

Desempenho de Muros de Contenção de Gabião e Concreto Ciclópico Com Avaliação de Seus Respectivos Sistemas de Drenagem.

Angelica Kamily dos Santos Camilo¹, Brunna Francis Chagas Amorim², Victor Scartezini Terra³

Resumo

O muro de gabião é uma estrutura de contenção muito utilizada nacionalmente, possui características importantes, como boa resistência, permeabilidade e baixo impacto ambiental. Por ser permeável, aumenta a segurança da estrutura, favorecendo a consolidação do solo. Já nas contenções utilizando o concreto ciclópico, é fundamental a drenagem com barbacãs e drenos para a redução das poropressões no muro. Com o acréscimo de problemas ocorridos nas estruturas de contenções, como a ruptura e o aumento da poropressão, percebe-se que a grande parte desses fatos foram ocasionados devido à má drenagem. Este trabalho tem como objetivo principal comparar o sistema de drenagem interna entre muros de gabião e concreto ciclópico. Foi realizado um estudo de caso com relação à estrutura de contenção de um trecho da Marginal Botafogo, em Goiânia-GO. O peso específico do solo local, bem como os parâmetros de resistência ao cisalhamento, necessários para o dimensionamento dos muros de contenção, foram estimados a partir de laudos de sondagens SPT realizados *in situ*. Realizou-se um dimensionamento inicial para cada tipo de muro, as verificações de estabilidade quanto ao tombamento, à translação, às condições de fundação, e quanto à estabilidade global do sistema solo-muro foram analisadas por meio do pacote SLOPE/W. Em seguida, uma análise de percolação para cada muro foi realizada com auxílio do programa SEEP/W. Após a análise, foi possível comparar o desempenho de ambas as estruturas de contenção com relação à seus respectivos sistemas de drenagem interna, e com base nos resultados observou-se que o muro de gabião foi o que teve melhor desempenho no trecho estudado.

Palavras-chave: Muro de Gabião. Contenção. Concreto Ciclópico. Análises de Estabilidade. Drenagem Interna.

¹angelicakamily@hotmail.com, Estudante, Universidade de Rio Verde, Faculdade de Engenharia Civil.

²brunnafrancis@hotmail.com, Estudante, Universidade de Rio Verde, Faculdade de Engenharia Civil.

³victorzini@gmail.com, Mestre, Universidade de Rio Verde, Faculdade de Engenharia Civil.

Abstrac

The gabion wall is a nationally used retaining structure, that it's knowed by its good resistance, self-draining and low environmental impact. For being permeable, it increases the safety of the structure, favoring the consolidation of the soil. In the retaining walls using the cyclopean concrete, it is fundamental the drainage with barbacans and drains to reduce the water pressure in the wall. With the addiction of problems in the containment structures such as rupture and increase of pore pressure, it's noticed that the great part of these facts were caused by bad drainage. This work has as main objective compare the internal drainage system between walls of gabion and cyclopean concrete. A case study will be realized in relation to the containment structure of the marginal Botafogo in Goiânia-GO. The specific weight of the local soil as well as the shear strength parameters required for the dimensioning of the retaining walls were estimated from the in situ SPT drilling reports. An initial dimension will be realized for each type of wall, performing stability checks on tipping, translation, foundation conditions, and overall stability of the soil-wall system. Then, a percolation analysis for each wall will be realized with the help of SEEP/ W program of Geostudio, version 2007. After the analysis, it was possible to compare the perfomance of both containment structures with respect to their respective internal drainage systems, and based on the results it was observed that the gabion wall was the one that had the best perfomance in the studied stretch section.

Key Words: Gabion Wall. Retaining Wall. Cyclopean Concrete. Analysis. Internal Drainage

1. Introdução

As estruturas de contenção têm por objetivo principal garantir a estabilidade de escavações e encostas. Dentre as estruturas de contenções mais utilizadas estão os muros de gravidade, que conforme a classificação proposta por Gerscovich (2009), através do peso próprio, a estrutura se contrapõe aos empuxos horizontais. Os muros de gravidade de diversos tipos podem ser executados de diversas formas, podendo-se destacar: os muros de alvenaria de pedra, muros de concreto ciclópico, muros de gabião, etc.

Os muros de gabião são elementos modulares confeccionados em telas metálicas de malha hexagonal de dupla torção que, preenchidos com pedras de granulometria adequada e costurados juntos, formam estruturas destinadas à solução de problemas hidrológicos e geotécnicos, como por exemplo estabilidade de escavações e controle de erosões. Barros (2010) reforça que todas as unidades modulares são unidas entre si por meio de um arame de amarração fazendo com que a estrutura seja monolítica.

Conforme NBR 10514 (1988), gabiões tipo caixa, zinco/alumínio e PVC confeccionados em malha hexagonal de dupla torção, tipo 8 x 10 a partir de arames de aço BTC, isto é, com

baixo teor de carbono, revestido com liga Zn/5% alumínio – MM, conforme ASTM A856M(2), no diâmetro de 2,40 mm e recobertos com PVC cinza. Os gabiões tipo caixa apresentam diafragmas inseridos de metro em metro durante o processo de fabricação e são acompanhados de arames do mesmo tipo, para as operações de amarração e atirantamento, no diâmetro 2,20 mm e nas proporções de 8% sobre o peso dos gabiões com 1,0 mm de altura e de 6% para os de 0,50 m de altura.

Segundo Gerscovich (2016), já o muro de concreto ciclópico, quando aplicado, o concreto elimina a capacidade drenante. Portanto, é necessário implantar um sistema de drenagem no tardo do muro (lado em contato com o solo) para aliviar a pressão exercida na estrutura. Isso não ocorre nos muros de gabião, uma vez que os mesmos são autodrenantes, possuindo elevada permeabilidade.

No dimensionamento de muros de gravidade deve-se fazer quatro verificações de segurança contra à ruptura: por tombamento, por translação, quanto às circunstâncias de fundação do muro, e quanto a permanência da escavação (estabilidade global). As análises são feitas tendo como parâmetro a obtenção de um fator de segurança (FS). Um dos elementos que diminui o fator de segurança da contenção nas análises citadas é a geração de poropressão positiva de água, que além de contribuir para o acréscimo dos empuxos horizontais, reduz os efeitos da sucção no solo.

Há atuação da água na grande parte das eventualidades envolvendo muros de arrimo, ou seja, a água está associada ao seu acúmulo no maciço. O efeito da água pode ser direto, decorrente do acúmulo de água na face interna do muro, ou indireto, como consequência do acréscimo das pressões intersticiais, o que origina a redução da resistência ao cisalhamento do maciço em decorrência do acréscimo das pressões intersticiais. A existência de uma linha freática no maciço é altamente desfavorável, aumentando substancialmente o empuxo total. O acúmulo de água, por deficiência de drenagem, pode duplicar o empuxo atuante e aumentar a poropressão.

Dessa forma a execução de sistemas de drenagem interno nos muros de gravidade evita o surgimento de poropressão no contato entre o solo e a parede lateral do muro. Deste modo, a previsão e posterior execução dos sistemas de drenagem em estruturas de contenção tem papel fundamental na segurança e durabilidade de tais estruturas (GERSCOVICH, 2016).

Uma das principais causas de rupturas, nos muros de concreto ciclópico e muro de gabião, são a falta de um sistema de drenagem adequado na contenção, que gera uma poropressão excessiva levando ao colapso da estrutura. Portanto, esse trabalho tem como objetivo principal comparar o sistema de drenagem interno dos muros citados, por meio de modelagem numérica com um *software* geotécnico Geostudio, versão 2015.

Além disso, pode-se citar como objetivos específicos, a realização de análises globais de estabilidade de muros de gabiões e a realização de análises globais de estabilidade de muros de concreto ciclópico.

2. Material e métodos

Nesta seção, será apresentado o local utilizado para estudo de caso, bem como o detalhamento de como serão realizadas as análises.

2.1 Estudo de caso

O local escolhido para estudo de caso, situado na cidade de Goiânia, foi um trecho da Marginal Botafogo, entre os setores Sul e Jardim Goiás, onde foi construído um viaduto. Os dados de sondagem SPT obtidos para realização desse trabalho foram coletados no trabalho de Júnio e Viana (2016). A Figura 1 (a) apresenta a localização do trecho analisado para estudo de caso, além da locação dos furos de sondagem SPT realizados (Figura 1 (b)).

