



HIGOR SILVA FERREIRA

**ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA BARRAGEM
DESTINADA À DISPOSIÇÃO DE RESÍDUO DE BAUXITA**

**LAVRAS - MG
2023**

HIGOR SILVA FERREIRA

**ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA BARRAGEM DESTINADA À
DISPOSIÇÃO DE RESÍDUO DE BAUXITA**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

**LAVRAS - MG
2023**

HIGOR SILVA FERREIRA

**ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UMA BARRAGEM DESTINADA À
DISPOSIÇÃO DE RESÍDUO DE BAUXITA**

**STRESS-STRAIN ANALYSIS OF A DAM INTENDED FOR THE DISPOSAL OF
BAUXITE RESIDUE**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADA em 02 de março de 2023
Dr. Eduardo Souza Cândido - UFLA
Dr. André Geraldo Cornelio Ribeiro – UFLA
Raquel Mariano Linhares, D. Sc. - UFLA



Prof. Dr. Eduardo Souza Cândido
Orientador

**LAVRAS - MG
2023**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à DEUS pelas oportunidades, pela saúde e pela força nos momentos difíceis.

Aos meus pais Fernando e Lilian, meu irmão Pedro e minha namorada Flávia, juntamente com meus familiares por todo o incentivo, apoio, compreensão e amor.

Ao meu orientador Eduardo Souza Cândido, por todo o conhecimento compartilhado, ensinamentos, amizade, oportunidades e incentivos.

Aos meus amigos pelo conhecimento compartilhado e os momentos vividos juntos.

Aos meus colegas de trabalho, gestores e supervisores, por toda a oportunidade, apoio e conhecimento compartilhado.

À empresa que disponibilizou os dados possibilitando a realização deste trabalho.

À GWS Engenharia, na pessoa do Juan Antunes e do Daniel Penna, por todo o apoio ao longo do desenvolvimento do trabalho.

À Universidade Federal de Lavras, pelo excelente curso de graduação, bem como a infraestrutura e oportunidades oferecidas.

À Bentley. Copyright © Bentley Systems, Incorporated pela licença do software.

À todos que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização deste trabalho.

“Persistirei até alcançar êxito.”

(Og Mandino)

RESUMO

O estudo da compatibilidade de deformações é um dos princípios básicos de projeto de barragens. Para uma estrutura alteada a montante sobre um resíduo lançado por via úmida, este princípio se torna ainda mais relevante devido à alta deformabilidade do resíduo. Neste contexto, este trabalho tem por objetivo realizar uma análise tensão-deformação de uma barragem destinada à disposição de resíduos de bauxita, bem como realizar uma análise do ponto de vista de segurança da estrutura, comparando os deslocamentos registrados pelo monitoramento com os deslocamentos admissíveis encontrados na análise tensão-deformação para garantir um fator de segurança de 1,5 conforme recomendações normativas. Inicialmente, desenvolveu-se uma modelagem numérica de seções típicas da barragem com a utilização do programa computacional SIGMA/W em conjunto com o SLOPE/W, ambos do pacote GeoStudio 2019 R2 desenvolvido pela empresa GEOSLOPE International Ltd. Posteriormente, realizou-se as análises de tensões *in situ*, seguida da aplicação da metodologia SRS (*Strength Reduction Stability*), aplicando-se fatores de redução nos parâmetros geotécnicos (coesão e ângulo de atrito) dos materiais para se obter a variação do fator de segurança, bem como das deformações. A partir das análises, foi possível perceber que o resíduo presente na fundação é um condicionante das superfícies potenciais de ruptura formadas. Ademais, observou-se que as deformações obtidas nas análises são coerentes com a formação da superfície de ruptura, sendo que os maiores deslocamentos verticais estão na interface do talude de montante com o resíduo depositado no reservatório e os maiores deslocamentos horizontais estão no resíduo presente na fundação, logo abaixo do aterro da estrutura alteada a montante. Além disso, verificou-se que todos os deslocamentos estão abaixo do valor máximo permissível. Por fim, a metodologia aplicada no presente estudo se mostrou satisfatória e pode ser empregada para a elaboração de uma carta de risco para deslocamentos de estruturas geotécnicas destinadas à disposição de rejeitos.

Palavras-chave: Análise Tensão-deformação. *Strength Reduction Stability*. Deslocamentos Admissíveis.

ABSTRACT

The study of deformation compatibility is one of the basic principles of dam design. For a structure raised upstream over a residue laid by wet disposal, this principle becomes even more relevant, due to the residue high deformability. In this context, this work aims to carry out a stress-strain analysis of a dam intended for the disposal of bauxite residue, as well as to carry out an analysis from the point of view of the structure safety, comparing the displacements recorded by the monitoring with the admissible displacements found in the stress-strain analysis to guarantee a safety factor of 1.5 according to normative recommendations. Initially, numerical modeling of three dam cross sections were developed using the computational program SIGMA/W together with SLOPE/W, both from GeoStudio 2019 R2 package developed by the company GEOSLOPE International Ltd. Subsequently, the *in situ* stress analyses were conducted, followed by the application of the SRS (Strength Reduction Stability) methodology, applying reduction factors in the geotechnical parameters (cohesion and friction angle) of the materials to obtain the safety factor variation, as well as the deformations. From the analyses, it was possible to verify that the residue present in the foundation is a conditioning factor of the formed critical failure surfaces. Furthermore, it was observed that the deformations obtained in the analyses are consistent with the formation of the critical failure surfaces, with the largest vertical displacements being at the interface of the upstream slope with the residue deposited in the reservoir and the largest horizontal displacements being in the residue present in the foundation, just below the embankment of the raised structure upstream. Furthermore, it was found that all displacements are below the maximum permissible value. Finally, the methodology applied in the present study proved to be satisfactory and can be used to prepare a risk chart for the displacement of geotechnical structures intended for the disposal of tailings.

Keywords: Stress-Strain Analysis. Strength Reduction Stability. Permissible Displacements.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Esquema de instalação de um piezômetro standpipe.	18
Figura 2 – Marco superficial utilizado em uma barragem.	19
Figura 3 – Seção típica com a berma de reforço.	22
Figura 4 – Localização das seções de controle.	24
Figura 5 – Localização da instrumentação geotécnica.	25
Figura 6 – Seção instrumentada 20.	27
Figura 7 – Seção Instrumentada 21.	27
Figura 8 – Seção Instrumentada 22.	27
Figura 9 – Velocidade dos deslocamentos verticais medidos no monitoramento InSAR.	36
Figura 10 – Velocidade dos deslocamentos horizontais medidos no monitoramento InSAR.	36
Figura 11 – Modelo Geológico Geotécnico da Seção 20.	39
Figura 12 – Modelo Geológico Geotécnico da Seção 21.	39
Figura 13 – Modelo Geológico Geotécnico da Seção 22.	39
Figura 14 – Análise de estabilidade (condição inicial – in situ) da Seção 20.	47
Figura 15 – Superfície crítica para o fator de segurança de referência na Seção 20.	47
Figura 16 – Deslocamentos horizontais admissíveis na Seção 20 (FS = 1,5).	48
Figura 17 – Deslocamentos verticais admissíveis na Seção 20 (FS = 1,5).	48
Figura 18 – Análise de estabilidade (condição inicial – in situ) da Seção 21.	49
Figura 19 – Superfície crítica para o fator de segurança de referência na Seção 21.	50
Figura 20 – Deslocamentos horizontais admissíveis na Seção 21 (FS = 1,5).	50
Figura 21 – Deslocamentos verticais admissíveis na Seção 21 (FS = 1,5).	51
Figura 22 – Análise de estabilidade (condição inicial – in situ) da Seção 22.	52
Figura 23 – Superfície crítica para o fator de segurança de referência na Seção 22.	52
Figura 24 – Deslocamentos horizontais admissíveis na Seção 22 (FS=1,5).	53
Figura 25 – Deslocamentos verticais admissíveis na Seção 22 (FS=1,5).	53

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Piezometria da Seção 20.	28
Gráfico 2 – Piezometria da Seção 21.	29
Gráfico 3 – Piezometria da Seção 22.	29
Gráfico 4 – Deslocamento vertical.	32
Gráfico 5 – Velocidade do deslocamento vertical.	32
Gráfico 6 – Deslocamento horizontal (norte-sul).	33
Gráfico 7 – Velocidade do deslocamento horizontal (norte-sul).	33
Gráfico 8 – Deslocamento horizontal (leste-oeste).	34
Gráfico 9 – Velocidade do deslocamento horizontal (leste-oeste).	34
Gráfico 10 – Deslocamentos verticais medidos no monitoramento InSAR.	37
Gráfico 11 – Deslocamentos horizontais (leste-oeste) medidos no monitoramento InSAR.	38
Gráfico 12 – Análise de convergência de malha para a Seção 20.	44
Gráfico 13 – Análise de convergência de malha para a Seção 21.	45
Gráfico 14 – Análise de convergência de malha para a Seção 22.	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características técnicas da estrutura (continua).	22
Tabela 2 – Registros das leituras dos instrumentos de piezometria.	28
Tabela 3 – Registros das leituras dos instrumentos de deslocamento (continua).	30
Tabela 4 – Registros das velocidades dos instrumentos de deslocamento.	31
Tabela 5 – Registros do monitoramento InSAR.	37
Tabela 6 – Parâmetros de resistência dos materiais.	41
Tabela 7 – Parâmetros de deformabilidade dos materiais.	42
Tabela 8 – Fator de redução de resistência.	43
Tabela 9 – Discretização do modelo.	46
Tabela 10 – Deslocamentos admissíveis.	55
Tabela 11 – Deslocamentos registrados pelo monitoramento geotécnico.	55

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1	Tensões <i>in situ</i>	12
2.2	Modelagem numérica	13
2.3	Modelos constitutivos	14
2.4	Critério de ruptura	16
2.5	Redistribuição de tensões	16
2.6	Monitoramento geotécnico	17
2.6.1	Piezômetros <i>standpipe</i>	17
2.6.2	Marcos topográficos	18
2.6.3	Interferometria por radar de abertura sintética (InSAR)	19
3	MATERIAL E MÉTODOS	20
3.1	Restrições da pesquisa	20
3.2	Descrição da estrutura	20
3.3	Seções de controle	23
3.4	Monitoramento geotécnico	24
3.5	Análise dos dados da instrumentação geotécnica	26
3.5.1	Piezometria	26
3.5.2	Deslocamentos	30
3.6	Modelo geológico-geotécnico e parâmetros dos materiais	38
3.7	Metodologia de análise e premissas adotadas	42
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	44
4.1	Estudo de malha	44
4.2	Resultados das análises e deslocamentos encontrados	46
4.3	Verificação dos deslocamentos admissíveis	54
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	56
5.1	Conclusão	56
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	57
	REFERÊNCIAS	58

1 INTRODUÇÃO

O setor mineral é responsável por cerca de 2,3 % do Produto Interno Bruto (PIB), tendo a bauxita como um dos minerais estratégicos para a balança comercial brasileira (INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO - IBRAM, 2020). No ano de 2022, o setor em questão arrecadou um total de R\$ 93,2 bilhões em impostos, incluindo a Compensação Financeira pela Exploração Mineral (CFEM), sendo diretamente responsável por benefícios para os estados e a população. Além disso, o setor é responsável por mais de 204 mil empregos diretos e mais de 2,25 milhões de empregos ao longo da cadeia e mercado (IBRAM, 2023). No entanto, os acidentes e mortes envolvendo barragens de rejeito ocorridos nos últimos anos, ainda marcam negativamente a mineração.

O beneficiamento da bauxita é responsável pela geração de um resíduo conhecido como lama vermelha, o qual é alcalino, com pH variando de 10 a 13, e composto por partículas finas. A geração deste resíduo é da ordem de 1 a 2 ton para cada tonelada de alumina produzida, sendo que o método de disposição úmida é responsável por uma maior geração de resíduo quando comparado ao método de disposição seca (SILVA et al., 2007).

Assim, as lagoas executadas com aterro de solo compactado são utilizadas para a disposição deste resíduo. O lançamento destas partículas finas é feito hidraulicamente, o que desencadeia um processo de sedimentação juntamente com o adensamento devido ao peso próprio do resíduo. Assim, é necessário o conhecimento da tensão efetiva e do índice de vazios, que estão diretamente ligados à deformação deste material (BEDIN, 2006).

Cruz (2004) destaca três princípios básicos para o projeto de barragens, de forma que os requisitos básicos de segurança possam ser atendidos. Estes princípios consistem no controle de fluxo, na estabilidade e na compatibilidade de deformações. Tratando-se de barragens de resíduo de bauxita, existem algumas especificidades pelo fato de o resíduo ter um pH elevado que não pode ter contato com o meio ambiente, como o controle de fluxo por meio da impermeabilização e a compatibilidade de deformações entre o resíduo e o aterro compactado, já que o resíduo não pode ser utilizado como material de construção do barramento.

