

Paixão, J. A. <sup>1</sup>; Rasmussen, M. A. <sup>2</sup>

*Graduandos, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil*

Dias, D. C. <sup>3</sup>

*Professor Me., Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil*

<sup>1</sup> [juavilap@hotmail.com](mailto:juavilap@hotmail.com); <sup>2</sup> [milena.alfenas@hotmail.com](mailto:milena.alfenas@hotmail.com); <sup>3</sup> [engdanieldias@gmail.com](mailto:engdanieldias@gmail.com)

**RESUMO:** Este trabalho apresenta como tema principal o estudo do solo para a aplicação de dois tipos de estruturas de contenção: terra armada e solo reforçado com geogrelha, tendo como objetivo compará-las, sob a perspectiva técnica e econômica. Para tornar-se possível a comparação entre as mesmas, foram padronizados as propriedades físicas e os parâmetros do solo para as duas técnicas. Realizou-se o pré-dimensionamento da estrutura adequada para o muro, assim como as análises de estabilidade interna e externa. Os resultados da solução analítica foram comparados com os obtidos na simulação da estrutura no software GEO5/Muro de solo reforçado. Por fim, uma análise comparativa dos custos foi elaborada para os serviços específicos da execução em terra armada e em solo reforçado com geogrelha.

*Palavras-chaves: Estruturas de contenção, empuxo de terra, teoria de Rankine, estabilidade externa, estabilidade interna.*

**Área de Concentração:** 03 – Geotécnica

## 1 INTRODUÇÃO

As estruturas de contenção são obras construídas com o intuito de fornecer a estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que fornecem suporte a estes maciços, evitando os movimentos de terras causados pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos (BARROS, 2008).

O desenvolvimento urbano e o crescimento populacional têm provocado cenários onde obras em terrenos com desníveis são cada vez mais comuns. Como consequência, operações de aterro e corte acompanhadas de obras de contenção se tornam necessárias, a fim de garantir estabilidade e segurança desses locais.

A escolha correta do tipo de estrutura a ser empregada na obra é fundamental para se obter o lucro financeiro desejado, tornando assim, a mesma mais viável. Portanto, é necessário estabelecer uma relação entre os conhecimentos da área geotécnica e orçamentista, para

que assim seja obtido uma solução com o melhor custo benefício possível, evitando desta forma erros de dimensionamento, de projeto, ou execução, que podem implicar em consequências muito sérias, como a interrupção de vias e até mesmo perda de vidas humanas.

As estruturas de contenção devem prezar pela segurança estrutural, otimização dos custos, duração por toda a vida útil da obra e pela geração do menor impacto ambiental possível, pois elas se apresentam como soluções técnicas de engenharia de grande importância no processo de urbanização e criação de infraestrutura.

O estudo comparativo entre estruturas de contenção de terra armada e de aterro reforçado com geogrelha se fez necessário por serem soluções que apresentam vantagens significativas para o emprego das mesmas, principalmente quando se trata da busca por economia financeira.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

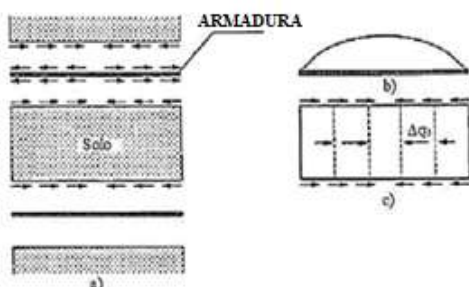
### 2.1 Definição

Estruturas de contenção são elementos indispensáveis em projetos de estradas, estabilização de encostas, barragens, subsolos para estacionamentos, entre outros. São utilizadas quando for necessário vencer um desnível e não houver a possibilidade de construção de um talude e quando se desejar efetuar um corte num terreno natural, otimizando o espaço e aumentando consideravelmente a inclinação do corte. A principal função destas estruturas é promover estabilidade e segurança. (MEDEIROS, 2005).

As estruturas de contenção podem ser divididas em: muros e cortinas. Dentre os muros, destacam-se os muros de gravidade e os muros de flexão. Os muros de gravidade são estruturas que resistem aos empuxos horizontais utilizando seu peso próprio, conferindo estabilidade ao maciço de terra graças à grande massa que possui. Geralmente são constituídos por concreto simples, muro em pedra, gabiões, crib-wall, rip-rap e mais recentemente pneus velhos. Para análise de estabilidade, os solos reforçados funcionam como muro de gravidade e são classificados em: terra armada, aterro reforçado com geossintético e solo grampeado. (BONISSONI, 2017).

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, também, quando esses movimentos respeitam os limites que garantem o bom funcionamento da estrutura reforçada (PEDROSO, 2000). Na Figura 1 é possível observar as tensões de tração que vão surgir no reforço e as tensões de compressão que vão surgir no maciço reforçado.

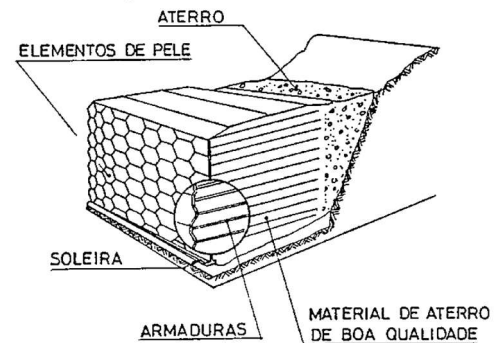
**Figura 1 - Efeitos das armaduras no interior de um maciço reforçado: a) tensão tangencial nas interfaces solo-reforço; b) distribuição das trações nos reforços; c) tensão de confinamento.**



Fonte: Silva (2012).

Félix (1991) e Silva (2012) designam terra armada como um sistema constituído com o solo do aterro, com os reforços e paramentos flexíveis fixado às armaduras, chamados de elementos de pele. Este elemento tem função de limitar o aterro, garantindo dessa forma, a não erosão do solo entre as camadas de reforço, e função estética, dando acabamento na obra. 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. Na Figura 2 mostra-se um esquema de composição de um muro de terra armada.

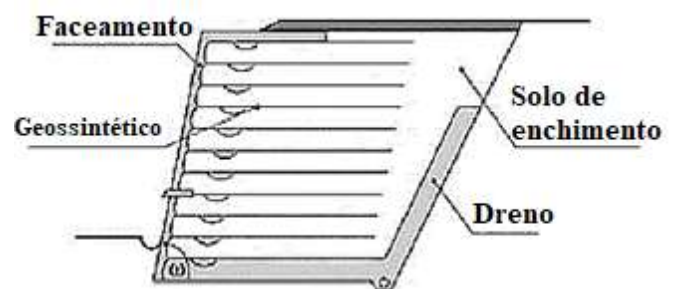
**Figura 2 – Esquema de um muro de terra armada.**



Fonte: Félix (1991).

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. Na forma construtiva do muro reforçado pelo sistema auto-envelopado, cada camada de solo é confinada lateralmente pelo reforço por meio de sua dobra de ancoragem no interior do muro. Na Figura 3 apresenta-se os elementos de composição de um solo reforçado com geossintéticos.

**Figura 3 – Seção transversal típica de um muro de solo reforçado com geossintéticos.**



Fonte: Ehrlich e Azambuja (2003).

### 2.2 Empuxo de terra

O empuxo de terra é a ação horizontal em um maciço de solo. O valor do empuxo de terra, assim como a distribuição de tensões ao longo do elemento de contenção, depende da interação solo-elemento estrutural durante todas as fases da obra. O empuxo atuando sobre o elemento estrutural provoca

deslocamentos horizontais que, por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo, ao longo das fases construtivas da obra. (GERSCOVICH, 2010).