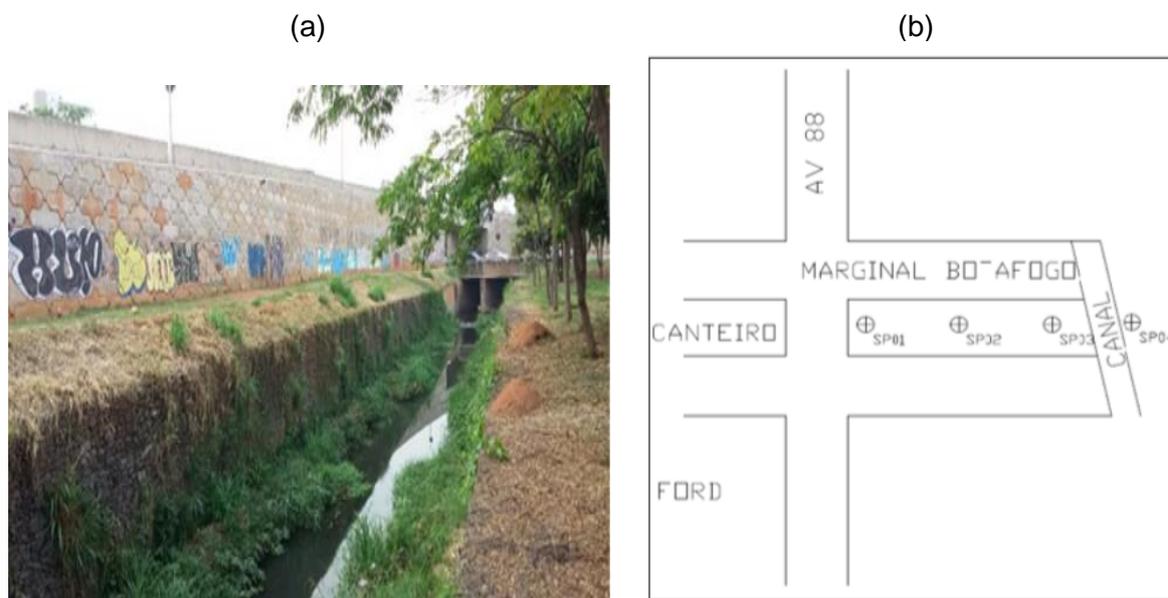


Figura 1 – Localização do trecho em estudo de caso: (a) Imagem do local; e (b) Croqui com os furos de sondagem

Fonte: Júnio e Viana (2016).

Os quadros 1, 2, 3 e 4 apresentam os laudos de sondagem SPT referentes aos furos apresentados na Figura 1(b). As barras azuis são indicativas da profundidade do NA.

Quadro 1 – Laudo de sondagem referente ao furo SP 01.

Prof. (m)	N_{spt}	N_{spt} adotado	Solo
-1	xxx	3	Argila arenosa
N.A -2	2	3	Argila siltosa, muito mole
-3	2	3	Silte argiloso, muito mole
-4	4	4	Silte arenoso, muito fofo
-5	13	13	Silte arenoso, de compactidade média
-6	14	13	Silte arenoso, de compactidade média
-7	13	13	Silte arenoso, de compactidade média
-8	14	14	Silte arenoso, de compactidade média
-9	15	15	Silte arenoso, de compactidade média
-10	17	17	Silte arenoso, de compactidade média
-11	22	22	Silte arenoso, compacto
-12	31	31	Silte arenoso, compacto

Fonte: Adaptado de Júnio e Viana (2016).

Quadro 2 – Laudo de sondagem referente ao furo SP 02.

Prof. (m)	N_{spt}	N_{spt} adotado	Solo
-1	xxx	3	Argila arenosa
N.A -2	4/28	3	Argila arenosa, muito fofo
-3	1/12	3	Areia média, muito fofo
-4	Impenetrável	50	Silte arenoso, muito compacto

Fonte: Adaptado de Júnio e Viana (2016).

Quadro 3 – Laudo de sondagem referente ao furo SP 03.

Prof. (m)	N_{spt}	N_{spt} adotado	Solo
-1	xxx	3	Argila arenosa
-2	2/23	3	Argila arenosa, muito mole
N.A -3	2/27	3	Argila arenosa, muito mole
-4	6/34	6	Silte arenoso, fofo
-5	14	14	Silte arenoso, de compactidade média
-6	14	14	Areia média, de compactidade média
-7	16	16	Areia média, de compactidade média
-8	29	29	Silte arenoso, compacto

Fonte: Adaptado de Júnio e Viana (2016).

Quadro 4 – Laudo de sondagem referente ao furo SP 04.

Prof. (m)	N_{spt}	N_{spt} adotado	Solo
-1	xxx	3	Argila arenosa
-2	6/33	4	Argila arenosa, mole
N.A -3	4/36	5	Argila arenosa, mole
-4	5/29	3	Areia média, fofa
-5	7	7	Silte argiloso, fofo
-6	12	12	Silte argiloso, de compactidade média
-7	40	40	Silte argiloso, compacto

Fonte: Adaptado de Júnio e Viana (2016).

2.2 Previsão de propriedades geotécnicas a partir de laudos de sondagem SPT

A previsão dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, bem como do seu peso específico foi realizada a partir de formulações e modelos presentes na literatura. Após as previsões para os quatro laudos de sondagem foi escolhido o pior caso, em que o solo seja menos rijo, para o dimensionamento dos muros de gabião e concreto ciclópico.

As Tabelas 1 e 2, retiradas do trabalho de Godoy⁴ (1972, *apud* Cintra e Aoki, 2011), correlacionam os valores N_{spt} com os pesos específicos de solos coesivos (Tabela 1) e granulares (Tabela 2).

Tabela 1 – Peso específico de solos argilosos.

N_{spt}	Consistência	γ_n (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1972), *apud* Cintra e Aoki (2011)

Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos.

N_{spt}	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1972), *apud* Cintra e Aoki (2011)

⁴ GODOY, N.S. **Fundações**. Notas de Aula, Curso de Graduação, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

O ângulo de atrito do solo (ϕ) foi estimado a partir de três formulações: Godoy (1983), Teixeira⁵ (1996) e Hatanaka e Uchida⁶ (1996), apresentadas aqui pelas equações 1, 2 e 3, respectivamente.

$$\phi = 28 + 0,4N_{spt} \text{ (Godoy, 1983)} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\phi = 15 + \sqrt{24N_{spt}} \text{ (Teixeira, 1996)} \quad (\text{Eq. 2})$$

$$\phi = 20 + \sqrt{15,4N_{spt,60}} \text{ (Hatanaka e Uchida, 1996)} \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde: $N_{spt,60}$ é uma correção do valor do N_{spt} para um padrão internacional de referência, proposta por Belincanta (1998). Considerando um ensaio realizado com martelo cilíndrico vazado, e acionamento manual com corda em bom estado, procedimento padrão de execução do SPT na região analisada, o $N_{spt,60}$ é calculado como exposto na Eq. 4:

$$N_{spt,60} = \frac{0,66N_{spt}}{0,60} \quad (\text{Eq. 4})$$

Com relação à coesão do solo, é consideração comum na engenharia geotécnica considerar a coesão de solos não coesivos nula, ou seja, para pedregulhos, areias e siltes arenosos, adota-se a coesão igual a zero. Para os solos coesivos (argilas e siltes argilosos), Teixeira e Godoy (1996) utilizam a relação empírica apresentada na Eq. (5) para a estimativa da coesão, calculada em kPa:

$$c = 10N_{spt} \quad (\text{Eq. 5})$$

2.3 Geometria e propriedades dos materiais

De acordo com a figura 2, as geometrias dos respectivos muros foram obtidas através do estudo proposto, definindo assim a seção transversal dos muros de concreto ciclópico, juntamente com o muro de contenção em gabião na canalização do córrego botafogo.

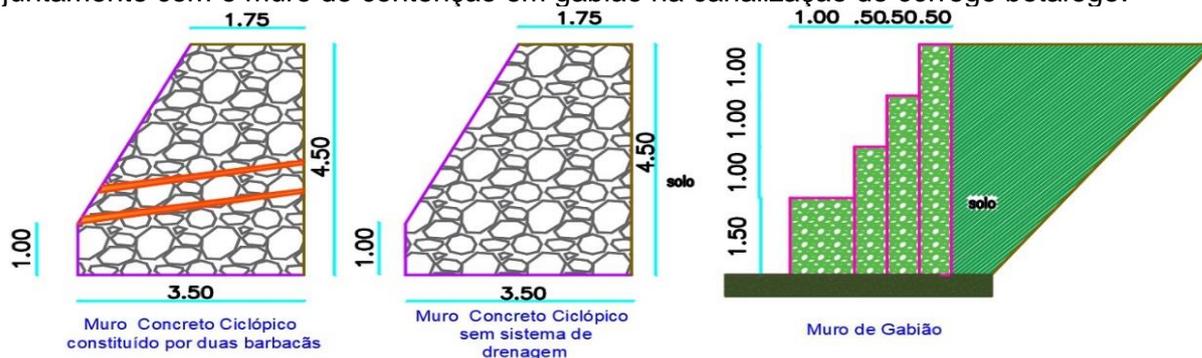


Figura 2: Geometria do muro de concreto ciclópico e muro de gabião.