Dentro desse contexto, este trabalho tem como objetivo realizar um estudo tensão-deformação de uma barragem destinada à disposição de resíduos de bauxita, para avaliar como ocorrerão os deslocamentos na estrutura, bem como os deslocamentos admissíveis com a utilização de um *software* comercial. Estas análises serão comparadas aos dados da instrumentação geotécnica destinada ao monitoramento dos deslocamentos, possibilitando assim uma avaliação de segurança da estrutura.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Tensões *in situ*

Sendo o solo um meio trifásico, composto por partículas sólidas, ar e água, a tensão total atuante neste meio é suportada parcialmente pela água e ar, sendo o restante da tensão total realizada pelo contato entre as partículas sólidas de solo, a qual é chamada de tensão efetiva. Assim, a tensão efetiva em um ponto de um solo parcialmente saturado é definida conforme a Equação 1 (DAS; SOBHAN, 2017).

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

Onde σ' é a tensão efetiva; σ é a tensão total; u_a e u_w representam a pressão de ar e poropressão, respectivamente; χ é um fator que varia de 0 a 1, representado a condição de solo seco e saturado, respectivamente.

As tensões *in situ* são aquelas causadas por forças gravitacionais, devido ao peso próprio do solo. Para superfícies do terreno e subcamadas regulares, com variação das propriedades do solo desprezível na direção horizontal, a determinação das tensões *in situ* é simples, sendo denominadas de tensões geostáticas. Em situações com heterogeneidade significativa e topografia irregular a determinação das tensões *in situ* se torna complexa (GERSCOVICH, 2016).

Para o caso de uma superfície inclinada, por exemplo, há o aparecimento de tensões cisalhantes devido à tendência de movimento do maciço. No entanto, Gerscovich (2016) destaca em sua obra que a partir da prática, percebe-se que a metodologia utilizada para o cálculo da tensão geostática pode ser empregada no cálculo da tensão vertical neste caso, sendo os demais estados iniciais de tensão determinados de maneira mais complexa. Desse modo, a tensão geostática vertical é dada pelo peso de solo acima de uma certa profundidade, conforme a Equação 2.

$$\sigma_v = \sum \gamma_i z_i \quad (2)$$

Onde σ_v é a tensão vertical; γ_i é o peso específico do solo; z_i é a espessura da camada.

Já a tensão horizontal parte do princípio de que seu valor é equivalente ao esforço demandado para anular as deformações horizontais. Desse modo, há uma dependência da tensão vertical aplicada e, em alguns casos, da compressibilidade do solo. Como esta mudança da

posição do grão é dependente das tensões aplicadas, utiliza-se da tensão efetiva para o cálculo da tensão horizontal, conforme a Equação 3 (GERSCOVICH, 2016).

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (3)$$

Onde σ'_h é a tensão efetiva horizontal; K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso; σ'_v é a tensão efetiva vertical.

Em condição de deformações horizontais nulas, o coeficiente de empuxo no repouso pode ser definido a partir das equações da teoria da elasticidade, em função do coeficiente de Poisson.

Jaky (1944) propôs a relação mostrada na Equação 4 para estimar o coeficiente de empuxo no repouso para solos granulares grossos.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (4)$$

Onde, ϕ' é o ângulo de atrito drenado.

Em razão do sobreadensamento, Mayne e Kulhawy (1982) avaliaram 171 solos e recomendaram uma modificação na Equação 4, de modo que esta fosse válida para solos desde a argila até pedregulhos (Eq. 5).

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi')(OCR)^{\text{sen}\phi'} \quad (5)$$

Onde, OCR é a razão de sobreadensamento.

Massarsch (1979) propôs a Equação 6 para o caso dos solos granulares finos normalmente adensados.

$$K_0 = 0,44 + 0,42 \left[\frac{IP(\%)}{100} \right] \quad (6)$$

Onde, IP é o índice de plasticidade.

No caso de argilas sobreadensadas, a Equação 7 pode ser usada para estimar o coeficiente de empuxo no repouso.

$$K_{0(\text{sobreadensado})} = K_{0(\text{normalmente adensado})} \sqrt{OCR} \quad (7)$$

2.2 Modelagem numérica

Para projetos de engenharia geotécnica, existem essencialmente dois requisitos que devem ser satisfeitos, sendo o estado limite de serviço (ELS) e o estado limite último (ELU). O

ELS foca nos níveis de deformação e tensões que o acompanham, já o ELU foca na estabilidade geral do sistema para uma operação segura. O método de equilíbrio limite por exemplo, trata de aspectos relacionados à estabilidade geral, mas fornece pouca informação acerca das tensões/deformações reais dentro do sistema. Em contrapartida, a análise numérica aborda os requisitos de projeto ELU e ELS (SEEUENT, 2022).

Desse modo, o método de elementos finitos (MEF) é uma abordagem numérica que tem como base a discretização de um domínio em uma série de elementos finitos com geometria e propriedades de material definidas. Essa discretização possibilita a representação da equação diferencial parcial de forma semi-contínua em todo o domínio. O resultado é uma série de equações simultâneas do valor de uma variável dependente ou sua derivada em cada um dos nós. Para reduzir este conjunto de equações de modo a possibilitar a resolução de maneira algébrica, são utilizadas condições de contorno, ou seja, valores conhecidos da variável ou sua derivada (SEEUENT, 2022).

Bathe (2014) destaca que, como o MEF é um procedimento numérico, deve-se verificar a precisão da solução. Caso os critérios de precisão não sejam atendidos, a solução numérica deve ser repetida com parâmetros de solução refinados, como malhas mais finas, até que haja uma convergência dos resultados, indicando uma precisão suficiente.

2.3 Modelos constitutivos

Um modelo matemático que representa o comportamento de um material é construído por meio de uma equação constitutiva. No entanto, é importante levar em consideração as condições às quais o material está submetido, a fim de definir adequadamente as variáveis e a relação entre elas (DESAI; SIRIWARDANE, 1984).

Segundo Azevedo (2015), as equações constitutivas relacionam a tensão e a deformação, bem como a taxa dessas duas variáveis, uma vez que são dependentes das propriedades do material que está sendo analisado. Para o caso dos sólidos elásticos lineares, um dos exemplos de equação constitutiva é a Lei de Hooke generalizada, a qual relaciona apenas a tensão e a deformação, sem levar em consideração a taxa dessas variáveis. No entanto, como uma grande parte dos materiais são complexos e não lineares, esta lei é válida apenas para uma classe limitada.

O equilíbrio estático que rege uma análise tensão-deformação é composto por tensões normais de compressão e tensões de cisalhamento. O requisito adicional de compatibilidade introduz quantidades de deformação. A associação entre o equilíbrio e a compatibilidade é feita

por incrementos infinitesimais (δ) de tensão e deformação, que é expressa por uma lei constitutiva conforme mostrado na Equação 8 (SEEQUENT, 2022).

$$\{\delta\sigma\} = [D]\{\delta\varepsilon\} \quad (8)$$

Onde $\{\delta\sigma\}$ e $\{\delta\varepsilon\}$ são vetores que compreendem seis incrementos de tensão e seis de deformação, respectivamente; $[D]$ é uma matriz constitutiva que relaciona incrementos de tensão e deformação.

Esta matriz $[D]$ pode ser expressa com parâmetros de tensão efetiva ou total. No entanto, todos os modelos constitutivos do programa computacional SIGMA/W são formulados em termos de parâmetros de tensão efetiva.

Zanon (2020) aborda em sua obra os modelos constitutivos independentes do tempo, os quais são divididos em elastoplásticos e elásticos, podendo este último ser linear e não linear. Como exemplo de um modelo elástico, pode-se citar o modelo hiperbólico. Tratando-se dos modelos elastoplásticos, pode-se citar os modelos Cam Clay e Cam Clay modificado, além do modelo de Mohr-Coulomb, ênfase deste trabalho.

De acordo com Zanon (2020), no modelo elastoplástico há uma proporcionalidade entre as tensões e as deformações até o ponto de ruptura. Após este ponto a curva tensão-deformação é constante. Assim, no modelo de Mohr-Coulomb o material se comportará de forma elástica até a falha, momento em que o comportamento transita para a plasticidade perfeita (SEEQUENT, 2022).

Seequent (2022) descreve a dedução matemática do modelo elastoplástico, no qual a lei constitutiva é reescrita conforme mostrado na Equação 9, com a separação dos incrementos totais de deformação em partes elásticas e plásticas.

$$\{\delta\sigma'\} = [D](\{\delta\varepsilon\} - \{\delta\varepsilon^p\}) \quad (9)$$

Onde o sobrescrito p indica plástico.

Uma função escoamento é responsável por separar a região de comportamento elástico e plástico do material, sendo uma função escalar que pode ser expressa em termos de tensões principais ou invariantes de tensão e parâmetros de estado. A função escoamento deve ser igual a zero quando as deformações plásticas estiverem ocorrendo e o estado de tensão também deve permanecer na função, conforme indica a Equação 10.

$$\delta F(\{\sigma'\}, \{k\}) = \left\{ \frac{\partial F(\{\sigma'\}, \{k\})}{\partial \sigma'} \right\} \{\delta\sigma'\} + \left\{ \frac{\partial F(\{\sigma'\}, \{k\})}{\partial k} \right\} \{\delta k\} = 0 \quad (10)$$

Onde $\{k\}$ é um vetor de parâmetros de estado.

2.4 Critério de ruptura

Segundo Gerscovich (2016), a ruptura é definida a partir da curva tensão-deformação, sendo um estado de tensões que varia de acordo com o critério adotado. Rankine propôs que as tensões são estáveis, partindo do princípio de que as tensões normais não ultrapassem um valor máximo. Já Tresca sugeriu que a tensão cisalhante máxima fosse o limite de ruptura. Mohr afirmou que a ruptura é dependente de uma combinação entre as tensões normal e cisalhante, e não em função das tensões máximas normais ou cisalhantes de forma isolada. Para a grande parte dos problemas de mecânica dos solos, é suficiente considerar a tensão de cisalhamento como uma função linear da tensão normal. Assim, o critério de Mohr-Coulomb define a envoltória de resistência de Mohr como uma reta, conforme a Equação 11.

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (11)$$

Onde τ é a tensão de cisalhamento; c' é o intercepto que representa a coesão do solo; σ' é a tensão normal efetiva; ϕ' é a inclinação da reta que representa o ângulo de atrito do solo.

Para a determinação da envoltória de resistência, é feito o ajuste da reta com base nas tensões de ruptura determinadas por meio de ensaios, como o cisalhamento direto e o triaxial.

2.5 Redistribuição de tensões

Potts e Zdravkovic (2012) desenvolveram um procedimento que pode ser aplicado para uma análise de *Strength Reduction Stability* (SRS), para definir o fator pelo qual a resistência de todos os materiais deve ser reduzida para gerar um colapso e determinar a localização da superfície de ruptura. Para isso, os autores introduziram o fator γ_m como um parâmetro de estado adicional na função escoamento. Este fator é definido pela razão entre os parâmetros de resistência característicos e os parâmetros de resistência do projeto, conforme indicado na Equação 12.

$$\gamma_m = \frac{\operatorname{tg} \phi'_c}{\operatorname{tg} \phi'_d} = \frac{c'_c}{c'_d} = \frac{S_{u,c}}{S_{u,d}} \quad (12)$$

Onde S_u é a resistência não drenada; os subscritos c e d indicam valores característicos (não fatorados) e de projeto (fatorados) respectivamente.

Desse modo, a Equação 10 pode ser reescrita conforme indicado na Equação 13.

$$\begin{aligned} \delta F(\{\sigma'\}, \{k\}, \gamma_m) = & \left\{ \frac{\partial F(\{\sigma'\}, \{k\})}{\partial \sigma'} \right\} \{\delta \sigma'\} + \left\{ \frac{\partial F(\{\sigma'\}, \{k\})}{\partial k} \right\} \{\delta k\} \\ & + \left\{ \frac{\partial F(\{\sigma\}, \{k\}, \gamma_m)}{\partial \gamma_m} \right\} \{\delta \gamma_m\} = 0 \end{aligned} \quad (13)$$

Seequent (2022) descreve a dedução matemática do modelo elastoplástico modificado para este caso, conforme mostrado na Equação 14.

$$\{\delta \sigma\} = [D](\{\delta \varepsilon\} - \{\delta \varepsilon^p\}) - \{\delta \sigma_c\} \quad (14)$$

Onde $\{\delta \sigma_c\}$ é a correção de tensão associada ao incremento do fator.

