

## Projeto de fechamento de barragem de rejeitos de minério de ouro considerando a disposição de rejeitos filtrados

Nancy Raphaela Sousa Lopes  
Tetra Tech, Belo Horizonte, Brasil, nancy.lopez@tetrattech.com

Pablo Camilo Gonçalves  
Tetra Tech, Belo Horizonte, Brasil, pablo.goncalves@tetrattech.com

Jonathas de Brito Balbino  
Tetra Tech, Belo Horizonte, Brasil, jonathas.balbino@tetrattech.com

Renato Vinícius Silva Santos  
Jaguar Mining, Belo Horizonte, Brasil, renato.silva@jaguarmining.com.br

Rayssa Garcia de Sousa  
Jaguar Mining, Belo Horizonte, Brasil, rayssa.sousa@jaguarmining.com.br

**RESUMO:** A técnica de desaguamento de rejeitos por meio da filtragem e o empilhamento desses materiais tornou-se uma tendência significativa nos empreendimentos de mineração devido aos elevados volumes de rejeitos gerados e às restrições na implementação e expansão de barragens de disposição. A possibilidade de utilização de rejeitos filtrados em reservatórios de barragens existentes durante a fase de fechamento é uma solução que otimiza o uso volumétrico das estruturas. Entretanto, é importante destacar que essa prática é desafiadora devido à baixa capacidade de carga dos materiais depositados. Portanto, este artigo aborda o fechamento de uma barragem de rejeitos de ouro com a utilização de rejeitos filtrados sobre o atual reservatório, sob a forma de aterro compactado. Drenos sintéticos verticais (geodrenos) foram instalados estrategicamente para acelerar o processo de adensamento e o aumento da resistência do material já depositado. Análises de estabilidade e estudos de tensão x deformação, conduzidas com o software Geostudio (Sigma/W e Slope/W), consideraram as características de implementação do projeto e apresentaram resultados satisfatórios, destacando a eficácia dos drenos sintéticos na aceleração dos processo de adensamento e dissipação das poropressões.

**PALAVRAS-CHAVE:** Drenos Sintéticos Verticais, Solos Inconsolidados, Dissipação de Poropressão, Aceleração do Adensamento, Aterro de Rejeito Filtrado.

**ABSTRACT:** The technique of dewatering tailings through filtration and stacking has become a significant trend in mining projects due to the large volumes of generated tailings and restrictions on the implementation and expansion of disposal dams. The possibility of using filtered tailings in existing dam reservoirs during the closure phase is a solution that optimizes the volumetric use of structures. However, it is important to note that this practice is challenging due to the low load-bearing capacity of deposited materials. Therefore, this article addresses the closure of a gold tailings dam using filtered tailings over the current reservoir, in the form of compacted fill. Vertical synthetic drains (geodrains) were strategically installed to accelerate the consolidation process and increase the strength of the already deposited material. Stability analyses and stress-strain studies, conducted using Geostudio software (Sigma/W and Slope/W), considered the project implementation characteristics and presented satisfactory results, highlighting the effectiveness of synthetic drains in accelerating consolidation processes and dissipating pore pressures.

**KEYWORDS:** Prefabricated Vertical Drains; Unconsolidated Soils; Dissipation of Pore Pressures; Acceleration of Settlements, Filtered Tailings Landfill.

## 1 INTRODUÇÃO

Conforme comportamento observado em solos, os rejeitos resultantes do processo de beneficiamento do minério, após serem depositados nos reservatórios de contenção da barragem, também passam pelo processo de consolidação e adensamento. Em geral, os rejeitos finos têm baixa permeabilidade e o processo de consolidação, associado ao aumento da resistência do material, ocorre de forma gradual e lenta, podendo ser comparados aos solos compressíveis naturais. Atualmente, considerando os grandes volumes de rejeitos gerados e as restrições existentes para a implementação e/ou expansão de barragens de disposição, a alternativa de desaguamento de rejeitos através do processo de filtragem e sua disposição sob a forma de empilhamento tem sido amplamente considerada dentro dos empreendimentos de mineração. No contexto deste trabalho, uma possibilidade de aproveitamento volumétrico de uma barragem de rejeitos existente foi considerar a disposição de rejeitos filtrados no reservatório como parte do seu processo de fechamento. Esta alternativa se apresenta como um grande desafio, uma vez que os materiais reservados podem ser considerados inconsistentes, não consolidados e com baixa capacidade de suporte. Nesse contexto, para tornar a solução viável, considera-se a aplicação de drenos sintéticos verticais com o intuito de promover a melhoria das características geotécnicas dos rejeitos depositados nos reservatórios.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Drenos Sintéticos Verticais