Fonte: Autoria própria (2019).

⁵ A equação adotada pelo autor foi elaborada para solos granulares. Apesar disso, nesta pesquisa, por simplificação, a equação foi considerada tanto para solos coesivos como para solos granulares.

⁶ A equação adotada pelos autores foi elaborada para solos granulares. Apesar disso, nesta pesquisa, por simplificação, a equação foi considerada tanto para solos coesivos como para solos granulares.

Tabela 3: Valores típicos de parâmetros geotécnicos para o dimensionamento dos muros.

Material	Peso específico	Peso específico saturado	Coesão	Ângulo de atrito (°)	Permeabilidade (m/s)
Solo de fundação	17	21	20	38	1e-6
Aterro	19	21	0-20	32	1e-7
Gabião	18	18	0	-	1e-1
Concreto ciclópico	25	-	-	-	Impermeável

Fonte: Autoria própria (2019)

Tabela 4: Propriedades dos materiais utilizados e suas respectivas referências.

Propriedades dos materiais	Referências
Solo de fundação	
Peso específico natural	Godoy (1972), <i>apud</i> Cintra e Aoki (2011)
Peso específico saturado	Godoy (1972), <i>apud</i> Cintra e Aoki (2011)
Coesão	Teixeira e Godoy (1996)
Ângulo de atrito	Godoy (1983), Teixeira (1996), Hatanaka e Uchida (1996)
Permeabilidade	Pinto (2006)*
Aterro	
Peso específico natural	Júnio e Viana (2016)*
Peso específico saturado	Júnio e Viana (2016)*
Coesão	Júnio e Viana (2016)*
Ângulo de atrito	Júnio e Viana (2016)*
Permeabilidade	Pinto (2006)*
Gabião	
Peso específico natural	Júnio e Viana (2016)
Peso específico saturado	Júnio e Viana (2016)
Coesão	Teixeira e Godoy (1996)
Ângulo de atrito	Godoy (1983), Teixeira (1996), Hatanaka e Uchida (1996)
Permeabilidade	Valor usual*
Concreto ciclópico	
Peso específico natural	Valor usual*
Peso específico saturado	Não aplicável
Coesão	Não aplicável
Ângulo de atrito	Não aplicável
Permeabilidade	Não aplicável

*Valores estimados

Fonte: Autoria própria (2019)

2.4 Análises de verificação

Antes da análise de percolação para avaliar os sistemas de drenagem internos de muros de gabião e concreto ciclópico, foi realizado o dimensionamento das estruturas de contenção, a partir dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e dos pesos específicos estimados em função dos laudos de sondagem SPT locais.

Foram realizadas verificações de segurança nos muros, com relação ao tombamento, à translação, às condições de fundação, e com relação à estabilidade global do sistema solo-muro. Em seguida, uma análise de percolação foi realizada para avaliação da geração de poropressão na interface entre a parede lateral do muro e o solo. Os Apêndices A, B e C apresentam os procedimentos de verificação com relação ao tombamento, à translação e quanto às condições de fundação, respectivamente.

2.5 Ferramenta numérica

Para realização das análises de estabilidade global e percolação foram utilizados os pacotes SLOPE/W (GeoSlopeInternational, 2015b) e SEEP/W (GeoSlopeInternational, 2015a), respectivamente, ambos pertencentes ao *software* GeoStudio. Este *software* é formado por oito pacotes, como é mostrado na Figura 3.

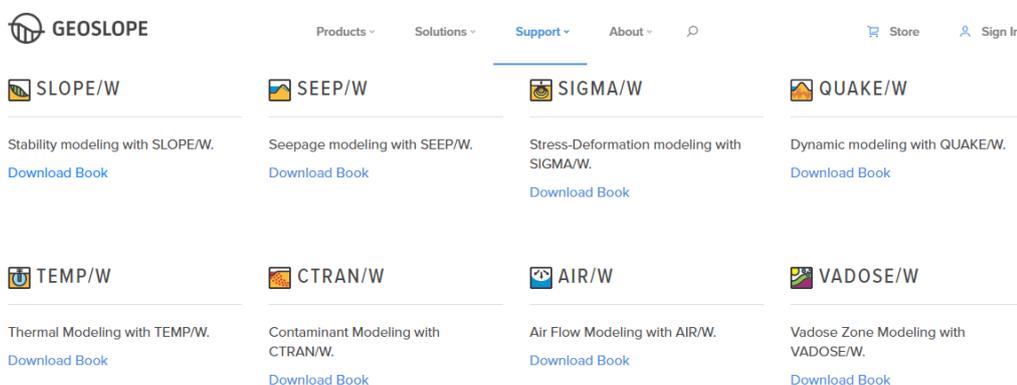


Figura 3: Programa GeoStudio 2019.

Fonte: GeoSlopeInternational (2019).

Cada pacote do programa é próprio para tipos específicos de análises. Por exemplo, o pacote SEEP/W é usado em análises de percolação, enquanto o pacote SLOPE/W é usado em análises de estabilidade de taludes. O pacote SIGMA/W faz análises de tensão x deformação, enquanto o AIR/W e o TEMP/W são interessantes em análises onde se deseja estudar os fluxos de ar e calor no solo, respectivamente. O pacote CTRAN é utilizado nas análises de fluxo de contaminantes no solo. O QUAKE/W é utilizado quando se deseja simular

a ocorrência de sismos. Para finalizar, o pacote VADOSE/W faz análises na camada mais superficial do solo, onde os poros estão completamente preenchidos por ar.

Inicialmente foram realizadas análises estacionárias de percolação com o SEEP/W para cada muro analisado. O usuário, por meio de um sistema de coordenadas, lança pontos, formando regiões que serão os domínios das análises. Em seguida, são definidos os diferentes tipos de materiais. Os dados de solo usados no programa foram definidos a partir do laudo de sondagem SPT apresentado no Quadro 4, pois esse apresentou um perfil de solo menos resistente nas camadas iniciais.

2.6 Condições de contorno

As Figuras, 4, 5 e 6 apresentam os domínios e materiais adotados para cada análise. Por exemplo, o domínio apresentado na Figura 6 é formado por três materiais: gabião, solo de aterro, e solo de fundação. Após definição do domínio e dos materiais adotados para cada região do domínio, o programa gera uma malha automática, que pode ser refinada para aumentar a precisão das análises.

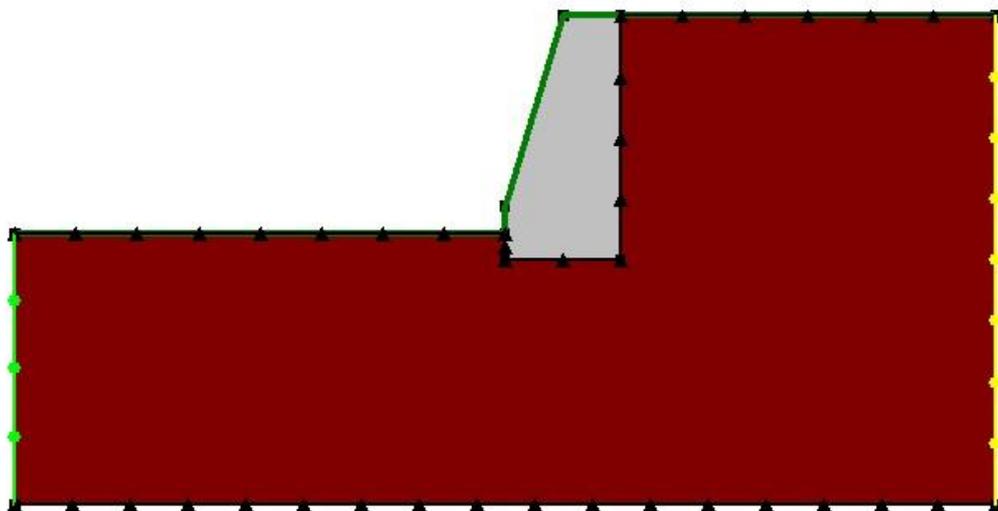


Figura 4 - Geometria e condições de contorno do muro de concreto ciclópico sem sistema de drenagem interno.