2.6 Monitoramento geotécnico

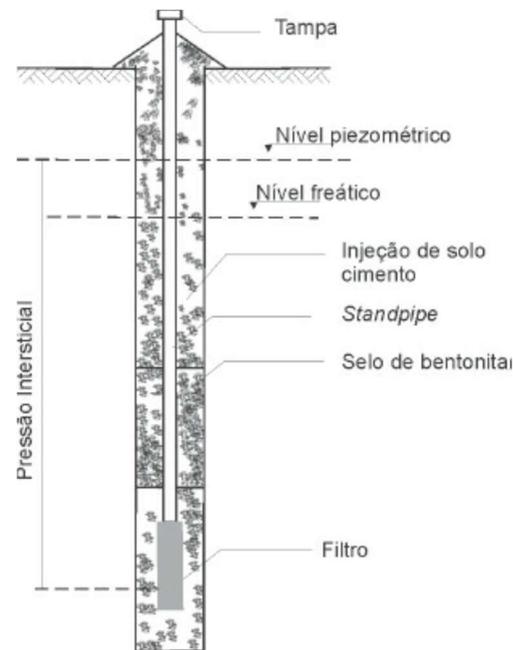
O monitoramento geotécnico proporciona a auscultação de barragens de terra com a finalidade de detectar eventuais condições que coloquem a segurança da estrutura em risco. Por meio deste, é possível acompanhar, entre outras coisas, os deslocamentos e as dissipações de poropressão que ocorrem após a implantação de uma obra geotécnica. Mas também, é possível monitorar a execução da obra em si e até mesmo servir como um estudo preliminar para o desenvolvimento do projeto (FONSECA, 2003).

2.6.1 Piezômetros *standpipe*

Também conhecidos por piezômetros de Casagrande, em homenagem à Arthur Casagrande que desenvolveu os primeiros piezômetros desse tipo, este instrumento permite o monitoramento das poropressões em barragens de terra com confiabilidade, durabilidade e baixo custo. A água presente nos poros do solo passa pelo filtro do bulbo drenante presente na base do piezômetro e preenche o tubo até alcançar o equilíbrio com a poropressão na fundação. Desse modo, a poropressão é medida pela coluna de água acima do bulbo do piezômetro. A aferição do nível piezométrico é feita com um aparelho elétrico composto por uma trena e um sensor na ponta, o qual emite um sinal sonoro ao entrar em contato com a água (SILVEIRA, 2006).

A Figura 1 mostra o esquema de instalação de um piezômetro *standpipe* instalado em um furo de sondagem.

Figura 1 – Esquema de instalação de um piezômetro *standpipe*.



Fonte: Silveira (2006).

2.6.2 Marcos topográficos

Segundo Silveira (2006), este instrumento é utilizado na medição de deslocamentos superficiais em barragens de terra para a observação de recalques e deslocamentos horizontais que estejam vinculados à alguma anomalia que pode colocar a segurança da estrutura em risco, tais como a instabilidade, a erosão interna, entre outras. A auscultação deve ser iniciada durante a construção da estrutura e continuar ao longo da vida útil. A medição é feita por meio de uma estação total topográfica ou de um equipamento com Sistema Global de Navegação por Satélite (GNSS). Porém, além do marco topográfico em si, juntamente com o equipamento de medição, também é necessário um referencial fixo, conhecido como *benchmark*, geralmente instalado na região das ombreiras.

A Figura 2 mostra um marco superficial utilizado no monitoramento de uma barragem de contenção de água.

Figura 2 – Marco superficial utilizado em uma barragem.



Fonte: Do autor (2022).

2.6.3 Interferometria por radar de abertura sintética (InSAR)

De acordo com o Instituto Minere (2019), o monitoramento InSAR utiliza imagens obtidas por satélite para medir a diferença de fase de duas ondas eletromagnéticas utilizando a interferometria. Essa diferença está associada à distância percorrida por cada onda, permitindo a detecção de movimentos na superfície terrestre. Esta técnica se mostra eficaz no monitoramento de deslocamentos de longo prazo e conseqüentemente a verificação de tendências de deslocamento. Dentre as vantagens estão a precisão milimétrica e o funcionamento em condições atmosféricas adversas. Como desvantagem tem-se a baixa cobertura em áreas com vegetação densa, devido à baixa refletividade.

3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Restrições da pesquisa

Este trabalho se limitou ao banco de dados disponibilizado pela empresa proprietária da barragem de rejeitos, uma vez que não foram feitas campanhas de investigação geológico-geotécnicas complementares para a definição dos parâmetros de deformação dos materiais constituintes da barragem em estudo.

Ademais, devido ao compromisso com a segurança da informação neste trabalho, não puderam ser publicadas as coordenadas da estrutura, além de outras informações e referências oriundas do banco de dados disponibilizado pela empresa proprietária da barragem, que foi objeto de estudo. Desse modo, ao longo deste trabalho a barragem foi chamada pelo heterônimo “Barragem de Resíduo de Bauxita X – BRB X” e seu alteamento “Célula de Alteamento Y”. Para referir-se à empresa proprietária do empreendimento, utilizou-se do heterônimo “Indústria de Alumínio Genérica X” ou simplesmente “IAGX Alumínio”. Por fim, utilizou-se “EGEOY Engenharia” para referir-se à empresa de consultoria da referida estrutura.

3.2 Descrição da estrutura

A descrição da estrutura teve como base o Relatório Técnico de Inspeção de Segurança Regular relativo ao ano de 2022 disponibilizado pela empresa IAGX Alumínio. Em linhas gerais, o barramento tem por finalidade a contenção e armazenamento de resíduo oriundo do processo de beneficiamento de bauxita e água para recirculação no processo. O lançamento é feito pelo método de disposição em polpa no reservatório executado em solo compactado.

A estrutura possui Categoria de Risco (CRI) baixo e Dano Potencial Associado (DPA) alto segundo os critérios gerais estabelecidos no decreto estadual nº 48.140 de 25 de fevereiro de 2021, que entrou em vigor após a publicação da Portaria IGAM nº 2 de 2019.

A BRB X foi implantada em 1968, com aterro em solo compactado, e sem a presença de sistema de impermeabilização e dispositivos de drenagem interna. A região de implantação da estrutura interceptava um córrego, o qual foi desviado para a ombreira direita, formando dois lagos às margens da estrutura. Em 1971, para atingir sua cota final, o barramento foi alteado a jusante, resultando em uma capacidade de armazenado de 840.000 m³. No ano de 1978 o reservatório atingiu seu limite de armazenamento, sendo desativado a partir desta data.

No ano de 1980, a BRB X passou pela “reabilitação”, um processo interno da IAGX Alumínio que visa reintegrar a estrutura ao meio ambiente local. Para isso, foi lançada uma

camada de solo de regiões locais sobre a superfície, juntamente com o plantio de vegetação em 8 dos 13 hectares do reservatório. Os 5 hectares restantes foram reabilitados no ano de 2000. Nesta mesma data, foi lançado solo argiloso proveniente da escavação da fundação de outra estrutura nas proximidades, sendo implementado também um sistema de drenagem superficial para a adequada condução do fluxo de água pluvial.

Em abril de 2014 foram realizadas obras de alteamento a montante na estrutura a fim de acrescentar cerca de 414.000 m³ na capacidade de armazenamento. Este novo reservatório, que fica apoiado sobre a BRB X chamado de Célula de Alteamento Y, será o foco do presente estudo.

Para a implantação deste alteamento, foi feita a remoção da camada de solo vegetal até o contato com a camada argilosa. A fundação foi executada com solo compactado em contato direto com a superfície impermeabilizada por geomembrana de PELBD (Polietileno Linear de Baixa Densidade) sobre o reservatório da BRB X.

Vale ressaltar que as camadas impermeabilizantes foram executadas no fundo do reservatório em contato com a superfície do resíduo disposto anteriormente e nos taludes de montante do novo alteamento. Já no talude de jusante, foi feito o plantio vegetal por meio de hidrossemeadura juntamente com manta vegetal.

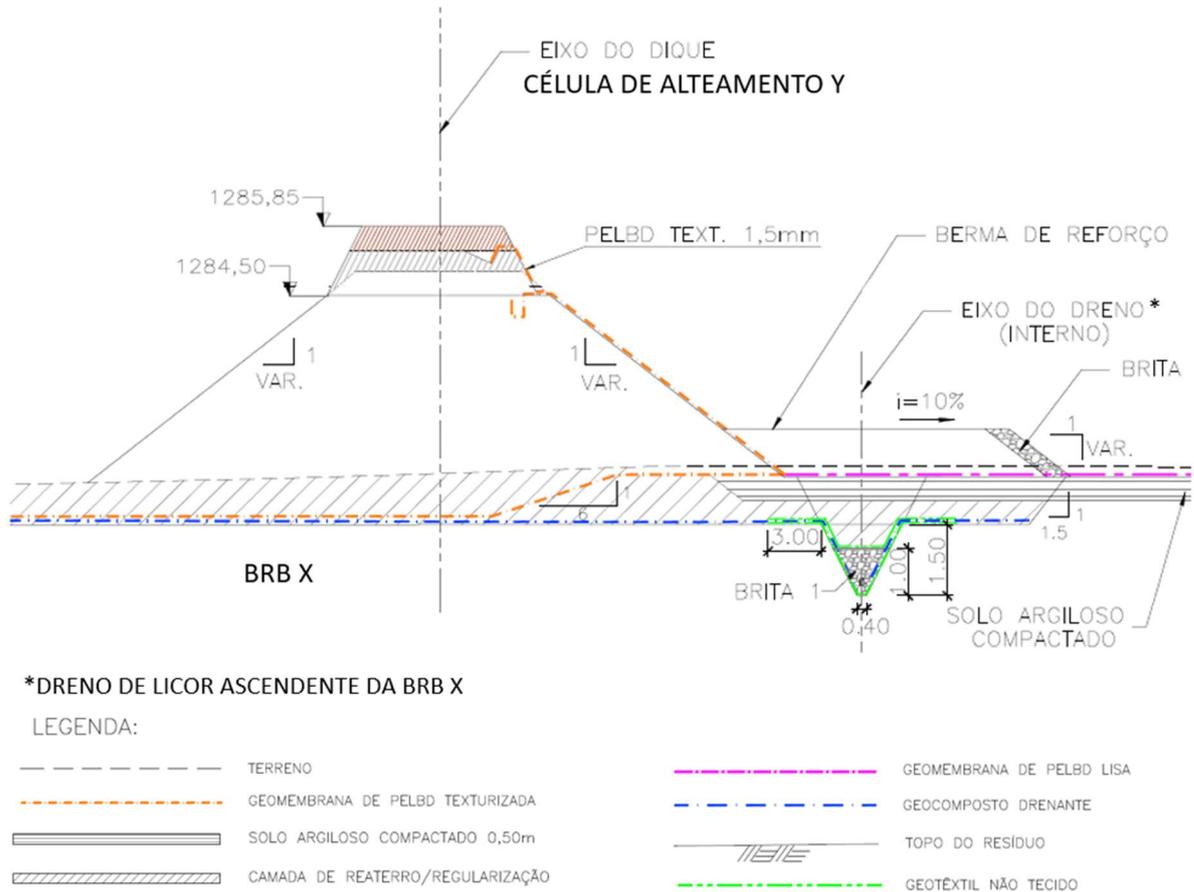
Além disso, foi executada uma berma interna de equilíbrio na El. 1281,00 m, diferentemente do que consta em projeto, cuja cota é variável de 1281,0 m no trecho norte até 1281,90 m no trecho sul do novo barramento (Figura 3). Ainda assim, devido à alteração na cota das cristas, que resultou em um acréscimo de carga, foi necessário executar uma berma externa de equilíbrio com 10 metros de largura.

Após a conclusão de sua construção em fevereiro de 2015 até agosto de 2019 a Célula de Alteamento Y foi utilizada para armazenar água de chuva, que posteriormente era utilizada no processo de beneficiamento do minério de bauxita. Neste período, houve apenas o lançamento de 1.860 m³ de resíduo na estrutura em janeiro de 2016. Em agosto de 2019 a estrutura passou a receber em média 13.039 m³ de resíduo por mês, proveniente do processo de beneficiamento do minério de bauxita, além da contribuição de água pluvial que era utilizada no processo.

O reservatório atingiu sua cota máxima de armazenamento em abril de 2022, data em que o lançamento do resíduo foi paralisado. Atualmente a estrutura encontra-se em processo de impermeabilização com geomembrana de PELBD, para não receber mais a contribuição de água de chuva, a qual após ter contato com o resíduo necessita de tratamento antes de seu retorno para o meio ambiente. Após concluída a etapa de impermeabilização a área receberá

uma camada de conformação em solo e sistema de drenagem superficial. Estas ações visam a reabilitação (reintegração) da área ao meio ambiente, seguindo processos internos da empresa IAGX Alumínio.

Figura 3 – Seção típica com a berma de reforço.



Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2017).

A Tabela 1 apresenta as principais informações técnicas da estrutura, tendo como principal referência o Relatório Técnico de Segurança de Barragem da Auditoria de Segurança de Barragem realizada em 2022, que foi fornecido pela IAGX Alumínio.

Tabela 1 – Características técnicas da estrutura (continua).

Característica	Informação
Ano de implantação	1968 (BRB X) / 2014 (Célula de Alçamento Y)
Período de operação	1968 até 1978 (BRB X) / 2015 até 2022 (Célula de Alçamento Y)
Status de operação	Paralisada, em processo de impermeabilização

Tabela 1 – Características técnicas da estrutura (conclusão).