No final da década de 1920, a construção de drenos verticais de areia foi pioneiramente realizada na Califórnia, Estados Unidos. Aproximadamente dez anos depois, foi desenvolvido, pelo engenheiro sueco Walter Kjellman, o primeiro protótipo de dreno pré-fabricado de papelão, que continuou sendo utilizado até o início dos anos 1970, quando o núcleo de papelão foi substituído por material sintético com sulcos, porém, ainda com filtro de papel. Posteriormente, filtros de geotêxtil foram incorporados aos novos modelos, constituindo os atuais drenos sintéticos verticais, usualmente chamados de geodrenos ou PVD (*Prefabricated Vertical Drain*), apresentado em tiras com cerca de 10 cm de largura e dezenas de metros de comprimento (Vertematti *et al.*, 2015). Comparando os drenos sintéticos com os drenos verticais tradicionais executados com materiais granulares, destacam-se algumas vantagens, como o fato de serem mais econômicos em regiões onde existem limitações para o uso de materiais naturais, apresentarem facilidade de transporte e de instalação, e, por serem produtos manufaturados, é possível obter propriedades específicas, com repetibilidade e controle de qualidade rigoroso.

Para a definição do espaçamento entre os drenos sintéticos, dado o padrão da malha de cravação previamente definido (malhas quadradas ou triangulares) e um grau de adensamento médio da camada para um tempo aceitável, é necessário realizar o dimensionamento dos drenos, utilizando, por exemplo, a sequência proposta por Almeida e Marques (2014). No processo de instalação dos drenos sintéticos verticais, executa-se inicialmente a camada drenante, que tem também função de aterro de conquista, geralmente composto por areia grossa com alta permeabilidade, responsável por captar o fluxo proveniente dos drenos. Segundo Vertematti *et al.* (2015), o colchão deve apresentar características geotécnicas e geométricas apropriadas, de tal forma que a sua capacidade de vazão seja maior ou igual a dos drenos e não retarde o funcionamento do sistema. Somente após a execução do colchão drenante, são instalados os drenos, até a profundidade indicada em projeto e, feito isso, é executado o aterro de sobrecarga.

### 2.2 Aplicação de Drenos Sintéticos Verticais em Barragens de Contenção de Rejeitos

No Brasil, a adoção da técnica de drenos sintéticos em barragens de contenção de rejeitos ainda é pouco explorada. A maioria dos estudos e aplicações de geossintéticos nessas estruturas concentra-se em filtração e drenagem, separação e proteção, reforço de fundações e taludes com o uso de geogrelhas, estabilização de faces com geotêxteis e revestimentos com geomembranas. Engels *et al.* (2004) destaca que os drenos sintéticos verticais são duráveis, possuem resistências química e biológica satisfatórias e que, ao serem aplicados em depósitos de rejeitos de baixa consistência, auxiliam na redução das poropressões e no aumento da coesão não drenada do material (Figura 1).