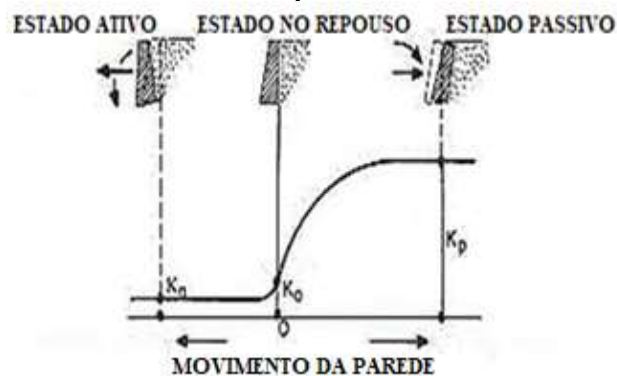
### 2.2.1 Coeficientes de Empuxo

Quando uma estrutura é suficientemente rígida, não permitindo qualquer tipo de deslocamento, pode-se dizer que as tensões existentes são denominadas de pressão no repouso e a resultante dessas pressões exercidas pelo solo é chamada de empuxo em repouso ( $E_r$ ). O coeficiente de empuxo no repouso ( $K_o$ ) é a relação entre a tensão efetiva horizontal ( $\sigma'_h$ ) e a tensão efetiva vertical ( $\sigma'_v$ ), segundo Equação 1.

$$K_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1)$$

Denomina-se empuxo de terra ativo ( $E_a$ ) quando o solo atua sobre um suporte o qual resiste, mas se deforma uma quantidade que depende de suas características estruturais, ou seja, o solo está empurrando a estrutura. Quando a parede é que avança contra o solo tem-se então o empuxo Passivo ( $E_p$ ), ou seja, a estrutura causa compressão no solo. As pressões correspondentes chamam-se ativa e passiva e os coeficientes de empuxo, ativo ( $K_a$ ) e passivo ( $K_p$ ), conforme esquematizado na Figura 4. (CAPUTO, 1988).

Figura 4 - Ação do empuxo nos estados ativo, passivo e repouso.

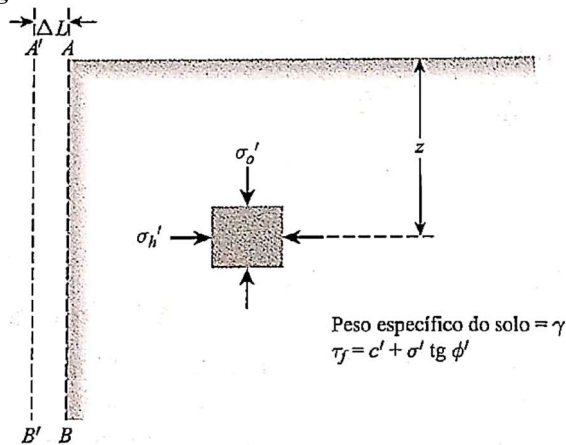


Fonte: Bonissoni (2017).

### 2.2.2 Teoria de Rankine

De acordo com Das (2011), Rankine investigou as condições de tensão no solo a um estado de equilíbrio plástico, isto é, quando a condição na qual cada ponto na massa de solo está no estado limite de ruptura. A Figura 5 mostra uma massa de solo delimitada por um muro sem atrito AB, admitindo que o solo é homogêneo e isotrópico e a respectiva pressão ativa. As componentes vertical ( $\sigma'_v$ ) e horizontal ( $\sigma'_h$ ) são as tensões efetivas principais e encontram-se a uma profundidade  $z$ .

Figura 5 – Pressão ativa de terra da Teoria de Rankine.



Fonte: Das (modificado, 2011).

Das (2011) apresenta a pressão ativa de Rankine para um muro sem atrito por meio da Equação 2.

$$[\sigma_h]_a = \sigma'_v \cdot K_a - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a + \gamma_w \cdot h_w \quad (2)$$

Onde  $[\sigma_h]_a$  e  $\sigma'_v$  são a pressão horizontal ativa e a tensão vertical efetiva,  $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo,  $c'$  é a coesão efetiva,  $q$  é a sobrecarga e  $\gamma_w$  e  $h_w$  são o peso específico da água e a altura do nível d'água, respectivamente.

Na relação entre  $[\sigma_h]_a$  e  $\sigma'_v$  (Equação 3), tem-se o coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ) na teoria de Rankine, onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito do solo natural:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \quad (3)$$

Obtém-se o coeficiente de empuxo passivo ( $K_p$ ) para solos granulares através da Equação 4:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \quad (4)$$

### 2.3 Parâmetros de Projeto

De acordo com a NBR 19286 - Muros em solos mecanicamente estabilizados (ABNT, 2016), deve-se levar em consideração o fato da existência de atrito entre o solo e as armaduras, para que assim haja um funcionamento dos muros em solos mecanicamente estabilizados.

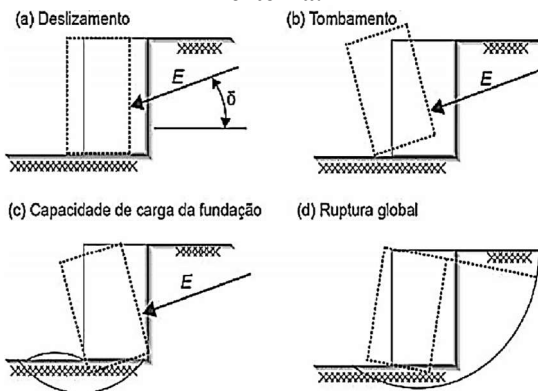
Segundo a NBR 11682 – Estabilidade de encostas (ABNT, 2009), a determinação de umidade natural, ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade, e ensaios de determinação da resistência ao cisalhamento são obrigatórios para os estudos de estabilização de encostas. A não realização desses ensaios deve ser justificada pelo engenheiro civil geotécnico, que assumirá a responsabilidade pela escolha dos parâmetros de cálculo para o projeto.

Inicialmente deve ser feito um pré-dimensionamento e depois a verificação da estabilidade interna e externa do maciço. Se necessário, o processo segue, por iterações sucessivas, com a fixação de novos pré-dimensionamentos, até que as condições de estabilidade venham a ser satisfeitas.

### 2.3.1 Estabilidade Externa

O modelo de verificação da estabilidade externa de um maciço em terra armada é análogo ao de uma estrutura de contenção por gravidade. Logo, são realizados cálculos de fatores de segurança mínimos relacionados a quatro potenciais mecanismos de ruptura, os quais sejam: deslizamento, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global (Figura 6).

Figura 6 – Mecanismos para verificação de estabilidade externa.



Fonte: Vertematti (2004).

A NBR 11682 - Estabilidade de encostas (ABNT, 2009), indica fatores de segurança mínimos que devem ser atendidos para manter a estabilidade de muros de gravidade e de muros de flexão, conforme indicado na Tabela 1.

Tabela 1 – Fator de segurança mínimo para estabilidade de muros de contenção.

Verificação da segurança	FS mínimo	
Deslizamento	1,5	
Tombamento	2,0	
Capacidade de carga da fundação	3,0	
Ruptura global	Obra provisória	1,3
	Obra permanente	1,5

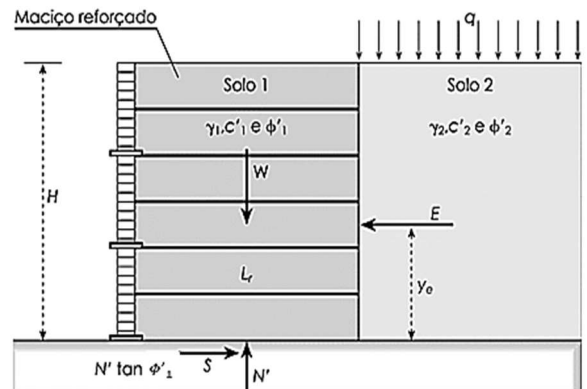
Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 11682 (modificado, 2009).