Característica	Informação
El. crista (m)	1.280,00 (BRB X) / Variável com El. máxima 1.285,70 m (Célula de Alçamento Y)
Altura máxima (m)	12,5 (BRB X) / 5,7 m (Célula de Alçamento Y)
Volume do reservatório (m ³)	~1.254.756,87 m ³ (840.000 m ³ da BRB X e 414.756,87 m ³ da Célula de Alçamento Y)
Área do reservatório (m ²)	141.000 m ² (Bordo interno da crista da Célula de Alçamento Y)
Curso d'água interceptado	Sim
Sistema extravasor	Tipo flauta (Dique Oeste)
Dreno de fundo	Apenas na Célula de Alçamento Y e licor ascendente na BRB X
Sistema de impermeabilização	Apenas na Célula de Alçamento Y
Instrumentação	14 piezômetros do tipo Casagrande (PZ), 4 piezômetros elétricos (PZE), 3 medidores de nível d'água (MNA) e 12 pontos de monitoramento topográfico (PMT)
CRI	Baixo
DPA	Alto

Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

3.3 Seções de controle

As seções de controle são seções transversais de análise para o acompanhamento das condições de segurança, quanto à estabilidade dos taludes. Estas seções representam a condição mais desfavorável e/ou crítica do dique, sendo definidas por um ou mais dos seguintes critérios: (i) Maior altura do dique; (ii) Condição desfavorável no terreno de fundação; (iii) Possíveis sobrecargas permanentes atuantes; (iv) Altos níveis piezométricos verificados pelos instrumentos; (v) Ocorrências observadas no campo a serem acompanhadas; e (vi) Posicionamento da instrumentação existente.

Em linhas gerais, a estrutura possui diques lineares feitos de um mesmo material e que mantém sua geometria ao longo do eixo longitudinal. Desse modo, ao analisar uma seção com a condição mais desfavorável ao longo desse dique, conforme os critérios mencionados

anteriormente, entende-se que esta terá o menor fator de segurança associado, sendo, portanto, a situação mais crítica.

A localização das seções de controle da estrutura objeto do presente estudo está indicada na Figura 4.

Figura 4 – Localização das seções de controle.



Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

3.4 Monitoramento geotécnico

O sistema de monitoramento do barramento é composto por piezômetros de Casagrande (PZ), piezômetros de corda vibrante (PZE), medidores de nível d'água (MNA), marcos

topográficos (PMT), monitoramento InSAR via satélite, vazão dos drenos de fundo e nível de água na estrutura. Além disso, também são realizadas inspeções de rotina na estrutura.

A Figura 5 indica a localização de cada instrumento instalado na estrutura.

Figura 5 – Localização da instrumentação geotécnica.



Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

A frequência de monitoramento é quinzenal, tanto nos instrumentos de piezometria, quanto nos instrumentos de deslocamento. A leitura do nível de água no reservatório e da vazão dos drenos de fundo é feita de forma automatizada 24h por dia ao longo dos 7 dias da semana, porém são feitas leituras manuais diariamente para o nível de água e semanalmente para os drenos de fundo, de modo a fazer uma conferência do sistema automatizado.

As inspeções também são feitas com uma frequência quinzenal. Já o monitoramento InSAR via satélite possui frequência de atualização mensal, com informações de deslocamento de, em média, quatro datas diferentes ao longo do mês.

Vale ressaltar que em período chuvoso a frequência de leituras e inspeções é intensificada conforme a necessidade em toda a estrutura ou em uma seção de controle específica.

Apesar dos níveis de controle serem definidos apenas para as seções de controle, existem vários outros instrumentos instalados em outras regiões da estrutura, além das inspeções de rotina que abrangem toda a área. Ademais, o monitoramento InSAR de deslocamentos na superfície via satélite permite uma varredura da estrutura como um todo e minimiza as limitações de monitoramento dos diques a partir de apenas algumas seções de controle. Todo este sistema, permite a identificação de anomalias também fora das seções de controle.

3.5 Análise dos dados da instrumentação geotécnica

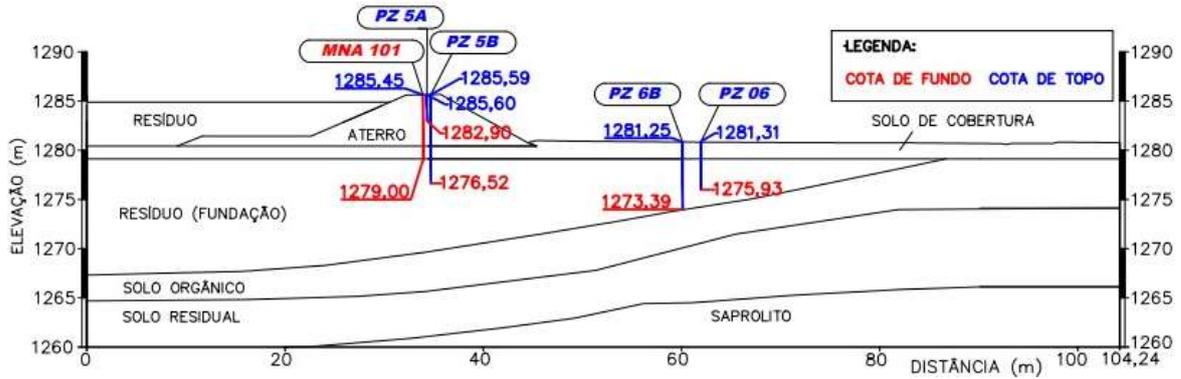
Ao longo deste item será feita a análise dos dados obtidos por meio da instrumentação geotécnica da estrutura. Serão analisados especificamente os instrumentos de piezometria instalados nas seções de controle, que servirão para a definição da linha piezométrica que será utilizada no modelo. Além disso, serão analisados os instrumentos medidores de deslocamento, que servirão para ajustar o modelo e fazer um comparativo com os resultados encontrados.

3.5.1 Piezometria

A estrutura em estudo possui 14 piezômetros do tipo Casagrande instalados que monitoram a poropressão no dique e na fundação, dos quais 12 estão localizados nas seções de controle que serão avaliadas. Além disso, também existem 3 medidores de nível d'água que monitoram a elevação do nível d'água no maciço, todos esses instalados nas seções de controle. Existem também 4 piezômetros de corda vibrante que estão instalados junto ao sistema de dreno de fundo da estrutura, os quais não fazem parte do objetivo do presente estudo.

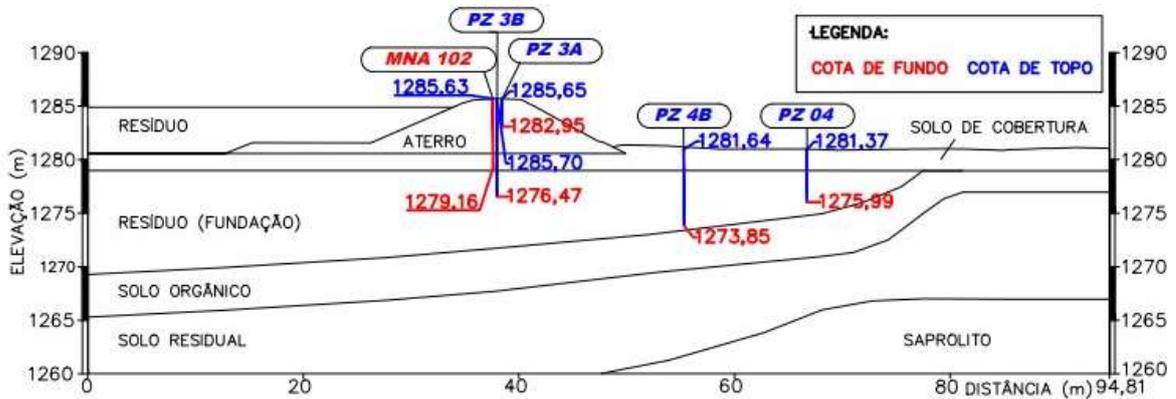
A Figura 6, Figura 7 e Figura 8 contém cada uma das seções de controle com os seus respectivos instrumentos de piezometria.

Figura 6 – Seção instrumentada 20.



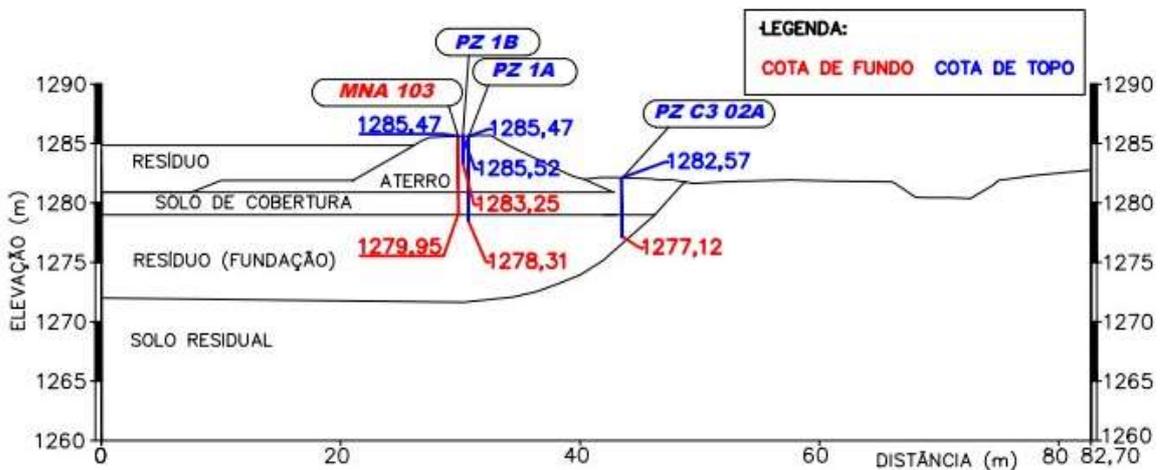
Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

Figura 7 – Seção Instrumentada 21.



Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

Figura 8 – Seção Instrumentada 22.



Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

Na Tabela 2 há um resumo das leituras registradas nos instrumentos de piezometria em cada uma das seções de controle.

Tabela 2 – Registros das leituras dos instrumentos de piezometria.

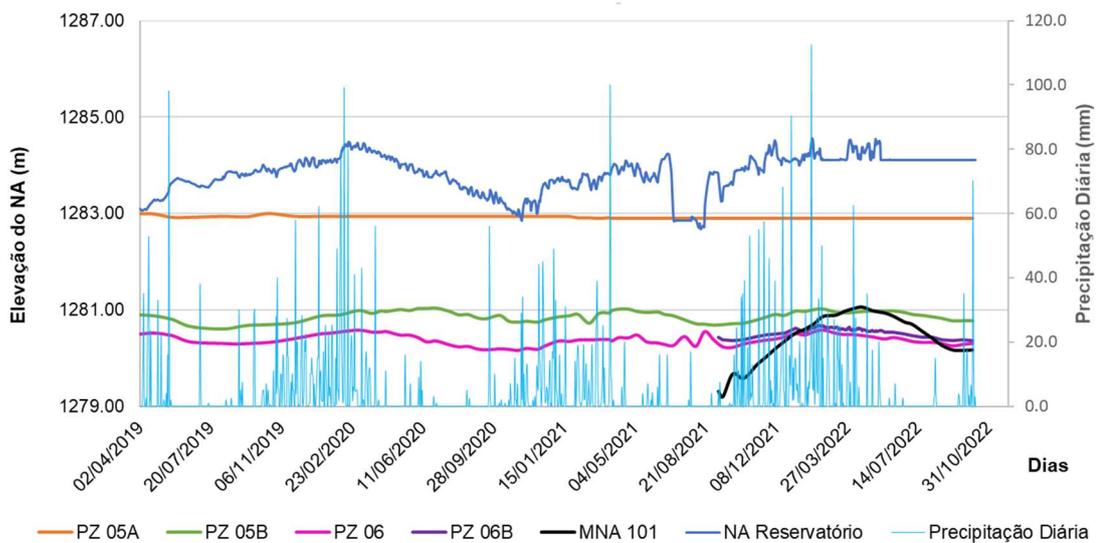
Seção	Instrumento	Cota de Fundo (m)	Elevação mínima (m)	Elevação máxima (m)	Elevação média (m)	Elevação atual (m)
20	MNA-101	1279,00	1279,20	1281,06	1280,40	1280,17
20	PZ-05A	1282,90	1282,90	1283,00	1282,92	1282,90
20	PZ-05B	1276,52	1280,61	1281,04	1280,87	1280,78
20	PZ-06	1275,93	1280,17	1280,58	1280,37	1280,31
20	PZ-06B	1273,39	1280,36	1280,68	1280,57	1280,36
21	MNA-102	1279,16	1279,96	1280,91	1280,67	1280,60
21	PZ-03A	1282,95	1282,95	1283,10	1282,97	1282,96
21	PZ-03B	1276,47	1280,04	1280,78	1280,26	1280,10
21	PZ-04	1275,99	1279,53	1280,53	1279,94	1279,58
21	PZ-04B	1273,85	1279,58	1280,03	1279,77	1279,64
22	MNA-103	1279,95	1279,98	1282,60	1281,47	1281,34
22	PZ-01A	1278,31	1280,51	1281,08	1280,76	1280,62
22	PZ-01B	1283,25	1283,25	1283,41	1283,27	1283,25
22	PZ-C3-02A	1277,12	1280,71	1280,85	1280,78	1280,71

Nota: Foram consideradas as leituras até o dia 06/10/2022.