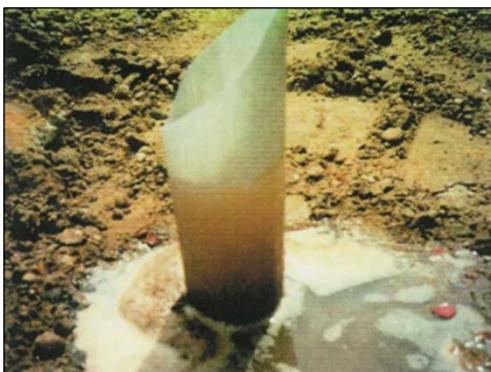


Figura 1. Expulsão de água de rejeito fino usando drenos sintéticos verticais (Engels *et al.*, 2004)

Em 1976, durante a construção de uma barragem de rejeitos na mina de Lornex Copper, próxima a Vancouver, Canadá, foram empregados drenos sintéticos verticais para acelerar o ganho de resistência dos materiais moles na fundação da estrutura. Essa abordagem permitiu a conclusão da barragem, com 43 metros de altura, dois meses antes do prazo previsto. O monitoramento geotécnico da barragem evidenciou uma rápida dissipação das poropressões. Ensaios de campo e de laboratório corroboraram o aumento da resistência dos materiais de fundação (Burke e Smucha, 1981).

De acordo com o IAEA (2004), técnicas de desaguamento *in situ* de rejeitos, como a instalação de drenos sintéticos, têm sido adotadas no encerramento de várias minas em diferentes partes do mundo. Na mina de urânio Nabarlek, Austrália, os rejeitos foram depositados diretamente na cava exaurida (IAEA, 2004). Em 1988, um programa de reabilitação incluiu a instalação de drenos sintéticos verticais a 3 m de espaçamento, até 33 m de profundidade, para acelerar o adensamento dos rejeitos. A água começou a fluir nos drenos logo após a instalação, aliviando as poropressões.

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 Contextualização

O maciço da barragem foi construído em etapa única em solo compactado e apresenta coroamento na El. 1.098,00 m, crista com 5,0 m de largura e 388,0 m de comprimento, altura máxima de 19,0 m, altura entre bermas de 5,0 m, largura de bermas de 4,0 m, e taludes de montante e jusante com inclinação de 1,0V:2,0H. Quanto à caracterização química do rejeito, ele é classificado como Resíduo Perigoso Classe I, de acordo com os padrões estabelecidos na norma ABNT NBR 10.004/2004, portanto, o fundo do reservatório e o talude de montante da barragem são revestidos com uma geomembrana PEAD de 2,0 mm de espessura.

O projeto foi dividido em quatro etapas, no sentido da crista para o fundo do reservatório, de forma a reduzir, progressivamente, a área de contribuição das chuvas e garantir ainda um volume de amortecimento para segurança frente à passagem de cheias. Deverá ser construído um colchão drenante, de 30 cm de espessura, antecedendo a execução do aterro de rejeito filtrado, com a finalidade de captação e condução das águas provenientes dos geodrenos, durante o processo de adensamento do rejeito disposto hidráulicamente e permitir o acesso dos equipamentos de cravação dos drenos e de compactação do rejeito filtrado. Foi proposto ainda o envelopamento do colchão drenante horizontal, com a aplicação de mantas geotêxteis de polipropileno, que exercerão a função de separação/transição. O aterro de rejeito filtrado deverá ser devidamente compactado e reforçado com a instalação de geogrelhas (resistência nominal de 200 kN/m), instaladas em múltiplas camadas. Por fim, foi previsto um sistema de impermeabilização e cobertura, que consiste na instalação de uma geomembrana PEAD, sobre a qual, foi proposta a instalação de uma manta geotêxtil não tecido de poliéster, com o objetivo de proteger a geomembrana contra possíveis danos e, por fim, deverá ser construída uma camada de solo orgânico, com espessura de 50 cm, a qual permitirá a revegetação da área. A Figura 2 apresenta uma seção esquemática do projeto.

