geossintéticos que quando juntos trabalham como reforço.
- Geoespaçador: Possui estrutura tridimensional produzida para apresentar grandes vazios, de forma a possibilitar drenagem do meio.
- Geoexpandido: É um produto fabricado a partir da expansão de um polímero com o intuito de formar uma estrutura de baixa densidade com a função de aliviar cargas em uma estrutura geotécnica.
- Geofôrma: Formada por geossintéticos, possui uma versatilidade de modelos e adequações à cada situação de projeto. Tem a função de conter materiais permanente ou provisoriamente.
- Geogrelha (GG): Possui formato de grelha com função principalmente de reforço. As aberturas possibilitam interação com o meio em que estão dispostas. Seus elementos constituintes são resistentes à tração.
- Geomanta (GA): Sua estrutura é permeável, sendo usada para controle de erosão superficial do solo. É também conhecida como "biomanta" quando biodegradável.
- Geomembrana (GM): Produto de baixa permeabilidade, usado para controle de fluxo e separação.
- Geomembrana reforçada: Geomembrana reforçada com armadura, formando um conjunto compacto e rígido.

- Geomembrana texturizada: Geomembrana com a superfície texturizada a fim de aumentar as características de atrito da interface.
- Georrede (GN): Possui formato de grelha com a função predominantemente de drenagem.
- Geotêxtil (GT): produto têxtil permeável formado por fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, fitas ou fios dando origem a estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas. Suas propriedades mecânicas e hidráulicas possibilitam várias funções
- Geotêxtil não tecido (GTnw): Tem em sua composição fibras cortadas ou fios contínuos dispostos de forma aleatória por meio de processos mecânicos, térmicos ou químicos.
- Geotêxtil não tecido agulhado: Fibras interligadas mecanicamente pelo processo de agulhagem.
- Geotêxtil não tecido termoligado: Fibras interligadas por fusão parcial obtida por aquecimento.
- Geotêxtil não tecido resinado: Fibras interligadas por meio de produtos químicos.
- Geotêxtil tecido (GTw): Obtido através do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou fitas, segundo direção preferencial.
- Geotêxtil tricotado: Obtidos pela tricotagem de fios.
- Geotira: Tira geossintética com função de reforço.
- Geotubo: Possui formato tubular com função drenante.

Com tantos geossintéticos no mercado, suas aplicações são vastas. Em aterros sanitários por exemplo, a aplicação de um geotêxtil sobre a camada de geomembrana é fundamental para o bom funcionamento do aterro. Um dos aterros sanitários de Porto Alegre, segundo o Departamento Técnico Mexichem Bidim Ltda (1997), funciona com quatro camadas. A primeira camada é argila compactada de espessura 60 cm com a função de impermeabilidade. Geotêxtil Bidim RT (geotêxtil não-tecido agulhado de filamentos contínuos 100% poliéster, com significativa resistência à tração - RT), mais especificamente, o Bidim RT – 10, é aplicado na segunda camada com a função de drenagem horizontal, evitando a percolação de chorume, água pluvial e outros líquidos provenientes dos resíduos depositados no aterro. Como terceira camada, tem-se a geomembrana produzida com polietileno de alta densidade (PEAD) desempenhando a

função de separação, impedindo que o chorume contamine o lençol freático. Por fim, o geotêxtil Bidim RT – 26 é aplicado para proteção da geomembrana, impedindo que esta tenha contato direto com os resíduos e conseqüentes perfurações e danos.

Um outro exemplo de aplicação de geotêxteis é o seu uso em campos de futebol, permitindo a rápida infiltração das águas pluviais, de forma a possibilitar a prática do esporte mesmo sob chuva, além de regular o nível de umidade do solo, não prejudicando a grama. O Departamento Técnico Mexichem Bidim Ltda (1998) relata essa aplicação juntamente com o sistema de drenagem do tipo “espinha de peixe”, no caso da construção da Escolinha de Futebol do Zico, localizada no Rio de Janeiro:

Com o terreno já nivelado, a locação do sistema de drenagem “espinha de peixe” é executado. Escava-se as trincheiras (fossa que receberá os tubos para drenagem) e instala-se o geotêxtil, no caso, Bidim RT – 10, no interior das trincheiras. A próxima etapa consiste na instalação dos tubos de PVC perfurados nas trincheiras. Os tubos perfurados aumentam a vazão de saída da água. Segue-se o processo preenchendo as trincheiras com brita 3, instalando um sistema de irrigação eletrônico e cobrindo toda a área com brita 3, formando um colchão drenante. O geotêxtil Bidim RT – 10 é instalado sobre toda a brita e recebe duas camadas, areia fina e solo vegetal, respectivamente. O geotêxtil torna-se fundamental quando aplicado nas trincheiras e também quando está intermediando a camada de solo vegetal e o colchão drenante de brita. No primeiro caso estabiliza o solo lateral das trincheiras, aumentando a eficácia do escoamento e evita a erosão das partículas para dentro do dreno. Já no segundo caso filtra com maior rapidez a água recebida pela grama (DEPARTAMENTO TÉCNICO – ATIVIDADE BIDIM, 1998).

Quando usado como reforço, os geossintéticos vêm apresentando significativos resultados de desempenho, que impulsionam novas aplicações e ofertas de novos produtos. O geossintético usado para reforço do solo assemelha-se ao aço no concreto, conferindo-lhe resistência a tração, melhorando suas propriedades mecânicas e possibilitando a utilização de solos instáveis.

Para aplicação do reforço é necessário que cada obra tenha um estudo específico a respeito do geossintético a ser utilizado, visto que a intensidade das solicitações, os mecanismos de interação solo-geossintético, as deformações são resultado das propriedades do geossintético a ser usado. Algumas das propriedades relevantes do geossintético empregado como reforço são: resistência a tração,  $T$  (kN/m), taxa de

deformação,  $\varepsilon'$  (%/s), comportamento em fluência, interação mecânica com o solo envolvente, dentre outros.

Segundo Vertematti (2004) a utilização de geossintético como reforço pode ser observada na construção de:

- Aterros sobre solos moles: geossintético implantado na base do aterro, conferindo estabilidade e possibilitando uma construção mais rápida e taludes mais íngremes.
- No reforço de muros e taludes: permite a redistribuição das tensões ao longo do maciço, diminui o volume de compactação e adoção de inclinações mais íngremes e a utilização de solo local.
- Reforço de fundações diretas: algumas camadas de geossintético sobre o solo que irá receber a fundação aumenta sua capacidade de resistência, evitando a substituição total ou parcial desse solo com baixa capacidade de suporte.
- Aterro sobre estacas: a instalação de geossintéticos na base do aterro permite a otimização da espessura do aterro, o aumento do espaçamento entre estacas e a redução ou até eliminação dos capitéis das estacas.
- Aterro sobre cavidades: confere estabilidade a aterros sujeitos ao aparecimento de cavidades oriundas de recalques diferenciais, afundamento de áreas cársticas e até pela deterioração de materiais do aterro.
- Reforço de base de pavimentos: uso de camadas de geossintéticos em pavimentos flexíveis visando evitar patologias como afundamento de trilha de roda e trincamento por fadiga do revestimento.

## **2.2 Contenções em solos**

Toda obra geotécnica requer um cuidado especial antes de ser iniciada, pois por menor que seja a alteração feita na geometria de um terreno, esta pode causar impactos significativos no meio, os quais devem ser previstos e tratados de antemão. Qualquer escavação ou corte altera as condições de equilíbrio do maciço, podendo desestabilizá-lo. As contenções possuem a função de auxiliar na estabilidade dos maciços e permitir configurações geométricas nas quais o maciço de solo é incapaz de se auto sustentar.

Os principais tipos de contenções de maciços de terra são:

- Solo grampeado  
Segundo Ortigão (1993) apud Teixeira (2011), solo grampeado é uma técnica de intervenção no solo “*in loco*” a partir da introdução de elementos que irão criar esforços resistentes a tração e ao cisalhamento. Esses elementos são denominados grampos e são introduzidos na posição horizontal ou inclinados no maciço de solo por meio de cravação (grampos cravados) ou injeção (grampos injetados). O processo executivo é realizado de cima para baixo seguindo as fases de escavação, instalação do reforço e revestimento da face a cada linha de corte realizada.
- Muros de arrimo de gravidade  
São estruturas que garantem estabilidade pelo seu peso próprio. São de parede vertical ou quase vertical. Sua utilização é para conter pequenos desníveis, inferiores a 5 m. Os muros de gravidade podem ser feitos de pedra, concreto simples ou armado, gabiões (gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente) ou ainda pneus usados (GERSCOVICH, [S.I]).
- Muros de arrimo de flexão  
São estruturas mais esbeltas em formato de “L” que resistem aos esforços de flexão. Construídos em concreto armado, são inviáveis para alturas acima de 5 a 7 m, sendo necessário o emprego de vigas de enrijecimento e contrafortes no caso de alturas maiores. Podem ainda ser ancorados na base com tirantes ou chumbadores, de forma a aumentar sua estabilidade ou quando o espaço disponível é insuficiente para o tamanho da base do muro, desde que a rocha presente resistência para permitir essa ancoragem (GERSCOVICH, [S.I]).
- Muros em fogueira - *Crib-walls*  
São muros formados por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço. São montados com o formato de várias “fogueiras” lado a lado, sendo que o interior é preenchido com material granular graúdo. Essas estruturas se acomodam de acordo com os recalques das fundações, funcionando como muros de gravidade (GERSCOVICH, [S.I]).
- Terra armada  
Silva (2012) designa terra armada como um sistema constituído com o solo do aterro, os reforços e um paramento flexível fixado às armaduras, também chamado de elemento de pele, o qual tem a função de limitar o aterro e

normalmente é pré-fabricado. O reforço é colocado paralelamente à direção mais solicitada do maciço para aumentar a resistência a tração do solo, de forma que solo e reforço passem a trabalhar em conjunto.

- Cortina cravada

É indicada para alturas relativamente pequenas, pois são deformáveis, suscetíveis à flexão e devem ser usadas provisoriamente. Consistem num sistema de estacas contínuas ou não ao maciço de solo que se deseja conter. Quando o sistema é descontínuo, faz-se necessários fechar o trecho com pranchas de madeira ou placas de concreto (BRUNO LOTURCO, 2004).

- Cortina atirantada

Gerscovich, [S.I] descreve que as cortinas atirantadas são contenções acopladas a paredes de concreto armado, em geral, verticais. São compostas normalmente por tirantes protendidos injetados no solo, ancorados em um muro de concreto armado, por meio de um sistema de placas e porcas. A cortina deve resistir aos esforços gerados pela reação do solo em relação ao confinamento provido pelo próprio conjunto muro-tirantes. O tirante é composto por uma cabeça, um trecho livre e um trecho ancorado. A cabeça por sua vez possui uma placa de apoio, uma cunha de grau e um bloco de ancoragem, os quais juntos, possuem a função de suportar toda a estrutura. O trecho ancorado do tirante deve transmitir ao solo os esforços suportados pelo trecho livre. Esse trecho ancorado é envolto por uma nata de cimento chamada bulbo. Por fim, o trecho livre é aquele entre a cabeça do tirante e o ponto inicial do bulbo de ancoragem.

A metodologia executiva é realizada em quatro fases. A primeira é o preparo dos tirantes, de forma a evitar problemas futuros. Nessa fase, dá-se atenção especial ao corte dos tirantes e ao preparo da cabeça do tirante. O tamanho das placas de apoio deve ser exato evitando possíveis puncionamentos do concreto, por exemplo. Proteções anticorrosivas devem ser prevista para o aço de acordo com o caráter permanente ou temporário e a agressividade do solo. Os acessórios (válvulas de injeção e espaçadores) são instalados nessa etapa. A próxima etapa é a perfuração, a qual pode ser executada com qualquer sistema, desde que o furo seja retilíneo e o diâmetro, a inclinação e o comprimento sejam respeitados. Segue o processo com a instalação e injeção dos tirantes, de forma a não deslocar os acessórios e não ferir a proteção anticorrosiva do aço.

Uma nata de cimento é injetada a pressões controladas até a parte mais profunda da ancoragem, denominada bulbo com o intuito de cimentar e dar ao solo a devida resistência. Por fim, passa-se para a protensão dos cabos com macacos hidráulicos até a carga determinada em projeto. (TEIXEIRA, 2011).

- **Aterro reforçado**

É o próprio solo reforçado com o geossintético que irá resistir aos esforços de tração. Segundo Neto e Portelinha (2016), os geossintéticos mais empregados como reforço no Brasil são os geotêxteis tecido e não tecido e as geogrelhas tecidas. Devido a sua geometria com aberturas, as geogrelhas possuem maior interação com o meio, apresentando maior aderência. Normalmente as geogrelhas tecidas são mais usuais, por apresentarem maior flexibilidade e maior resistência a tração. Já os geotêxteis tecidos possuem a vantagem de desempenharem, além de reforço, função de separação. Por fim, os geotêxteis não tecidos são usados mais raramente como reforço, pois apresentam menor resistência mecânica. Quando a obra em questão requer uma drenagem mais cuidadosa, usa-se o geotêxtil não tecido com dupla função, drenagem e reforço.

- **Retaludamento**

Processo não estrutural, simples e de baixo custo, pois envolve apenas o corte ou aterro da área em questão. Busca uma estrutura geométrica que ofereça estabilidade ao maciço. É um método normalmente aliado a processos de drenagem e ao posterior recobrimento vegetal, de forma a evitar erosão.

### **2.3 Deformações em geotêxteis e deslocamentos em estruturas reforçadas**

Os geotêxteis foram os primeiros a serem empregados na engenharia geotécnica e são até hoje os geossintéticos mais usados. Espera-se desse material, com exceção de obras temporárias, que apresente bom desempenho independente da função, por um longo período de tempo. Quando usado como reforço é preciso atentar-se ao comportamento em fluência do geossintético, ou seja, às deformações que este sofrerá quando submetido a tração de forma lenta, mas constante.

O tipo de polímero e o processo de fabricação, o fato de a fluência ocorrer em temperaturas ambientes, as deformações excessivas que serão causadas à medida que o elemento é solicitado a tração, bem como o valor de carga que o está solicitando e também

a provável ruptura da estrutura são fatores que atualmente devem ser analisados, visto a vasta utilização desse produto (COSTA, 2004).

O princípio fundamental do sistema solo-reforço é o fato de que a interação entre esses dois meios produz tensões que irão solicitar o reforço à tração. Essas tensões são transmitidas entre os meios através do atrito entre as duas partes e também através da resistência passiva do solo (resistência ao arrancamento). O sucesso desse tipo de reforço é obtido: quando ocorrem deslocamentos (deformações) necessários no maciço para mobilizar tanto a resistência a tração do reforço quanto a resistência ao cisalhamento do solo e quando esses movimentos respeitam os limites que garantem o bom funcionamento da estrutura reforçada (PEDROSO, 2000).

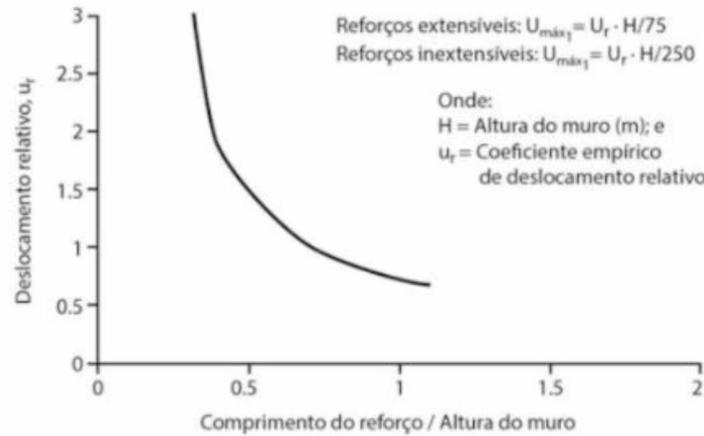
Elias, Christopher e Berg (2001) destacam um método empírico para previsão de deformações e deslocamentos no maciço reforçado. O procedimento foi baseado em medições feitas em muros de até 6 m de altura e é aplicado em função da altura do muro e do comprimento do reforço. A partir das observações, os autores apresentaram uma curva empírica (Figura 2.1) que permite estimar o máximo deslocamento horizontal ( $u_{máx}$ ) de estruturas de solo reforçado para reforço extensíveis e inextensíveis. Os autores ressaltam que se tratando da previsão de deslocamentos da face do muro, nenhum procedimento retrata com clareza a realidade, visto que a maioria dos deslocamentos ocorre durante a construção, além de serem função do tipo de solo, da energia de compactação utilizada e da extensibilidade dos reforços. Por isso, para segurança, sugerem que a cada 20 kPa de sobrecarga, o deslocamento horizontal seja acrescido em 25%. No método, não se considera a inclinação da face do muro, as características da fundação, as propriedades do solo e os espaçamentos dos reforços. Além disso, pode-se obter algumas conclusões ao analisar a Figura 2.1: entre os limites de  $0,5H$  e  $0,7H$ , por exemplo, o deslocamento do muro diminui em 50%; ao usar reforços poliméricos, ou seja, geossintéticos, a deformação é aproximadamente 3 vezes maior que se fosse utilizado reforços inextensíveis.

Além deste método empírico, tem-se outro que considera que os principais movimentos do maciço de solo reforçado são oriundos das deformações que os reforços sofrem (ERLICH e BECKER, 2009).

Para aplicação deste procedimento, separa-se o maciço de solo reforçado em duas zonas, uma zona ativa e uma zona resistente, conforme Figura 2.2. O limite entre essas duas zonas é feito pela superfície de ruptura, orientada segundo um ângulo de  $(45^\circ + \phi/2)$  com a horizontal, admitindo, assim, que o solo atinja um estado de plastificação de

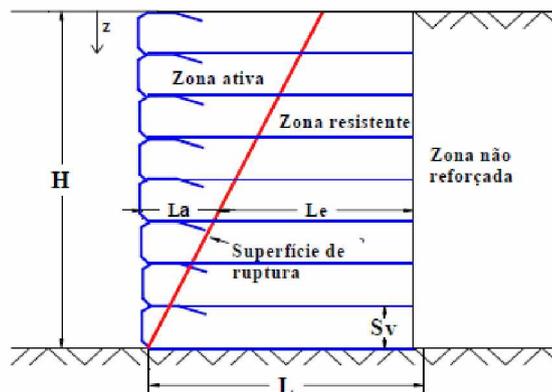
Rankine, resultando na distribuição do empuxo de forma crescente com a profundidade (PEDROSO, 2000).