Fonte: Própria (2019).

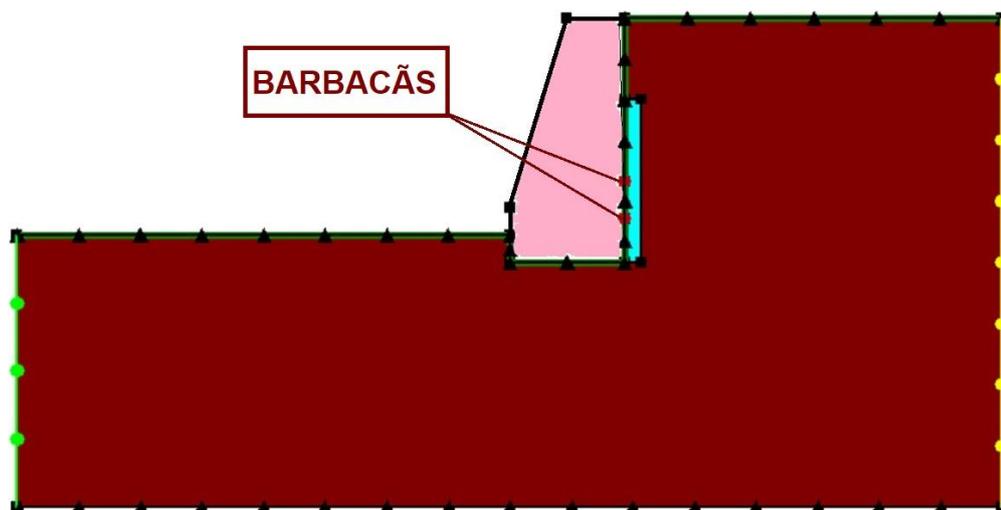


Figura 5 - Geometria e condição de contorno do muro de concreto ciclópico com sistema de drenagem interno.

Fonte: Própria (2019).

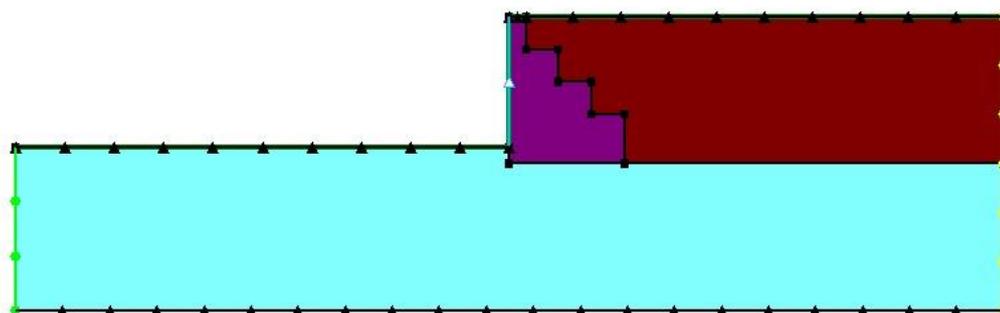


Figura 6 - Geometria e condição de contorno do muro de gabião.

Fonte: Própria (2019).

Em seguida, deve-se inserir as condições de fronteira adequadas para a finalidade da análise. Nesse caso, o objetivo da análise estacionária é definir a linha freática ao longo da massa de solo. Nas Figuras 4, 5 e 6, os contornos realizados com linhas e marcadores pretos são referentes a condição de fluxo zero. Essa condição deve ser usada nas interfaces impermeáveis e outros lugares em que não haverá fluxo de água. Os contornos indicados por linhas e marcadores amarelos referem-se a uma condição de carga hidráulica constante e igual à 7 m: esta condição simula a profundidade do NA, que foi considerada 2 m abaixo do nível do terreno, assim como indicado na sondagem SPT do Quadro 4. Os contornos indicados com linhas e marcadores verdes referem-se a uma carga hidráulica constante e igual a 4,8 m, para simular um nível freático próximo à base do canal. O contorno composto por linha e marcador azul turquesa refere-se a uma condição de potencial face de percolação:

3.1 Dimensionamento dos muros

A Tabela 5 apresenta os resultados das verificações com relação ao tombamento, à translação e às condições de fundação. Os valores destacados em vermelho na tabela, referem-se aos valores de FS que não satisfizeram os valores mínimos previstos.

Tabela 5: Muro de gabião e concreto ciclópico com seus respectivos valores de tombamento, translação e condições de fundação.

Muro	FS (Tombamento)	FS (Translação)	FS (Fundação)		
			σ_{\min} (kPa)	σ_{\max} (kPa)	$(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})/2$ (kPa)
Concreto ciclópico sem drenagem interna	3,61	1,02	54,42	107,00	80,75
Concreto ciclópico com drenagem interna	7,37	1,46	30,83	80,42	55,63
Gabião	12,51	2,05	34,13 ok!		

Fonte: Própria (2019).

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos nas análises de estabilidade pelos métodos de equilíbrio de limite de Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price. Os resultados foram obtidos a partir das análises de estabilidade com o pacote SLOPE/W, e os valores de FS foram consideráveis seguros ($FS > 1,500$).

Tabela 6: Resultados obtidos nas análises de estabilidade de taludes.

Muro	Fator de Segurança (FS)			
	Fellenius	Bishop	Janbu	Morgenstern-Price
Concreto ciclópico sem drenagem interna	1,076	1,278	1,197	1,271
Concreto ciclópico com drenagem interna	1,078	1,240	1,162	1,233
Gabião	2,094	2,440	2,153	2,441

Fonte: Própria (2019).

De acordo com as análises de estabilidade dos muros de concreto ciclópico com drenagem interna e sem drenagem, os fatores de segurança mínimos não foram obtidos nas análises de tombamento, translação e estabilidade de taludes. Devido ao espaço físico limitado no canal da marginal Botafogo no trecho usado como estudo de caso, não foram realizadas variações na seção do muro pra atender esses critérios. Além disso, a solução adotada na marginal Botafogo (muro de gabião) foi aprovada nas mesmas análises, não havendo necessidades de mudança da geometria.

3.2 Análises de percolação

As Figuras 8, 9 e 10 apresentam os resultados obtidos nas análises estacionárias de percolação. Para o muro de concreto ciclópico sem drenagem (Figura 8), o nível freático ficou à aproximadamente 2,20 m abaixo do topo do muro, enquanto que para o muro de concreto ciclópico com barbacãs (Figura 9) o nível freático ficou à 3,0 metros de profundidade a partir do topo do muro. Deste modo, observa-se que as barbacãs drenaram parcialmente a água na interface solo-muro, reduzindo assim os chamados empuxos hidrostáticos e a geração de poropressão positiva na parede do muro.

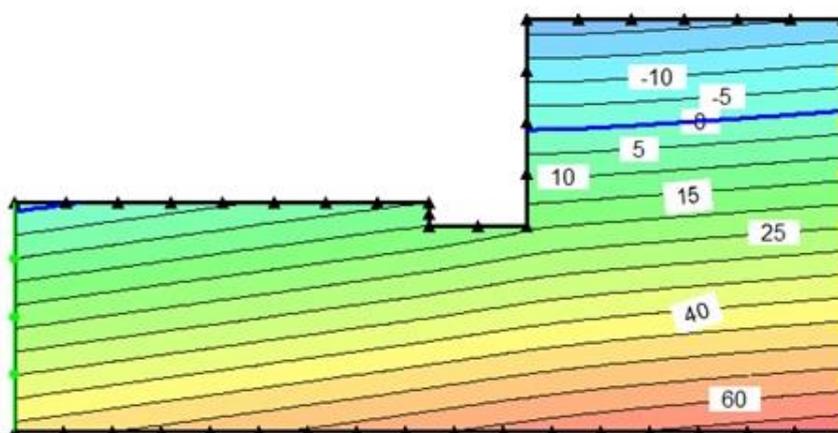


Figura 8 – Contornos de poropressão no muro de concreto ciclópico sem sistema de drenagem

Fonte: Própria (2019).