#### Deslizamento

Segundo Gerscovich (2010), a segurança contra o deslizamento é estabelecida através do equilíbrio dos esforços solicitantes. Após o pré-dimensionamento das estruturas de contenção, deve-se analisar as forças atuantes como o empuxo, a sobrecarga, a água e os esforços resistentes (Figura 7) para verificar o

atendimento do fator de segurança mínimo estabelecido pela NBR 11682 - Estabilidade de encostas (ABNT, 2009).

Figura 7 - Forças atuantes para estudo de estabilidade externa.



Fonte: Vertematti (2004).

O fator de segurança ao deslizamento  $F_{sd}$  é determinado pela razão entre a força resistente (atrito) capaz de ser mobilizada na base muro e a força de empuxo de terra conforme delineado na Equação 5:

$$F_{sd} = \frac{\gamma \cdot H \cdot tg \phi'_1 \cdot L_r}{E} \geq 1,5 \quad (5)$$

Na qual  $\gamma$  é o peso específico do solo reforçado,  $H$  é a altura do maciço reforçado,  $\phi'_1$  é o ângulo de atrito entre a base do maciço reforçado e o solo de fundação e  $E$  é o empuxo ativo. A partir da Equação 5 determina-se o comprimento do reforço ( $L_r$ ).

$$L_r = \frac{F_{sd} \cdot E}{(\gamma \cdot H) \cdot tg \phi'_1}$$

#### Tombamento

Para a análise da segurança contra o tombamento, o momento resistente deve ser superior ao momento atuante. O momento resistente é definido como o momento gerado pelo peso do muro e o momento atuante corresponde ao momento do empuxo total atuante sobre o muro. O fator de segurança ao tombamento ( $F_{st}$ ) é definido pela razão entre o momento resistente proporcionado e o momento atuante, sendo determinado pela Equação 6:

$$F_{st} = \frac{W \cdot \frac{L_r}{2}}{E \cdot ye} = \frac{W \cdot L_r}{2 \cdot E \cdot ye} \geq 2,0 \quad (6)$$

Onde  $W$  é o peso do muro, o  $L_r$  é a largura da base da massa de solo reforçado e o  $ye$  é o braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura.

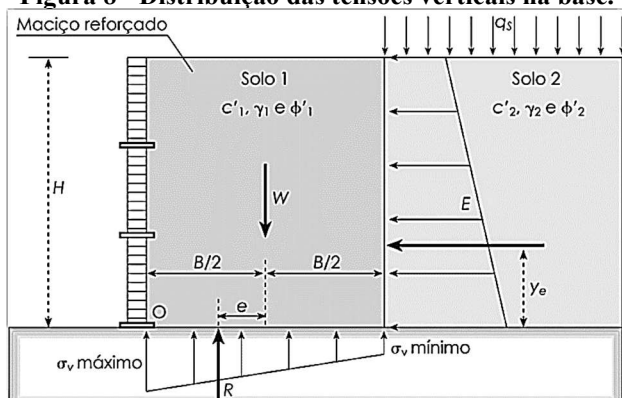
Neste caso, pode-se determinar a largura da massa reforçada de modo a se garantir a estabilidade quanto ao tombamento a partir da Equação 6, onde  $F_{st}$  é o fator de segurança contra o tombamento.

$$L_r = \frac{2 \cdot F_{st} \cdot E \cdot ye}{W}$$

### Capacidade de carga da fundação

Em todos os casos, um muro de contenção deve ser fundado em algum tipo de material de base, seja rocha ou solo. A capacidade de carga resume-se na verificação da segurança à ruptura e deformações excessivas do terreno de suporte. Segundo Ehrlich e Becker (2009), a resultante das tensões normais atuantes na base do muro deve garantir toda base sujeita apenas à compressão, conforme Figura 8. Para tanto, a excentricidade ( $e$ ) deve ser inferior à sexta parte de  $L_r$ , como é apresentado na Equação 7.

Figura 8 - Distribuição das tensões verticais na base.



Fonte: Vertematti (2004).

$$e \cdot R = E \cdot ye \quad \therefore e = \frac{E \cdot ye}{R} = \frac{E \cdot ye}{\gamma \cdot H \cdot L_r} \leq \frac{L_r}{6} \quad (7)$$

Tanto no caso de carregamento drenado como no caso não drenado, deve-se ter o fator de segurança quanto a capacidade de carga da fundação expresso pela Equação 8:

$$FS_f = \frac{q_{máx}}{\sigma_{v \text{ máximo}}} \geq 3,0 \quad (8)$$

Onde  $FS_f$  é o fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação.

A capacidade de carga do solo de fundação ( $q_{máx}$ ) pode ser estimada pela Equação 9 da Teoria de Terzaghi.

$$q_{máx} = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma f \cdot B' \cdot N_\gamma \quad (9)$$

Na qual  $c'$  é a coesão do solo de fundação,  $q$  é a sobrecarga no nível da base da estrutura e  $\gamma f$  é o peso específico do solo de fundação.  $N_q$  e  $N_c$  são fatores de

capacidade de carga obtidos, respectivamente, a partir das Equações 10 e 11.

$$N_q = \frac{(e^{(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi'}{2})} \cdot \text{tg } \phi')^2}{2 \cdot \cos^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2})} \quad (10)$$

$$N_c = \text{cotg } \phi' \cdot (N_q - 1) \quad (11)$$

O fator de capacidade de carga  $N_\gamma$  é calculado de modo iterativo até que seja encontrado o mínimo valor de  $N_\gamma$  conforme Cintra *et al.* (2011). Os valores de  $N_\gamma$  podem ser encontrados em Das (2011) em tabelas que dependem do ângulo de atrito.

A tensão máxima atuante ( $\sigma_{v \text{ máximo}}$ ) é dada através da Equação 12:

$$\sigma_{v \text{ máximo}} = \frac{\sum \text{Peso}}{AB} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{AB}\right) \quad (12)$$

Para o cálculo da tensão mínima atuante ( $\sigma_{v \text{ mínimo}}$ ), utiliza-se a Equação 13:

$$\sigma_{v \text{ mínimo}} = \frac{\sum \text{Peso}}{AB} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{AB}\right) \quad (13)$$

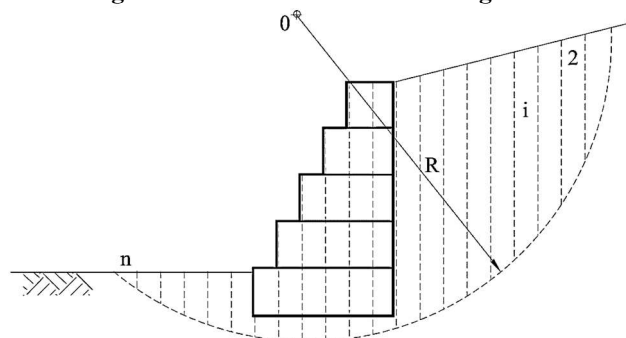
As Equações 12 e 13 somente serão válidas se:

$$\sigma_{v \text{ mínimo}} \geq 0$$

### Ruptura Global

A estabilidade global de um muro reforçado considera o elemento de reforço 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 potencial de ruptura. Na Figura 9 está representada a verificação da estabilidade global dada pelo método de Bishop, onde busca-se determinar o fator de segurança mínimo para a superfície de deslizamento que envolve toda a estrutura de contenção (JABER, 2011).

Figura 9 – Análise de estabilidade global.



Fonte: Almeida Barros (2005).