Figura 2.1 - Curva empírica para estimativa do deslocamento horizontal máximo em muros de solos reforçado.



Fonte: Geo Academy (2001).

Figura 2.2 - Definição das zonas ativa e resistente.



Fonte: Pedroso (2000).

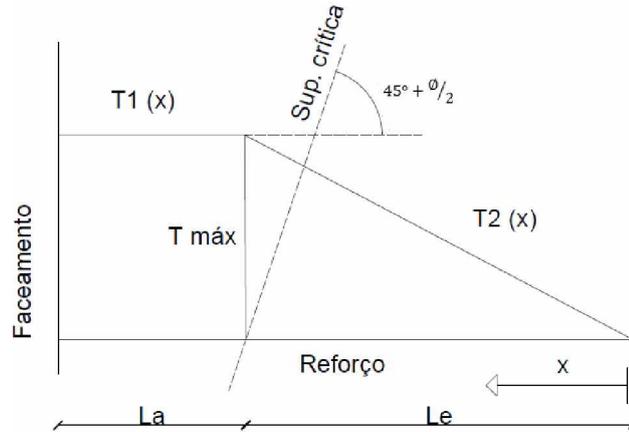
O solo da zona ativa tende a se movimentar, mas a zona resistente, na qual estão ancorados os reforços, limita essas movimentações. A superfície que separa essas duas zonas é uma potencial superfície de ruptura, logo, é onde tem-se os maiores picos de tração.

Para aplicação deste procedimento considera-se:

- Um reforço com rigidez  $J_r$  submetido a uma distribuição de forças ideal ao longo de todo o seu comprimento, como ilustra a Figura 2.3.
- $T_1(x)$  e  $T_2(x)$  são as funções que regem as forças de tração nas zonas ativa e resistente, respectivamente;

- $\varepsilon_1(x)$  e  $\varepsilon_2(x)$  são as funções que regem as deformações nas zonas ativa e resistente, respectivamente.

Figura 2.3 - Distribuição ideal de forças de tração ao longo do reforço.



Fonte: Autora, (2018).

As funções de deformações podem ser escritas conforme as Equações 1 e 2:

$$\varepsilon_1(x) = \frac{T_1(x)}{J_r} = \frac{T_{máx}}{J_r} \quad (1)$$

$$\varepsilon_2(x) = \frac{T_{máx} \times x}{L_e \times J_r} \quad (2)$$

Integrando essas duas funções, tem-se o deslocamento total  $u$  sofrido pelo reforço. Usando a Equação 3 é possível determinar o deslocamento horizontal de cada reforço e assim traçar o perfil deformado da face do maciço reforçado.

$$\begin{aligned} u &= \int_0^{L_e} \varepsilon_2(x) dx + \int_{L_e}^{L_e+L_a} \varepsilon_1(x) dx \\ u &= \int_0^{L_e} \frac{T_{máx} \cdot x}{L_e \cdot J_r} dx + \int_{L_e}^{L_e+L_a} \frac{T_{máx}}{J_r} dx \\ u &= \frac{T_{máx}}{J_r} \cdot \left[ \frac{L_e}{2} + L_a \right] \quad (3) \end{aligned}$$

O módulo de rigidez do reforço ( $J_r$ ) diminui com o passar do tempo devido ao efeito de relaxação, ou seja, devido a redução de tensões entre solo-reforço oriundas das deformações que se tornam constantes (COSTA, 2004). Conseqüentemente, as tensões no solo diminuem resultando na diminuição também da força de tração máxima. Com isso, Erlich e Becker (2009) recomendam que sejam usados os valores de  $J_r$  obtidos através dos ensaios de faixa larga (ensaio mecânico), regidos pela NBR ISO 10319:2013. “Neste ensaio, um corpo-de-prova (CP) com dimensões típicas de 200 mm de largura e 100 mm de comprimento é preso a garras que se estendem por toda sua largura e em seguida é tracionado até a ruptura” (COSTA, 2008).

Costa (2008) descreve os principais tipos de ensaios realizados para caracterizar os geotêxteis, sendo esses, físicos, tendo a função de determinar a gramatura (massa/unidade de área) e espessura do geotêxtil; mecânicos, empregados para analisar o comportamento carga-alongamento do geotêxtil; hidráulicos, usados para determinação de propriedades importantes para geotêxteis que são utilizados em obras de drenagem e filtração; de desempenho, realizado com o geotêxtil associado a algum material que estará em permanente contato durante a vida útil da obra, como o solo, obtendo, assim, resultados típicos da combinação utilizada.

Os ensaios mecânicos são divididos em: ensaio de resistência a tração de faixa larga, resistência a tração tipo *grab*, resistência ao estouro, resistência ao puncionamento estático tipo CBR e resistência a perfuração dinâmica (COSTA, 2008). Vertematti (2004) afirma que os ensaios mínimos recomendados para controle da qualidade dos reforços são o de resistência a tração de faixa larga e resistência ao puncionamento, os quais deverão apresentar nível de confiança de 95%.

Tolerâncias construtivas também devem ser observadas. Distorções da face, isto é, razão entre o deslocamento na crista e a altura do muro devem ser menores que 1% para painéis e paredes integrais, menores que 2% para blocos segmentais e menores que 5% para auto envelopados.

### 3 DIMENSIONAMENTO

#### 3.1 Dados do projeto

Neste item são apresentados os dados de projeto do muro de contenção reforçado com geotêxtil, bem como das características do solo e do reforço escolhido.

##### 3.1.1 Geometria do muro

O muro analisado neste projeto tem face vertical e altura de 4,0 m. Esta altura foi selecionada por ser a máxima indicada por Vertematti (2004) dentro da faixa onde os todos os tipos de geotêxteis são considerados eficazes em comparação com as geogrelhas.

O paramento, ou seja, a parte frontal do muro tem função estética e de proteção, evitando assim, degradações diversas e exposição à fatores climáticos. Como é comum em muros reforçados por geossintéticos, o paramento não assumiu função estrutural. Dentre as diversas técnicas existentes para construção dos paramentos, que vão desde paredes de alvenarias até concreto projetado, Vertematti (2004) indica que as técnicas mais eficazes são aquelas em que o paramento é situado ligeiramente afastado da estrutura reforçada, evitando que a estética do muro seja afetada caso haja deformações significativas.

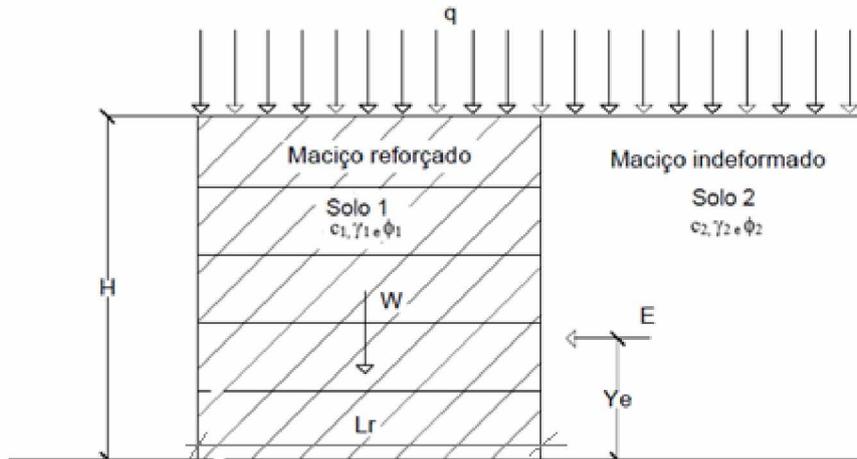
Ainda segundo Vertematti (2004), há seis tipos de sistemas construtivos para muros e taludes reforçados: auto-envelopados, auto-envelopados com fôrmas perdidas, blocos segmentais, híbridos, painéis modulares e paredes integrais. A forma construtiva do muro em estudo é o sistema auto-envelopado, no qual cada camada de solo é confinada lateralmente pelo reforço por meio de sua dobra de ancoragem no interior do muro. A ancoragem pode ser feita tanto na parte superior quanto na parte inferior da camada de solo.

O maciço reforçado será construído com o reaterro do solo local. Levando em consideração a melhoria que se tem com a compactação do solo, foram considerados parâmetros geotécnicos distintos para o solo compactado e o solo em condição indeformada. O primeiro tipo de solo será denominado solo 1 e o segundo, solo 2.

Além dos esforços provenientes do solo, a estrutura reforçada deve suportar uma sobrecarga ( $q$ ) mínima de 20 kPa, conforme indica a ABNT NBR 11682:2009. Essa

sobrecarga mínima foi uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado, o qual possui configuração horizontal (Figura 3.1).

Figura 3.1 - Esquema de muro reforçado e forças atuantes.



Fonte: Autora, (2018).

Onde:

$q$  – sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno;

$\gamma_1$  e  $\gamma_2$  – peso específico dos solos 1 e 2, respectivamente;

$\phi_1$  e  $\phi_2$  – ângulo de atrito interno dos solos 1 e 2, respectivamente;

$c_1$  e  $c_2$  – coesão do solo 1 e 2, respectivamente;

$E$  – empuxo ativo;

$H$  – altura do maciço reforçado;

$Y_e$  – braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura;

$L_r$  – comprimento do reforço ou largura da base da massa de solo reforçado;

$W$  – peso próprio do muro reforçado, dado pela Equação 4.

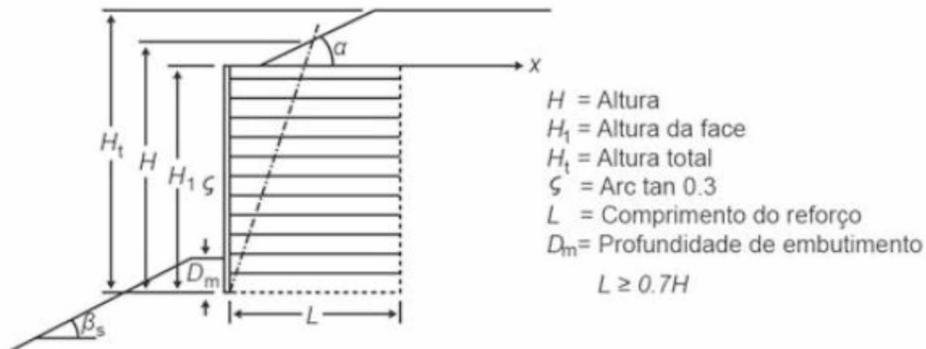
$$W = \gamma_1 \times H \times L_r \quad (4)$$

Quanto a seção transversal do muro, seguiu-se a norma britânica BS 8006:1995 a qual indica que para muros de seções retangulares segundo o esquema da Figura 3.2, as dimensões de comprimento de reforço e de embutimento devem respeitar as Equações 5 e 6, respectivamente:

$$L_r = L \geq 0,7H \text{ (3m no mínimo)} \quad (5)$$

$$\text{Para } \beta_s = 0^\circ \rightarrow D_m = \frac{H}{20} \text{ (0,45 m no mínimo)} \quad (6)$$

Figura 3.2 - Definição das dimensões mínimas para os muros de solo reforçado.



Fonte: BS 8006 (1995).

Sendo assim, adotou-se inicialmente comprimento de reforço de 3,0 m e embutimento de 0,5 m.

### 3.1.2 Características do solo

Nas Tabelas 3.1 e 3.2 são apresentadas as características do solo reforçado (compactado) e do solo indeformado, de reaterro. Todos os parâmetros geotécnicos foram retirados do trabalho de Alves (2017).

Tabela 3.1 - Parâmetros geotécnicos do solo compactado/reforçado.

<b>Peso específico (<math>\gamma_1</math>)</b>	20,75 kN/m <sup>3</sup>
<b>Ângulo de atrito interno (<math>\phi_1</math>)</b>	31°
<b>Coesão (<math>c_1</math>)</b>	10,00 kPa

Fonte: Alves (2017).

Tabela 3.2 - Parâmetros geotécnicos do solo indeformado.

<b>Peso específico (<math>\gamma_2</math>)</b>	18,00 kN/m <sup>3</sup>
<b>Ângulo de atrito interno (<math>\phi_2</math>)</b>	28°
<b>Coesão (<math>c_2</math>)</b>	5,00 kPa

Fonte: Alves (2017).

### 3.1.3 Características do reforço

O geotêxtil escolhido para reforço do muro foi do tipo não-tecido agulhado (Geofort G-400), o qual foi ensaiado por Pedroso (2000) quanto a gramatura, espessura nominal e tração. Pode-se ver na Tabela 3.3 as propriedades encontradas pelo autor, e no Anexo A tem-se o catálogo fornecido pelo fabricante.

Tabela 3.3 - Propriedades do geotêxtil.

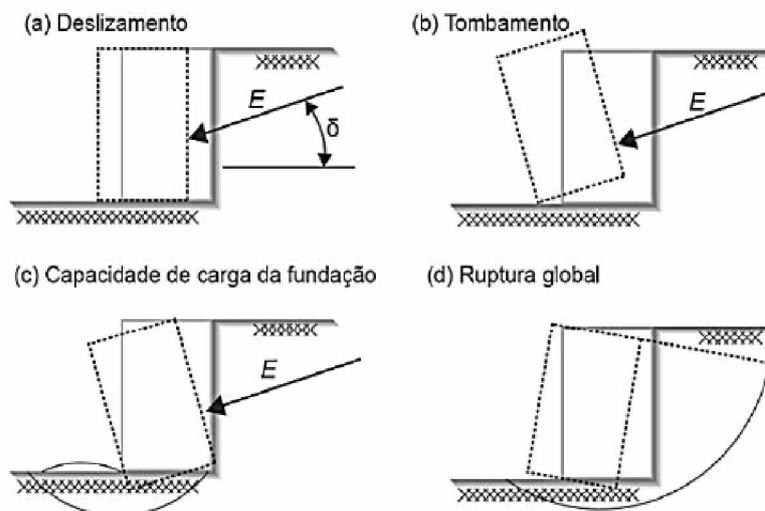
<b>Gramatura (<math>g/m^2</math>)</b>	400
<b>Espessura nominal (mm)</b>	3,80
<b>Resistência à tração longitudinal (kN/m)</b>	24,75
<b>Resistência à tração transversal (kN/m)</b>	25,70
<b>Módulo secante - 5% de deformação (kN/m)</b>	40

Fonte: Pedroso (2000).

### 3.2 Estabilidade Externa

A verificação da estabilidade externa supõe que o muro de contenção funcione como um corpo rígido, apresentando comportamento similar aos muros de gravidade. Logo, foi necessário verificar sua estabilidade quanto ao deslizamento da base, ao tombamento, a capacidade de carga da fundação e a ruptura global (Figura 3.3).

Figura 3.3 - Mecanismos para verificação de estabilidade externa.



Fonte: Vertematti (2004).

A verificação da estabilidade externa obtém sucesso quando todos esses mecanismos tiverem seus fatores de segurança satisfeitos mediante a determinação de um comprimento mínimo do reforço. A ABNT NBR 11682:2009 indica fatores de segurança que devem ser atendidos para manter a estabilidade de muros de gravidade e de muros de flexão, conforme indicado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Requisitos para estabilidade de muros de contenção.

Verificação da segurança	FS mínimo
Tombamento	2,0
Deslizamento da base	1,5
Capacidade de carga da fundação	3,0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 11682:2009.

### 3.2.1 Cálculo do empuxo

Para o cálculo do empuxo que a massa de solo indeformada exercerá sobre o maciço reforçado optou-se pela formulação de Rankine, a qual baseia-se nas teorias clássicas de equilíbrio limite. Somente o empuxo ativo foi considerado, sendo o empuxo passivo desconsiderado por medidas de segurança, visto que o embutimento pode não ser permanente ao longo da vida útil da estrutura.

O cálculo do empuxo inicia-se pelos coeficientes de empuxo, neste caso, somente coeficiente de empuxo ativo, dado pela Equação 7:

$$k_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

A Tabela 3.5 mostra os coeficientes de empuxo ativo calculados para o solo reforçado e para o solo indeformado.

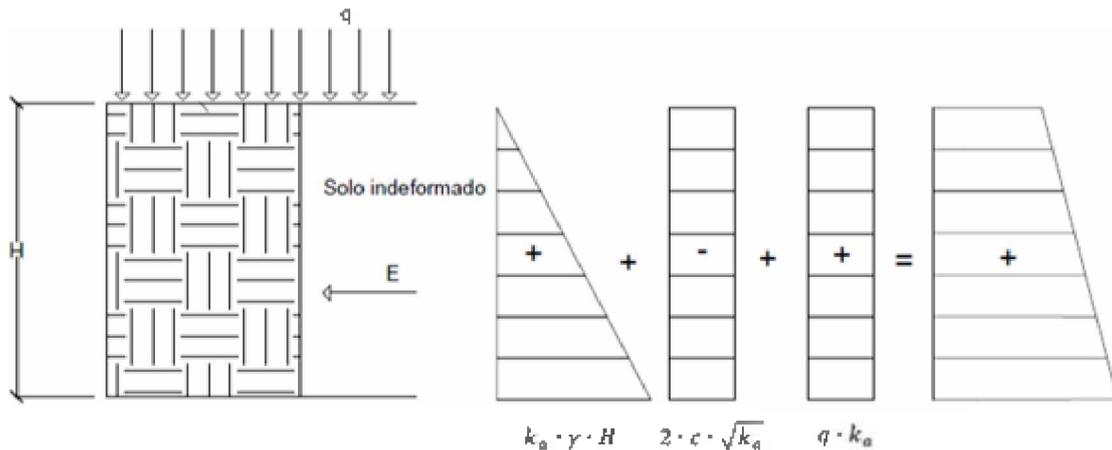
Tabela 3.5 - Coeficiente de empuxo ativo para os solos 1 e 2.

<b>ka1 - solo reforçado (adimensional)</b>	0,32
<b>ka2 - solo indeformado (adimensional)</b>	0,36

Fonte: Autora (2018).