Fonte: IAGX Alumínio (2022).

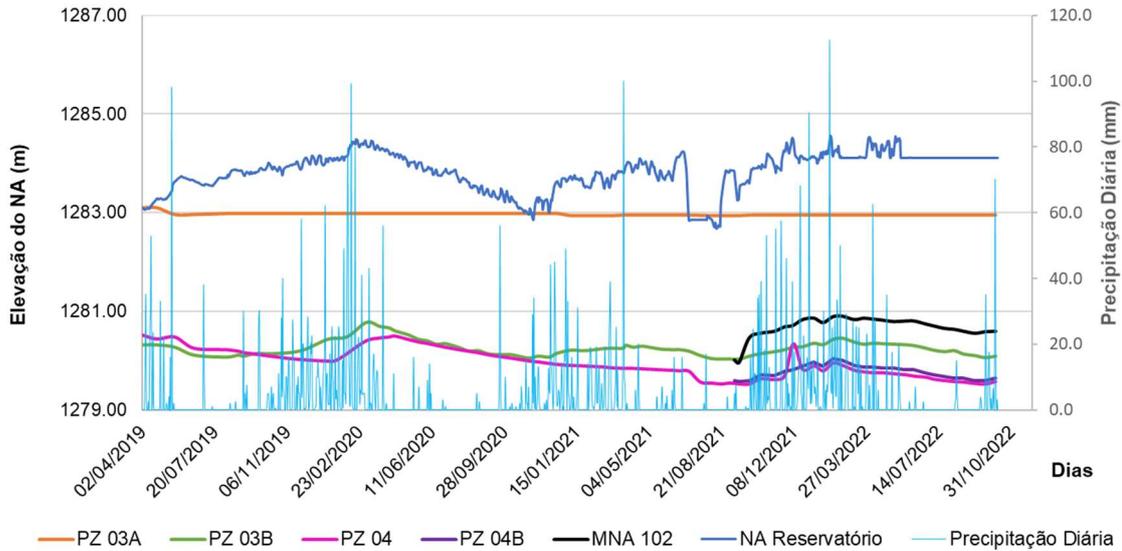
No Gráfico 1, Gráfico 2 e Gráfico 3 estão indicadas as leituras dos instrumentos de cada seção juntamente com a precipitação e os níveis de água dentro do reservatório da Célula de Alçamento Y.

Gráfico 1 – Piezometria da Seção 20.



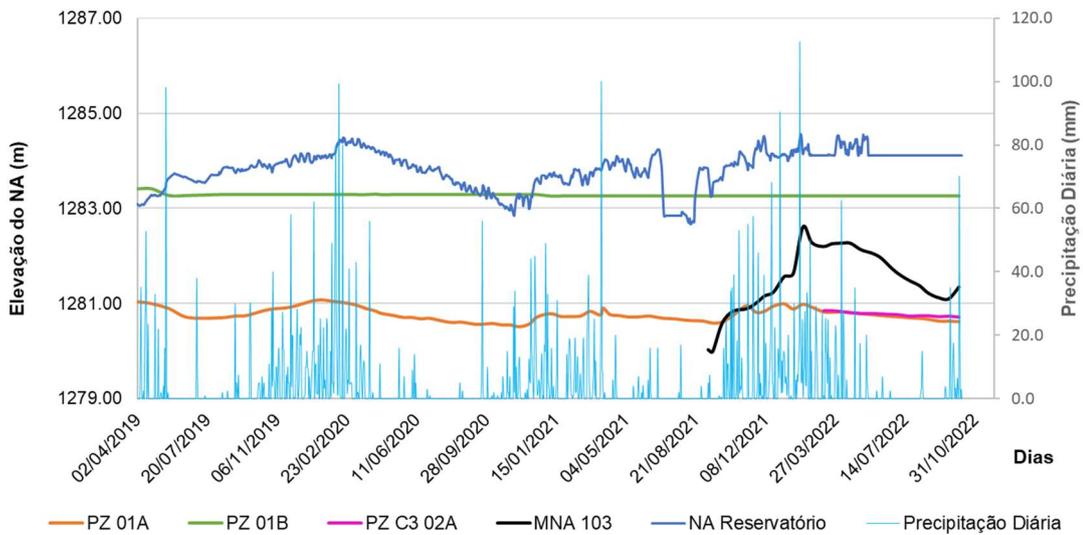
Fonte: IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 2 – Piezometria da Seção 21.



Fonte: IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 3 – Piezometria da Seção 22.



Fonte: IAGX Alumínio (2022).

Analisando os resultados obtidos pela instrumentação, pode-se perceber que os piezômetros de Casagrande PZ-01B, PZ-03A e PZ-05A possuem leituras iguais a cota de fundo (Tabela 2), indicando poropressão igual a zero devido à ausência de água. Como estes instrumentos estão instalados no aterro, tal comportamento é esperado, uma vez que devido à impermeabilização interna dos diques com geomembrana de PELBD não é previsto fluxo do reservatório através do maciço.

Os medidores de nível d'água MNA-101, MNA-102 e MNA-103 estão instalados com fundo no solo de cobertura que fica sobre o resíduo lançado na estrutura original e abaixo do

novo reservatório alteado a montante. Desse modo, apresentam em suas leituras influência da pluviometria, sendo as maiores leituras registradas durante o período chuvoso e as menores leituras registradas durante o período de seca.

Os piezômetros de Casagrande PZ-01A, PZ-03B e PZ-05B estão posicionados na crista do novo reservatório alteado a montante, porém possuem suas células instaladas no resíduo lançado na estrutura original. Já os piezômetros de Casagrande PZ-C3-02A, PZ-04, PZ-04B, PZ-06 e PZ-06B estão posicionados diretamente no solo de cobertura e com as células piezométricas também no resíduo. Com isso, todos esses instrumentos apresentam em suas leituras influência da pluviometria, sendo as maiores leituras registradas durante o período chuvoso e as menores leituras registradas durante o período de seca.

3.5.2 Deslocamentos

A estrutura em estudo possui 12 marcos topográficos (PMT) instalados que monitoram os deslocamentos horizontais na superfície nas direções norte-sul (N) e leste-oeste (E) e os deslocamentos na direção vertical (Z), dos quais 5 estão localizados nas seções de controle que serão avaliadas.

Na Tabela 3 há um resumo dos deslocamentos registrados nos instrumentos de deslocamento de cada uma das seções de controle. Na Tabela 4 há um resumo das velocidades registradas nos instrumentos. Nos gráficos 4 a 9 estão indicados os deslocamentos e as velocidades registradas pelos instrumentos em cada seção.

Os valores positivos no eixo norte-sul (N) indicam a direção norte, enquanto os valores negativos indicam a direção sul. Para o eixo leste-oeste (E), os valores positivos indicam a direção leste e os valores negativos indicam a direção oeste. Já para o eixo vertical (Z), os valores positivos indicam soerguimento e os valores negativos indicam recalque.

Tabela 3 – Registros das leituras dos instrumentos de deslocamento (continua).

Seção	Instrumento	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Média (mm)	Dif. Máx ^{hist} (mm)	Dif. Máx ^{consec} (mm)
20	PMT C3 06A (Z)	-84,35	10,75	-42,53	95,10	16,23
20	PMT C3 06A (N)	-19,45	13,85	-9,45	33,30	10,50
20	PMT C3 06A (E)	-61,65	-2,45	-40,74	59,20	15,00
20	PMT C3 07 (Z)	-186,67	-24,67	-137,53	162,00	32,00
20	PMT C3 07 (N)	-19,00	31,00	3,88	50,00	34,00
20	PMT C3 07 (E)	-118,67	10,33	-72,48	129,00	18,60

Tabela 3 – Registros das leituras dos instrumentos de deslocamento (conclusão).

Seção	Instrumento	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Média (mm)	Dif. Máx _{hist} (mm)	Dif. Máx _{consec} (mm)
21	PMT C3 08 (Z)	-208,00	-42,00	-162,57	166,00	37,00
21	PMT C3 08 (N)	-14,33	29,67	14,32	44,00	30,00
21	PMT C3 08 (E)	-141,33	2,67	-97,90	144,00	39,00
22	PMT C3 08A (Z)	-73,90	1,10	-41,45	75,00	14,00
22	PMT C3 08A (N)	6,08	32,43	21,23	26,35	12,90
22	PMT C3 08A (E)	-16,50	9,50	-1,89	26,00	14,00
22	PMT C3 09 (Z)	-174,00	-14,00	-116,09	160,00	43,00
22	PMT C3 09 (N)	2,33	135,33	92,70	133,00	24,00
22	PMT C3 09 (E)	0,33	74,33	52,62	74,00	25,00

Nota: Foram consideradas as leituras até o dia 05/09/2022.

Fonte: IAGX Alumínio (2022).

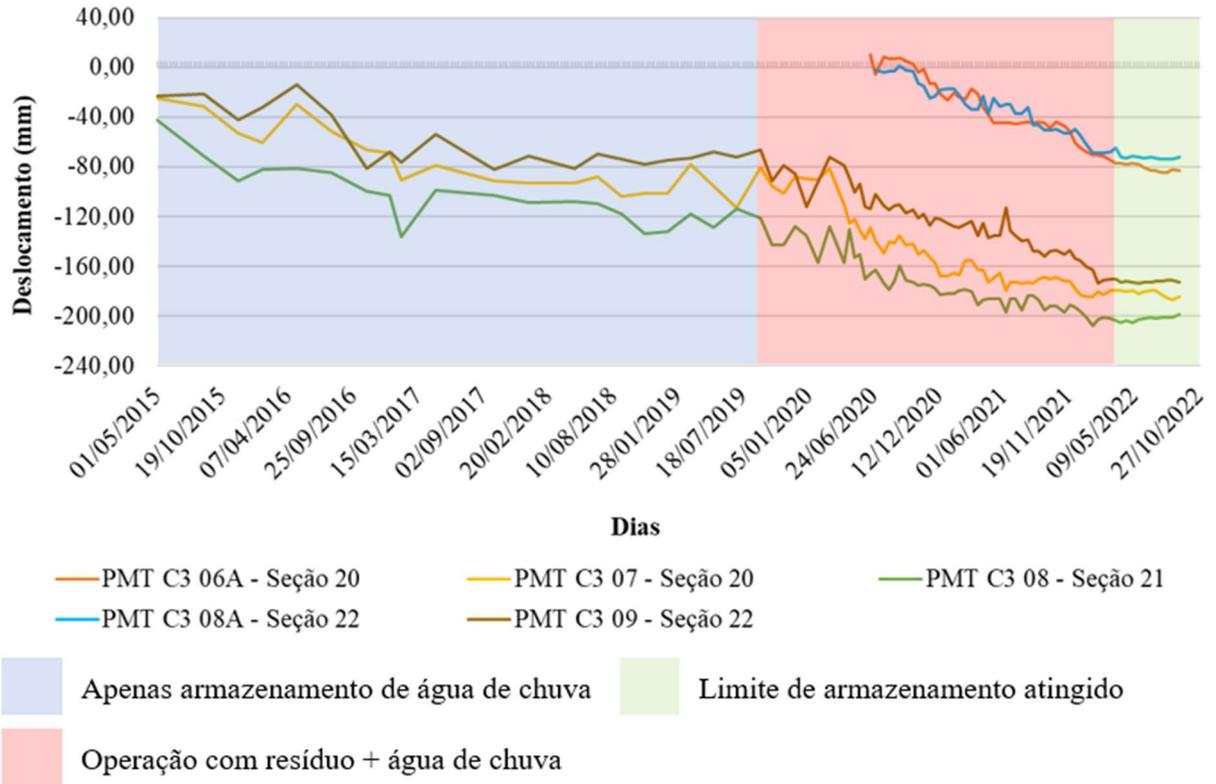
Tabela 4 – Registros das velocidades dos instrumentos de deslocamento.

Seção	Instrumento	Mínimo (mm/dia)	Máximo (mm/dia)	Média (mm/dia)
20	PMT C3 06A (Z)	-1,16	0,68	-0,13
20	PMT C3 06A (N)	-0,70	0,45	-0,03
20	PMT C3 06A (E)	-0,94	1,27	-0,05
20	PMT C3 07 (Z)	-1,07	0,68	-0,08
20	PMT C3 07 (N)	-0,95	0,68	-0,02
20	PMT C3 07 (E)	-1,00	1,33	-0,06
21	PMT C3 08 (Z)	-1,57	1,92	-0,06
21	PMT C3 08 (N)	-0,76	1,11	0,00
21	PMT C3 08 (E)	-1,08	0,73	-0,06
22	PMT C3 08A (Z)	-1,00	0,87	-0,09
22	PMT C3 08A (N)	-0,86	0,69	0,03
22	PMT C3 08A (E)	-0,88	1,00	-0,01
22	PMT C3 09 (Z)	-1,64	1,38	-0,09
22	PMT C3 09 (N)	-0,41	0,98	0,05
22	PMT C3 09 (E)	-0,69	1,71	0,04

Nota: Foram consideradas as leituras até o dia 05/09/2022.