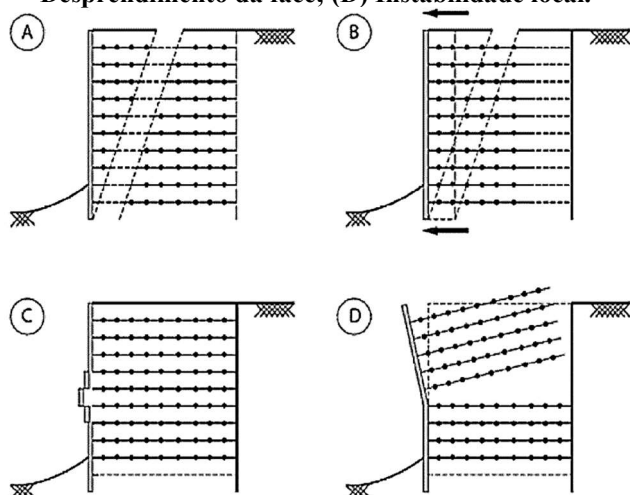
Segundo a NBR 11682 - Estabilidade de encostas (ABNT, 2009), a análise de estabilidade global é

realizada pelo equilíbrio limite através de métodos convencionais para análise de estabilidade de talude. O fator de segurança deve possuir o valor mínimo de 1,3 para obras provisórias e 1,5 para obras permanentes.

### 2.3.2 Estabilidade Interna

No caso da terra armada ou solo reforçado com geossintéticos, a análise de estabilidade interna deve assegurar que não ocorram colapsos por tração, arrancamentos dos elementos de reforço ou instabilidade na face (Figura 10). Para tal, deve-se realizar a verificação da máxima tensão de tração do reforço, da resistência ao arrancamento, da conexão dos reforços com o sistema de faceamento e da instabilidade de trechos (EHLICH; BECKER, 2009).

**Figura 10 - Análise de estabilidade interna: (A) Ruptura dos reforços; (B) Arrancamento dos reforços; (C) Desprendimento da face; (D) Instabilidade local.**



Fonte: Ehrlich e Becker (2009).

A verificação da estabilidade interna tem como objetivo calcular a força de tração máxima nos elementos de reforço a partir das tensões que ocorrem dentro do maciço. A análise de estabilidade interna considera uma superfície de ruptura plana com inclinação igual à da cunha ativa da teoria de Rankine que faz com a horizontal um ângulo de  $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ . Tal método combate o empuxo através das inclusões, ou seja, cada camada de solo reforçado suporta uma parcela do empuxo (MITCHELL, VILLET e BOARD, 1987).

De acordo com Mitchell, Villet e Board (1987), o fator de segurança para a análise da ruptura do reforço, em cada camada, é a relação entre as forças resistentes, que neste caso é a força de tração admissível do geotêxtil, e as forças atuantes, que nada mais é do que a força de tração gerada no reforço pelo maciço. A relação entre as forças resistentes e atuantes é mostrada pela Equação 14, e a força admissível é dada pela Equação 15.

$$F_s = \frac{\Sigma \text{FORÇAS RESISTENTES}}{\Sigma \text{FORÇAS ATUANTES}} = \frac{T_{adm}}{\gamma \cdot z \cdot k_a \cdot S_v \cdot S_h} \geq 1,0 \quad (14)$$

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS_{di} \cdot FS_{cr} \cdot FS_{dq} \cdot FS_{db}} \quad (15)$$

Onde  $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo,  $z$  é a profundidade,  $\gamma$  é o peso específico do aterro reforçado,  $S_v$  é o espaçamento vertical entre as camadas de reforços,  $S_h$  é o espaçamento horizontal entre as camadas de reforços e  $T_{ult}$  é a resistência à tração máxima do material de reforço, obtida do ensaio de tração.

Os fatores de redução utilizados para a determinação da força de tração admissível do reforço estão relacionados na Tabela 2.

**Tabela 2 – Fatores de redução para maciços reforçados.**

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

Fonte: Koerner (1999).

Segundo Mitchell, Villet e Board (1987), a análise de resistência ao arrancamento tem como finalidade fornecer o comprimento total do reforço, que é dividido em duas parcelas: o comprimento livre, que é o comprimento que está dentro da zona ativa e não contribui para resistir ao arrancamento, e o comprimento de ancoragem, que está na zona passiva e atua efetivamente na resistência ao arrancamento. O comprimento livre pode ser encontrado através da Equação 16:

$$L_l = (H - z) \cdot tg(45^\circ - \frac{\phi'}{2}) \quad (16)$$

Na qual  $H$  é a altura do solo reforçado,  $z$  é a altura de solo acima do nível de reforço considerado e  $\phi'$  é o ângulo de atrito efetivo do solo.

Mitchell, Villet e Board (1987) recomendam um coeficiente de segurança para a resistência ao arrancamento de 1,50 a 1,75. O comprimento de ancoragem ( $L_a$ ) em cada reforço pode ser determinado pela Equação 17 sendo indicado um comprimento mínimo de 1,0 metro. O comprimento total de reforço é a soma do comprimento ancorado com o comprimento livre e  $\delta$  é o ângulo de atrito entre o solo e o elemento de reforço.

$$L_a = \frac{\gamma \cdot z \cdot K_a \cdot S_v \cdot FS}{2 \cdot \gamma \cdot z \cdot tg \delta} \quad (17)$$



### 3 METODOLOGIA

No trabalho, o estudo foi baseado em casos hipotéticos de muros reforçados, onde foram padronizados as mesmas propriedades físicas e os parâmetros do solo para as duas técnicas. A altura adotada em ambas soluções foi de 9,0 metros.

De acordo com a literatura foram adotados os seguintes valores de parâmetros para os solos naturais: coesão ( $c'$ ) = 10 kPa, ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) = 26° e peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>. Para os aterros reforçados as características adotadas foram: coesão ( $c'$ ) = 0 kPa, o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) = 32° e o peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) = 18,5 kN/m<sup>3</sup>. Adotou-se uma sobrecarga de valor equivalente a 25 kN/m<sup>2</sup>.

Para o cálculo da força admissível do geossintético serão considerados valores médios para os fatores de redução quanto aos danos de instalação ( $FS_{di}$ ) = 1,55, quanto a fluência ( $FS_{cr}$ ) = 3,00, quanto à degradação química ( $FS_{dq}$ ) = 1,25 e quanto à degradação biológica ( $FS_{db}$ ) = 1,15.

Para o dimensionamento do muro, as verificações das estabilidades externa e interna foram aplicadas. No método de estabilidade interna, adotou-se uma superfície de ruptura plana com ângulo de  $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$  com o plano horizontal prevista na Teoria de Rankine.

Após a realização do pré-dimensionamento e verificações de estabilidade realizadas, a modelagem da estrutura de contenção foi feita através do software GEO5/Muro de solo reforçado. Os resultados da simulação foram comparados com o dimensionamento obtido na solução analítica.

Por fim, realizou-se um levantamento de custos relacionados com as técnicas adotadas, com base em planilhas comparativas através da ferramenta Excel. A determinação dos custos de execução das estruturas de contenção dimensionadas foi realizado com base nos custos unitários dos insumos e serviços, utilizando como referências as tabelas SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (mês/ ano de referência: outubro/2020), Sistema de Custos Referenciais de Obras – SICRO versão 3 (mês/ ano de referência: abril/2020) e Sistema de Custos para Obras e Serviços de Engenharia SCO-RIO (mês/ ano de referência: outubro/2020).

### 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O dimensionamento do muro foi realizado com os parâmetros adotados e mostrados na metodologia, tanto para o solo reforçado com geogrelha, quanto para terra armada.