Feito isso, calcularam-se os esforços devido ao empuxo no maciço de solo reforçado, sendo composto pelas parcelas de peso próprio, coesão e sobrecarga. O diagrama típico de tensões para solos coesivos é mostrado na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Diagrama de tensões para solos coesivos.



Fonte: Autora (2018).

O diagrama triangular representa o empuxo resultante que o peso próprio do solo indeformado causa no maciço reforçado. Sua representação é triangular, pois essa pressão varia de acordo com a profundidade do terreno. A coesão é o diagrama retangular de sinal negativo, pois sua atuação é contrária à pressão do solo, uma vez que esta alivia as tensões horizontais. Sua representação é constante, já que a coesão não se altera conforme a profundidade do maciço. Por fim, a sobrecarga uniformemente distribuída origina um diagrama constante de tensões, o diagrama retangular positivo.

A Tabela 3.6 mostra os valores de tensões horizontais encontrados para os três esforços que acarretarão empuxo no maciço reforçado.

Tabela 3.6 - Tensões horizontais.

<b>Pressão do solo indeformado (kN/m<sup>2</sup>)</b>	29,24
<b>Coesão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	-6,01
<b>Sobrecarga (kN/m<sup>2</sup>)</b>	6,40

Fonte: Autora (2018).

Para o cálculo das componentes da força de empuxo, basta calcular a área de cada diagrama de tensões, logo:

- Pressão do solo indeformado

$$A_{\text{triângulo}} = \frac{b \times h}{2} = \frac{k_a \times \gamma \times H}{2} \quad (8)$$

- Coesão

$$A_{\text{retângulo}} = b \times h = 2 \times c \times \sqrt{k_a} \times H \quad (9)$$

- Sobrecarga

$$A_{\text{retângulo}} = b \times h = q \times k_a \times H \quad (10)$$

A Tabela 3.7 mostra os valores encontrados para aplicação das Equações 8, 9 e 10, bem como o empuxo total encontrado e os pontos de aplicação de cada esforço.

Tabela 3.7 - Empuxos finais.

Esforços (kN/m)		Ponto de Aplicação (m)
<b>Pressão do solo</b>	65,80	1,50
<b>Coesão</b>	-27,04	2,25
<b>Sobrecarga</b>	28,81	2,25
<b>Empuxo total</b>	67,57	1,51

Fonte: Autora (2018).

### 3.2.2 Deslizamento

O fator de segurança contra o deslizamento ( $FS_d$ ) é a relação entre as forças resistentes ( $F_R$ ) capazes de impedir o deslizamento do muro na base e as forças solicitantes ( $F_S$ ). Essa relação deve respeitar a Equação 11:

$$FS_d = \frac{F_R}{F_S} \geq 1,5 \quad (11)$$

Como força resistente tem-se o peso próprio do muro e a força concentrada oriunda da carga distribuída (Equação 12) e como força solicitante tem-se o empuxo ativo (Equação 13), já calculado. Os parâmetros de resistência usados neste cálculo foram do solo

indeformado, dada a ausência de parâmetros representativos da interface maciço-geotêxtil.

$$F_R = c_2 \times L_r + (W + q \times L_r) \times \tan \phi_2 \quad (12)$$

$$F_S = E \quad (13)$$

Pela Tabela 3.8 tem-se os valores encontrados na verificação do deslizamento. O fator de segurança foi satisfatório.

Tabela 3.8 - Verificação do deslizamento.

<b>F<sub>R</sub> (kN)</b>	379,05
<b>F<sub>S</sub> (kN)</b>	67,57
<b>FS<sub>d</sub></b>	4,87

Fonte: Autora (2018).

### 3.2.3 Tombamento

O fator de segurança contra o tombamento (FS<sub>t</sub>) é definido como a relação entre os momentos resistentes (M<sub>R</sub>) e os momentos solicitantes (M<sub>S</sub>). O FS<sub>t</sub> deve respeitar a Equação 14:

$$FS_t = \frac{M_R}{M_S} \geq 2,0 \quad (14)$$

O momento resistente é função do peso do muro e da carga distribuída e o solicitante é gerado pelo empuxo do solo. Logo, pelas Equações 15 e 16, temos os momentos resistente e solicitantes, respectivamente:

$$M_R = (W + q \times L_r) \times \frac{1}{2} \quad (15)$$

$$M_S = E \times Y_E \quad (16)$$

A Tabela 3.9 mostra os valores encontrados para a segurança contra o tombamento:

Tabela 3.9 - Verificação contra o tombamento.

<b>M<sub>R</sub> (kN/m)</b>	170,06
<b>M<sub>S</sub> (kN/m)</b>	102,24
<b>FSt</b>	1,66

Fonte: Autora (2018).

O fator de segurança não foi satisfatório, logo fez-se necessário alterar o comprimento do reforço para 4,5 m, obtendo assim, sucesso na verificação, conforme Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Verificação contra o tombamento.

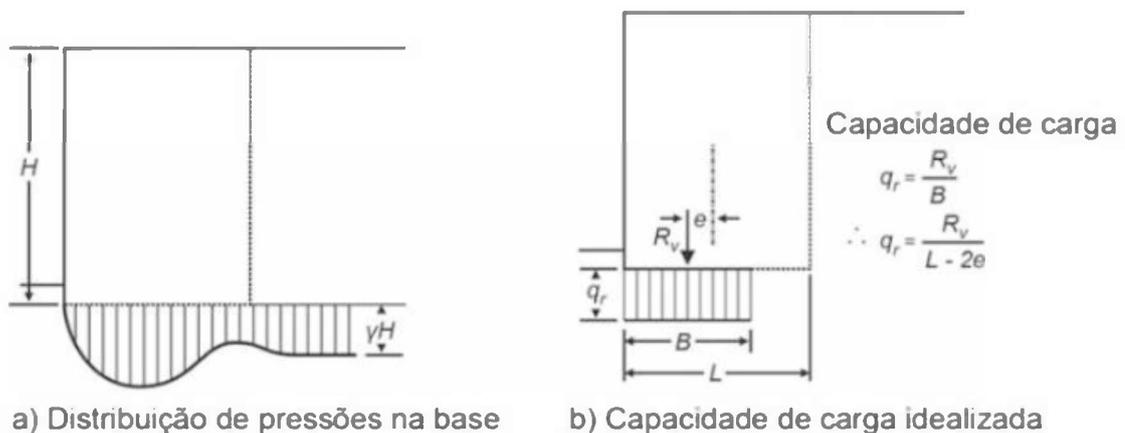
<b>M<sub>R</sub> (kN/m)</b>	255,09
<b>M<sub>S</sub> (kN/m)</b>	102,24
<b>FSt</b>	2,50

Fonte: Autora (2018).

### 3.2.4 Capacidade de carga da fundação

A distribuição de tensões na base de uma estrutura reforçada é ilustrada na Figura 3.5a. Para a verificação da capacidade de carga da fundação pode-se utilizar a distribuição de Meyerhof, conforme Figura 3.5b.

Figura 3.5 - Distribuições de pressões na base da estrutura reforçada.



Fonte: BS 8006 (1995).

O fator de segurança de capacidade de carga da fundação ( $FS_f$ ) deve estar de acordo com a Equação 17 de forma a garantir que o solo da fundação não sofra nenhum tipo de ruptura e nem tenha deformações excessivas na base.

$$FS_f = \frac{q_{m\acute{a}x}}{q_r} \geq 3,0 \quad (17)$$

Onde:

$q_{m\acute{a}x}$  – capacidade de carga máxima do solo de fundação;

$q_r$  – carga atuante na base do muro, dado por:

$$q_r = \frac{R_V}{B} = \frac{R_V}{L - 2e} \quad (18)$$

Onde:

$R_V$  – resultante das cargas verticais atuantes;

$L = L_r$  – comprimento do reforço na base do muro;

$e$  – excentricidade da carga resultante  $R_V$  em relação a linha central da base.

As tensões na base do muro são distribuídas de forma linear de acordo com a distribução de Meyerhof e a resultante dessas tensões deve respeitar a relação dada pela Equação 19, garantindo assim, que tenha apenas compressão na base do muro.

$$e = \frac{ka_2 \times \left(1 + 3 \times \frac{q}{\gamma_2 \times H}\right)}{6 \times \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 \times H}\right)} \times \left(\frac{H^2}{L_r}\right) \leq \frac{L_r}{6} \quad (19)$$

A carga atuante deve ser comparada com a capacidade de carga máxima do solo de fundação:

$$q_r \leq \frac{q_{m\acute{a}x}}{f_{ms}} + q_s \quad (20)$$

Onde:

$f_{ms}$  – fator de segurança parcial para capacidade de carga limite e igual a 1,3;

$q_s$  - sobrecarga no nível da base da estrutura, dada por:

$$q_s = \gamma_1 \times D_m \quad (21)$$

A sobrecarga no nível da base da estrutura será desconsiderada, pois é função do embutimento da estrutura, o qual colabora para o empuxo passivo e que também foi desconsiderado no dimensionamento.

A capacidade de carga máxima da fundação pode ser estimada segundo Terzaghi e Peck (1967) apud Vertematti (2004):

$$q_{m\acute{a}x} = c'N_c + q_sN_q + 0,5\gamma_f B'N_\gamma \quad (22)$$

Onde:

$c'$  – coesão do solo de fundação;

$B'$  – comprimento da base do muro, ou seja,  $L_r$ ;

$\gamma_f$  – peso específico do solo de fundação;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  - fatores de capacidade de carga obtidos a partir das expressões de Terzaghi e Peck (1967):

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \times \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (23)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (24)$$

$$N_\gamma = 1,80 \times (N_q - 1) \times \tan \phi \quad (25)$$

Por fim, o valor da tensão solicitante é dado pela formulação de Meyerhof (1955) apud Vertematti (2004):

$$q_r = \frac{W}{L_r - 2e} \quad (26)$$

Pela Tabela 3.11 tem-se a verificação para capacidade de carga da fundação:

Tabela 3.11 - Verificação da capacidade de carga da fundação.

<b><math>q_{m\acute{a}x}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	887,77
<b><math>q_r</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	126,59
<b><math>N_q</math></b>	20,63
<b><math>N_c</math></b>	32,67
<b><math>N_\gamma</math></b>	21,23
<b><math>q_s</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	0,00
<b><math>e</math> (m)</b>	0,24
<b><math>L_r/6</math> (m)</b>	0,75
<b>FSf</b>	7,01

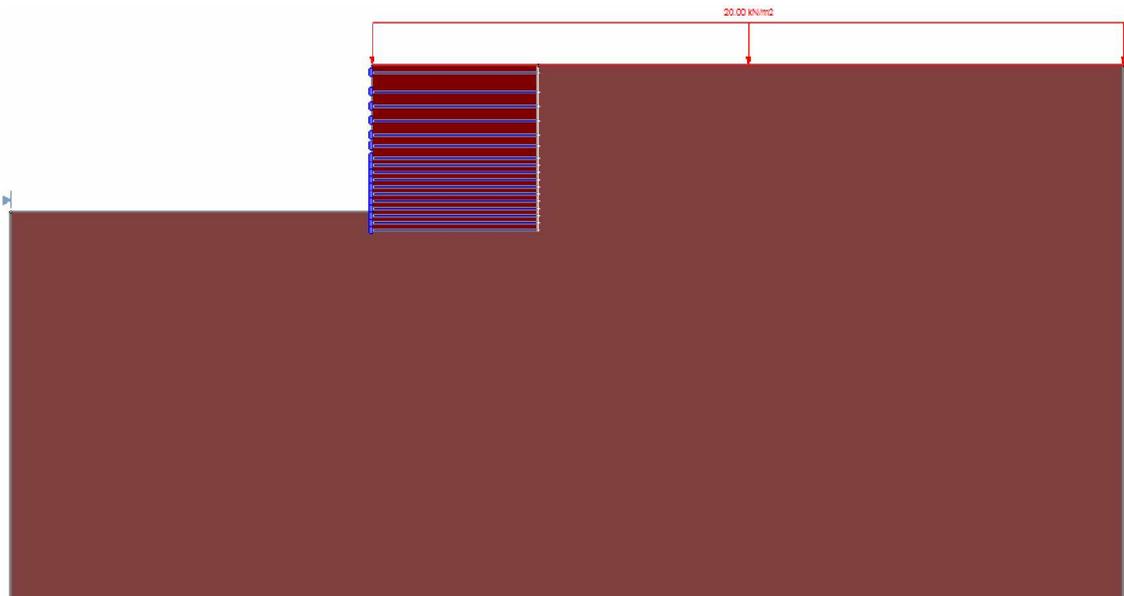
Fonte: Autora (2018).

### 3.2.5 Estabilidade Global

A estabilidade global de um muro reforçado considera o elemento reforçado interno à massa de solo, tendo possibilidade de deslocar-se como um corpo rígido. É preciso então garantir um fator de segurança contra a rotação dessa massa de solo ao longo de uma superfície de ruptura cilíndrica. Vertematti (2004) indica um fator de segurança maior ou igual a 1,5 para obras permanentes. Para a verificação usa-se métodos convencionais empregados para estabilidade de taludes, fundamentados em cálculos de equilíbrio limite. Dentre os métodos disponíveis, optou-se pela utilização de quatro: Fellenius (1936), Bishop Simplificado (1955), Janbu simplificado (1954) e Morgenstern & Price (1967).

Para aplicação dos métodos utilizou-se o software de ferramentas para análises geotécnicas Rocscience Slide 2018, o qual possui modelagem 2D, podendo ser usado para todos os tipos de solo e declives rochosos, aterros, barragens de terra e muros de contenção. As etapas do programa consistem em desenhar os limites do maciço, configurar as propriedades do solo, adicionar os reforços e suas propriedades e analisar os resultados. Na Figura 3.6 e 3.7 estão ilustrados o esquema do maciço e as características do solo reforçado e indeformado, respectivamente.

Figura 3.6 - Configuração do maciço no dimensionamento da estabilidade global.



Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

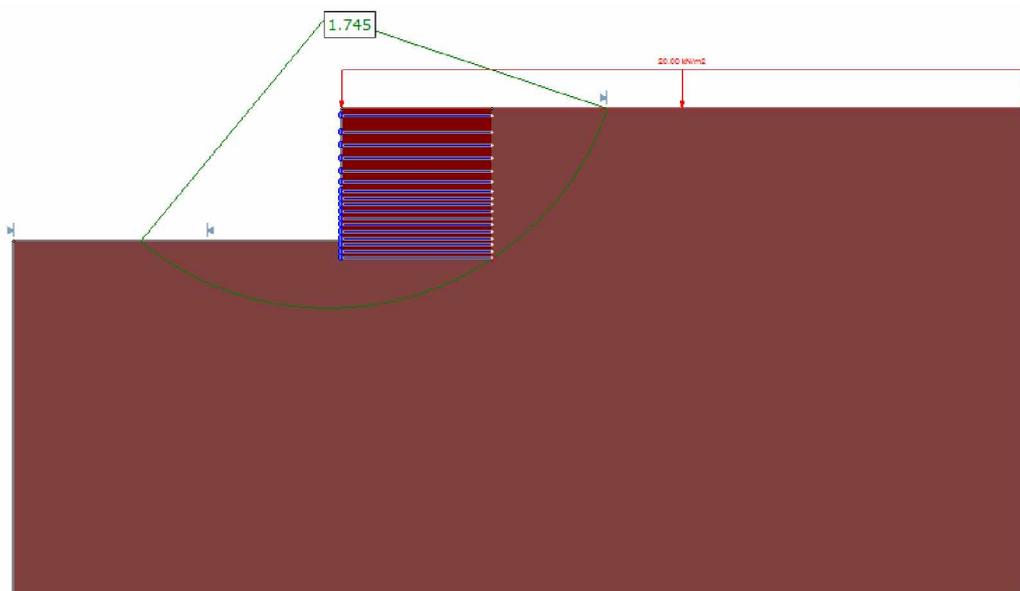
Figura 3.7 - Características dos solos reforçado e indeformado.

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Water Surface	Ru
Material 1 (reforçado)		20.75	Mohr-Coulomb	10	31	None	0
Material 2 (indeformado)		18	Mohr-Coulomb	5	28	None	0

Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

A superfície de ruptura cilíndrica foi propositalmente induzida a passar externamente ao maciço reforçado, visto que a estabilidade interna do maciço deve ser garantida através dos métodos cabíveis para esta análise. O resultado foi satisfatório, uma vez que os fatores de segurança para os quatro métodos analisados foram superiores a 1,5. É possível analisar a superfície de ruptura crítica e os fatores de segurança pelas Figura 3.8 e 3.9, respectivamente. Já as demais superfícies analisadas podem ser vistas na Figura 3.10.

Figura 3.8 - Superfície crítica e fatores de segurança.