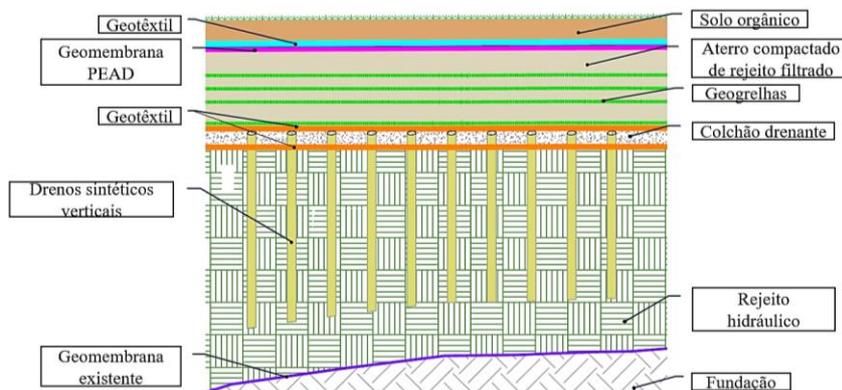


Figura 2. Seção esquemática

### 3.1 Dimensionamento

O dimensionamento foi realizado de acordo com a metodologia apresentada por Almeida & Marques (2014), aplicada a solos moles. Analiticamente, também foi feita a estimativa do recalque imediato, através da aplicação da Teoria da Elasticidade, e do recalque primário pelo Método de Pacheco e Silva (1970). A Tabela 1 apresenta as tensões *in-situ*, os parâmetros do rejeito considerados no dimensionamento e os recalques estimados.

Tabela 1. Tensões *in-situ*, parâmetros do rejeito e estimativa de recalque no centro do aterro

Etapa	$H_t$ (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\Delta\sigma'_{v1}$ (kPa)	$\Delta\sigma'_{v2}$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)	Parâmetros do rejeito								Estimativa de recalque	
						$C_c$	$e_{v0}$	$c_v$ (m <sup>2</sup> /ano)	$c_h$ (m <sup>2</sup> /ano)	$k_v$ (m/s)	$k_h$ (m/s)	$k_h/k'_h$	$k'_h$ (m/s)	$\Delta h$ (m)	
1 <sup>a</sup>	16	345,6	71,3		466,9										0,59
2 <sup>a</sup>	18	388,8	106,0		544,8										0,81
3 <sup>a</sup>	17	367,2	154,2	50	571,4	0,3	0,8	8,41	12,62	8,4E-9	1,3E0-8	3,0	4,2E-09		1,03
4 <sup>a</sup>	13	280,8	181,1		511,9										1,03

Onde:  $H_t$  = Altura da camada de rejeito hidráulico;  $\sigma'_{v0}$  = Tensão vertical inicial efetiva;  $\Delta\sigma'_{v1}$  = Acréscimo de tensão devido à carga do aterro;  $\Delta\sigma'_{v2}$  = Acréscimo de tensão devido à carga de equipamentos;  $\sigma'_v$  = Tensão vertical efetiva;  $C_c$  = Coeficiente médio de compressão;  $e_{v0}$  = índice de vazios inicial;  $c_v$  = Coeficiente de adensamento vertical;  $c_h$  = Coeficiente de adensamento horizontal;  $k_v$  = Coeficiente de permeabilidade vertical;  $k_h$  = Coeficiente de permeabilidade horizontal;  $k'_h$  = Coeficiente de permeabilidade horizontal da área afetada pelo amolgamento causado na cravação do dreno;  $\Delta h$  = recalque estimado.

Os coeficientes de adensamento e permeabilidade verticais foram determinados a partir de ensaios de laboratório, para a faixa de tensões verticais correspondente às tensões *in situ*. Os coeficientes horizontais foram obtidos estimando-se razões de  $c_v/c_h$  e  $k_v/k_h$  iguais a 1,5. O valor da razão  $k_h/k'_h$  foi adotado conforme apresentado por Indraratna *et al.* (2005, apud Almeida e Marques, 2014), de recomendações a partir dez estudos sobre o efeito do amolgamento nas permeabilidades, com base nas dimensões da zona amolgada.

Foi considerada a cravação em malhas quadradas, com espaçamento de 2,0 m, utilizando-se drenos com 10 cm de largura ( $a_g$ ) e 0,5 cm de espessura ( $b_g$ ), e mandril de cravação com 12 cm de largura ( $w_m$ ) e 6 cm de espessura ( $l_m$ ). A partir destes parâmetros foram definidos os diâmetros equivalentes do dreno ( $d_w$ ) e do mandril de cravação ( $d_m$ ) e o diâmetro da área afetada pela cravação ( $d_s$ ), apresentados na Tabela 2.