#### 4.1 Cálculo do Empuxo Ativo

O cálculo do empuxo foi realizado de maneira similar para os dois tipos de muro de gravidade e para obter o coeficiente de empuxo ativo, utilizou-se a Equação 3:

$$K_a = \frac{1 - \tan \phi' \tan \alpha}{1 + \tan \phi' \tan \alpha} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = 0,39$$

Com o coeficiente  $K_a$ , aplica-se a Equação 2 para o cálculo da tensão na superfície do terreno e na base do muro reforçado considerando os parâmetros do solo natural:

Para  $h = 0$  :

$$[\sigma_h]_a = (17 \cdot 0) \cdot 0,39 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,39} + 25 \cdot 0,39$$

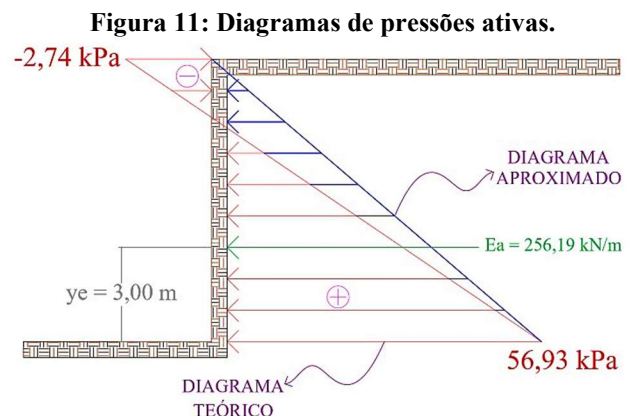
$$[\sigma_h]_a = -2,74 \text{ kPa}$$

Para  $h = 9 \text{ m}$  :

$$[\sigma_h]_a = (17 \cdot 9) \cdot 0,39 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,39} + 25 \cdot 0,39$$

$$[\sigma_h]_a = 56,93 \text{ kPa}$$

A Figura 11 representa o diagrama teórico, onde é possível visualizar a tensão normal de tração e de compressão. As tensões negativas são desprezadas pelo fato de solos não resistirem a tração e, com isso, foi considerado um diagrama aproximado para obter-se uma área maior e consequentemente uma resultante maior.



Fonte: próprio autor (2020).

O empuxo ativo é numericamente igual a área do diagrama de pressão ativa.

$$E_a = \frac{b \cdot h}{2} = \frac{56,93 \cdot 9}{2} = 256,19 \text{ kN/m}$$

#### 4.2 Verificação quanto ao deslizamento

Deve-se calcular a largura da base do solo reforçado ( $L_r$ ) através da Equação 5, de modo que seja fixado para o fator de segurança quanto ao deslizamento o valor mínimo de 1,5.

$$L_r = \frac{F_{sd} \cdot E_a}{(\gamma \cdot H) \cdot \operatorname{tg} \phi'_1} = \frac{1,5 \cdot 256,19}{(18,5 \cdot 9) \cdot \operatorname{tg} 26^\circ} = 4,73 \text{ m}$$

### 4.3 Verificação quanto ao tombamento

O ponto de aplicação da resultante ( $ye$ ) é obtido através do diagrama de pressão ativa e o mesmo está localizado no centro de gravidade, conforme Figura 11.

$$ye = \frac{9}{3} = 3 \text{ m}$$

Para a verificação quanto ao tombamento, deve-se calcular o  $L_r$  utilizando a Equação 6, adotando dessa forma, o valor mínimo de segurança quanto ao tombamento igual a 2,0:

$$L_r = \frac{2 \cdot F_{st} \cdot E \cdot ye}{W} = \frac{2 \cdot 2,0 \cdot 256,19 \cdot 3}{(18,5 \cdot L_r \cdot 9)} = 4,30 \text{ m}$$

Portanto, para definir a largura da base do maciço, foi adotado o inteiro superior do maior  $L_r$  calculado, tendo por fim  $L_r = 5 \text{ m}$ .

### 4.4 Verificação quanto a capacidade de carga do solo de fundação

Para obter os fatores de capacidade de carga  $N_q$  e  $N_c$  foram utilizadas as Equações 10 e 11:

$$N_q = \frac{(2,82506)^2}{2 \cdot \cos^2(45^\circ + \frac{26}{2})} = 14,21$$

$$N_c = \operatorname{cotg} 26 \cdot (14,21 - 1) = 27,09$$

O valor de  $N_\gamma$  foi encontrado em Das (2011) através de tabela que depende do ângulo de atrito do solo (Tabela 3).

**Tabela 3: Fatores de capacidade de carga de Terzaghi – ruptura geral.**

$\theta$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\theta$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,70	1,00	0,00	17	14,60	5,45	2,18
1	6,00	1,10	0,01	18	15,12	6,04	2,59
2	6,30	1,22	0,04	19	16,57	6,70	3,07
3	6,62	1,35	0,06	20	17,69	7,44	3,64
4	6,97	1,49	0,10	21	18,92	8,26	4,31
5	7,34	1,64	0,14	22	20,27	9,19	5,09
6	7,73	1,81	0,20	23	21,75	10,23	6,00
7	8,15	2,00	0,27	24	23,36	11,40	7,08
8	8,60	2,21	0,35	25	25,13	12,72	8,34
9	9,09	2,44	0,44	26	27,09	14,21	9,84
10	9,61	2,69	0,56	27	29,24	15,90	11,60
11	10,16	2,98	0,69	28	31,61	17,81	13,70
12	10,76	3,29	0,85	29	34,24	19,98	16,18
13	11,41	3,63	1,04	30	37,16	22,46	19,13
14	12,11	4,02	1,26	31	40,41	25,28	22,65
15	12,86	4,45	1,52	32	44,04	28,52	26,87
16	13,68	4,92	1,82	33	48,09	32,23	31,84

Fonte: Das (modificado, 2011).

Para o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) = 26° o valor de  $N_\gamma$  é igual a 9,84.

Através da Equação 7 calculou-se a excentricidade ( $e$ ):

$$e = \frac{E \cdot ye}{\gamma \cdot H \cdot L_r} = \frac{256,19 \cdot 3}{18,5 \cdot 9 \cdot 5,0} = 0,92 \text{ m} > \frac{5,0}{6} \text{ m}$$

Para garantir que toda a base esteja sujeita apenas à compressão fez-se necessário aumentar o  $L_r$  para 5,5 m.

A capacidade de carga do solo de fundação foi estimada pela Equação 9.

$$q_{m\acute{a}x} = 10 \cdot 27,09 + (17 \cdot 9) \cdot 14,21 + 0,5 \cdot 17 \cdot 5,5 \cdot 9,84$$

$$q_{m\acute{a}x} = 2905,05 \text{ kPa}$$

Para obter a tensão máxima e mínima atuantes no maciço, utilizou-se as Equações 12 e 13:

$$\sigma_v \text{ máximo} = \frac{915,75}{5,5} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,84}{5,5}\right) = 319,07 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v \text{ mínimo} = \frac{915,75}{5,5} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,84}{5,5}\right) = 13,93 \text{ kPa}$$

Obteve-se através da Equação 8, o fator de segurança quanto a capacidade de carga da fundação:

$$FS_f = \frac{2905,05}{319,07} = 9,10 > 3,0$$

### 4.5 Análise de estabilidade interna

#### Ruptura do reforço

No projeto, foi adotada a geogrelha Fortrac R 300/50 – 30T na qual apresenta resistência a tração longitudinal ( $T_{ult}$ ) igual a 300 kN/m para realização do cálculo de resistência à tração ( $T_{adm}$ ), de acordo com a Equação 15.

$$T_{adm} = \frac{300}{1,55 \cdot 3,00 \cdot 1,25 \cdot 1,15} = 44,88 \text{ kN/m}$$

#### Cálculo do espaçamento vertical mínimo ( $S_v$ ) entre as camadas

A determinação do  $S_v$  mínimo fez-se através da Equação 14, onde foi levado em consideração a primeira camada como sendo a mais crítica.