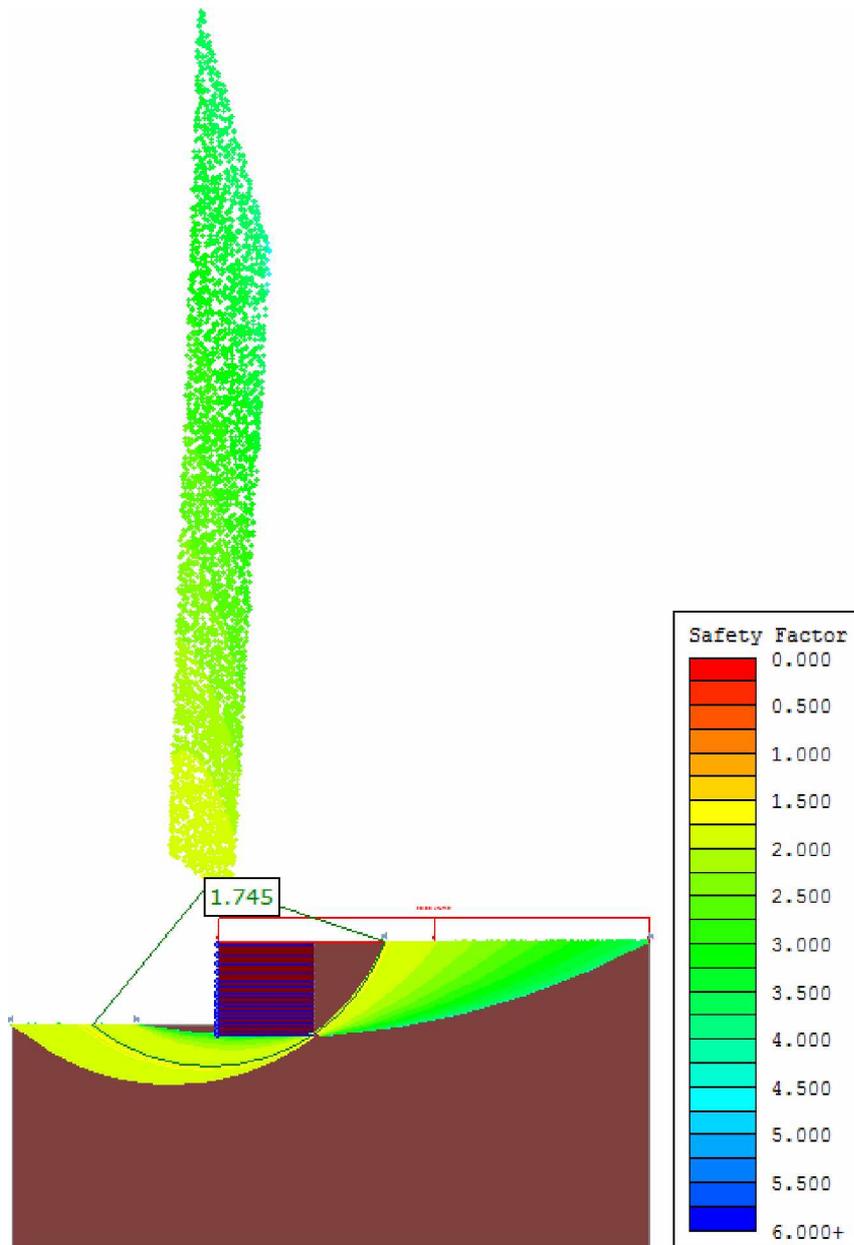
Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

Figura 3.9 - Fatores de segurança.

Method Name	Min F5
Ordinary / Fellenius	1.745
Bishop simplified	2.002
Janbu simplified	1.748
GLE / Morgenstern-Price	2.008

Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

Figura 3.10 - Superfícies analisadas.



Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

### 3.3 Estabilidade Interna

A verificação da estabilidade interna do maciço reforçado consiste em averiguar as possibilidades de ruptura interna, mais especificamente relacionadas ao arrancamento do reforço por insuficiência de ancoragem ou a ruptura oriunda de tensões de tração superior àquela suportada pelo reforço. Para ruptura, a tensão máxima atuante no reforço não deverá ser superior à menor tensão de resistência de projeto do geossintético, resguardado

por um fator de segurança adequado. Já para o caso de arrancamento, a tensão máxima solicitante do reforço não poderá superar a resistência ao arrancamento do reforço, também resguardada por um fator de segurança.

Pedroso (2000) cita quatro métodos desenvolvidos para esta verificação, os quais se diferenciam apenas pelo método de escolha da potencial superfície de ruptura interna e pela forma de obtenção da força de tração que mobiliza tensões no reforço. O método escolhido para análise da estabilidade interna foi o de Mitchell e Villet (1987 apud PEDROSO, 2000), o qual foi desenvolvido para cálculo da estabilidade interna de maciços reforçados com fitas metálicas, mas posteriormente foi adaptado para reforço com geotêxteis. Neste método, cada camada de reforço é analisada de forma independente, respeitando o método de equilíbrio local.

### 3.3.1 Ruptura do reforço

O cálculo do fator de segurança (Equação 27) para ruptura do reforço é a relação entre a força de tração de projeto do geotêxtil e a força de tração gerado no geotêxtil pelo maciço.

$$FS_{rup} = \frac{T_p}{k_a \times (\gamma \times z + q) \times S_v} \quad (27)$$

Onde:

$T_p$  – tração de projeto do geotêxtil;

$k_a$  – coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma$  – peso específico do aterro reforçado;

$q$  – sobrecarga;

$z$  – altura de solo acima do nível de reforço considerado;

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

A força de tração de projeto do geotêxtil é calculada reduzindo-se a resistência a tração de catálogo conforme Equação 28 e por meio dos fatores apresentados na Tabela 3.12. A resistência a tração de catálogo é de 24,75 kN/m como mostra a Tabela 3.3.

$$T_p = \frac{T_{máx}}{FS_{di} \times FS_{cr} \times FS_{dq} \times FS_{db}} \quad (28)$$

Tabela 3.12 - Fatores de redução para maciços reforçados.

Tipo de fator de redução da resistência à tração	Símbolo	Valores
Fator de redução quanto a danos de instalação	$FS_{di}$	1,1 a 2,0
Fator de redução quanto à fluência	$FS_{cr}$	2,0 a 4,0
Fator de redução quanto à degradação química	$FS_{dq}$	1,0 a 1,5
Fator de redução quanto à degradação biológica	$FS_{db}$	1,0 a 1,3

Fonte: Koerner (1994) apud Pedroso (2000).

Aplicando a Equação 28 e o fatores de redução mínimos, encontrou-se uma resistência de projeto de 11,25 kN/m.

O espaçamento vertical entre as camadas foi definido baseado na norma DNIT 108 (2009) que informa que as espessuras das camadas compactadas para corpos de aterro não devem ultrapassar 0,30 m e para as camadas finais, 0,20 m. Sendo assim, ao longo do processo de dimensionamento, as alterações necessárias nas camadas foram realizadas, chegando na seguinte configuração final: onze camadas de 0,20 m com compactação única, exceto a terceira camada que foi compactada em duas etapas, de forma a respeitar o embutimento de 0,5 m; duas camadas de 0,30 m com compactação única; três camadas de 0,40 m também com compactação única e uma última camada de 0,50 m compactada em duas camadas de 0,25 m. Pela Figura 3.11 é possível analisar o espaçamento entre as camadas.

Figura 3.11 - Seção transversal do maciço reforçado



Fonte: Autora (2018).

Definido o espaçamento vertical é possível encontrar a altura de solo acima do nível de cada reforçado, bem como aplicar a Equação 26 e encontrar o fator de segurança para cada camada considerada. Mitchell & Villet (1987) apud Pedroso (2000) propõem um coeficiente de segurança para a ruptura do reforço variando entre 1,3 e 1,5. Considerou-se fator de segurança igual a 1,5 neste projeto. Conforme Tabela 3.13, todos os reforços tiveram seus fatores de segurança respeitados.

Tabela 3.13 - Verificação da ruptura do reforço.

Reforço	$T_p$ (kN/m)	$S_v$ (m)	$z$ (m)	FS
R1	11,25	0,2	4,5	1,55
R2	11,25	0,2	4,3	1,61
R3	11,25	0,2	4,1	1,67
R4	11,25	0,2	3,9	1,74
R5	11,25	0,2	3,7	1,82
R6	11,25	0,2	3,5	1,90
R7	11,25	0,2	3,3	1,99
R8	11,25	0,2	3,1	2,08
R9	11,25	0,2	2,9	2,19
R10	11,25	0,2	2,7	2,31
R11	11,25	0,2	2,5	2,44
R12	11,25	0,3	2,2	1,78
R13	11,25	0,3	1,9	1,97
R14	11,25	0,4	1,5	1,72
R15	11,25	0,4	1,1	2,05
R16	11,25	0,4	0,7	2,54
R17	11,25	0,5	0,2	2,91

Fonte: Autora (2018).

### 3.3.2 Arrancamento do reforço

Supõe-se que o muro reforçado possa ser dividido em duas cunhas, a ativa e a resistente, como já mostrado na Figura 2.2, cada qual com o comprimento de reforço correspondente,  $L_a$  da parte ativa e  $L_e$  da parte resistente. A parte ativa é instável, podendo se deslocar para fora e para baixo. Com a inserção dos reforços essas duas partes se unem e há a estabilização da parte ativa. Essa estabilização se dá através do mecanismo de interação solo-reforço, onde o reforço da parte resistente absorve as forças de tração oriundas da parte ativa. Para o cálculo do fator de segurança ao arrancamento é preciso

calcular a força resistente ao arrancamento ( $F_{arr}$ ) e a força horizontal ( $F_h$ ) atuante em cada inclusão, conforme Equação 29.

$$FS_{arr} = \frac{F_{arr}}{F_h} \geq 1,5 \quad (29)$$

A força resistente ao arrancamento (Equação 30) é função do comprimento do reforço na zona ativa, da tensão vertical atuante no reforço em análise e do ângulo de atrito do solo, o qual é minorado através de um coeficiente de interação do reforço de forma a aproximar-se do valor do ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil.

$$F_{arr} = 2 \times F^* \times \alpha \times \sigma_{v,i} \times L_a \quad (30)$$

Onde:

$\alpha$  – fator de correção do efeito de escala e igual a 0,6 para geotêxteis, segundo Erlich e Becker, 2009.

$\sigma_{v,i}$  – tensão vertical atuante no reforço analisado;

$L_a$  – comprimento do reforço na zona ativa;

$F^*$  – é o ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil, conforme Equação 31:

$$F^* = f_a \times \tan \phi \quad (31)$$

Onde:

$f_a$  – coeficiente de interação do reforço, igual a 0,7 segundo Erlich e Becker, 2009

$\tan \phi$  - coeficiente de atrito do solo reforçado.

Segundo Erlich e Becker (2009), o coeficiente de interação do reforço varia entre 0,7 e 0,8 para geotêxteis. Usando 0,7, tem-se:

$$F^* = 0,42$$

Já a força horizontal atuante em cada reforço é calculada considerando uma altura de influência e a tensão horizontal média nesta altura, de acordo com a Equação 32:

$$F_h = h_{infl} \times \left( \frac{\sigma h_{sup,i} + \sigma h_{inf,i}}{2} \right) \quad (32)$$

Onde:

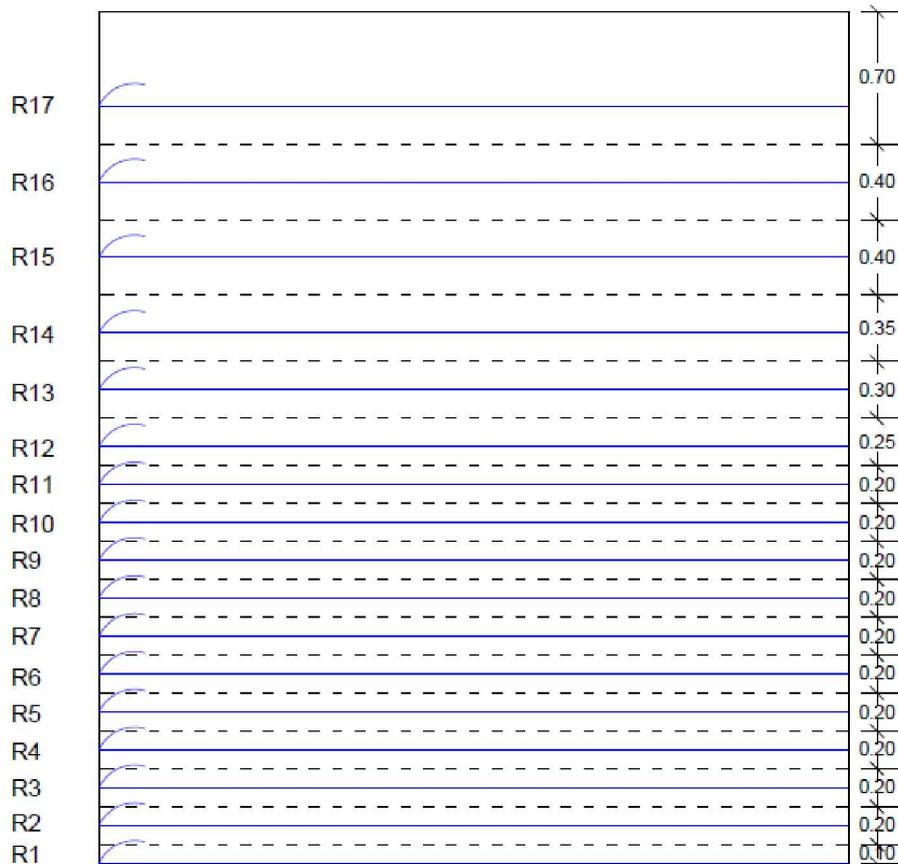
$h_{infl}$  – altura de influência do reforço;

$\sigma h_{sup,i}$  – tensão normal superior no reforço atuante na altura de influência;

$\sigma h_{inf,i}$  – tensão normal inferior no reforço atuante na altura de influência.

As alturas de influência para cada reforço podem ser analisadas na Figura 3.12. Para todos os reforços, exceto R1 e R14, a altura de influência é dada pela metade do espaçamento vertical da camada inferior somado à metade do espaçamento vertical da camada superior. Como o reforço R1 é o primeiro sua altura de influência é somente metade da camada superior. Já o último, R14, tem como altura de influência, metade da altura da camada inferior somado a toda última camada.

Figura 3.12 - Alturas de influência.



Fonte: Autora (2018).

Com as alturas de influência, calcula-se a tensão vertical que chega em cada reforço, através da Equação 33.

$$\sigma_{v,i} = (\gamma \times z) + q \quad (33)$$

A tensão horizontal inferior da primeira camada de reforço (R1) submetida a uma altura de solo de 4,5 m é dada por:

$$\sigma h_{inf,i} = k_a \times (\gamma \times z + q) \quad (34)$$

Para as demais camadas:

$$\sigma h_{inf,i} = \sigma h_{sup,i-1} \quad (35)$$

Sendo que:

$$\sigma h_{sup,i} = k_a \times \left( \gamma \times \sum_0^i h_{inf} + q \right) \quad (36)$$

O resultado de todos os cálculos feitos para obtenção da força horizontal atuante em cada reforço está ilustrando na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Planilha para obtenção da força horizontal atuante nos reforços.

Reforço	z (m)	h <sub>inf</sub> (m)	Σ h <sub>inf</sub> (m)	σ <sub>v</sub> (kPa)	σ <sub>h<sub>inf</sub></sub> (kPa)	σ <sub>h<sub>sup</sub></sub> (kPa)	F <sub>h</sub> (kN)
R1	4,5	0,1	4,5	113,38	36,29	35,63	3,60
R2	4,3	0,2	4,4	109,23	35,63	34,30	6,99
R3	4,1	0,2	4,2	105,08	34,30	32,97	6,73
R4	3,9	0,2	4,0	100,93	32,97	31,64	6,46
R5	3,7	0,2	3,8	96,78	31,64	30,31	6,20
R6	3,5	0,2	3,6	92,63	30,31	28,98	5,93
R7	3,3	0,2	3,4	88,48	28,98	27,66	5,66
R8	3,1	0,2	3,2	84,33	27,66	26,33	5,40
R9	2,9	0,2	3,0	80,18	26,33	25,00	5,13
R10	2,7	0,2	2,8	76,03	25,00	23,67	4,87
R11	2,5	0,2	2,6	71,88	23,67	22,34	4,60
R12	2,2	0,25	2,4	65,65	22,34	20,68	5,38
R13	1,9	0,3	2,2	59,43	20,68	18,69	5,91
R14	1,5	0,35	1,9	51,13	18,69	16,37	6,13
R15	1,1	0,4	1,5	42,83	16,37	13,71	6,01
R16	0,7	0,4	1,1	34,53	13,71	11,05	4,95
R17	0,2	0,7	0,7	24,15	11,05	6,40	6,11

Fonte: Autora (2018).

O comprimento do reforço na zona ativa é calculado conforme Equação 37:

$$L_a = (H - z) \times \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (37)$$

Com o comprimento da zona ativa, calcula-se a força resistente ao arrancamento atuante no reforço através da Equação 30 e conseqüentemente aplicando a Equação 29 obtém-se o fator de segurança em cada reforço. Com comprimento total de reforço de 3,5 m a verificação não foi satisfatória, sendo necessário acrescentar 1 m a extensão do reforço, tendo então 4,5 m de reforço. Pela Tabela 3.15 é possível analisar os resultados encontrados.

Tabela 3.15 - Verificação do arrancamento dos reforços.

Reforço	La (m)	F <sub>arr</sub> (kN/m)	FS <sub>arr</sub>
R1	0,00	257,50	71,61
R2	0,14	240,60	34,41
teR3	0,27	224,26	33,34
R4	0,41	208,49	32,27
R5	0,54	193,29	31,20
R6	0,68	178,66	30,13
R7	0,81	164,60	29,06
R8	0,95	151,11	27,99
R9	1,09	138,18	26,92
R10	1,22	125,82	25,85
R11	1,36	114,03	24,78
R12	1,56	97,41	18,11
R13	1,76	82,07	13,90
R14	2,03	63,61	10,37
R15	2,31	47,42	7,88
R16	2,58	33,50	6,76
R17	2,92	19,30	3,16

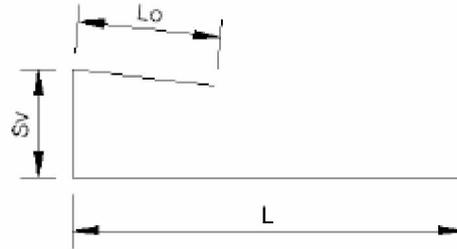
Fonte: Autora (2018).

Para obtenção do comprimento do reforço na zona resistente basta subtrair o comprimento da zona ativa do comprimento  $L_r$  do reforço, conforme Equação 38.

$$L_e = L_r - L_a \quad (38)$$

O comprimento total do reforço ( $L_{tot}$ ) é dado pela soma do comprimento  $L_r$ , do espaçamento vertical e do comprimento de envelopamento  $L_o$ , conforme Figura 3.13.

Figura 3.13 - Comprimento total do geotêxtil.



Fonte: Georgetti (2017).

Para o cálculo do comprimento de envelopamento de cada reforço aplica-se a Equação 39. O comprimento de envelopamento mínimo deve ser de 1,0 m.

$$L_o = \frac{k_a \times \gamma \times z \times S_v \times FS}{2 \times \gamma \times f_a \times \tan \phi} \quad (39)$$

Os comprimentos de cada reforço são mostrados na Tabela 3.16

Tabela 3.16 - Comprimentos dos reforços.