Para o presente dimensionamento, considerou-se a drenagem combinada, ou seja, radial e vertical. Adotou um grau de adensamento global médio ( $U$ ) desejado de 90% para a camada de rejeito depositado e o tempo aceitável ( $t_{ac}$ ) para a obtenção deste grau de adensamento corresponde ao tempo de execução de cada etapa. Considerando a estimativa de produção diária de rejeito filtrado disponibilizada pela mineradora e o

arranjo geométrico dos aterros, definiu-se o tempo de construção ( $t_{ac}$ ) em cada uma das etapas, conforme apresenta Tabela 2. Comparando-se os tempos necessários ( $t_{nec}$ ) para a obtenção do adensamento desejado com os tempos aceitáveis ( $t_{ac}$ ), referentes aos prazos de construção dos aterros, observa-se, para todas as etapas,  $t_{nec} < t_{ac}$ . Portanto, os espaçamentos adotados para as etapas foram considerados satisfatórios.

Tabela 2. Grandezas geométricas, tempos de construção (aceitável e calculado) e volumes do aterro de rejeito de cada etapa

Grandezas geométricas			Resultados			
$d_w$ (m)	$d_m$ (m)	$d_s$ (m)	Etapa	Volume do aterro de rejeito filtrado (m <sup>3</sup> )	$t_{ac}$ (mês)	$t_{nec}$ (mês)
0,067	0,10	0,19	1 <sup>a</sup>	16395	7	6
			2 <sup>a</sup>	29729	13	10
			3 <sup>a</sup>	31787	14	10
			4 <sup>a</sup>	26723	12	6

### 3.1 Execução do projeto

Previamente à cravação dos drenos foi construída a camada de colchão drenante, constituída de brita 0/brita 1, com espessura de 30 cm. Após a construção do colchão, foi iniciada a cravação dos drenos e, em um intervalo de apenas 5h, 244 furos já haviam sido perfurados, totalizando 1092 metros de profundidade. A Figura 3 apresenta os registros fotográficos da execução do projeto.



Figura 3. (a) Colchão drenante construído com espessura de 30 cm. (b) Processo de cravação dos drenos. (c) Malhas quadradas com espaçamento de 2,0 m (d) Detalhe do núcleo e do filtro do dreno.

### 3.2 Estudos Geotécnicos

Os estudos geotécnicos envolveram análises de tensão x deformação durante a construção de aterros compactados de rejeitos filtrados, bem como análises de estabilidade dos aterros e do talude de jusante do maciço da barragem. Foi utilizado o software GeoStudio, versão 2019, com os módulos SIGMA/W e SLOPE/W. Para otimizar as simulações numéricas com drenos verticais sintéticos, foi necessário converter um problema tridimensional em um modelo de deformação plana equivalente. A equivalência entre as condições de deformação axissimétrica e de deformação plana foi obtida a partir de ajustes na permeabilidade do rejeito, mantendo-se o espaçamento entre os drenos, conforme apresenta Indraratna e Redana (1997). A permeabilidade original do rejeito era de  $1,3E-06$  cm/s e a permeabilidade equivalente obtida foi  $2,0E-07$  cm/s, cerca de 6,5 vezes menor. No processo de conversão foram seguidas as premissas do Modelo Linear Elástico.

Nas análises de tensão x deformação, os rejeitos já depositados na barragem foram modelados segundo o modelo de Cam-Clay Modificado, enquanto outros materiais seguiram o Modelo Elasto-plástico. Nas análises de estabilidade, o Fator de Segurança (FS) foi calculado com base em critérios de razão de resistência não drenada e resistência de Mohr-Coulomb. As Tabelas 3 e 4 mostram os parâmetros geotécnicos dos materiais considerados nas análises.