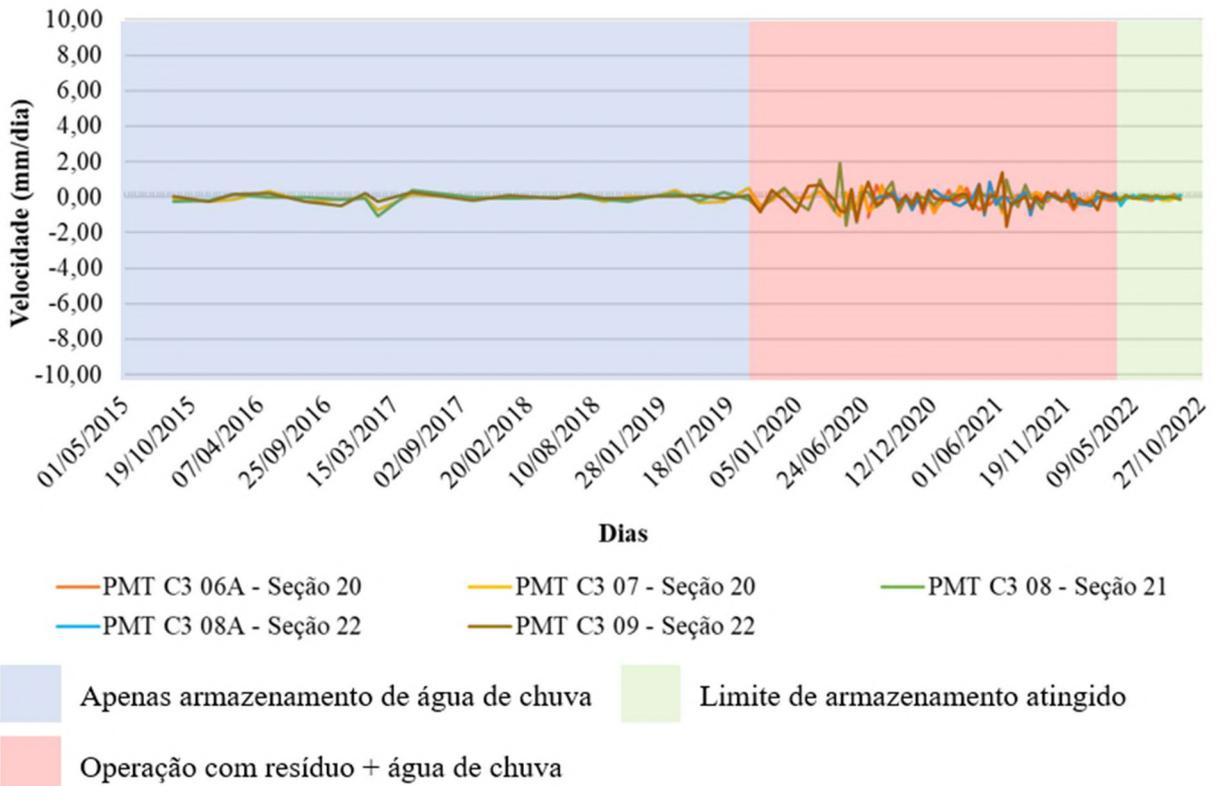
Fonte: IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 4 – Deslocamento vertical.



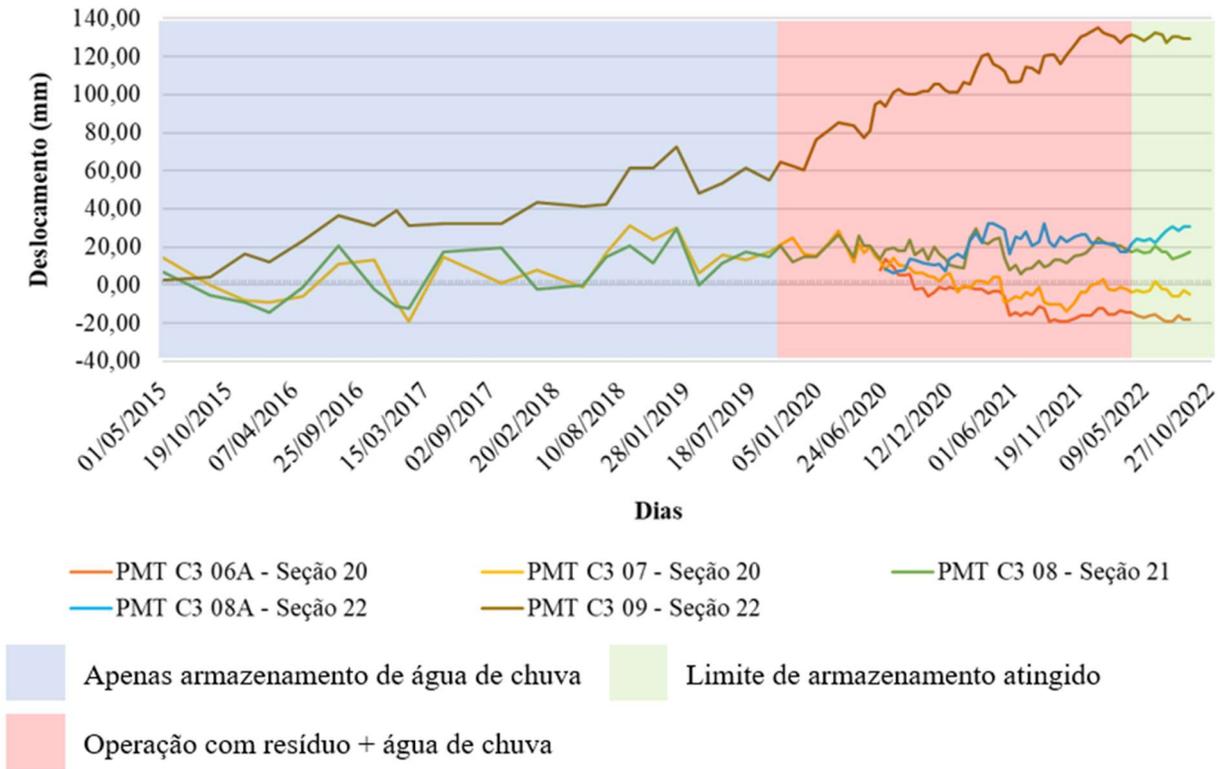
Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 5 – Velocidade do deslocamento vertical.



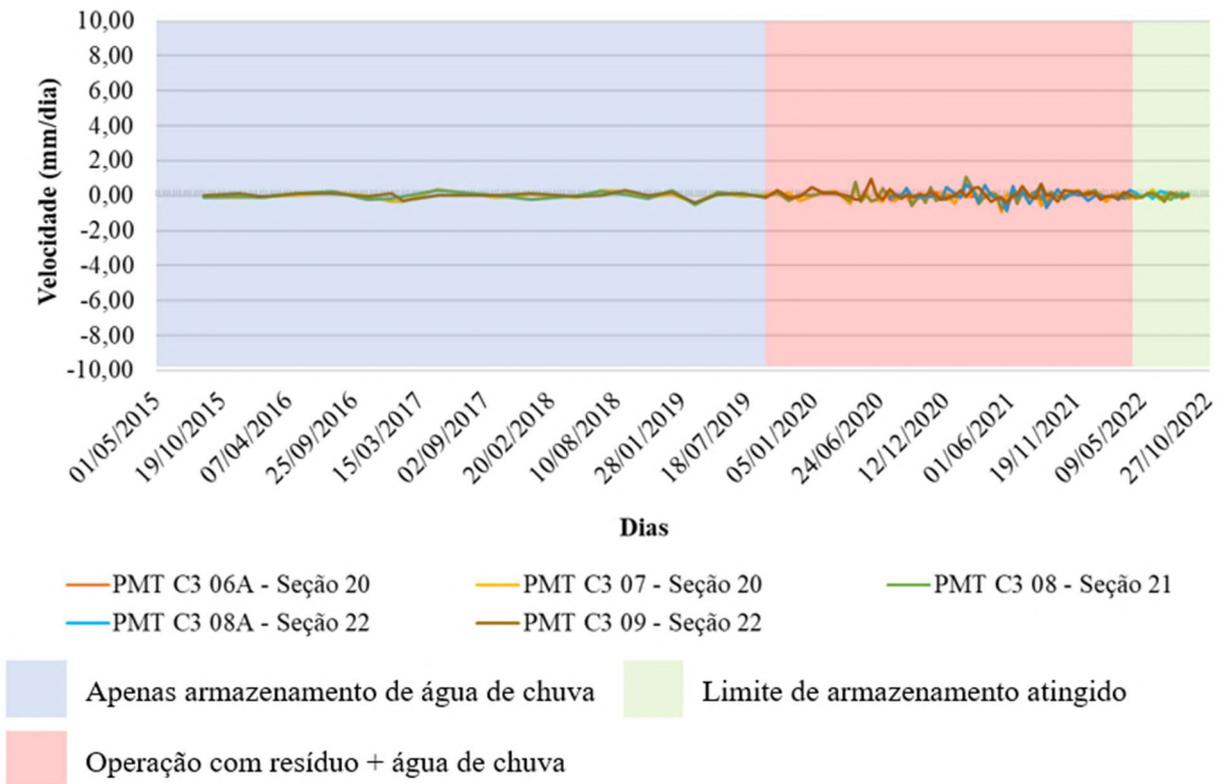
Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 6 – Deslocamento horizontal (norte-sul).



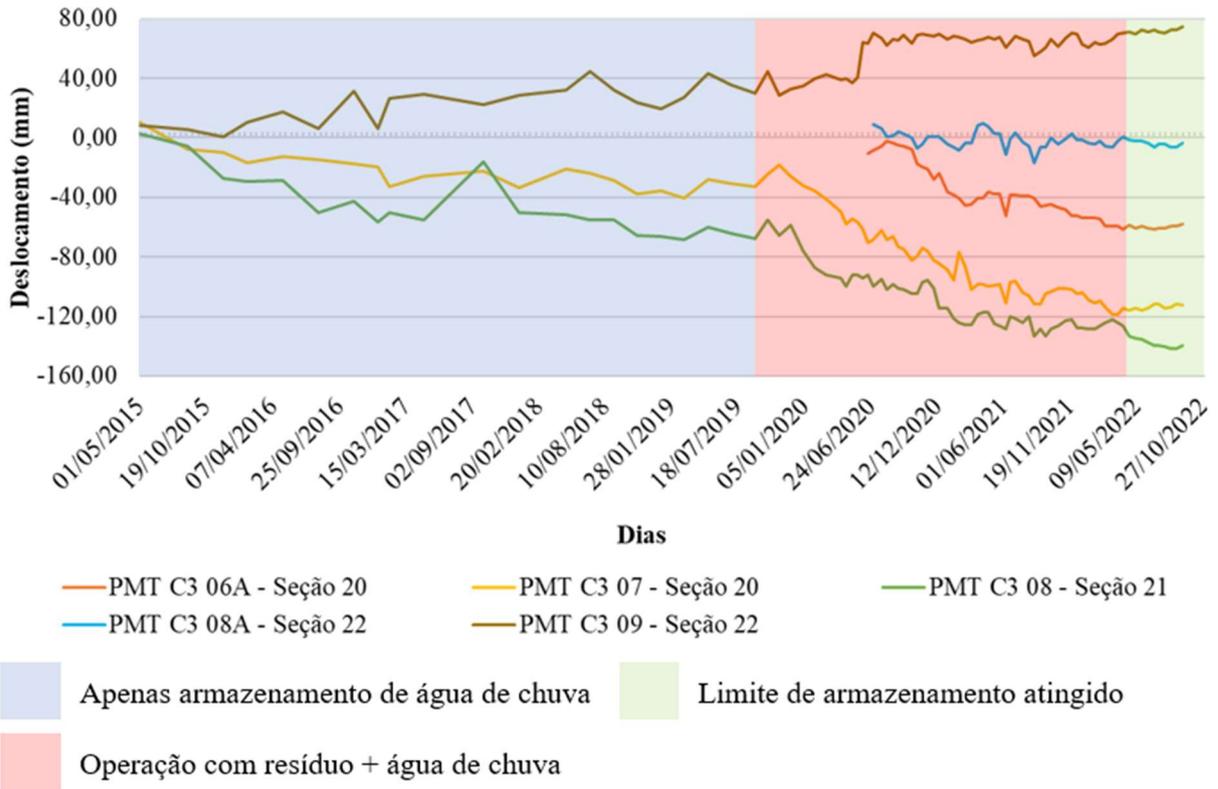
Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 7 – Velocidade do deslocamento horizontal (norte-sul).