Reforço	$L_r$ (m)	$L_o$ (m)	$L_o$ , corrigido (m)	$L_{tot}$ (m)
R1	4,50	0,121	1,00	5,70
R2	4,36	0,121	1,00	5,70
R3	4,23	0,121	1,00	5,70
R4	4,09	0,121	1,00	5,70
R5	3,96	0,121	1,00	5,70
R6	3,82	0,121	1,00	5,70
R7	3,69	0,121	1,00	5,70
R8	3,55	0,121	1,00	5,70
R9	3,41	0,121	1,00	5,70
R10	3,28	0,121	1,00	5,70
R11	3,14	0,121	1,00	5,70
R12	2,94	0,181	1,00	5,80
R13	2,74	0,181	1,00	5,80
R14	2,47	0,241	1,00	5,90
R15	2,19	0,241	1,00	5,90
R16	1,92	0,241	1,00	5,90
R17	1,58	0,302	1,00	6,00

Fonte: Autora (2018).

## 4 VERIFICAÇÃO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

### 4.1 Métodos Empíricos

Os métodos empíricos para previsão de deslocamentos na face são baseados em experimentações, não considerando uma série de fatores que influenciam no deslocamento de fato, como por exemplo, a inclinação da face, as características da fundação, as propriedades do solo e o espaçamento entre os reforços. Tem-se os resultados de dois métodos já apresentados na revisão bibliográfica, o método da curva empírica, segundo Elias, Christopher e Berg (1990) e o método para estimativa dos movimentos provocados pelas deformações dos reforços.

A aplicação do método da curva empírica é simples: com a relação entre o comprimento do reforço e a altura do muro tem-se a abcissa de um ponto. Localiza-se essa abcissa na curva, de modo a encontrar a ordenada do ponto, a qual fornece o valor de um deslocamento relativo ( $u_r$ ). Com o valor de  $u_r$  é possível usar uma das duas equações da Figura 2.1, encontrando assim o valor do deslocamento horizontal máximo.

O geossintético é um reforço extensível, sendo aplicada a Equação 40 para este método.

$$u_{máx} = u_r \times \frac{H}{75} \quad (40)$$

Pela Tabela 4.1 tem-se os dados para aplicação do método e também o resultado encontrado – 4,5 cm.

Tabela 4.1 - Deslocamento horizontal máximo para o método da curva empírica.

<b>L<sub>r</sub> (m)</b>	4,5
<b>H (m)</b>	4,5
<b>L<sub>r</sub>/H</b>	1,0
<b>u<sub>r</sub></b>	0,75
<b>u<sub>máx</sub> (m)</b>	0,045

Fonte: Autora (2018).

Elias, Christopher e Berg (1990) recomendam que a cada 20 kPa de sobrecarga, o deslocamento horizontal seja acrescido em 25% para fins de segurança. Sendo assim, o deslocamento horizontal máximo encontrado é de 0,056 m, ou seja, 5,6 cm.

O método para estimativa dos movimentos provocados pelas deformações dos reforços não apresentou resultados realistas, como 5,15 m para o reforço R17, não sendo considerado neste trabalho.

#### 4.2 Software RS<sup>2</sup>

O software RS<sup>2</sup> é um programa de elementos finitos e análise 2D desenvolvido também pela Rocscience que pode ser aplicado em rochas ou solos para análise de verificação de estabilidade de escavações, encostas, fundações e outros. O RS<sup>2</sup> considera diferentes fases de projeto desde a condição inicial do terreno até a aplicação da carga. Essas diferentes fases são denominadas estágios. Para análise do muro reforçado optou-se pela utilização de quatro estágios:

- Estágio 1 - condição inicial, que retrata o terreno natural ainda sem quaisquer interferências construtivas;
- Estágio 2 - escavação da área a ser reforçada;
- Estágio 3 - instalação dos reforços e reaterro;
- Estágio 4 - aplicação de sobrecarga sobre o maciço reforçado e a superfície indeformada.

Na Figura 4.1 tem-se os dados referentes aos materiais do maciço, ou seja, os solos, indeformado e reforçado.

Figura 4.1 - Dados de entrada para os solos.

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (kPa)	Friction Angle (peak) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Jointed?	Piezo Line	Ru
Solo indeformado		Field Stress and Body Force	18	Isotropic	35574	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	0	28	5	No	None	0
Solo reforçado		Body Force Only	20.75	Isotropic	35574	0.3	Mohr Coulomb	Elastic	0	31	10	No	None	0

Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

O termo *Initial Element Loading* (carregamento inicial do elemento) refere-se ao estado de carregamento inicial do elemento e depende da escolha feita na caixa de diálogo *Field Stress Type*. A opção *Field Stress Type* permite que o usuário defina as condições de tensão *in-situ* antes da escavação, a qual pode ser *constant* (constante) ou *gravity* (gravitacional). Para escavações de superfície próxima é orientado que se use a opção gravitacional, ou seja, variável, pois assume-se que a tensão vertical irá variar de acordo

com a profundidade e também de acordo com o peso próprio do material. Sendo assim, optou-se pela opção gravitacional, juntamente com a opção *use actual ground surface* (usar superfície real do solo), muito utilizada para escavações superficiais a céu aberto. Feito isso, é possível definir o carregamento inicial do elemento, o qual possui quatro opções:

- *Field stress only*: se a escolha para o *Field Stress Type* tiver sido constante, então o carregamento inicial do elemento será *Field stress only*, pois não se considerará o peso próprio do solo;
- *Field stress & body force*: se a escolha para o *Field Stress Type* tiver sido gravitacional, então é preciso considerar o peso próprio e a tensão *in-situ* que variará com a profundidade do maciço;
- *Body force only*: usado comumente para materiais de aterramento, pois considera-se que o elemento não tem tensão inicial;
- *None*: o elemento não tem tensão inicial e seu peso próprio não é considerado.

O solo é um material elasto-plástico, mas neste caso, por simplificação, considerou-se o solo elástico e isotrópico, ou seja, as propriedades do material não variam com a direção. O peso próprio, a coesão e o ângulo de atrito são os apresentados nas Tabelas 3.1 e 3.2. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson para o solo argilo-arenoso foram obtidos das Tabelas 4.2 e 4.3, respectivamente. Utilizou-se a média no caso do módulo de elasticidade e o valor máximo para o coeficiente de Poisson. O critério de ruptura escolhido foi Mohr-Coulomb. A tensão de tração foi considerada zero, pois é desprezível. Não há nível de água no maciço, sendo a linha piezométrica (*piezo line*) inexistente. Por fim, não foram definidas orientações de juntas, pois o material é isotrópico.

Tabela 4.2 - Valores de módulo de elasticidade para diferentes tipos de solos.

Solo		E (kgf/cm <sup>2</sup> )
Argila	Muito mole	3 - 30
	Mole	20 - 40
	Média	45 - 90
	Dura	70 - 200
	Arenosa	300 - 425
Areia	Siltosa	50 - 200
	Fofa	100 - 250
	Compacta	500 - 1000
Areia e Pedregulho	Compacto	800 - 2000
	Fofa	500 - 1400
Silte		20 - 200

Fonte: Adaptado de Marangon (2018).

Tabela 4.3 - Valores de coeficientes de Poisson para diferentes tipos de solos

Solo	Coefficiente de Poisson
Argila saturada	0,4 - 0,5
Argila não-saturada	0,1 - 0,3
Argila arenosa	0,2 - 0,3
Silte	0,3 - 0,35
Areia compacta	0,2 - 0,4
Areia grossa	0,15
Areia fina	0,25
Rocha	0,1 - 0,4
Concreto	0,15
Gelo	0,36

Fonte: Adaptado de Marangon (2018).

Inseridas as propriedades do solo, foi definida a geometria da escavação seguida da inserção dos reforços, não sendo consideradas as tensões geradas pela compactação. Com relação aos reforços insere-se no programa o tipo de reforço (geossintético), a propriedade mecânica de ser plástico, o módulo de elasticidade do reforço (40 kN/m) e a máxima tensão de tração suportada pelo reforço (24,75 kN/m).

Optou-se pela utilização de elementos de juntas para representar a interface entre o solo e o reforço, pois de acordo com uma pesquisa realizada por Azevedo (1992) apud Becker (2006) entre os anos de 1976 e 1992, em 77% dos casos em que se empregou simulações numéricas para análise de tensões, deformações e entre outros parâmetros de estruturas de contenção reforçadas utilizou-se elementos de interface. Para adicionar a junta de interface foi preciso somente do ângulo de atrito na interface solo-geotêxtil (Equação 41), mantendo padrão as demais entradas necessárias.

$$\tan \theta = f_a \times \tan \phi \quad (31)$$

Onde:

$\theta$  - ângulo de atrito entre a interface solo-geotêxtil.

Feito isso, passa-se para as propriedades estruturais da interface, ou seja, escolhe-se uma estrutura em camadas do tipo junta, geotêxtil e junta, configurando assim, o geotêxtil no meio de duas juntas deslizantes.

A simulação foi feita com uma malha de elementos finitos uniforme, a qual possuía 1200 elementos triangulares compostos de 6 nós cada. No Apêndice A é possível analisar

todos os estágios definidos. Cabe mencionar que os reforços foram instalados somente no estágio 3, mas a visualização destes elementos ocorre em todos os estágios.

#### 4.2.1 Tensões

As tensões principais maiores (no programa: Sigma 1) foram analisadas em cada estágio. Essa avaliação das tensões é essencial para o acompanhamento da estrutura ao longo das fases construtivas, bem como para prever mecanismos de ruptura. As tensões registradas neste trabalho são oriundas do peso próprio do solo e também das tensões *in-situ* consideradas.

É possível acompanhar a modificação do estado de tensões do solo ao longo dos quatro estágios por meio das Figuras 4.2 a 4.5. Pode-se notar pela Figura 4.2 que as tensões no maciço natural aumentam com a profundidade, como esperado, pois, considerando somente a atuação do peso próprio, tem-se que a tensão principal maior é a tensão vertical, que aumenta no sentido da superfície ( $z = 0$  m) para o interior do maciço ( $z = 4,5$  m).

Pela Figura 4.3 nota-se a diminuição das tensões próximo à região escavada, pois como a escavação provoca a eliminação das tensões nesta área, tem-se um alívio na superfície da escavação e um rearranjo do estado de tensões que busca por um novo equilíbrio. O menor valor de tensão registrado foi 1,60 kPa de tração, que é resistida pela coesão do solo (5 kPa). Além disso, pode-se observar que o canto da área escavada concentrou tensões, o que já era esperado devido a geometria.

Partindo para a instalação dos reforços e reaterro (Figura 4.4), observou-se que na superfície do terreno indeformado houve uma leve diminuição das tensões causada pelos reforços, que absorveram parte destas. Já nas laterais do maciço reforçado as tensões se intensificaram muito devido ao aterro executado. A tensão negativa permaneceu, aparecendo agora na superfície do muro reforçado, também sendo desprezada e resistida pela coesão do solo.

Por fim, com a aplicação da sobrecarga (Figura 4.5) houve um acréscimo já esperado de tensões em todo o maciço, sendo mais sutil para as áreas mais afastadas da região de aplicação de carga. Nesta configuração final, a tensão na base da estrutura reforçada ficou em torno de 100 kPa. Se comparado com a tensão na base do muro que foi calculada na verificação da capacidade de carga ( $q_r = 129,86$  kPa), tem-se uma razoável aproximação de resultados.

Figura 4.2 – Tensões no estágio 1 – Terreno natural.

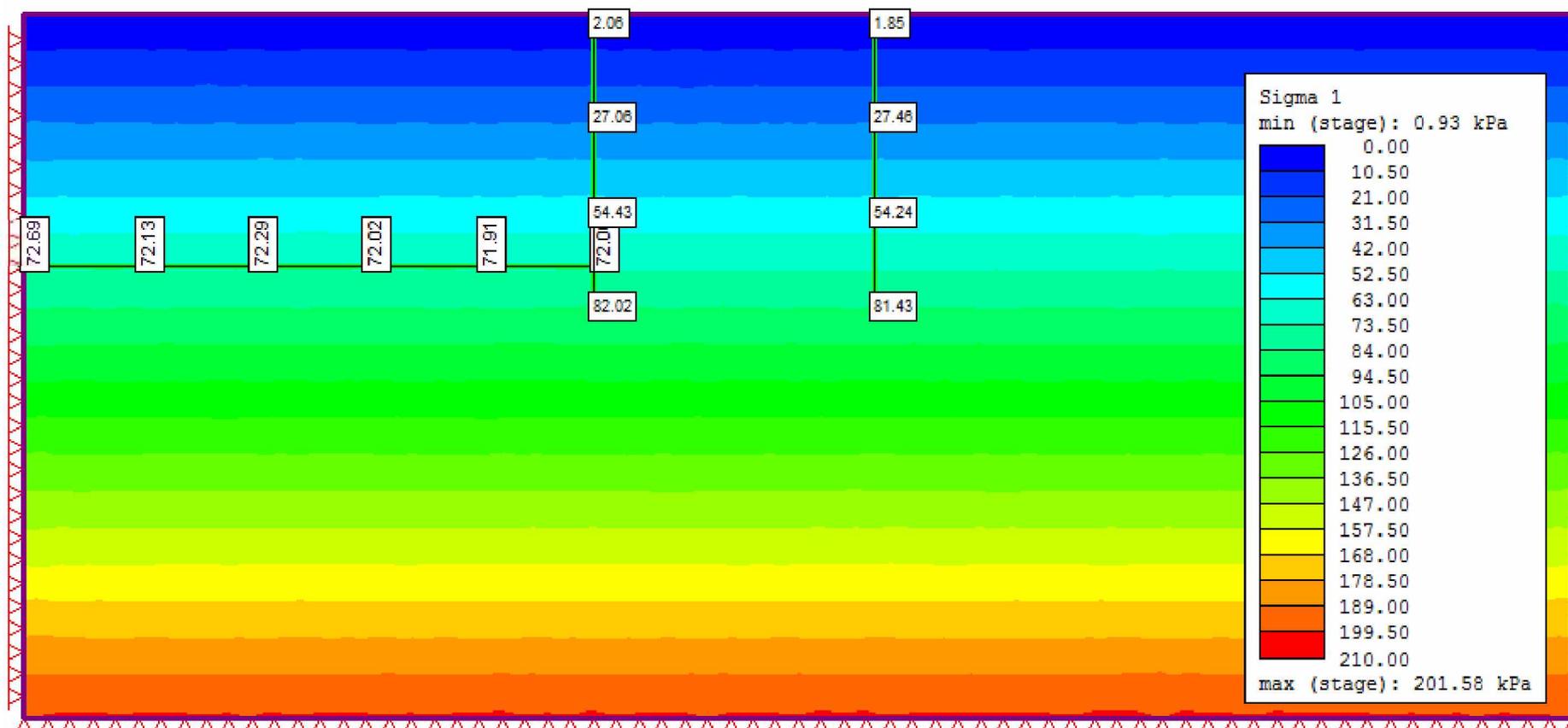
Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

Figura 4.3 – Tensões no estágio 2 – Escavação.