Em relação aos parâmetros do estado crítico do rejeito já depositado, para a obtenção da inclinação “M” da linha do estado crítico no espaço  $p' \times q$ , foram utilizados os ensaios CIU<sub>SAT</sub> realizados em amostras com índices de vazios variando entre 0,941 e 1,052 após aplicação das tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. O valor obtido foi de 1,38, fornecendo valor de  $\phi_{cr}$  igual a 34°. Ressalta-se, porém, que os ensaios triaxiais utilizados não objetivaram, quando da sua execução, o atingimento do estado crítico para o rejeito e, portanto, as recomendações apresentadas na literatura no que tange à preparação de amostras, não foram seguidas e o valor obtido poderia apresentar-se superestimado. Dessa forma, optou-se por considerar um valor de M igual a 1,21, a partir do qual foi calculado o  $\phi_{cr}$  de 30°, utilizando-se a correlação proposta por Jefferies e Been (2016). Os parâmetros  $\lambda$  e  $\kappa$  foram obtidos por correlação com os coeficientes médios de compressão ( $C_c$ ) e de expansão ( $C_s$ ) do adensamento oedométrico, através das relações propostas por Atkinson e Bransby (1978). Para todos os materiais, foi estimado um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,3, que se encontra dentro dos intervalos encontrados na literatura, apresentados por Moreira (2012). Os demais parâmetros dos materiais do modelo foram definidos a partir dos ensaios de campo e de laboratório realizados na campanha de investigações geotécnicas.

Tabela 3. Parâmetros considerados para o rejeito depositado hidraulicamente

$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$S_u$ (Peak)/ $\sigma'_{v0}$	$S_u$ (Liq)/ $\sigma'_{v0}$	$k_{eq}$ (m/s)	$e_0$	$\lambda$	$\kappa$	$\nu$	$D$ (kPa)	$M$	$\phi'_{cr}$ (°)
21	0	28	0,21	0,04	2E-09	0,87	0,098	0,0196	0,3	3,367	1,21	30

Tabela 4. Parâmetros considerados para os outros materiais que constituem a barragem

Material	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$k$ (m/s)	$\nu$	$E$ (MPa)
Aterro fofo	17	5	23	1,55E-05		10
Aterro compactado	20	20	29	8,57E-08		17
Saprolito	21	0	37	5,38E-08		77
Rocha alterada	22	31	39	3,00E-09		128
Solo residual	20	0	35	5,00E-07	0.3	18
Colúvio	20	5	27	2,93E-08		10
Filtro (areia)	20	0	30	5,35E-04		35
Dreno de pé	20	0	35	1,15E-02		35
Aterro de rejeito filtrado	24	0	35	2,48E-08		17
Colchão drenante (brita 0/brita1)	20	0	30	1,00E-02		30

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.2 Análises de Tensão x Deformação

As análises foram realizadas considerando um período de cerca de 20.000 dias (aproximadamente 55 anos), com e sem os drenos sintéticos. Para melhor visualização da influência dos drenos no comportamento da estrutura, optou-se por considerar um ponto (nó) localizado na metade da camada de rejeito depositado hidraulicamente, conforme mostra a Figura 4.

As Figuras 5 e 6 apresentam os gráficos obtidos. Em relação aos deslocamentos, observa-se que a curva em vermelho (com drenos) tende a estabilizar em torno de 1.480 dias, aproximadamente 100 dias após o término das obras da 4ª etapa. Por outro lado, a curva em preto (sem drenos) indica um aumento nos deslocamentos ao longo de todo o período analisado ( $t = 20.000$  dias). Embora não haja diferenças significativas em termos de magnitude dos recalques, os deslocamentos são menores na curva em vermelho (com drenos) em comparação com a curva em preto (sem drenos). Durante a construção dos aterros (até  $t =$

1.380 dias), a presença de drenos sintéticos (curva vermelha) resulta em valores significativamente menores de excesso de poropressão em comparação com a ausência de drenos (curva preta). Após a conclusão dos aterros, ambas as curvas mostram uma tendência de decréscimo dos excessos de poropressão com o tempo, mas a curva vermelha indica maior estabilidade. Durante a construção dos aterros observa-se também um aumento de até, aproximadamente, 17 kPa nas tensões efetivas e totais na condição com drenos. Após a conclusão das obras, a estabilização das tensões ocorre após cerca de 100 dias para a condição com drenos e aproximadamente 660 dias para a condição sem drenos. No entanto, após a estabilização, as tensões na condição sem drenos são superiores, com uma diferença de cerca de 15 kPa.