$$S_v = \frac{T_{adm}}{\gamma \cdot z \cdot ka \cdot FS \cdot Sh} = \frac{44,88}{18,5 \cdot 9 \cdot 0,39 \cdot 1,5 \cdot 1}$$

$$S_v = 0,46 \text{ m}$$

Foram calculados através da Equação 14, os fatores de segurança de acordo com a respectiva profundidade  $z$  de cada camada a partir do topo do muro. O  $S_v$  teve um valor adotado igual a 0,4, conforme Tabela 4:



**Tabela 4: Fatores de segurança por camada**

Camada	z (m)	FS
1	9,00	1,70
2	8,60	1,80
3	8,20	1,90
4	7,80	2,00
5	7,40	2,10
6	7,00	2,20
7	6,60	2,40
8	6,20	2,50
9	5,80	2,70
10	5,40	2,90
11	5,00	3,10
12	4,60	3,40
13	4,20	3,70
14	3,80	4,10
15	3,40	4,60
16	3,00	5,20
17	2,60	6,00
18	2,20	7,10
19	1,80	8,60
20	1,40	11,10
21	1,00	15,60
22	0,60	25,90
23	0,20	77,80

Fonte: próprio autor (2020).

Para atender a condição de que o  $L_a$  tenha um comprimento de no mínimo de 1,0 metro, fez-se necessário aumentar o  $L_r$  para 6,5 metros. Para determinação do  $L_l$  utiliza-se a Equação 16, já o  $L_a$  é a diferença entre  $L_r$  e  $L_l$ . Para o cálculo do fator de segurança ao arrancamento de cada camada utilizou-se a Equação 17 e os resultados são apresentados na Tabela 5:

**Tabela 5: Fatores de segurança por camada**

Camada	z (m)	$L_l$ (m)	$L_a$ (m)	FS
1	9,00	0,00	6,50	41,30
2	8,60	0,20	6,30	39,70
3	8,20	0,50	6,00	38,10
4	7,80	0,70	5,80	36,50
5	7,40	1,00	5,50	34,90
6	7,00	1,20	5,30	33,30
7	6,60	1,50	5,00	31,80
8	6,20	1,70	4,80	30,20
9	5,80	2,00	4,50	28,60
10	5,40	2,20	4,30	27,00
11	5,00	2,50	4,00	25,40
12	4,60	2,70	3,80	23,80
13	4,20	3,00	3,50	22,20
14	3,80	3,20	3,30	20,60
15	3,40	3,50	3,00	19,10
16	3,00	3,70	2,80	17,50
17	2,60	4,00	2,50	15,90
18	2,20	4,20	2,30	14,30
19	1,80	4,50	2,00	12,70
20	1,40	4,70	1,80	11,10
21	1,00	5,00	1,50	9,50
22	0,60	5,20	1,30	7,90
23	0,20	5,50	1,00	6,40

Fonte: próprio autor (2020).

#### 4.6 Cálculo dos Fatores de Segurança

Após a determinação da largura da base do solo reforçado ( $L_r$ ) foram obtidos através deste, o valor final dos fatores de segurança do deslizamento ( $F_{sd}$ ) e tombamento ( $F_{st}$ ) por meio das Equações 5 e 6.

$$F_{sd} = \frac{18,5 \cdot 9 \cdot \text{tg } 32^\circ \cdot 6,5}{256,19} = 2,64$$

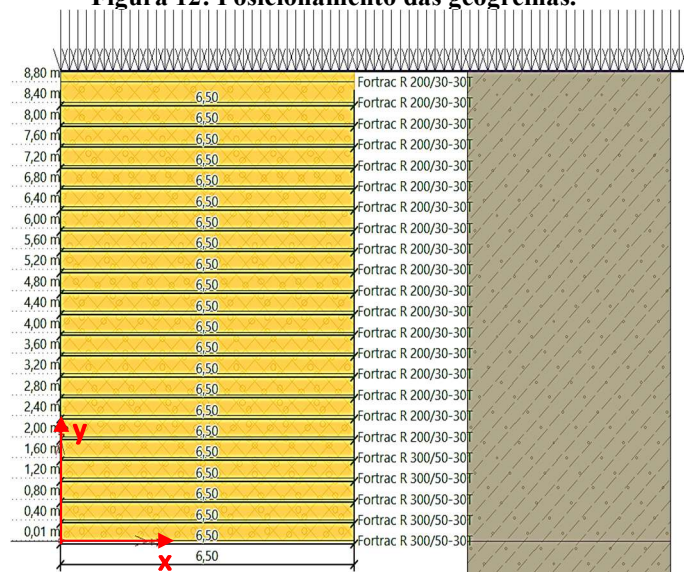
$$F_{st} = \frac{1082,25 \cdot 6,5}{2 \cdot 256,19 \cdot 3} = 4,58$$

#### 4.7 Verificações: GEO5/Muro de solo reforçado

Com os resultados obtidos através do método analítico, e modelo do maciço definido, determinou-se para as geogrelhas e para as armaduras a sua posição, o comprimento e o tipo de cada uma.

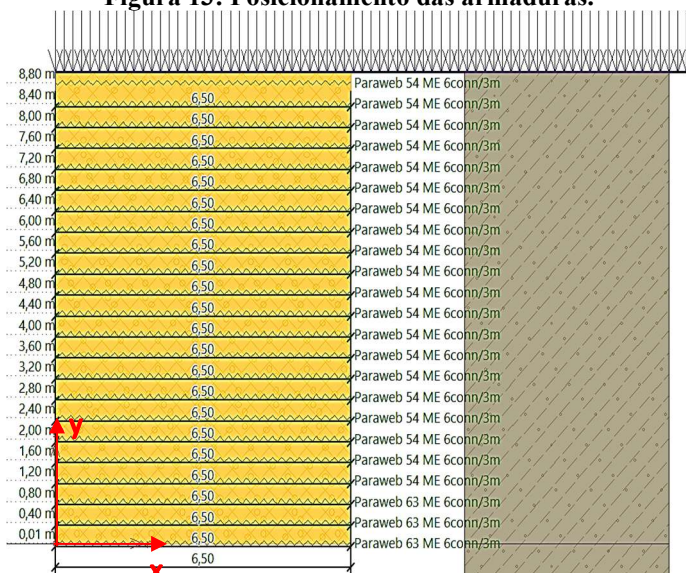
No caso do solo reforçado com geogrelha foram definidas 5 camadas de reforço com a geogrelha Fortrac R 300/50-30T e 18 camadas com a geogrelha Fortrac R 200/30-30T. Já para a opção de terra armada, adotou-se 3 armaduras de reforço do tipo Paraweb 63 ME 6conn/3m e 20 armaduras de reforço do tipo Paraweb 54 ME 6conn/3m, por fim, o espaçamento adotado foi de 0,40 metros para ambos casos, conforme esquematizado nas Figuras 12 e 13.

**Figura 12: Posicionamento das geogrelhas.**



Fonte: próprio autor (2020).

**Figura 13: Posicionamento das armaduras.**



Fonte: próprio autor (2020).

A partir do software é possível obter uma verificação completa do muro reforçado, em que as forças atuantes no maciço são apresentadas e esquematizadas, conforme Tabela 6.

**Tabela 6 – Forças atuantes no muro.**

FORÇA	Fx (kN/m)	Fz (kN/m)	Coordenadas		Coef.
			x (m)	z (m)	
Peso – solo reforçado	0,00	1082,25	3,25	-4,50	1,00
Sobrecarga	0,00	162,50	3,25	-9,00	1,00
Empuxo ativo	-168,12	0,00	6,50	-2,37	1,00
Sobrecarga	-66,46	0,00	6,50	-3,89	1,00

Fonte: próprio autor (2020).