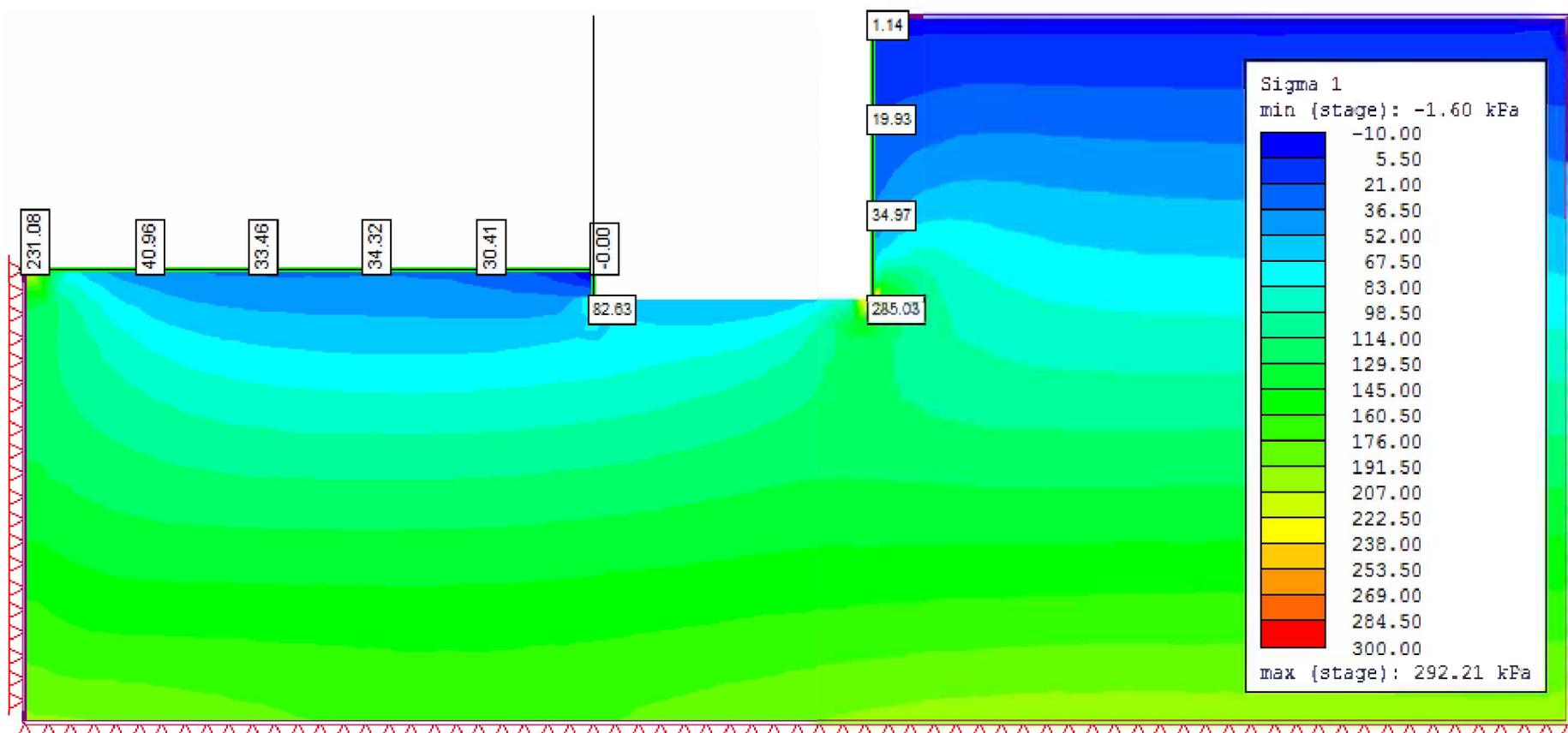
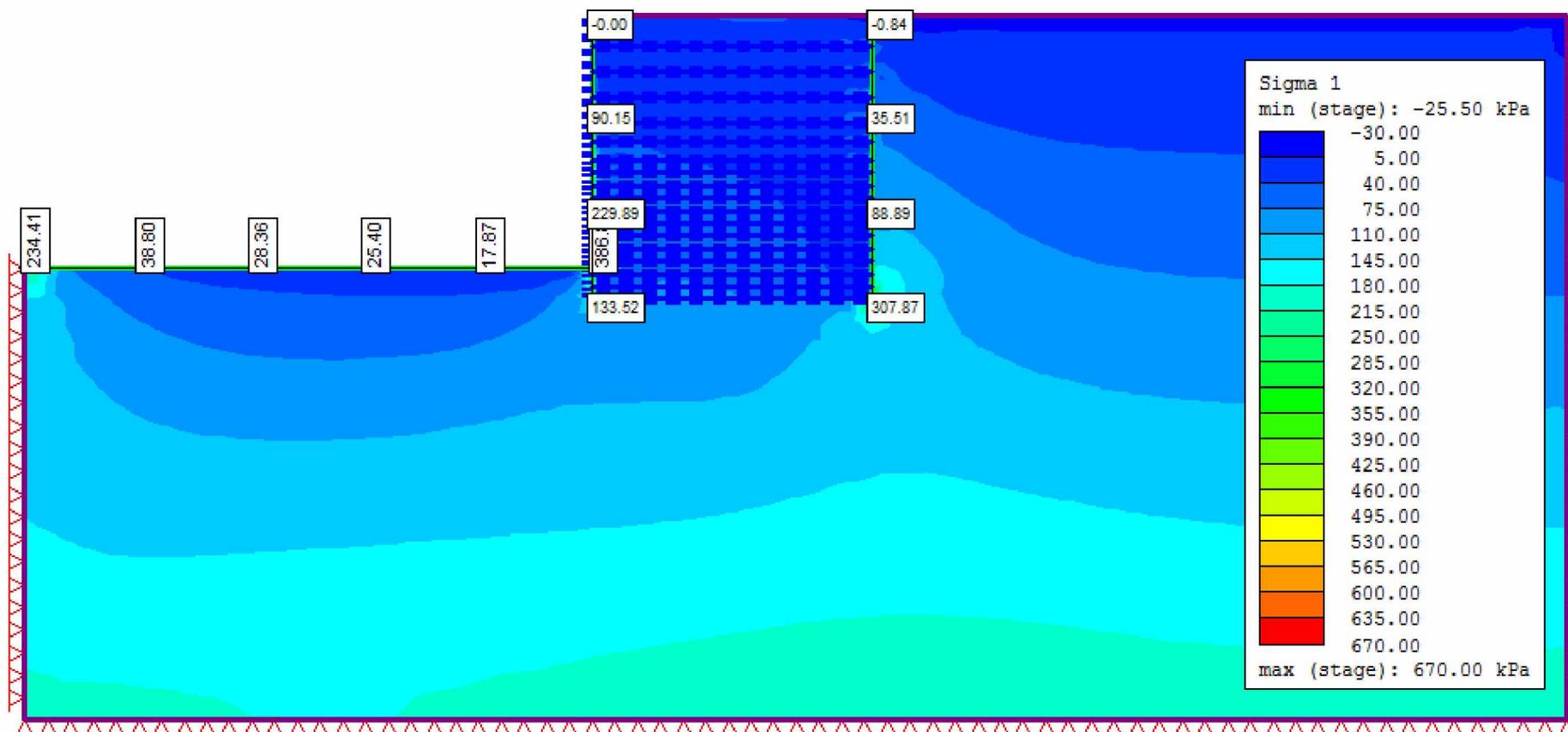
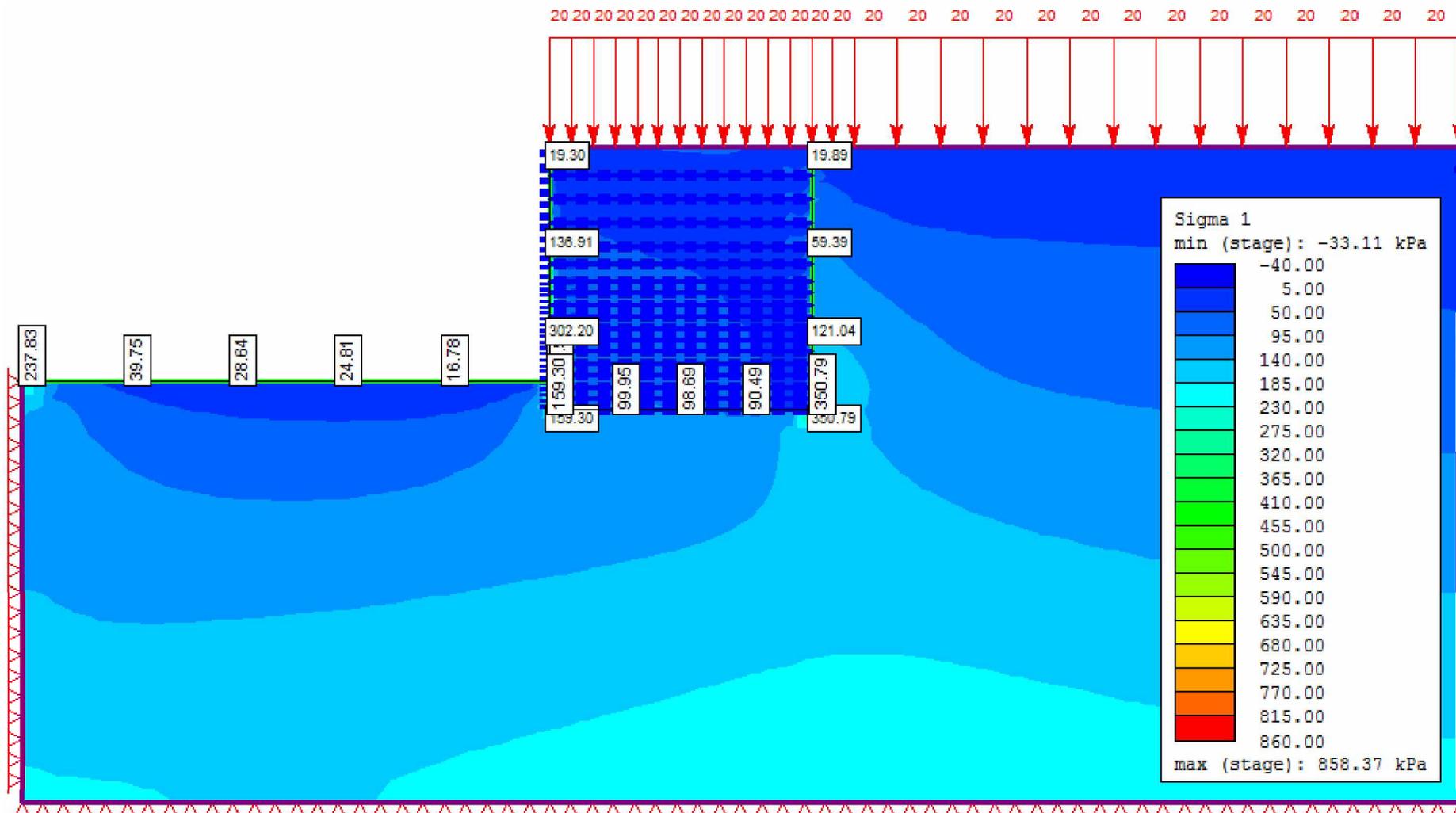
Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

Figura 4.4 – Tensões no estágio 3 – Instalação dos reforços e reaterro.



Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

Figura 4.5 – Tensões no estágio 4 – Aplicação de sobrecarga.



Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

#### 4.2.2 Deslocamentos

As causas dos deslocamentos em uma estrutura de solo reforçado são diversas: recalques na base, rotações por excentricidades de cargas, distorção e deslizamento da massa de solo reforçado devido ao empuxo de terra no maciço não reforçado e deformações dos reforços provocadas por tensões de tração a que foram submetidos (NETO, 2013).

As Figuras 4.6 a 4.8 foram obtidas da análise numérica feita no software RS<sup>2</sup> que permitem a melhor compreensão dos deslocamentos previstos para a estrutura de solo reforçado. A configuração deformada do muro pode ser vista na Figura 4.6. O deslocamento total máximo acontece na crista do muro e corresponde a 40,84 mm.

As Figuras 4.7 e 4.8 mostram os deslocamentos horizontais e verticais na face do muro, respectivamente. O maior deslocamento horizontal foi de 9,28 mm e o maior deslocamento vertical foi de 39,78 mm. A norma britânica BS 8006:1995 recomenda que as estruturas de solo reforçado respeitem as tolerâncias construtivas estabelecidas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Tolerâncias usualmente aceitas para faces de muros de arrimo e encontros de ponte.

Local do plano da estrutura	Tolerância $\pm 50$ mm
Vertical	$\pm 5$ mm por metro de altura de estrutura
Protuberância (vertical) e Inclinação (horizontal)	$\pm 20$ mm em 4,5 m de desenvolvimento da estrutura
Degraus nas juntas	$\pm 10$ mm
Alinhamento ao longo do topo (horizontal)	$\pm 15$ mm do alinhamento de referência

(Fonte: Adaptado de BS 8006, 1995).

A tolerância para o deslocamento vertical é de mais ou menos 5 mm por metro de altura de estrutura, ou seja, 22,5 mm para o caso em questão. De acordo com a análise realizada no RS<sup>2</sup>, essa tolerância não foi respeitada, sendo o deslocamento vertical aproximadamente 77% maior. Em contrapartida, o deslocamento horizontal se manteve dentro do limite, apresentando quase 6 mm a menos que o permitido.

O deslocamento horizontal também se manteve no limite se comparado com o valor calculado pelo método da curva empírica (56,25 mm), sendo 6 vezes menor.

A distorção na face do muro, ou seja, a razão entre o deslocamento total na crista e a altura do muro foi de 0,91%, bem inferior ao limite de 5% permitido para muros auto envelopados. Pela Tabela 4.5 é possível analisar alguns resultados de distorções publicados na literatura.

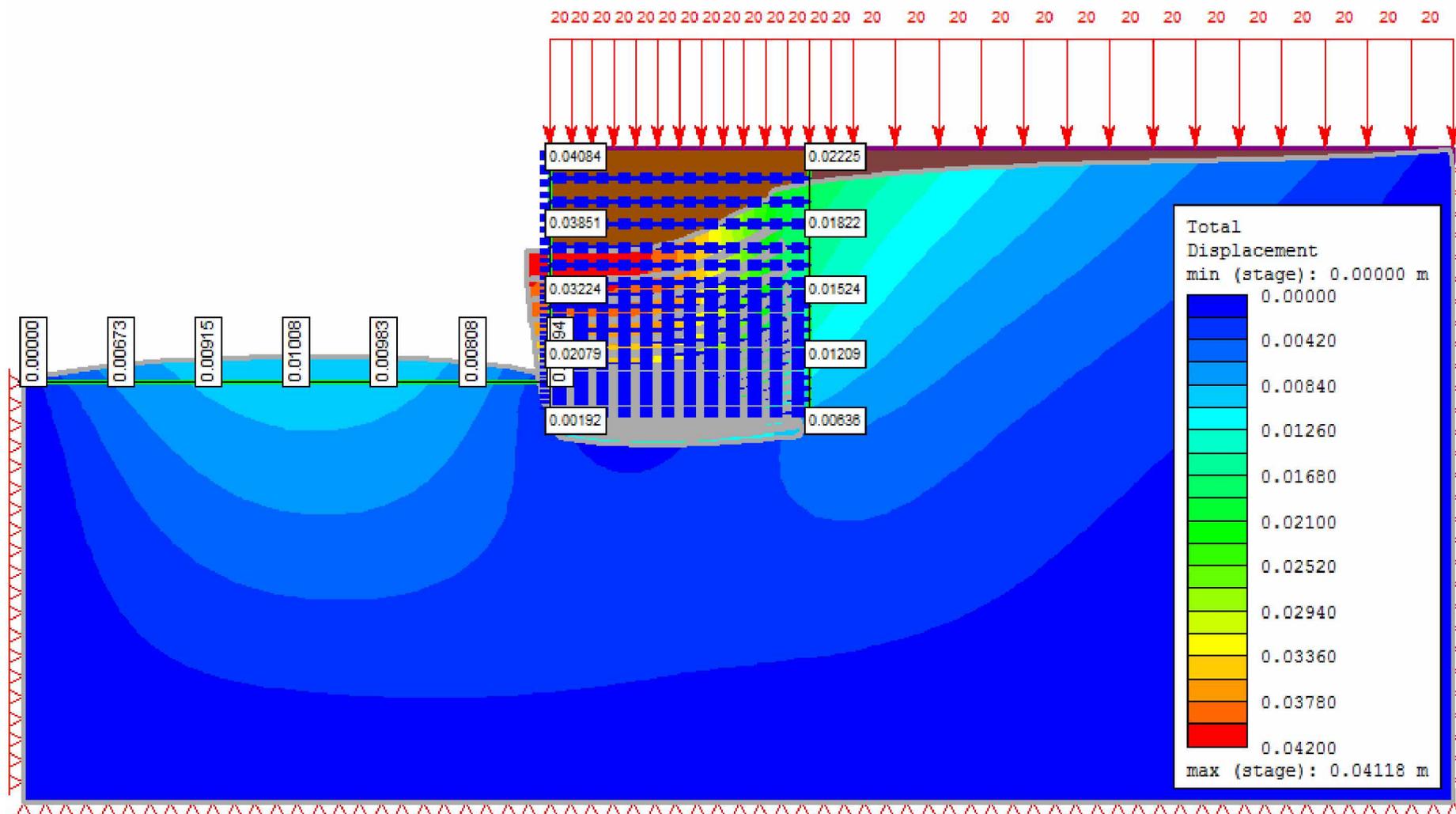
Comparando o valor de distorção encontrado com os valores da Tabela 4.5, percebe-se certa coerência. O resultado se aproxima do valor de distorção previsto encontrado por Marques (1994). Além disso, todos os valores previstos numericamente pelos autores citados na Tabela 4.5 foram superiores aos valores encontrados na instrumentação do protótipo utilizado por estes em seus trabalhos. Isso induz um conservadorismo nos projetos, principalmente devido a três fatores, segundo Rowe & Ho (1992) apud Costa (2004):

- Receios com relação a um controle de construção adequado, uma vez que, muitas vezes, os valores utilizados no dimensionamento e nas demais verificações são inferiores aos valores reais;

Muitos fatores de redução da resistência a tração do reforço são adotados para considerar fatores como fluência, degradação química e biológica, diminuindo muito a resistência do reforço;

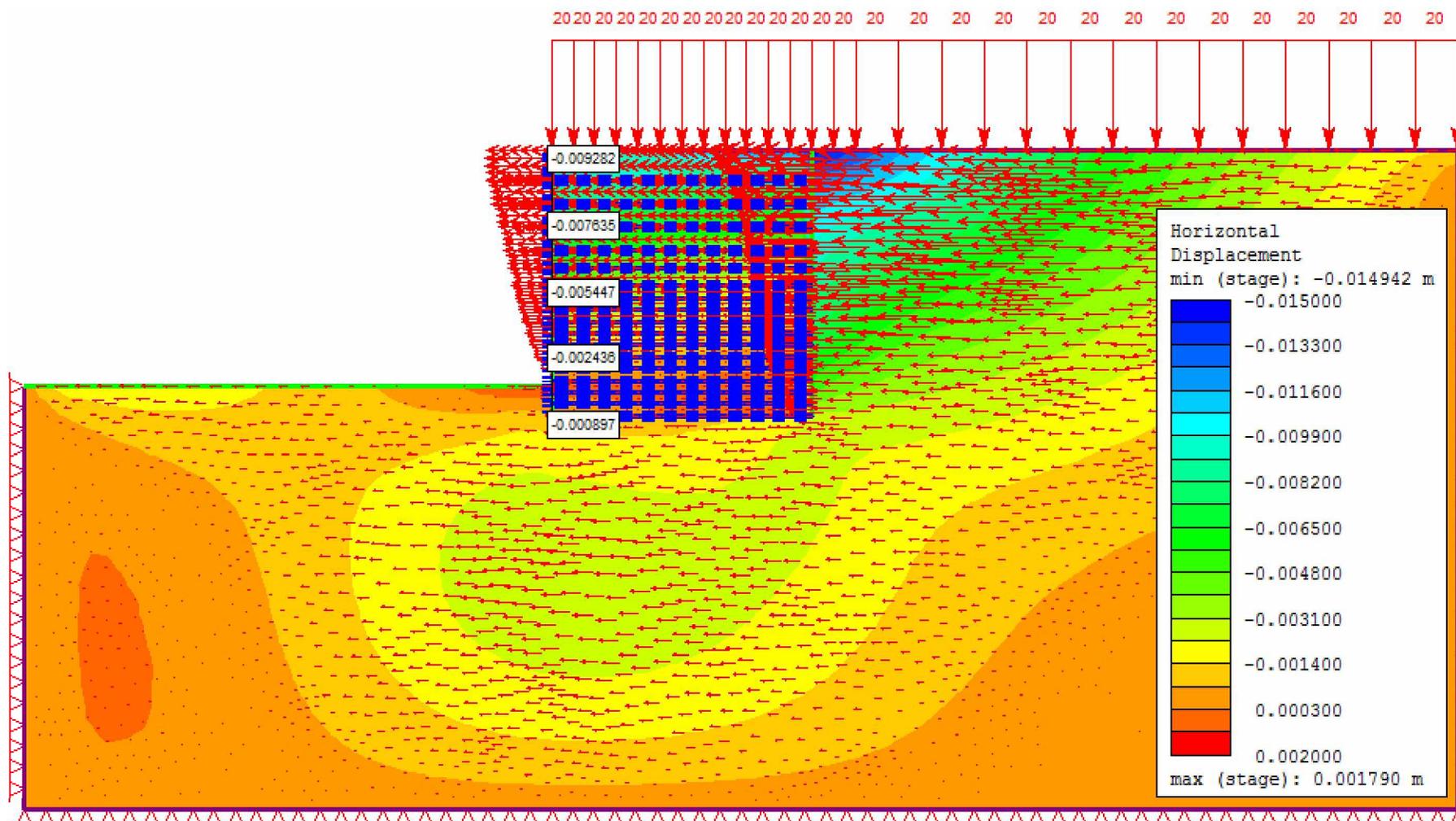
- O comportamento do muro depende de quatro elementos básicos: solo de aterro, reforço, face e fundação. Nenhum método de dimensionamento considera as relações entre esses elementos, não sendo eficazes para prever o real comportamento das estruturas.