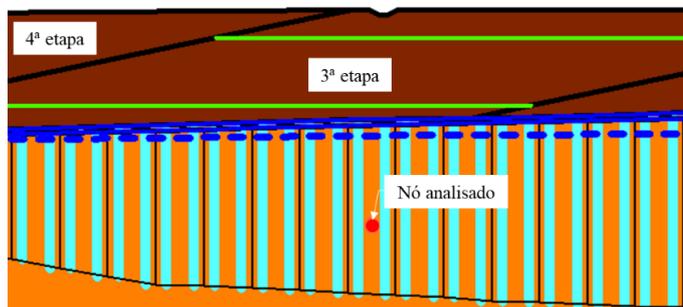


Figura 4. Localização do ponto considerado na análise comparativa.

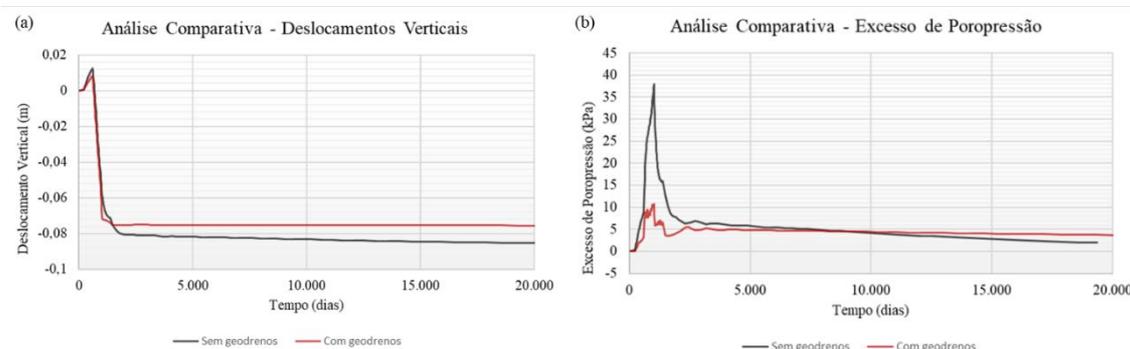


Figura 5. Análise comparativa: (a) Deslocamentos verticais *versus* tempo. (b) Excesso de poropressão *versus* tempo.

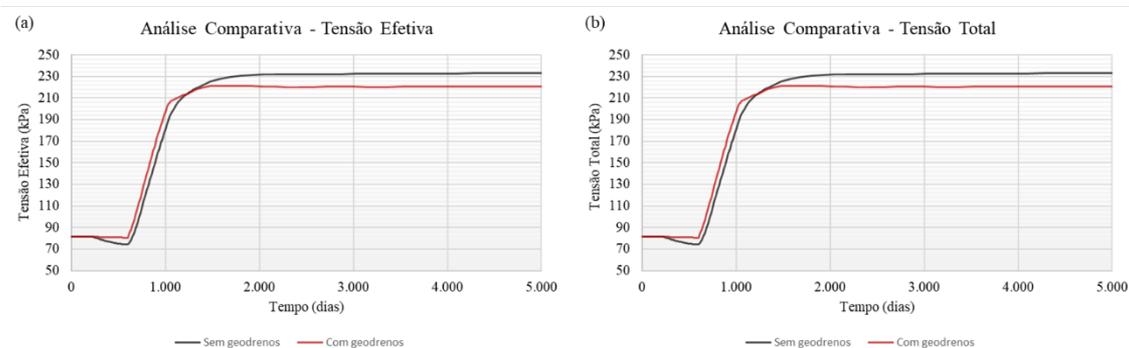


Figura 6. Análise comparativa: (a) Tensão efetiva *versus* tempo. (b) Tensão total *versus* tempo.