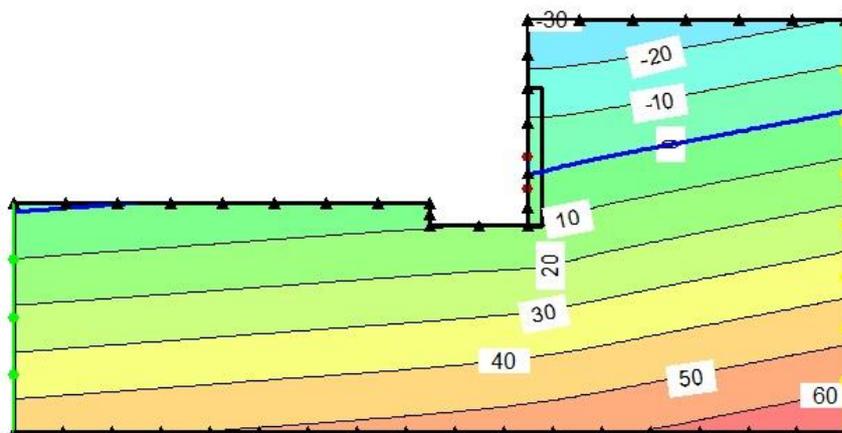


Figura 9 – Contornos de poropressão no muro de concreto ciclópico com sistema de drenagem constituído por duas barbacãs

Fonte: Própria (2019).

A Figura 10 apresenta os contornos de poropressão na análise de percolação envolvendo o muro de gabião. Observa-se uma drenagem bastante eficiente da água do solo, que acontece pelo fato de o gabião ser uma estrutura autodrenante. Neste caso, não ocorre o surgimento de poropressões no contato entre o solo e o muro, e consequentemente, não há empuxos hidrostáticos, o que favorece o desempenho da estrutura de contenção.

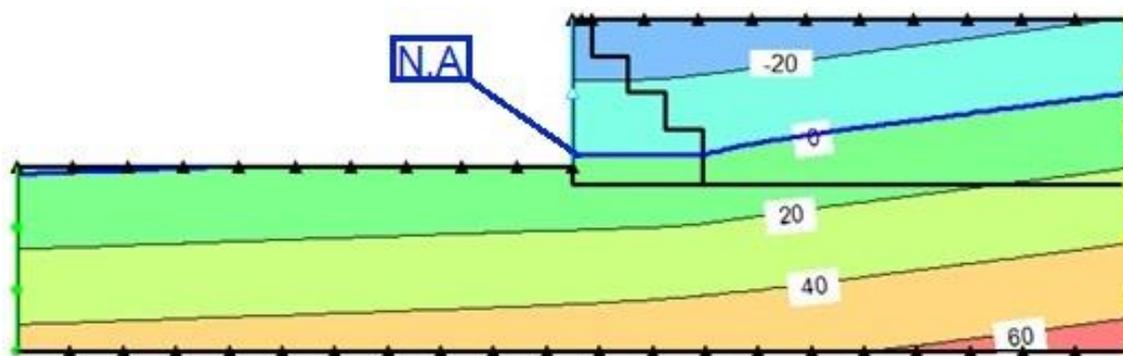


Figura 10 – Contornos de poropressão no muro de gabião

Fonte: Própria (2019).

4. Conclusões

O objetivo principal do artigo foi comparar o sistema de drenagem interno entre os muros de gabião e concreto ciclópico. Realizando um dimensionamento para cada tipo de muro, estimados a partir de laudos de sondagens SPT.

O desenvolvimento do presente estudo de caso possibilitou uma análise de como um software pode melhorar a apuração dos resultados da estabilidade de um talude.



Através dos resultados dos dimensionamentos dos muros de contenções, percebe-se que os fatores de segurança do muro de concreto ciclópico não satisfizeram os valores mínimos previstos.

De acordo com as verificações de estabilidade quanto ao tombamento, à translação, às condições de fundação nos muros de gabião e concreto ciclópico, e suas respectivas análises de percolação auxiliada pelo *software* SEEP/W Geostudio, pode-se concluir que o muro de gabião contém boas condições em relação a todas verificações de estabilidade.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção, para confecção de gabiões – Especificação**. NBR 10514:1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**. NBR 6122:1996.

BARROS, P.L. de A. **Manual técnico de obras de contenção**. Macaferri, 2010.

BELINCANTA, A. **Avaliação dos fatores intervenientes no índice de penetração do SPT**, Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, São Paulo, 2011.

GEO-SLOPE International Ltd. (2015a). **Seepage modeling with SEEP/W**. Copyright 2004-2015. Geo-SlopeLtd. Edição de Junho de 2015. Calgary, Alberta, Canadá, 2015a. 205 p.

GEO-SLOPE International Ltd. (2015b). **Stability modeling with SLOPE/W**. Copyright 2004-2015. Geo-SlopeLtd. Edição de Juno de 2015. Calgary, Alberta, Canadá, 2015b. 252 p.

GEO-SLOPE International Ltd. (2019). **GeoStudio: the modelling tool for geo-engineers and earth scientists**. Disponível em: <<https://www.geoslope.com/products/geostudio>> acessado em 26/05/2019.

GERSCOVICH, D.M.S.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. P.; **Contenções - Teoria e Aplicações Em Obras**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 240p

GERSCOVICH, D.M.S. **Estruturas de contenção: muros de arrimo**. UERJ, Rio de Janeiro, 2009.

GODOY, N.S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra proferida na Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A.

Empiricalcorrelationbetweenpenetrationresistanceandeffectivefrictionofsandysoil.**SoilsFoundations**, v. 36, n. 4, p.1-9, 1996.

JÚNIO, A. M. M.; VIANA, P. M. F. Análise da estabilidade externa de um muro de gabião próximo ao viaduto marginal Botafogo. **Construindo**, v. 8, n. 2, 2016.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: ed. Oficina de Textos, 2006. ISBN: 978-85-86238-51-2



TEIXEIRA, A.H. Projeto e execução de fundações. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., 1996, São Paulo. **Anais...** São Paulo, 1996. v. 1. p. 33-50.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: Hachichet *et al.* (eds.) **Fundações: teoria e prática.** São Paulo: Pini, 1996. p. 227-264.

APÊNDICE A – Verificação com relação ao tombamento.

A verificação com relação ao tombamento do muro de gravidade é determinada a partir da Eq. A.1 O FS contra o tombamento deve ser maior ou igual à 1,50, e consiste na relação entre os momentos resistentes contra a tendência de ruptura e os momentos atuantes a favor da ruptura. (Eq. A.1)

$$FS = \frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{atuantes}} = \frac{\frac{E_p \times z_p + x P}{2}}{E_a \times z_a} \geq 1,5$$

Onde: E_p é o empuxo resultante passivo [kN/m]; z_p é a distância da base do muro até a resultante do empuxo passivo [m]; P é o peso próprio do muro por metro linear [kN/m]; x é a distância do ponto de referência até a posição onde a resultante do peso próprio está localizada [m]; E_a é o empuxo ativo resultante [kN/m]; e z_a é a distância da base do muro até a resultante do empuxo ativo [m].

O empuxo passivo, quando trabalhando como esforço resistente, deve ser reduzido pela metade. Isso funciona como um coeficiente de segurança no dimensionamento. O empuxo passivo é calculado da seguinte forma:

$$E_p = \frac{(K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p})z}{2} \quad (\text{Eq. A.2})$$

onde: K_p é o coeficiente de empuxo passivo do solo; γ é o peso específico do solo [kN/m³]; z é a espessura da camada onde se calcula o empuxo passivo [m]; c é a coesão efetiva do solo [kPa]:

$$K_p = t g^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Eq. B.3})$$

onde: ϕ é o ângulo de atrito interno efetivo do solo [°].

O empuxo ativo é calculado como:

$$E_a = (K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a})z \quad (\text{Eq. B.4})$$

onde: K_a é o coeficiente de empuxo ativo do solo.

$$K_a = t g^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (\text{Eq. B.5})$$

APÊNDICE B – Verificação com relação à translação

A verificação com relação à translação do muro de gravidade é determinada a partir da Eq. B.1. O FS contra a translação deve ser maior ou igual à 1,50, e consiste na relação entre as forças resistentes contra a tendência de ruptura e as forças atuantes a favor da ruptura.

$$FS = \frac{\sum Fh_{resistentes}}{\sum Fh_{atuantes}} = \frac{\frac{E_p}{2} + fat}{E_a \times z_a} \geq 1,5 \quad (\text{Eq. B.1})$$

Onde: E_p é o empuxo resultante passivo [kN/m]; z_p é a distância da base do muro até a resultante do empuxo passivo [m]; P é o peso próprio do muro por metro linear [kN/m]; x é a distância do ponto de referência até a posição onde a resultante do peso próprio está localizada [m]; E_a é o empuxo ativo resultante [kN/m]; e z_a é a distância da base do muro até a resultante do empuxo ativo [m]; fat é a tensão cisalhante entre a base do muro e solo [kN/m].