Figura 4.6 - Estágio 4 – Deslocamentos totais.



Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

Figura 4.7 - Estágio 4 – Deslocamentos horizontais.



Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

Figura 4.8 - Estágio 4 – Deslocamentos verticais.

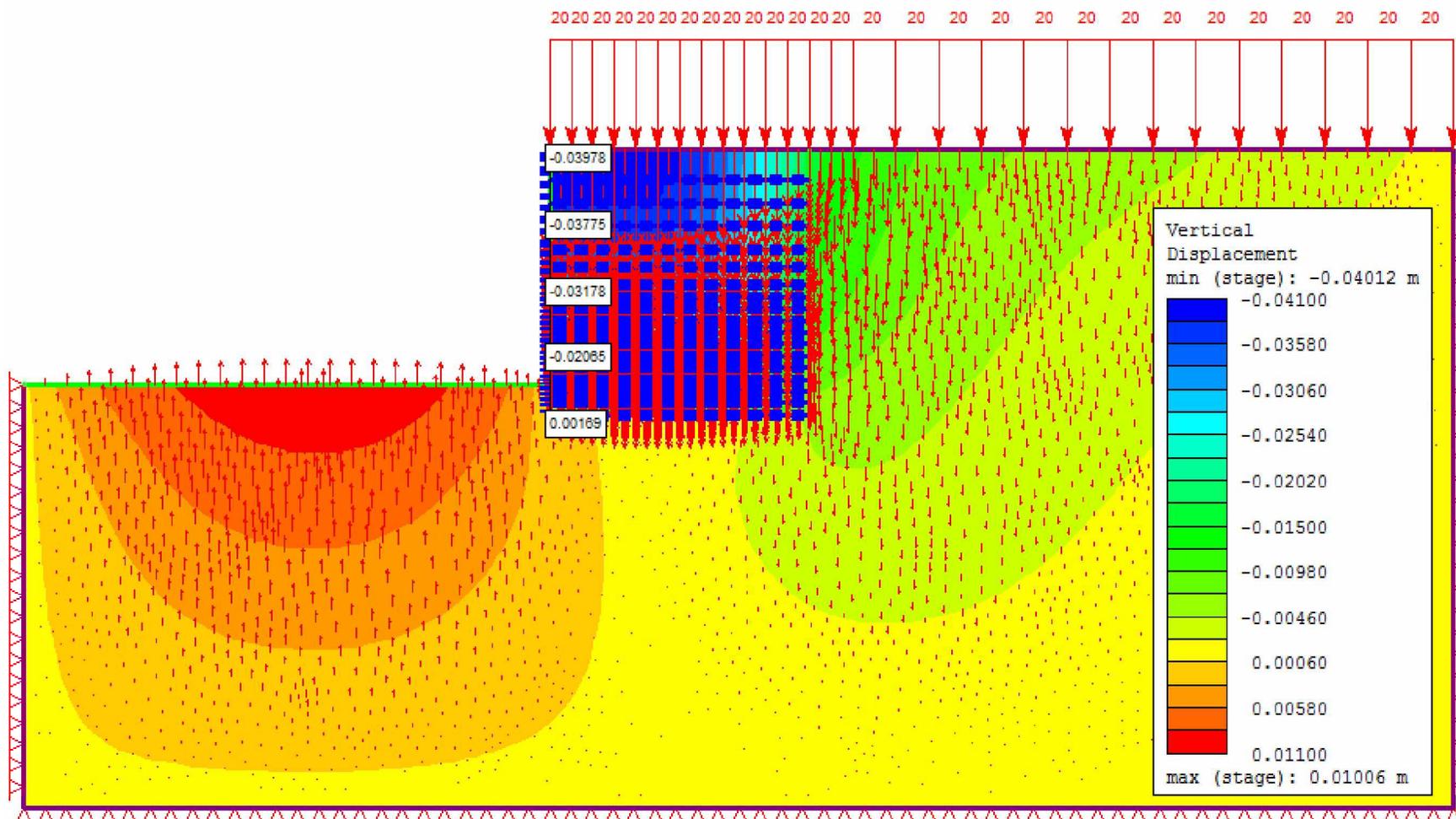
Fonte: Obtido em Rocscience RS<sup>2</sup> 9.0 (2018).

Tabela 4.5 - Deslocamentos horizontais publicados na literatura.

<b>Autores</b>	<b>Inclusões</b>	<b>Solo</b>	<b>Espaçamento vertical (<math>S_v</math>)</b>	<b>Tipo de face</b>	<b>H (altura da estrutura)</b>	<b>L/H</b>	<b>u/H (previsto)</b>	<b>u/H (medido)</b>
Pedroso (2000)	Geotêxtil não-tecido	Areia fina $\phi = 34^\circ$ $c = 9,7 \text{ kPa}$ $\gamma = 17,8 \text{ kN/m}^3$	Constante $S_v = 50 \text{ cm}$	Envelopado	4,00 m	0,75	1,20%	0,90%
Erlich et al. (1994)	Geotêxtil não-tecido	Argilo-arenoso $\phi = 33^\circ$ $c = 50 \text{ kPa}$ $\gamma = 15,6 \text{ kN/m}^3$	Constante $S_v = 30 \text{ cm}$	Envelopado	4,00 m	0,7	1,33%	0,20%
Marques (1994)	Geotêxtil não-tecido	Arenoso $\phi = 37^\circ$ $c = 8,0 \text{ kPa}$ $\gamma = 17,0 \text{ kN/m}^3$	Constante $S_v = 55 \text{ cm}$	Alvenaria	2,00 m	1,00	0,96%	0,90%
Ribeiro (1999)	Geotêxtil não-tecido	Areia fina $\phi = 35^\circ$ $c = 20 \text{ kPa}$ $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$	Variável $S_v = 30 \text{ cm e}$ $S_v = 60 \text{ cm}$	Concreto Projetado	7,00 m	0,7	1,33%	0,33%

(Fonte: Pedroso, 2000).

## 5 CONCLUSÃO

O desenvolvimento do presente trabalho apresentou uma investigação acerca do comportamento das tensões e deslocamentos em uma estrutura de contenção reforçada com geotêxtil. Para isso, foi realizado o dimensionamento da estrutura e posterior análise dos estágios construtivos usando modelagem numérica.

Sobre o dimensionamento da estrutura, a estabilidade externa foi verificada para as condições de deslizamento, tombamento, capacidade de carga e ruptura global, como é convencional em projetos de muro de arrimo. A estabilidade interna foi verificada para arrancamento e ruptura do reforço, segundo métodos disponíveis na literatura. As magnitudes de esforços encontrados foram coerentes e as dimensões mínimas de altura, comprimento de reforço e embutimento respeitaram a norma britânica BS 8006:1995.

Na análise numérica pelo software RS<sup>2</sup> 9.0, pode se concluir que:

- O estado de tensões nas fronteiras da região escavada apresentou comportamento esperado, sofrendo alívio e acréscimo conforme previsto. Do estágio 1 para o estágio 2, alívio devido a retirada de material escavado; do estágio 2 para o 3, alívio nas regiões mais distantes da parte escavada devido a presença dos geotêxteis e acréscimo nas fronteiras da região aterrada, justamente devido ao aterro realizado; por fim, do estágio 3 para o 4, acréscimo de tensões ocasionado pela aplicação da sobrecarga considerada.
- Quanto aos deslocamentos, os maiores deslocamentos horizontal e vertical foram encontrados na crista do muro e respeitaram os valores limites designados pela norma BS 8006:1995; o deslocamento horizontal foi quase 6 vezes menor que o valor máximo encontrado pelo método da curva empírica; a tolerância construtiva de distorção se manteve bastante inferior ao limite de 5% apresentado por Vertematti (2004) e também próximo aos valores encontrados por outros autores que desenvolveram projetos similares, sendo assim coerente.

Ainda, da estimativa de deslocamentos realizada através dos métodos empíricos disponíveis na literatura, tem-se que o método da curva empírica apresentou um valor coerente de deslocamento horizontal, diferentemente do método de previsão de deslocamentos por meio dos movimentos provocados pelo reforço, que não foram realistas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, Y. C. **Projeto de contenção e drenagem em muro de arrimo com uso de geossintéticos**. 2017. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.

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

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

\_\_\_\_\_. **NBR ISO 10319:2013**: Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não-confinada - Ensaio de tração de faixa larga - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

BECKER, L.B. **Comportamento de Geogrelhas em Muro de Solo Reforçado e Ensaio de Arrancamento**. 2006. *Tese* (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC – RIO), Rio de Janeiro, 2006.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8006-2**: Code of practice for strengthened/reinforced soils. Soil nail design. 2011. Disponível em: <<http://www.standardsuk.com/>>. Acesso em: 18 fev. 2018.

BRUNO LOTURCO. **Contenções**. 2004. Disponível em: <<http://technel7.pini.com.br/engenharia-civil/83/artigo286273-1.aspx>>. Acesso em: 15 fev. 2018.

COSTA, C. M. L. **Deformações dependentes do tempo em muros de solo reforçado com geotêxteis**. 2004. *Tese* (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

COSTA, C. M. L. **Avaliação de Recomendações Normativas sobre o Uso de Ensaio no Controle de Qualidade de Fabricação de Geossintéticos**. 2006. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/po/v18n2/a14v18n2.pdf>>. Acesso em: 26 mar. 2018.

DEPARTAMENTO TÉCNICO – ATIVIDADE BIDIM. **Aplicação do geotêxtil Bidim no sistema de drenagem dos campos de futebol do Zico – Recreio dos Bandeirantes (RJ), 1998**. Disponível em: <[http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:http://www.bidim.com.br/public/files/cases/136545233413654523343242579193.pdf&gws\\_rd=cr&dcr=0&ei=ei2fWq\\_nOoXwzgLsto\\_wBg](http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:http://www.bidim.com.br/public/files/cases/136545233413654523343242579193.pdf&gws_rd=cr&dcr=0&ei=ei2fWq_nOoXwzgLsto_wBg)>. Acesso em: 08 mar. 2018.

\_\_\_\_\_. **Aplicação do geotêxtil Bidim como camada de proteção de geomembrana em Aterro Sanitário de Porto Alegre/RS, 1997**. Disponível em: <<http://www.bidim.com.br/casosdeobra/aplicacao-do-geotextil-bidim-como-camada-de-protecao-de-geomembrana-em-aterro-sanitario-de-porto-alegre-rs/>>. Acesso em: 08 mar. 2018.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R.; E BERG, R. R. **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Design & Construction Guidelines**. 2001.

Disponível em: <[http://www.coripa.com.ar/view/uploads/articles/article\\_file-332.PDF](http://www.coripa.com.ar/view/uploads/articles/article_file-332.PDF)>. Acesso em: 15. jun. 2018.

GEO ACADEMY. **Limites de Desempenho**. Disponível em: <<https://geoacademy.com.br/p/manual-tecnico-para-reforco-de-muros-e-taludes>>. Acesso em: 26 mar. 2018.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estruturas de contenção – Muros de arrimo**. Rio de Janeiro: Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ, [S.I.]. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>>. Acesso em: 12 mar. 2018.

GOMES, F. L. M. **Geotêxteis e suas aplicações**. Disponível em: <[http://deca.ubi.pt/arquivo/fg\\_artigos/textos/Geossinteticos/2001\\_Seminario\\_UBITEX\\_Geotexteis.pdf](http://deca.ubi.pt/arquivo/fg_artigos/textos/Geossinteticos/2001_Seminario_UBITEX_Geotexteis.pdf)>. Acesso em: 23 nov. 2017.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 10318-1: Terms and definitions**. Geneva, 2015. LOTURCO, B. **Contenções**, 2004. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/83/artigo286273-1.aspx>>. Acesso em: 07 mar. 2018.

MARANGON, M., 2015, **Apostila de Aula – Geotecnia de Fundações**, capítulo 3, pp.84.

NETO, J. O. A; PORTELINHA, F. H. M, 2016. **Aspectos Gerais Sobre o Uso de Geossintéticos em Muros e Taludes Reforçados**. O Futuro Sustentável do Brasil passa por Minas. Minas Gerais (Belo Horizonte). Disponível em: <<https://www.geosynthetica.net.br/wp-content/uploads/39-CB-04-0117.pdf>>. Acesso em: 28 mar. 2018.

OBER. **Soluções para Engenharia Civil**. 2018. Disponível em: <<http://www.obergeo.com.br/mobile/>>. Acesso em: 15. jun. 2018.

PEDROSO, E. O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. 2000. Dissertação (Mestrado) – Estola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

ROCSCIENCE. **Phase<sup>2</sup> - 2D elasto-plastic finite element 2D elasto-plastic finite element excavations in rock or soil**, Phase2 v 9.0 Rocscience Inc., Toronto, 2018.

ROCSCIENCE. **Slide 2018** - Program for determining slope stability with the limit equilibrium method, Rocscience Inc., Toronto, 2018.

SILVA, H. N, 2012. **Muros de Terra Armada – Verificação da Segurança**. Disponível em: <[https://run.unl.pt/bitstream/10362/7694/1/Silva\\_2012.pdf](https://run.unl.pt/bitstream/10362/7694/1/Silva_2012.pdf)>. Acesso em: 12 mar. 2018.

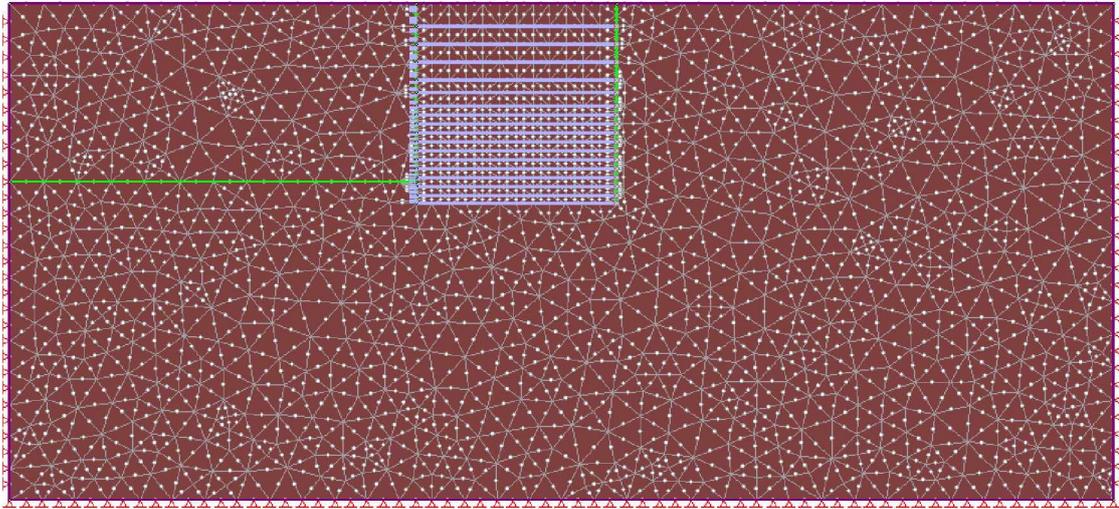
TEIXEIRA, I. J. R, 2011. **Estudo comparativo de duas alternativas para contenção de taludes verticais: solo grampeado e cortina atirantada**. 2011. TCC (Graduação) –

Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana,

VERTEMATTI, J. C. (Coord.) **Manual brasileiro de geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, 2004. 428 p.