### Verificação quanto ao tombamento e deslizamento

Os fatores de segurança quanto ao tombamento e ao deslizamento alcançados através do software, estão relacionados na Tabela 7.

**Tabela 7 – Fatores de segurança satisfatórios.**

Verificação ao Tombamento $FS > 2,00$		
Momento resistente ( $M_{RES}$ )	4045,44	kNm/m
Momento de tombamento ( $M_{OVR}$ )	657,40	kNm/m
Fator de segurança ( $FS$ )	6,15	atende
Verificação ao Deslizamento $FS > 1,50$		
Força resistente horizontal ( $H_{RES}$ )	661,54	kNm/m
Força horizontal ativa ( $H_{ACT}$ )	234,58	kNm/m
Fator de segurança ( $FS$ )	2,82	atende

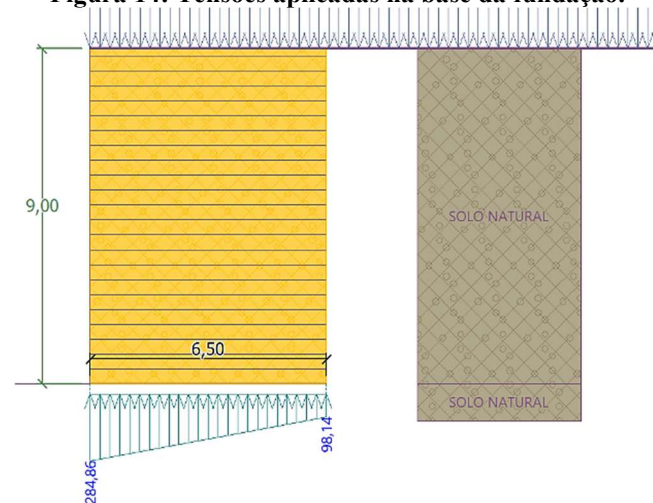
Fonte: próprio autor (2020).

A diferença entre os fatores de segurança quanto ao tombamento e deslizamento encontrados pelo software e os calculados na solução analítica se deram pelo fato de que a teoria de Mazindrani (Rankine), utilizada pelo programa, reduziu o empuxo referente a sobrecarga.

### Verificação quanto a capacidade de carga do solo de fundação

Na Figura 14 são esquematizadas as tensões aplicadas na base da fundação.

**Figura 14: Tensões aplicadas na base da fundação.**



Fonte: próprio autor (2020).

Na Tabela 8 estão relacionadas a capacidade de carga do solo e o seu fator de segurança para a fundação.

**Tabela 8 – Capacidade de carga da fundação.**

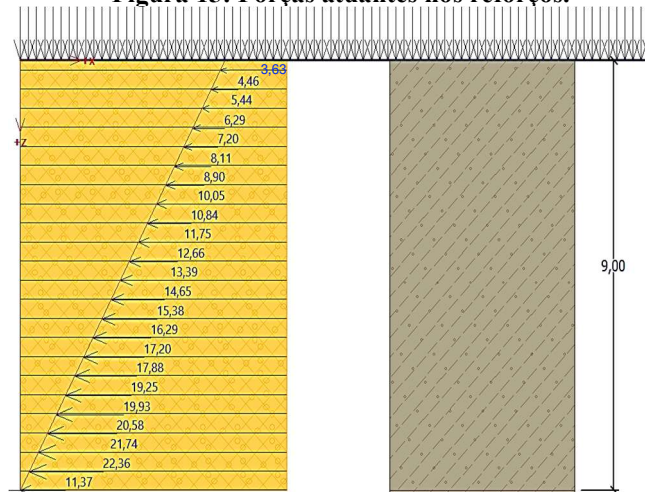
Capacidade de carga da fundação - $FS_f$		
Capacidade de carga do solo de fundação ( $R_d$ )	2988,69	kPa
Tensão máx. na base da sapata ( $\sigma$ )	284,86	kPa
Fator de segurança ( $FS$ )	10,49	atende

Fonte: próprio autor (2020).

### Verificação de estabilidade interna

Na Figura 15 encontra-se os valores das forças por camada de reforço e na Tabela 9 tem-se a relação de forças atuantes em cada reforço de acordo com as verificações quanto a robustez e arrancamento para os dois tipos de reforço.

**Figura 15: Forças atuantes nos reforços.**



Fonte: próprio autor (2020).

**Tabela 9 – Forças calculadas e resistência dos reforços.**

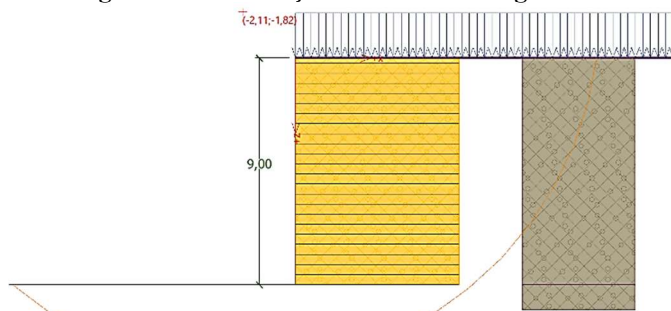
Nº	Fx (kN/m)	Prof. z (m)	Rt Geogrelha (kN/m)	Utiliz. (%)	Rt Armadura (kN/m)	Utiliz. (%)	Tp (kN/m)	Utiliz. (%)
1	-11,37	9,00	29,87	38,05	25,21	45,08	1352,53	1,26
2	-22,36	8,61	29,87	74,86	25,21	88,69	1250,89	2,68
3	-21,74	8,21	29,87	72,78	25,21	86,22	1150,69	2,83
4	-20,58	7,81	29,87	68,89	21,61	95,20	1054,59	2,93
5	-19,93	7,42	29,87	66,73	21,61	92,22	964,84	3,10
6	-19,25	7,01	19,91	96,70	21,61	89,09	874,69	3,30
7	-17,88	6,61	19,91	90,91	21,61	82,73	790,90	3,39
8	-17,20	6,22	19,91	86,34	21,61	79,60	713,14	3,62
9	-16,29	5,81	19,91	80,78	21,61	75,39	635,61	3,85
10	-15,38	5,42	19,91	77,26	21,61	71,18	565,85	4,08
11	-14,65	5,01	19,91	73,57	21,61	67,79	496,72	4,42
12	-13,39	4,61	19,91	68,07	21,61	61,96	433,43	4,63
13	-12,66	4,22	19,91	63,50	21,61	58,56	375,67	5,05
14	-11,75	3,81	19,91	58,94	21,61	54,35	319,15	5,52
15	-10,84	3,42	19,91	54,37	21,61	50,14	269,39	6,03
16	-10,05	3,01	19,91	49,80	21,61	46,48	221,28	6,81
17	-8,90	2,61	19,91	45,23	21,61	41,18	178,49	7,48
18	-8,11	2,22	19,91	40,67	21,61	37,52	140,73	8,64
19	-7,20	1,81	19,91	36,10	21,61	33,31	105,23	10,26
20	-6,29	1,42	19,91	31,53	21,61	29,10	75,46	12,50
21	-5,44	1,01	19,91	26,96	21,61	25,18	48,36	16,88
22	-4,46	0,61	19,91	22,40	21,61	20,63	26,08	25,65
23	-3,63	0,21	19,91	18,22	21,61	16,78	7,90	68,85

Fonte: próprio autor (2020).

**Verificação da estabilidade global**

Na Figura 16 está representada a verificação de estabilidade global do talude através do método de Bishop, no qual indica fator de segurança igual a 1,64 para a superfície de deslizamento, atendendo a ABNT NBR 11682:2009.

**Figura 16: Verificação de estabilidade global.**



Fonte: próprio autor (2020).