O empuxo passivo, quando trabalhado como esforço resistente, deve ser reduzido pela metade. Isso funciona como um coeficiente de segurança no dimensionamento. O empuxo passivo é calculado da seguinte forma:

$$E_p = \frac{(K_p \gamma z + 2c\sqrt{K_p})z}{2} \quad (\text{Eq. B.2})$$

$$fat = \left(a + \frac{Pt}{B} \times \tan \delta \right) \quad (\text{Eq. B.3})$$

Onde: a é adesão entre o solo e o muro; δ ângulo de atrito entre o solo e o muro. Os parâmetros de resistência são usualmente obtidos para a condição de ruptura (pico da curva tensão-deformação) do solo, e dependendo da condição de projeto, devem ser corrigidos por fatores de redução. No contato do solo com a base do muro, deve-se sempre considerar a redução dos parâmetros de resistência. O solo em contato com o muro é sempre amolgado e a camada superficial é usualmente alterada e compactada, antes da colocação da base. Assim, sendo deve-se considerar:

Ângulo de atrito entre o solo e o muro (δ) = $2\phi/3$

APÊNDICE C – Verificação com relação às condições de fundação

No caso de muros de gravidade, a base do muro pode trabalhar como uma fundação direta. Nesse caso, três prescrições da NBR 6122/2010 devem ser atendidas:

- I. $\sigma_{mín} \geq 0$;
- II. $\sigma_{máx} \leq \sigma_{adm}$;
- III. $\frac{\sigma_{mín} + \sigma_{máx}}{2} \leq \sigma_{adm}$

onde:

$$\sigma_{mín} = \frac{P}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{Eq. C.1})$$

$$\sigma_{máx} = \frac{P}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (\text{Eq. C.2})$$

Onde: P é o peso total do muro de gravidade por metro linear [kN/m]; B é a dimensão da base do muro de gravidade [m]; e é a excentricidade entre o centro de carga do muro e o centro da base do muro.

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{spt}}{k} 100 \quad (\text{Eq. C.3})$$

Onde: N_{spt} é o número de golpes na camada abaixo da base do muro; k é um fator de ajuste que varia de acordo com o tipo de solo.

APÊNDICE D – Resultados das análises de estabilidade

As análises de estabilidade foram realizadas com auxílio do pacote SLOPE/W do programa GeoStudio. Realizou-se verificações de equilíbrio limite por quatro métodos (Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price). As Figuras D.1, D.2, D.3 e D.4 mostram as cunhas de rupturas obtidas para a análise do muro de concreto ciclópico sem drenagem. As figuras E.1, E.2, E.3 e E.4 mostram as cunhas de rupturas obtidas para a análise do muro de gabião. Já as figuras F.1, F.2, F.3 e F.4 mostram as cunhas de rupturas obtidas para a análise do muro de concreto ciclópico com drenagem.

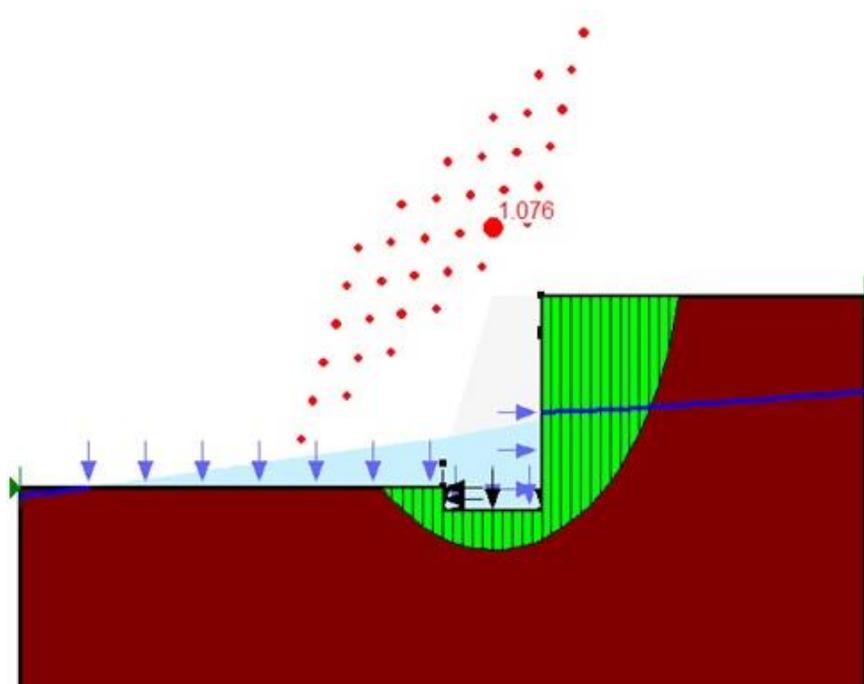


Figura D.1 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico sem sistema de drenagem pelo o método Fellenius.

Fonte: Própria (2019).

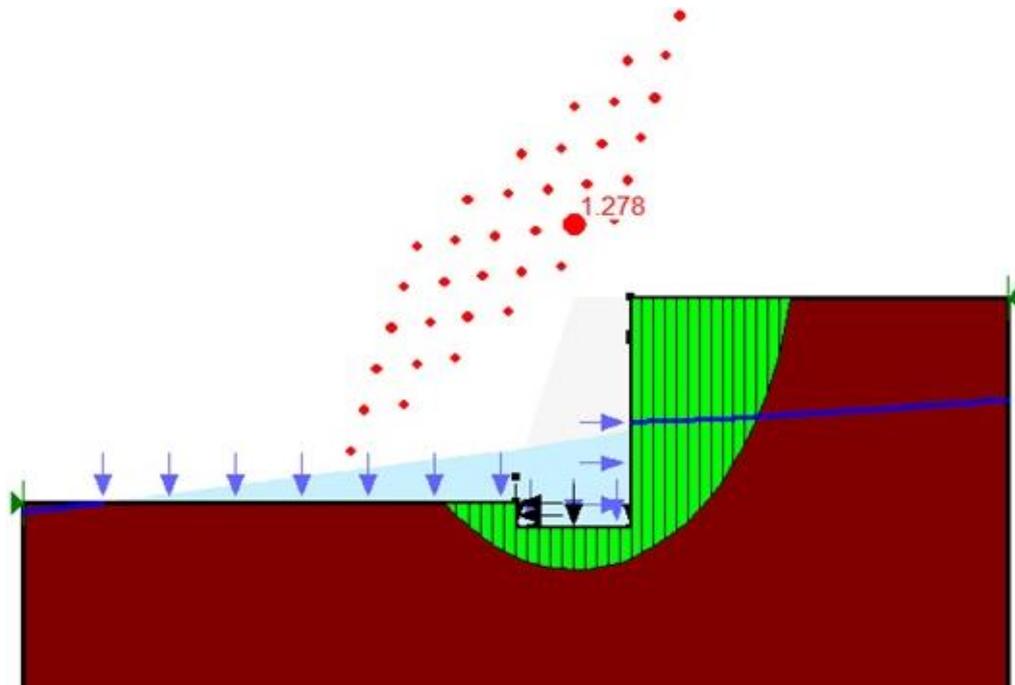


Figura D.2 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico sem sistema de drenagem pelo o método Bishop.

Fonte: Própria (2019).

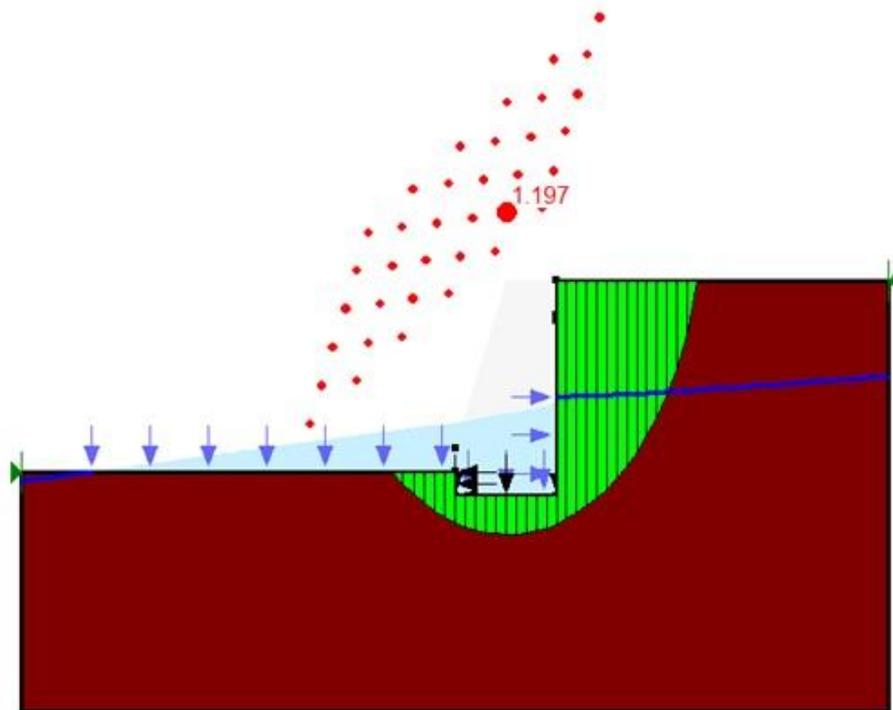


Figura D.3 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico sem sistema de drenagem pelo o método Janbu.