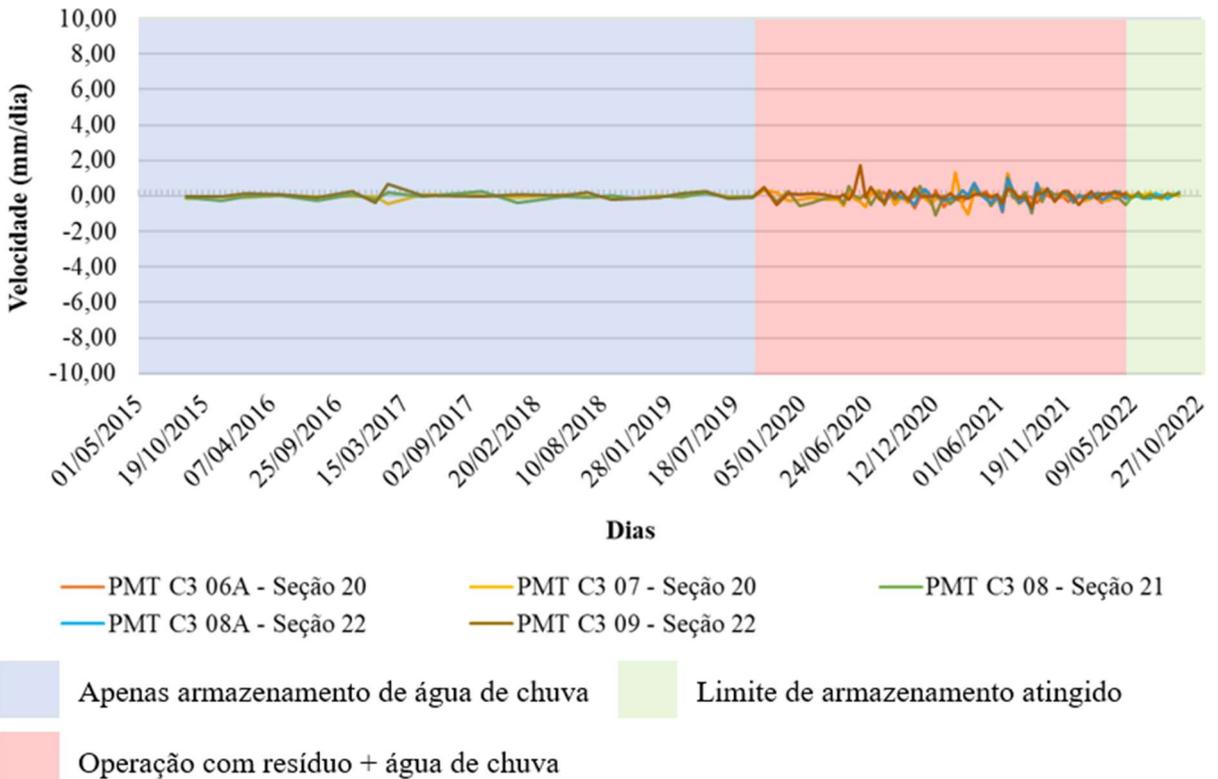
Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 8 – Deslocamento horizontal (leste-oeste).



Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 9 – Velocidade do deslocamento horizontal (leste-oeste).



Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

A partir da análise dos deslocamentos e velocidades registradas em cada um dos marcos superficiais é possível perceber tendências de deslocamento bem definidas a partir do final do ano de 2019 até o início do ano de 2022, as quais são corroboradas pelas variações apresentadas nas velocidades de deslocamento no mesmo período. Estas tendências estão relacionadas ao período de operação da estrutura, recebendo o resíduo proveniente do processo de beneficiamento da bauxita.

Desde a paralisação da operação da estrutura no início do ano de 2022 até o presente momento, é possível verificar uma tendência de estabilização nos deslocamentos.

Mas também, pode-se observar que os maiores deslocamentos horizontais registrados estão no eixo perpendicular ao barramento em cada seção. Por isso, são observados maiores deslocamento horizontais na direção oeste nas Seções 20 e 21, por estarem localizadas no Dique Leste, enquanto na Seção 22 são observados maiores deslocamento horizontais na direção norte, por estar localizada no Dique Sul.

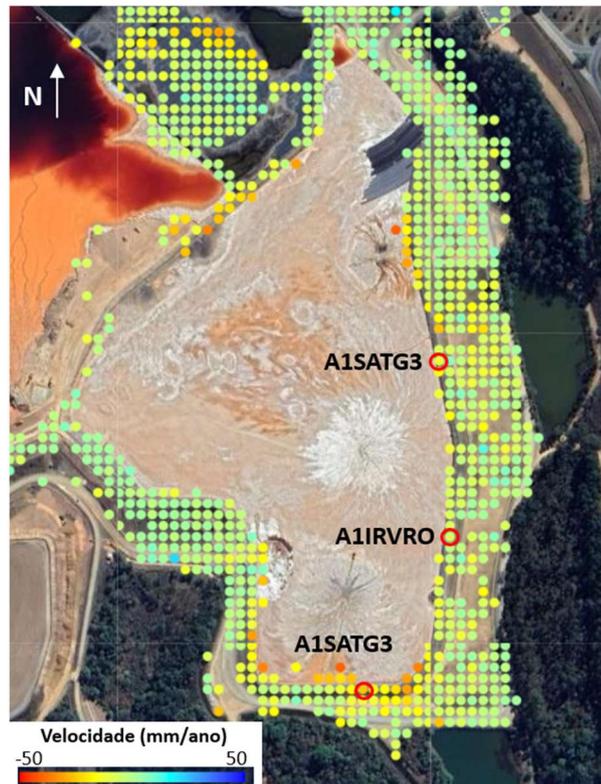
Vale ressaltar que o PMT-C3-06A e o PMT-C3-08A foram instalados em meados de 2020, por isso não há registros de leituras em datas anteriores para estes instrumentos.

Além do monitoramento feito por meio dos marcos topográficos, a partir de setembro de 2021 iniciou-se o monitoramento InSAR via satélite. A Figura 9 e a Figura 10 mostram uma visão geral das velocidades de deslocamentos medidos por meio deste monitoramento, bem como a localização dos pontos situados na crista de cada uma das seções de controle que serão avaliados no presente estudo.

Na Tabela 5 há um resumo do monitoramento InSAR dos deslocamentos horizontais na direção leste-oeste (E) e dos deslocamentos na direção vertical (Z). O Gráfico 10 e o Gráfico 11 indicam os deslocamentos registrados pelo InSAR em cada seção de controle.

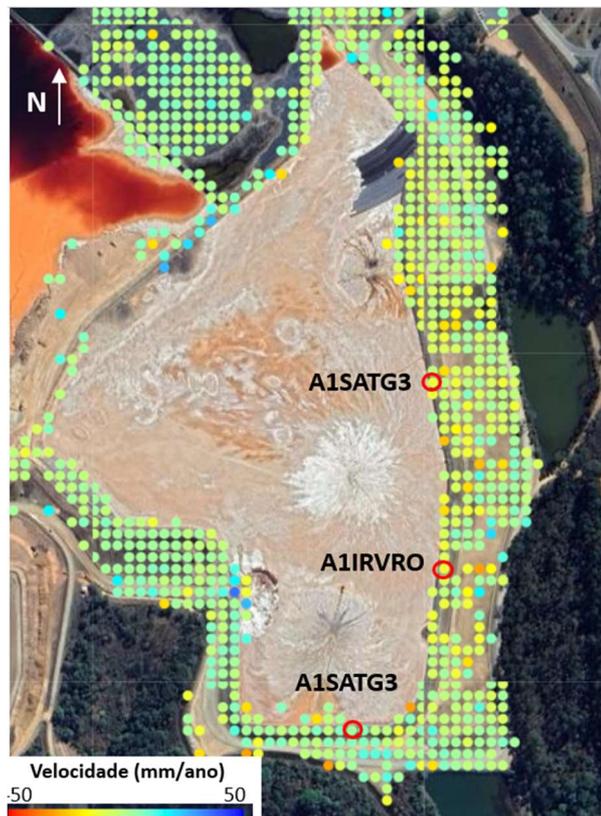
Os valores positivos no eixo leste-oeste (E) indicam a direção leste e os valores negativos indicam a direção oeste. Já para o eixo vertical (Z), os valores positivos indicam soerguimento e os valores negativos indicam recalque. É importante destacar que o monitoramento InSAR não consegue captar deslocamentos horizontais na direção norte-sul (N), pelo fato de ser a mesma direção da órbita do satélite.

Figura 9 – Velocidade dos deslocamentos verticais medidos no monitoramento InSAR.



Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

Figura 10 – Velocidade dos deslocamentos horizontais medidos no monitoramento InSAR.



Fonte: Adaptado de IAGX Alumínio (2022).

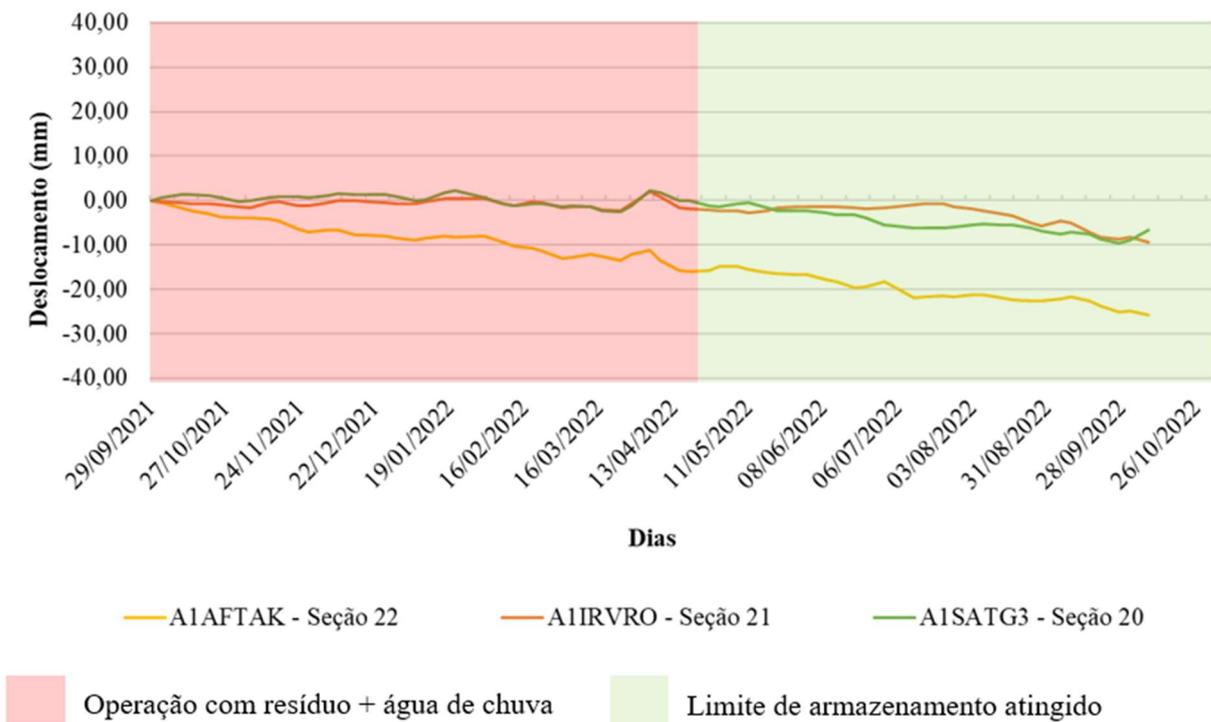
Tabela 5 – Registros do monitoramento InSAR.

Seção	Ponto	Aceleração (mm/ano ²)	Velocidade ^{hist} (mm/ano)	Deslocamento nos últimos 3 meses (mm)	Velocidade nos últimos 3 meses (mm/ano)
22	A1AFTAK (Z)	5,00	-23,10	-4,00	-15,61
22	A1AFTAK (E)	-14,00	0,60	-6,10	-11,92
21	A1IRVRO (Z)	-27,40	-5,10	-8,30	-38,40
21	A1IRVRO (E)	-0,10	-10,30	1,50	12,75
20	A1SATG3 (Z)	-25,60	-9,50	-0,50	-12,56
20	A1SATG3 (E)	-8,90	-13,30	-3,10	-13,00

Nota: Foram consideradas as leituras até o dia 08/10/2022.