#### 4.1 Análises de Estabilidade

A Tabela 5 apresenta os Fatores de Segurança obtidos nas análises de estabilidade. Para a 4ª etapa, não está prevista a formação de taludes e, portanto, não foram realizadas análises de estabilidade. Os fatores de segurança obtidos, para as diferentes condições analisadas, atendem aos valores mínimos exigidos pela norma ABNT NBR 13.028/2017 e, portanto, podem ser considerados satisfatórios.

Tabela 5. Fatores de segurança

	Maciço				Aterros compactados de rejeito filtrado					
	Antes da obra		Após a obra		1ª etapa		2ª etapa		3ª etapa	
	Condição 1	Condição 2	Condição 1	Condição 2	Condição 1	Condição 2	Condição 1	Condição 2	Condição 1	Condição 2
<b>FS<sub>mín</sub></b>	1,5	1,1	1,5	1,1	1,5	1,1	1,5	1,1	1,5	1,1
<b>FS<sub>obtido</sub></b>	1,52	1,33	1,52	1,33	2,03	1,49	1,62	1,14	1,86	1,33

Sendo: Condição 1 = análise estática; Condição 2 = análise pseudo-estática.

## 5 CONCLUSÕES

Comparando os resultados obtidos para a condição com e sem drenos no ponto localizado no meio da camada de rejeitos, fica evidente que a condição com drenos apresenta uma tendência significativamente maior de estabilização dos deslocamentos e das poropressões do que a condição sem drenos, sendo observada ainda uma redução, embora pequena, na magnitude dos deslocamentos para a condição com a presença dos drenos. Observa-se também que as magnitudes dos recalques obtidas nas análises de tensão x deformação foram significativamente menores que as obtidas analiticamente. Durante a construção dos aterros, observa-se que a geração de poropressões é significativamente menor na condição com drenos, alcançando uma diferença de aproximadamente 27 kPa (2,55 mca) no ponto localizado no centro da camada de rejeitos. A partir das análises de estabilidade, foi possível concluir que, independentemente do aumento da carga devido ao preenchimento do reservatório, a estabilidade física na região do talude a jusante do maciço da barragem não é alterada, uma vez que os cenários antes e depois da construção apresentaram os mesmos fatores de segurança. Os fatores de segurança encontrados para as diferentes etapas e condições analisadas atenderam aos valores mínimos exigidos pela ABNT NBR 13.028/2017 e, portanto, foram considerados satisfatórios.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). NBR 10004. Resíduos sólidos - Classificação. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 13028. Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro.
- Almeida, M. d., & Marques, M. S. (2014). Aterro sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho. São Paulo: Oficina de Textos.
- Burke, H. H., Smucha, S. S. (1981). Geodrain installation at Lornex Tailings Dam. Proc 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. V3, pp. 599-602. Stockholm: Publ Rotterdam. <https://www.issmge.org/publications/online-library>.
- Engels, J., Schönhardt, M., Witt, K., Benkovics, I., & Berta, Z. (2004). Tailings management facilities - Intervention actions for risk reduction: A European research and technological development project. Contract Number: EVG1-CT-2002-00066.
- IAEA - International Atomic Energy Agency. (2004). The long term stabilization of uranium mill tailings: Final report of a co-ordinated research project 2000-2004. IAEA-TECDOC-1403. ISBN 92-0-108904-X. ISSN 1011-4289.
- Indraratna, B.; Sathanathan, I.; Bamunawita, C.; Balasubramaniam. A.S. (2005). Theoretical and numerical perspectives and field observations for the design and performance evaluation of embankments constructed on soft marine clay. Elsevier Geo-Engineering Book Series, v. 3, Ground Improvement – Case Histories. Indraratna, B; Chu, J.; Hudson, J. A. (Eds.). Oxford: Elsevier, p. 51-89. DOI: 10.1016/S1571-9960(05)80005-9.
- Indraratna, B.; Redana, I.W. (1997). Plane strain modeling of smear effects associated with vertical drains. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 474-478. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(96).
- Vertematti, J. C. (2015). Manual Brasileiro de Geossintéticos (2ª ed.). São Paulo: Blucher.