Fonte: Própria (2019).

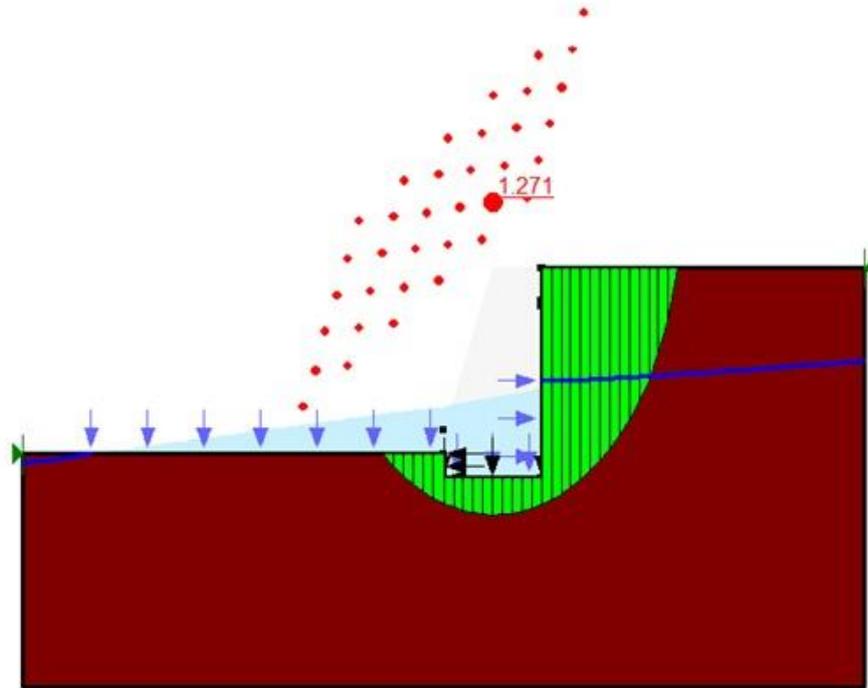


Figura D.4 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico sem sistema de drenagem pelo o método Morgenstern-Price.

Fonte: Própria (2019).

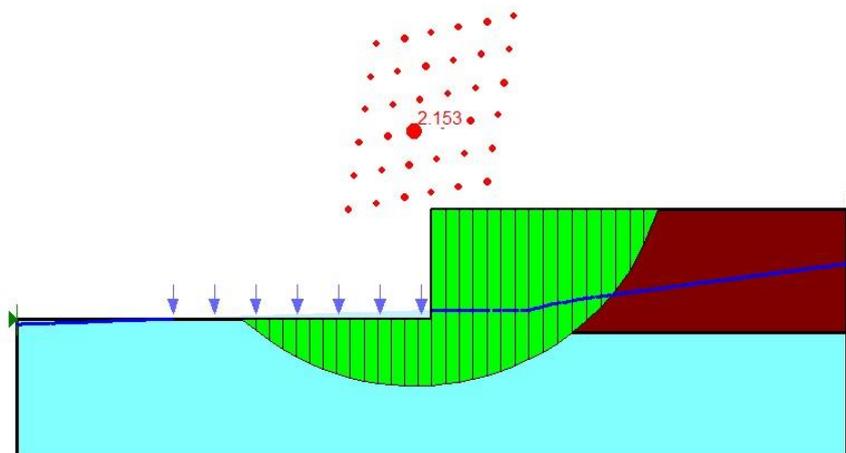


Figura E.1 – Resultado das análises do muro de gabião pelo o método Janbu.

Fonte: Própria (2019).

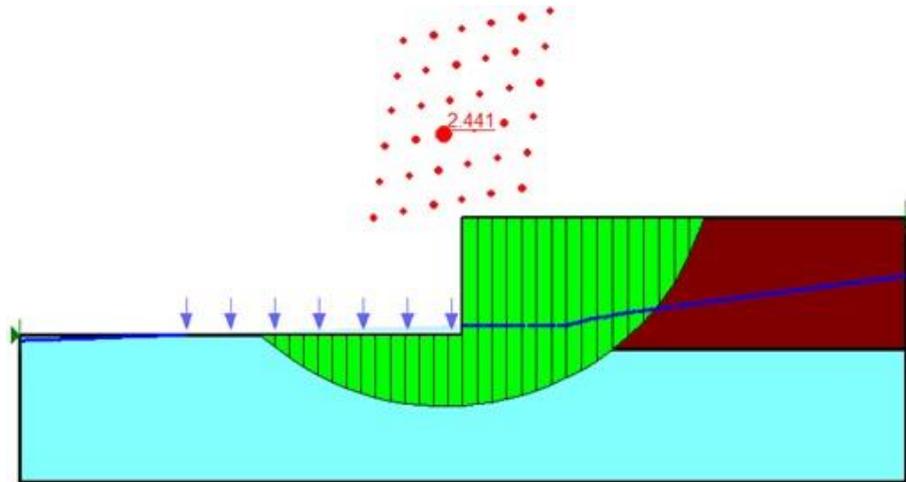


Figura E.2 – Resultado das análises do muro de gabião pelo o método Morgenstern-Price.

Fonte: Própria (2019).

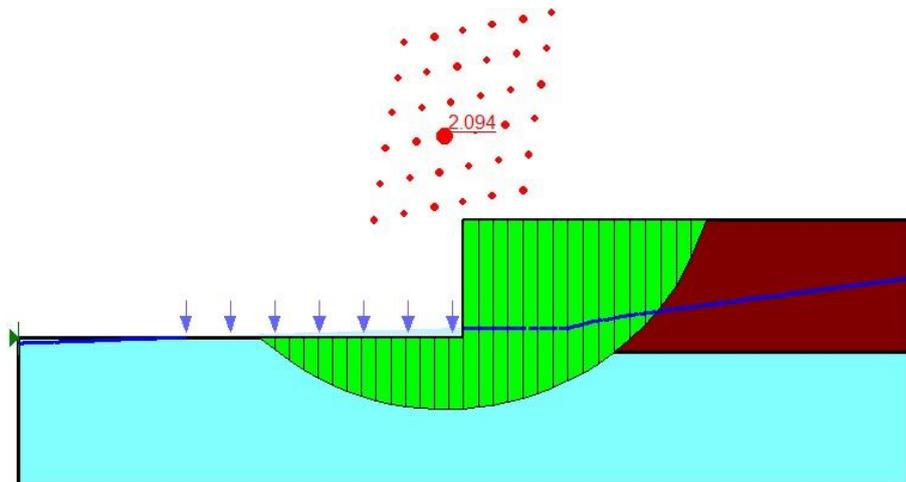


Figura E.3 – Resultado das análises do muro de gabião pelo o método Fellenius.

Fonte: Própria (2019).

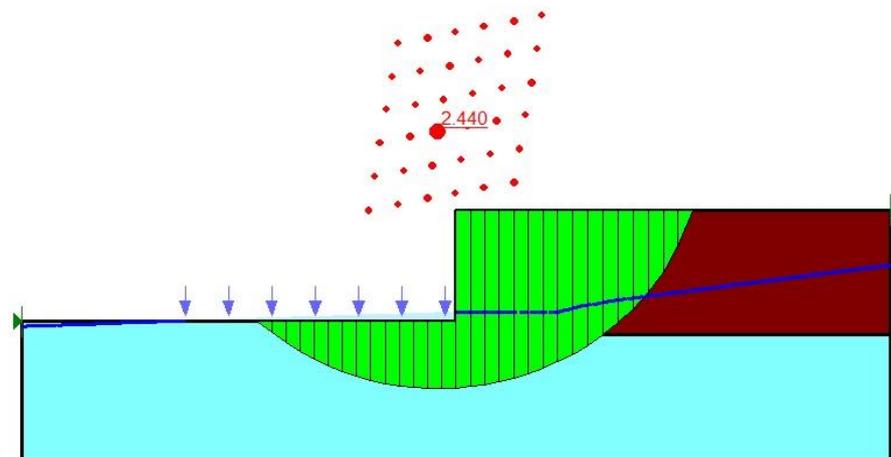


Figura E.4 – Resultado das análises do muro de gabião pelo o método Bishop.