**4.8 Cálculo dos custos**

Para cada tipo de estrutura foram apuradas as quantidades de cada serviço necessárias à construção de 1 metro linear de muro reforçado. A partir dos custos unitários dos serviços e dos quantitativos foram elaboradas as composições para o solo reforçado com geogrelha (Tabela 10) e para a terra armada (Tabela 11).

**Tabela 10 – Composição para solo reforçado com geogrelha.**

SOLO REFORÇADO COM GEOGRELHA						
ITEM	CÓDIGO	SERVIÇO	QTDE	UND	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL
<b>1 MURO DE GRAVIDADE</b>						
1.1	1516301/SICRO3	Geogrelha FORTRAC R 300/50-30T	32,50	m²	R\$ 45,62	R\$ 1.482,65
1.2	1516300/SICRO3	Geogrelha FORTRAC R 200/30-30T	117,00	m²	R\$ 30,42	R\$ 3.559,14
1.3	101124/SINAPI	Escavação horizontal, incluindo carga e descarga em solo de 1ª categoria com trator de esteiras (100HP/LÂMINA: 2,19M3)	58,50	m³	R\$ 9,46	R\$ 553,41
1.4	73881/3/SINAPI	Execução e compactação de aterro com solo predominantemente argiloso - exclusive solo, escavação, carga e transporte	58,50	m³	R\$ 7,71	R\$ 451,04
1.5	ET 69050100/SCO	RIP-RAP - Saco solo cimento - taxa 10% de cimento, fornecimento dos materiais	9,00	m²	R\$ 13,45	R\$ 121,05
1.6	73881/3/SINAPI	Execução de dreno com manta geotêxtil 400g/m²	9,00	m²	R\$ 10,82	R\$ 97,38
1.7	97094/SINAPI	Concretagem de radier, piso ou laje sobre solo, fck=30MPa, para espessura de 10 cm - lançamento, adensamento e acabamento	0,05	m³	R\$ 407,90	R\$ 21,41
<b>CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO (H=9M)</b>						<b>R\$ 6.286,08</b>
<b>CUSTO UNITÁRIO (R\$/m²)</b>						<b>R\$ 698,45</b>

Fonte: próprio autor (2020).

**Tabela 11 – Composição para terra armada.**

SOLO REFORÇADO TIPO TERRA ARMADA						
ITEM	CÓDIGO	SERVIÇO	QTDE	UND	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL
<b>1 MURO DE GRAVIDADE</b>						
1.1	ET 84050150/SCO	Terra armada para arrimo de maciço tipo Greide, isto e, para rampas de acesso e viadutos ou pontes com sobrecarga rodoviária, sendo a altura da soleira ao greide da pista entre 6m e 9m. O preço inclui a execução de todos os serviços e o fornecimento de todos os elementos construtivos especiais e peças galvanizadas, necessários para a fabricação e montagem das escamas pré-moldadas em concreto estrutural (fck=21MPa e 50Kg/m3) de armadura com aço CA-50 e concreto simples (fck=15MPa) para soleira e arremates de topo, bem como caminhão tipo Munk para carga e transporte das escamas a partir do canteiro de fabricação, exclusive a execução do aterro	9,00	m²	R\$ 1.003,84	R\$ 9.034,56
1.2	101124/SINAPI	Escavação horizontal, incluindo carga e descarga em solo de 1ª categoria com trator de esteiras (100HP/LÂMINA: 2,19M3)	58,50	m³	R\$ 9,46	R\$ 553,41
1.3	73881/3/SINAPI	Execução e compactação de aterro com solo predominantemente argiloso - exclusive solo, escavação, carga e transporte.	58,50	m³	R\$ 7,71	R\$ 451,04
1.4	ET 69050100/SCO	RIP-RAP - Saco solo cimento - taxa 10% de cimento, fornecimento dos materiais	9,00	m²	R\$ 13,45	R\$ 121,05
1.5	73881/3/SINAPI	Execução de dreno com manta geotêxtil 400g/m²	9,00	m²	R\$ 10,82	R\$ 97,38
1.6	97094/SINAPI	Concretagem de radier, piso ou laje sobre solo, fck=30MPa, para espessura de 10 cm - lançamento, adensamento e acabamento	0,05	m³	R\$ 407,90	R\$ 21,41
<b>CUSTO TOTAL PARA 1 METRO DE MURO (H=9M)</b>						<b>R\$ 10.278,85</b>
<b>CUSTO UNITÁRIO (R\$/m²)</b>						<b>R\$ 1.142,09</b>

Fonte: próprio autor (2020).

Com o orçamento finalizado, foi possível observar que a execução do muro de solo reforçado com geogrelha ficaria mais econômico em relação ao de terra armada. Enquanto o muro de solo reforçado teria um custo de



R\$ 698,45 por m<sup>2</sup>, o muro em terra armada teria um valor de R\$ 1.142,09 por m<sup>2</sup>, ou seja, a solução em solo reforçado com geogrelha possui custo de cerca de 38,84% inferior ao da terra armada.

## 5 CONCLUSÕES

O dimensionamento fez-se viável para as duas soluções e pode-se concluir que ambas técnicas atenderiam as condições de estabilidade do sistema.

Os resultados obtidos nas duas soluções são totalmente dependentes dos parâmetros (propriedades) do solo natural e do solo utilizado no reaterro. Portanto, é fundamental a investigação geotécnica que proporcione parâmetros do solo representativos.

O software Geo5: Muro de solo reforçado apresentou resultados satisfatórios quando comparados ao método analítico através de resultados similares aos calculados, porém deve-se lembrar que o software não é capaz de pré-dimensionar a estrutura, sendo necessário que um profissional determine os parâmetros de entrada para a simulação computacional.

Por meio dos resultados foi possível concluir que apesar das duas estruturas possuírem soluções analíticas parecidas e eficientes, a análise orçamentária varia de forma significativa, fazendo com que na hora da escolha seja um item importante a ser considerado.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA BARROS, P. L. **Obras de Contenção**. Publicação editada pelo departamento técnico, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Estabilidade de Encostas**. NBR 11682. Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Muros em solos mecanicamente estabilizados**. NBR 19286, Rio de Janeiro, 2016.
- BARROS, P. L. A. **Manual técnico de obras de contenção**. 1<sup>o</sup> edição, São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2008.
- BONISSONI, L. **Dimensionamento e execução de muros de arrimo em alvenaria estrutural**. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), 2017.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Fundamentos. 6<sup>o</sup> edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988.
- CINTRA, José; AOKI, Nelson; ALBIERO, José. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de textos, 2011
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 7 edição norte-americana, São Paulo: Cengage Learning, 2011.
- EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução**. 1<sup>o</sup> edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

- EHRlich, M.; AZAMBUJA, E. **Muros de solo reforçado**. IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos e V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, volume único, Porto Alegre/RS, 2003.
- FÉLIX, C. M. D. S. **Comportamento de Muros de Terra Armada**. 1991. 179 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Porto, 1991.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila Estruturas de Contenção, Empuxos de Terra**. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- JABER, R. **Estudo da probabilidade de ruptura de uma estrutura de contenção em gabiões, localizado em Goiânia – Goiás**. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.
- KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics**. 5. ed. New York, 1999.
- MEDEIROS, A. G. B. **Análise numérica de estruturas de contenção em balanço e grampeadas do tipo "Estaca justaposta" ascendentes em solo poroso do DF**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2005.
- MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B.; BOARD, N. R. C. U. S. T. R. **Reinforcement of earth slopes and embankments**. National Highway Research Program Report, 1987.
- PEDROSO, E, O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. Dissertação de Mestrado, Escola de engenharia de São Carlos (USP), 2000.
- SILVA, N. H. **Muros de terra armada – verificação da segurança**. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Porto, 2012.
- VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blucher, 2004.