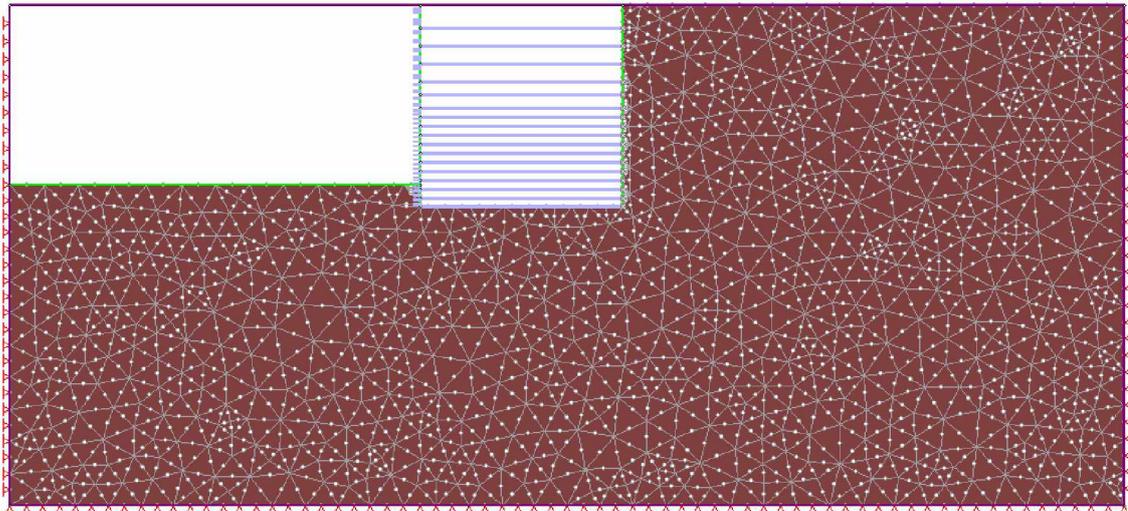
## APÊNDICE A – ESTÁGIOS DO PROJETO PARA ANÁLISE NUMÉRICA

Figura A-1 - Estágio 1 – Terreno Natural



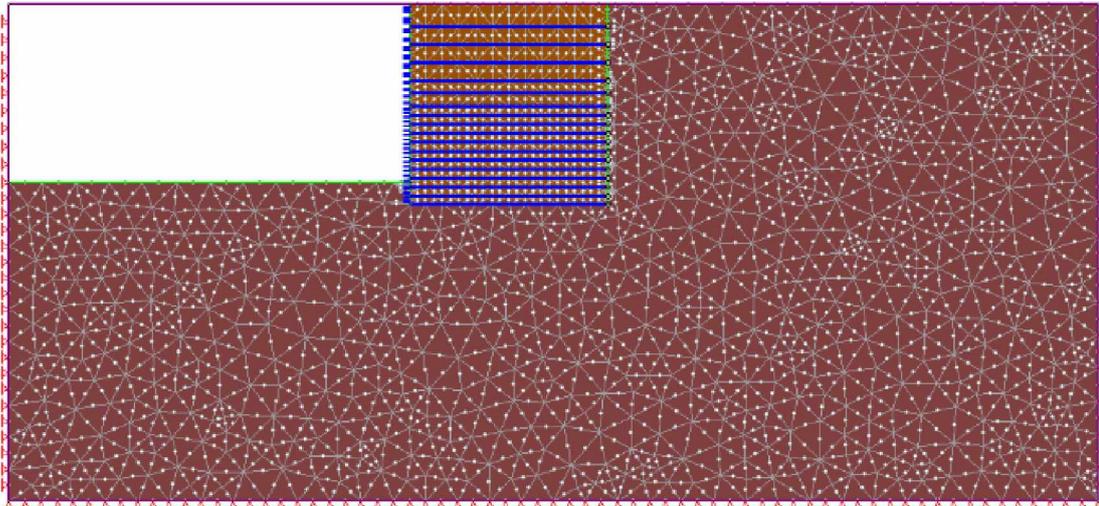
Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

Figura A-2 - Estágio 2 – Escavação.



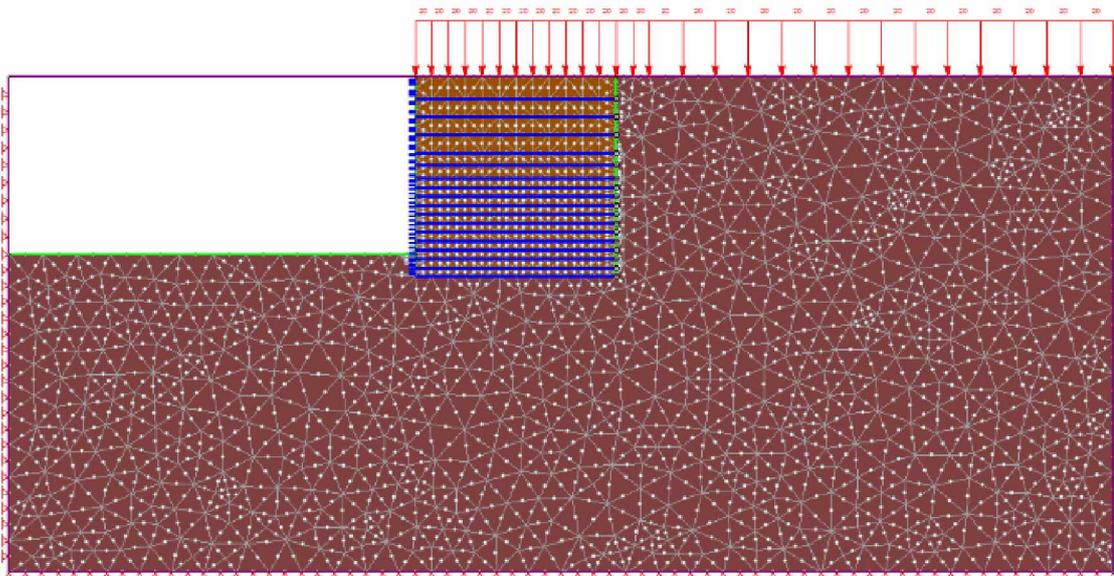
Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

Figura A-3 - Estágio 3 – Instalação dos reforços e reaterro.



Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

Figura A-4 \- Estágio 4 – Aplicação de sobrecarga.



Fonte: Obtido em Rocscience Slide 2018 (2018).

## APÊNDICE B – RELATÓRIO DOS SOFTWARE SLIDE 2018

### Slide Analysis Information

#### TCC - Laura Lima

#### Project Summary

---

File Name: Slide - Laura Lima.slmd  
 Slide Modeler Version: 8.009  
 Compute Time: 00h:00m:06.466s

#### General Settings

---

Units of Measurement: Metric Units  
 Time Units: seconds  
 Permeability Units: meters/second  
 Data Output: Standard  
 Failure Direction: Right to Left

#### Analysis Options

---

Slices Type: Vertical

#### Analysis Methods Used

	Bishop simplified
GLE/Morgenstern-Price with interslice force function:	Half Sine
	Janbu simplified
	Ordinary/Fellenius
Number of slices:	50
Tolerance:	0.005
Maximum number of iterations:	75
Check $\alpha < 0.2$ :	Yes
Create Interslice boundaries at intersections with water tables and piezos:	Yes
Initial trial value of FS:	1
Steffensen Iteration:	Yes

#### Surface Options

---

Surface Type:	Circular
Search Method:	Slope Search
Number of Surfaces:	5000
Upper Angle [°]:	Not Defined
Lower Angle [°]:	Not Defined
Composite Surfaces:	Disabled

Reverse Curvature: Invalid Surfaces  
Minimum Elevation: Not Defined  
Minimum Depth: Not Defined  
Minimum Area: Not Defined  
Minimum Weight: Not Defined

## Loading

- 1 Distributed Load present

### Distributed Load 1

Distribution: Constant  
Magnitude [kPa]: 20  
Orientation: Normal to boundary

## Materials

Property	Material 1 (reforçado)	Material 2 (indeformado)
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m <sup>3</sup> ]	20.75	18
Cohesion [kPa]	10	5
Friction Angle [°]	31	28
Water Surface	None	None
Ru Value	0	0

## Support

---

### Geotêxtil

- Support Type: GeoTextile
- Force Application: Active
- Force Orientation: Parallel to Reinforcement
- Anchorage: Slope Face
- Shear Strength Model: Linear
- Use External Loads for Strength: yes
- Strip Coverage: 100 percent
- Tensile Strength: 40 kN/m
- Pullout Strength Adhesion: 5 kPa
- Pullout Strength Friction Angle: 22.81 degrees

## Global Minimums

---

### Method: ordinary/fellenius

FS	1.754690
Center:	-0.394, 2.928
Radius:	8.890
Left Slip Surface Endpoint:	-5.966, -4.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.001, 0.000
Resisting Moment:	4843.27 kN-m
Driving Moment:	2760.19 kN-m
Active Support Moment:	-6.09077 kN-m
Total Slice Area:	42.3981 m <sup>2</sup>

Surface Horizontal Width: 13.9666 m  
Surface Average Height: 3.03568 m

### Method: bishop simplified

FS	2.006380
Center:	-0.394, 2.928
Radius:	8.890
Left Slip Surface Endpoint:	-5.966, -4.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.001, 0.000
Resisting Moment:	5537.98 kN-m
Driving Moment:	2760.19 kN-m
Active Support Moment:	-6.09077 kN-m
Total Slice Area:	42.3981 m2
Surface Horizontal Width:	13.9666 m
Surface Average Height:	3.03568 m

### Method: janbu simplified

FS	1.755310
Center:	-0.394, 2.928
Radius:	8.890
Left Slip Surface Endpoint:	-5.966, -4.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.001, 0.000
Resisting Horizontal Force:	535.092 kN
Driving Horizontal Force:	304.842 kN
Active Horizontal Support Force:	-0.820021 kN
Total Slice Area:	42.3981 m2
Surface Horizontal Width:	13.9666 m
Surface Average Height:	3.03568 m

### Method: gle/morgenstern-price

FS	2.011750
Center:	-0.394, 2.928
Radius:	8.890
Left Slip Surface Endpoint:	-5.966, -4.000
Right Slip Surface Endpoint:	8.001, 0.000
Resisting Moment:	5552.81 kN-m
Driving Moment:	2760.19 kN-m
Resisting Horizontal Force:	546.714 kN
Driving Horizontal Force:	271.761 kN
Active Support Moment:	-6.09077 kN-m
Active Horizontal Support Force:	-0.820021 kN
Total Slice Area:	42.3981 m <sup>2</sup>
Surface Horizontal Width:	13.9666 m
Surface Average Height:	3.03568 m

### *Valid/Invalid Surfaces*

---

### Method: ordinary/fellenius

Number of Valid Surfaces: 4871

Number of Invalid Surfaces: 130

#### Error Codes:

- Error Code -107 reported for 60 surfaces
- Error Code -113 reported for 70 surfaces

## Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 4870

Number of Invalid Surfaces: 131

### Error Codes:

- Error Code -107 reported for 60 surfaces
- Error Code -108 reported for 1 surface
- Error Code -113 reported for 70 surfaces

## Method: janbu simplified

Number of Valid Surfaces: 4871

Number of Invalid Surfaces: 130

### Error Codes:

- Error Code -107 reported for 60 surfaces
- Error Code -113 reported for 70 surfaces

## Method: gle/morgenstern-price

Number of Valid Surfaces: 4854

Number of Invalid Surfaces: 147

### Error Codes:

- Error Code -107 reported for 60 surfaces
- Error Code -108 reported for 17 surfaces

- Error Code -113 reported for 70 surfaces

### Error Codes

*The following errors were encountered during the computation:*

- -107 = Total driving moment or total driving force is negative. This will occur if the wrong failure direction is specified, or if high external or anchor loads are applied against the failure direction.
- -108 = Total driving moment or total driving force  $< 0.1$ . This is to limit the calculation of extremely high safety factors if the driving force is very small (0.1 is an arbitrary number).
- -113 = Surface intersects outside slope limits.

## Entity Information

---

**G**

### Group: Group 1

---

**S**

#### Shared Entities

Type	Coordinates	
	X	Y
External Boundary	0	0
	0	-4
	-9.83	-4
	-9.83	-14.65
	20.377	-14.65
	20.377	0
	4.5	0

Material Boundary

X	Y
0	-4
0	-4.5
4.5	-4.5
4.5	0

**Scenario-based Entities**

	Coordinates	Master Scenario
Distributed Load	<b>X</b>	
	<b>Y</b>	
	20.377	0
	4.5	0
	0	0
		Constant Distribution
		Orientation: Normal to boundary
		Magnitude: 20 kN/m <sup>2</sup>
		Creates Excess Pore Pressure: No

## APÊNDICE C – RELATÓRIO DOS SOFTWARE RS<sup>2</sup>

### **Phase2 Analysis Information**

#### **TCC - Laura Lima**

#### **Project Summary**

---

File Name: Laura Lima - RS2.fez  
 Last saved with Phase2 version: 9.023  
 Project Title: TCC - Laura Lima

#### **General Settings**

---

Number of Stages: 4  
 Analysis Type: Plane Strain  
 Solver Type: Gaussian Elimination  
 Units: Metric, stress as kPa  
 Permeability Units: meters/second  
 Time Units: seconds

#### **Analysis Options**

---

Maximum Number of Iterations: 500  
 Tolerance: 0.001  
 Number of Load Steps: Automatic

Convergence Type: Absolute Energy  
 Tensile Failure: Reduces Shear Strength  
 Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

#### **Groundwater Analysis**

---

Method: Piezometric Lines  
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
 Probability: None

#### **Field Stress**

---

Field stress: Gravity  
 Using actual ground surface  
 Total stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 1  
 Total stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 1  
 Locked-in horizontal stress (in-plane): 0  
 Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

## ***Mesh***

---

Mesh type: Uniform

Element type: 6 Noded triangles

<b>Stage Name</b>	<b># of Elements</b>	<b># of Nodes</b>
1. Condição inicial	2109	4715
2. Escavação	1400	2941
3. Instalação dos reforços	1844	4210
4. Aplicação de carga	1844	4210

## ***Mesh Quality***

---

- All elements are of good quality

### **Poor quality elements defined as:**

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

## ***Excavation Areas***

---

## Original Un-deformed Areas

- External Boundary Area: 276.672 m<sup>2</sup>
- External Boundary Perimeter: 71.850 m

### 1. Condição inicial

- External Boundary Area: 276.672 m<sup>2</sup> (0.000157067 m<sup>2</sup> change from original area)
- External Boundary Perimeter: 71.850 m (6.92668e-005 m change from original perimeter)

### 2. Escavação

- Values not available until this stage is viewed in a window

### 3. Instalação dos reforços

- Values not available until this stage is viewed in a window

### 4. Aplicação de carga

- Values not available until this stage is viewed in a window

## *Material Properties*

---

**Material: Solo indeformado**

Color	
Initial element loading	field stress & body force
Unit weight	18 kN/m <sup>3</sup>
Elastic type	isotropic
Young's modulus	35574 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Is Jointed	No
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	28 degrees
Peak cohesion	5 kPa
Material type	Elastic
Piezo to use	None
Ru value	0

## Material: Solo reforço

Color	
Initial element loading	body force only
Unit weight	20.75 kN/m <sup>3</sup>
Elastic type	isotropic
Young's modulus	35574 kPa
Poisson's ratio	0.3
Failure criterion	Mohr-Coulomb
Is Jointed	No
Peak tensile strength	0 kPa
Residual tensile strength	0 kPa
Peak friction angle	31 degrees
Peak cohesion	10 kPa
Material type	Elastic

Piezo to use	None
Ru value	0

## ***Joint Properties***

---

### **Joint: Junta**

Color	
Normal stiffness	100000 kPa/m
Shear stiffness	10000 kPa/m
Initial joint deformation	allowed
Pressure from Groundwater Analysis	Included
Additional Pressure Inside Joint	Not Included
Slip Criterion	Mohr-Coulomb
Tensile strength	0 kPa (tension positive)
Cohesion	0 kPa
Friction angle	22.81 degrees

## ***Liner Properties***

---

### **Liner: Revestimento (Gefort G400)**

Color	
Liner Type	Geosynthetic

### **Elastic properties**

Tensile modulus	40 kN/m
-----------------	---------

### **Strength Parameters**

Peak tensile strength	24.75 kN/m
Residual tensile strength	0 kN/m

## ***Structural Interface Properties***

---

Structural Interface: Estrutura  
Joint (positive side): Junta  
Liner: Revestimento (Gefort G400)  
Joint (negative side): Junta

## ***Displacements***

---

- Displacement data is not available for 1. Condição inicial until total displacement is viewed in a window
- Displacement data is not available for 2. Escavação until total displacement is viewed in a window
- Displacement data is not available for 3. Instalação dos reforços until total displacement is viewed in a window
- Displacement data is not available for 4. Aplicação de carga until total displacement is viewed in a window

## ***Yielded Elements***

---

### **Yielded Liner Elements**

Number of yielded liner elements on 1. Condição inicial: 0

Number of yielded liner elements on 2. Escavação: 0

Number of yielded liner elements on 3. Instalação dos reforços: 0

Number of yielded liner elements on 4. Aplicação de carga: 0

## ***List of All Coordinates***

---

### **External boundary**

<b>X</b>	<b>Y</b>
35.6448	18.8182
35.6448	30
24.5	30
20	30
10.9016	30
10.9016	26
10.9016	18.8182

## Material boundary

X	Y
24.5	30
24.5	29.5
24.5	29.1
24.5	28.7
24.5	28.3
24.5	28
24.5	27.7
24.5	27.5
24.5	27.3
24.5	27.1
24.5	26.9
24.5	26.7
24.5	26.5
24.5	26.3
24.5	26.1
24.5	25.9
24.5	25.7
24.5	25.5

## Material boundary

X	Y
---	---

20	30
20	29.5
20	29.1
20	28.7
20	28.3
20	28
20	27.7
20	27.5
20	27.3
20	27.1
20	26.9
20	26.7
20	26.5
20	26.3
20	26.1
20	26
20	25.9
20	25.7
20	25.5

### Material boundary

X	Y
20	26
10.9016	26

## ANEXO A – FICHA TÉCNICA DO GEOTÊXTIL

Tabela AN.1 – Ficha técnica do geotêxtil GEOFORT GH 21.

PROPRIEDADES	NORMA	UNIDADE	RESULTADO
<b>Geotêxtil Não-tecido - 100% Poliéster</b>			
Massa por unidade de área	ABNT NBR ISO12568	g/m <sup>2</sup>	400
Resistência à Tração GRAB	ASTM D 4632	N	1295
Alongamento		%	>50
Resistência ao Puncionamento	ASTM D 4833	N	605
Resistência ao Puncionamento CBR	ABNT NBR ISO 13359	kN	3,72
Resistência ao Rasgo Trapezoidal	ASTM D 4533	N	465
<b>Sentido Transversal</b>			
Resistência à Tração Faixa Larga	ABNT NBR ISO10319	kN/m	21
Alongamento		%	>50
<b>Sentido Longitudinal</b>			
Resistência à Tração Faixa Larga	ABNT NBR ISO10319	kN/m	19
Alongamento		%	>50
<b>Propriedades Hidráulicas</b>			
Abertura Aparente de Poros	ASTM D 4751	mm	< 0,1
Permeabilidade	ASTM D 4491	cm/s	0,22
Permissividade	ASTM D 4491	s <sup>-1</sup>	1,22
<b>Informações Adicionais</b>			
Resistência UV (500h)	ASTM D 4355	%	>70
Largura das Bobinas		m	4,6
Comprimento das Bobinas		m	100
Área das Bobinas		m <sup>2</sup>	460

Fonte: Fornecido por OBER (2018).

**FOLHA DE ASSINATURAS**

---

**Orientadora:** Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Giovana Bizão Georgetti

---

**Aluna:** Laura de Lima Santos

Uberlândia, 26 de junho de 2018.