Fonte: Própria (2019).

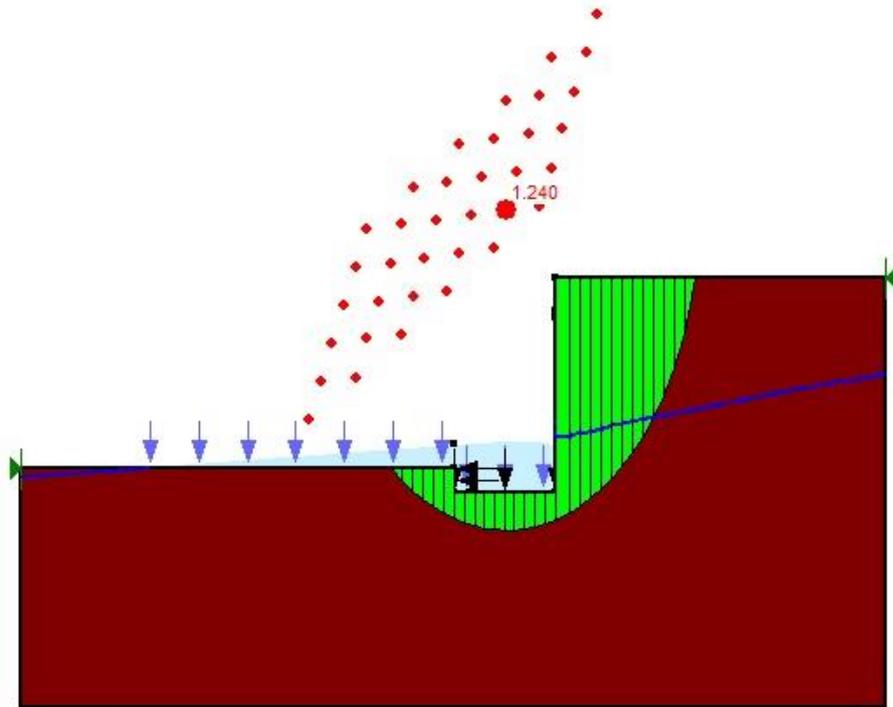


Figura F.1 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico com sistema de drenagem pelo o método Bishop.

Fonte: Própria (2019).

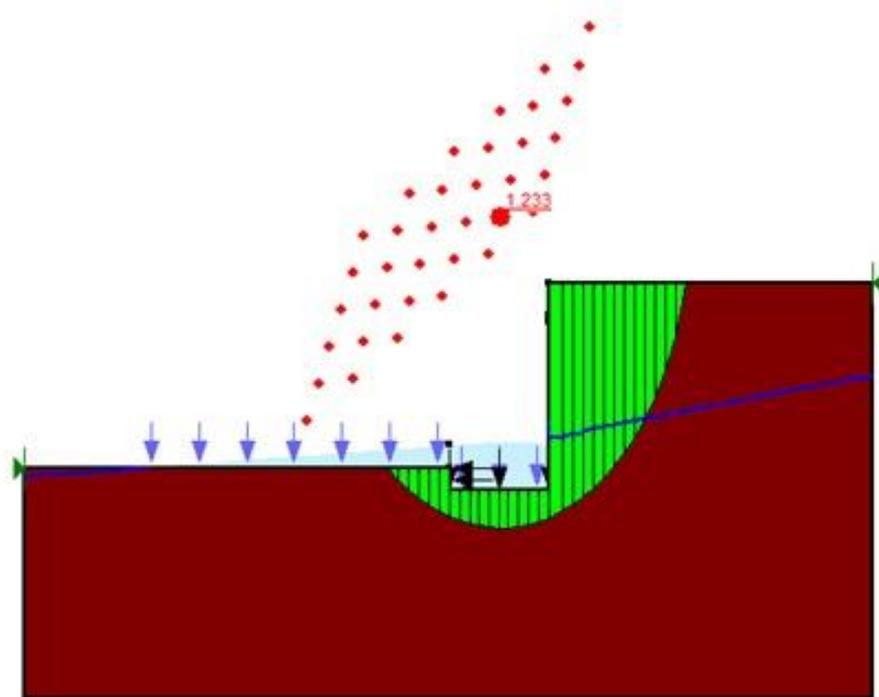


Figura F.2 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico com sistema de drenagem pelo o método Morgenstern-Price.

Fonte: Própria (2019).

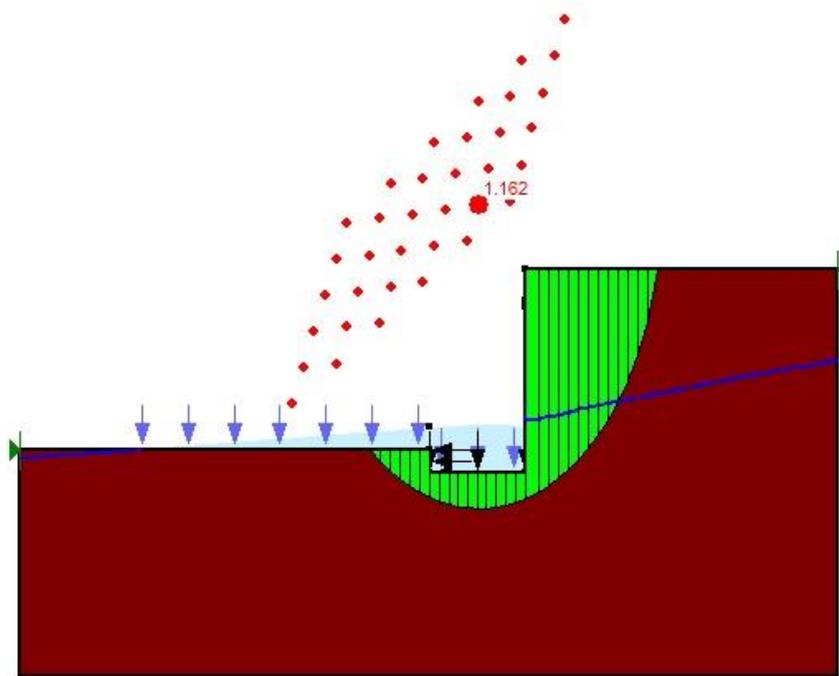


Figura F.3 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico com sistema de drenagem pelo o método Janbu.

Fonte: Própria (2019)

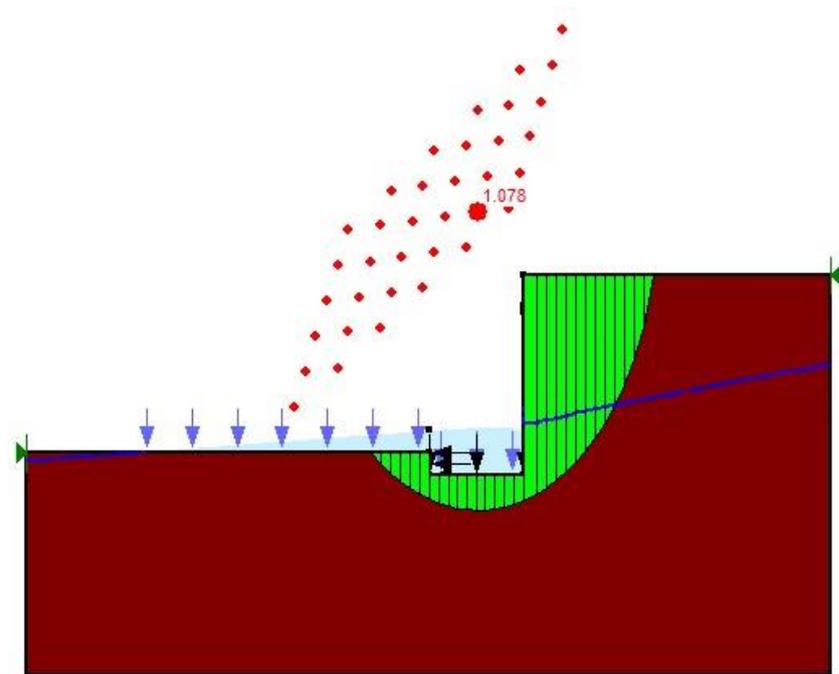


Figura F.4 – Resultado das análises do muro de concreto ciclópico com sistema de drenagem pelo o método Fellenius.

Fonte: Própria (2019).