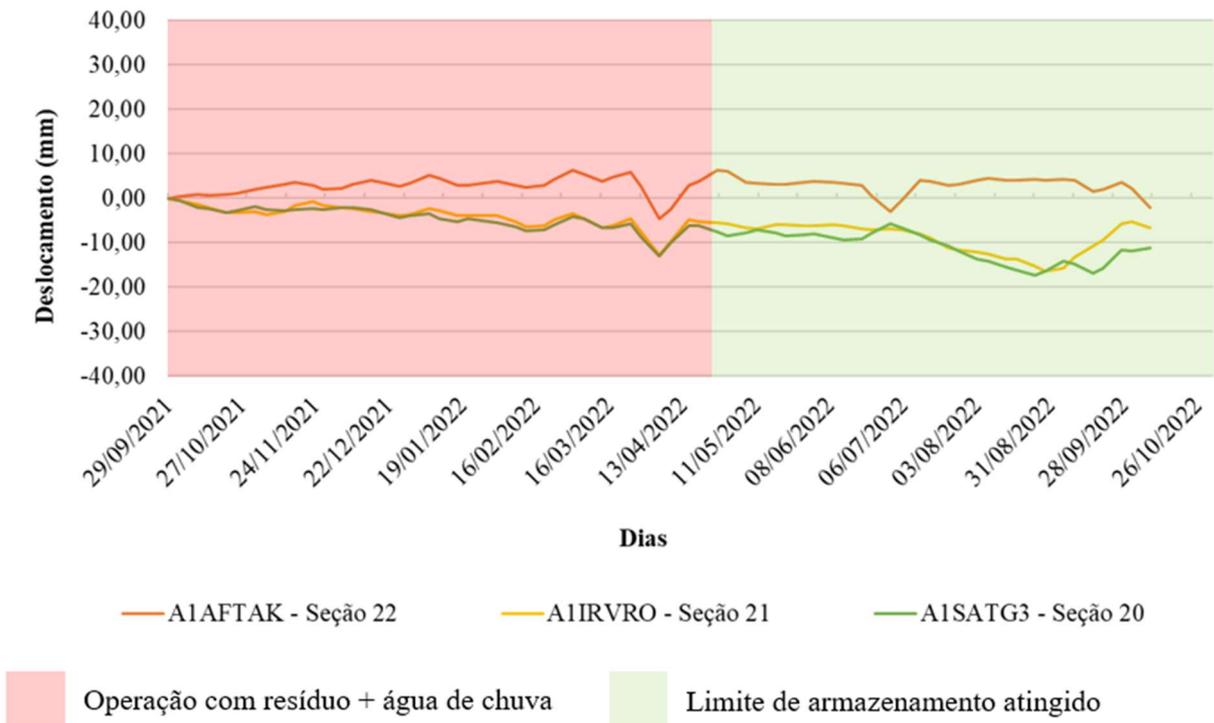
Fonte: IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 10 – Deslocamentos verticais medidos no monitoramento InSAR.



Fonte: IAGX Alumínio (2022).

Gráfico 11 – Deslocamentos horizontais (leste-oeste) medidos no monitoramento InSAR.



Fonte: IAGX Alumínio (2022).

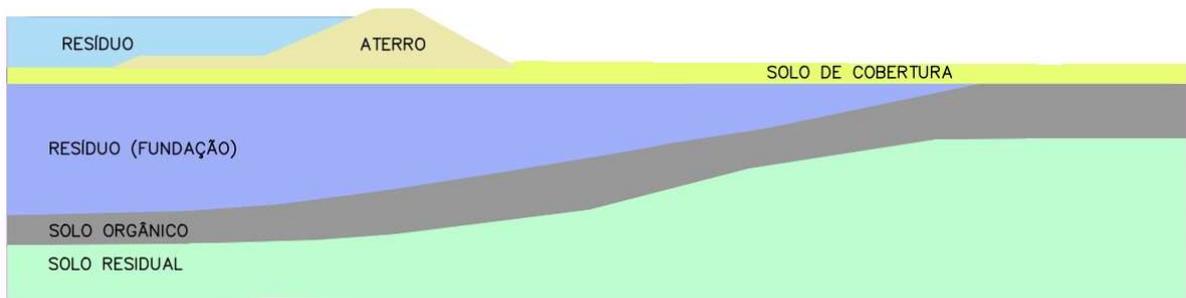
A partir do monitoramento InSAR, podem-se observar algumas tendências que ainda persistem, com destaque para o deslocamento na direção vertical na Seção 22. Esta diferença entre os registros do InSAR comparado aos marcos topográficos, se deve principalmente pela diferença de precisão entre as duas metodologias, sendo o monitoramento InSAR mais preciso que o monitoramento feito com os marcos topográficos.

3.6 Modelo geológico-geotécnico e parâmetros dos materiais

Ao longo deste tópico será feita uma abordagem do modelo geológico-geotécnico e dos parâmetros de resistência e deformação dos materiais presentes em cada uma das seções, que teve como referência as informações fornecidas pela empresa IAGX Alumínio.

A elaboração do modelo geológico-geotécnico das seções teve como base a interpretação dos ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) e CPTu (*Piezocone Penetration Test*) realizados. A Figura 11, Figura 12 e a Figura 13 indicam os modelos geológico-geotécnicos das Seções 20, 21 e 22, respectivamente.

Figura 11 – Modelo Geológico Geotécnico da Seção 20.



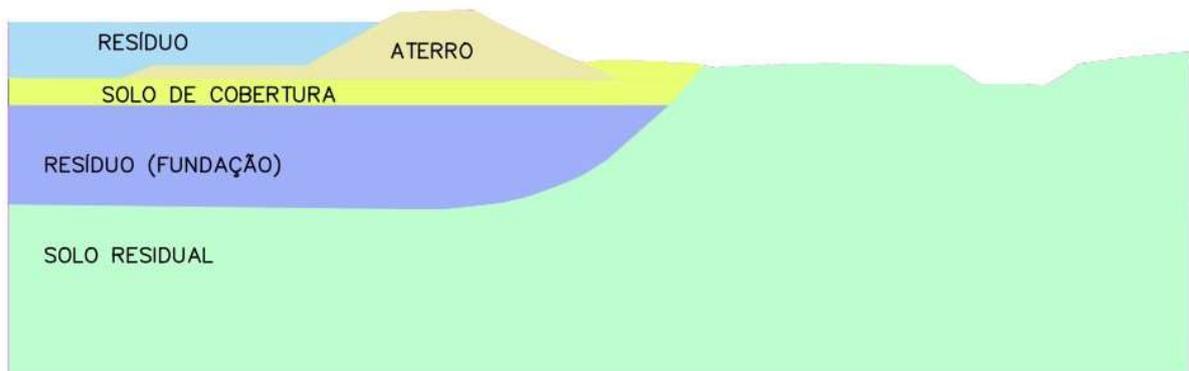
Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

Figura 12 – Modelo Geológico Geotécnico da Seção 21.



Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

Figura 13 – Modelo Geológico Geotécnico da Seção 22.



Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

A caracterização dos solos foi feita por meio dos ensaios de laboratório a partir das amostras indeformadas de bloco e Shelby coletadas.

O aterro é classificado como um material areno-siltoso com massa específica dos grãos igual a $2,69 \text{ g/cm}^3$, massa específica natural de $1,74 \text{ g/cm}^3$, umidade de 31% e índice de plasticidade de 18%, sendo considerado um material de plasticidade média de acordo com a

classificação de Burmister (1949). Vale ressaltar, que a partir da interpretação dos ensaios CPTu, o aterro foi classificado como material CD (argila dilatante) segundo a proposta de Robertson (2016).

Já o solo de cobertura não pode ser classificado por não terem sido realizados ensaios laboratoriais neste material. Com base nos ensaios CPTu e seguindo a proposta de Robertson (2016), o solo de cobertura apresentou classificação variada, com comportamento predominantemente dilatante nas regiões de argila, transicional e areia. Mas também, foi observado com frequência o comportamento de argila contrátil.

Os ensaios realizados no resíduo presente na fundação da estrutura alteada mostraram se tratar de um material argilo-siltoso, com massa específica dos grãos de $3,02 \text{ g/cm}^3$, massa específica natural de $1,55 \text{ g/cm}^3$, umidade de 86% e índice de plasticidade de 26%, sendo considerado um material de plasticidade alta de acordo com a classificação de Burmister (1949). Baseado na metodologia de Robertson (2016) aplicada aos ensaios CPTu, o resíduo foi classificado predominantemente como material contrátil com comportamento de argila e argila sensível. O elevado teor de água bem como a classificação contrátil pode ser justificada pelo método de disposição em polpa do resíduo.

A partir das investigações geotécnicas realizadas, percebeu-se que o solo orgânico possui características semelhantes às do resíduo, sendo caracterizado como silte argiloso, com massa específica dos grãos de $2,75 \text{ g/cm}^3$, massa específica natural em torno de $1,69 \text{ g/cm}^3$, umidade de 54% e índice de plasticidade de 23%, sendo considerado um material de alta plasticidade de acordo com a classificação de Burmister (1949). Fundamentado na proposta de Robertson (2016), os ensaios CPTu realizados no solo orgânico mostram um comportamento predominantemente de argila contrátil e argila sensível contrátil. Vale ressaltar, que este comportamento bem como o alto teor de água é esperado para este tipo de material.

Por fim, para o solo residual não foi possível fazer a classificação devido à ausência dos ensaios laboratoriais. Os ensaios CPTu interpretados segundo a proposta de Robertson (2016), retratam um comportamento predominantemente como material CC (argila contrátil).

A definição dos parâmetros de resistência foi feita tanto a partir dos ensaios CPTu por correlações, quanto a partir dos ensaios de compressão triaxial adensado não drenado (CU).

A Tabela 6 mostra os parâmetros de resistência para cada um dos materiais presentes na litologia das seções objeto do presente estudo.

Tabela 6 – Parâmetros de resistência dos materiais.

Material	γ (kN/m³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Aterro Compactado	17	15	30
Solo Cobertura	17	10	27
Resíduo	14	5	24
Resíduo (Fundação)	16	5	26
Solo Orgânico	16	5	26
Solo Residual	17	5	27

Fonte: EGEOY Engenharia (2022).

De modo geral, o peso específico dos materiais foi definido a partir dos resultados de caracterização em laboratório das amostras indeformadas coletadas. A coesão foi definida com base nos ensaios de compressão triaxial adensado não drenado, sendo que em alguns casos foram encontrados valores elevados de coesão, não representativos dos materiais em questão, sendo então feita uma estimativa pela empresa EGEOY Engenharia com base na experiência com materiais similares. O ângulo de atrito foi obtido por meio dos ensaios de compressão triaxial adensado não drenado. Porém, em alguns casos foi utilizado o resultado encontrado nas correlações feitas com o ensaio CPTu, haja vista os resultados encontrados nos ensaios triaxiais terem sido atípicos para alguns materiais.

Destaca-se que os parâmetros do solo de cobertura tiveram como base os parâmetros adotados para o aterro compactado. Da mesma forma, os parâmetros geotécnicos do resíduo depositado no reservatório da estrutura alteada tiveram como base os parâmetros adotados para o resíduo da fundação, sendo adotados valores de peso específico e ângulo de atrito mais baixos pelo fato de o resíduo do reservatório ter sido depositado recentemente e se encontrar em estágios mais recentes de adensamento e ganho de resistência quando comparado ao resíduo da fundação.

Devido à similaridade entre o resíduo (fundação) e o solo orgânico, conforme já mencionado anteriormente, adotaram-se os mesmos parâmetros para esses materiais. Para o solo residual, o ângulo de atrito foi definido com base nos ensaios CPTu e os demais parâmetros foram estimados com base nas informações de investigações geotécnicas de outras estruturas localizadas ao redor da barragem em estudo.

A Tabela 7 mostra os parâmetros de deformabilidade para cada um dos materiais presentes na litologia das seções analisadas.

Tabela 7 – Parâmetros de deformabilidade dos materiais.

Material	E (kPa)	v
Aterro Compactado	15.000	0,3
Solo Cobertura	1.000	0,3
Resíduo	1.000	0,3
Resíduo (Fundação)	2.000	0,3
Solo Orgânico	2.000	0,3
Solo Residual	12.000	0,3

Fonte: Adaptado de EGEOY Engenharia (2022).

De modo geral, os parâmetros de deformabilidade foram definidos a partir de estudos de tensão-deformação realizados pela empresa EGEOY Engenharia para outras áreas que estão próximas à estrutura do presente trabalho. Vale ressaltar, que o módulo de elasticidade adotado para o solo residual foi menor que o utilizado pela empresa EGEOY Engenharia para as outras áreas, em virtude de o solo residual da estrutura em estudo apresentar comportamento de argila contrátil e o solo residual das outras áreas apresentar comportamento de argila dilatante.

3.7 Metodologia de análise e premissas adotadas

As análises foram feitas com a utilização do Software da Bentley. Copyright © Bentley Systems, Incorporated, especificamente o programa computacional SIGMA/W em conjunto com o SLOPE/W, ambos do pacote GeoStudio 2019 R2 versão 10.1.1.18972 desenvolvido pela empresa GEOSLOPE International Ltd. As análises foram inicialmente realizadas utilizando a licença de avaliação (*free trial*) e posteriormente foi concedida uma licença pela Bentley.

Na modelagem, empregou-se o método de elementos finitos acoplado ao modelo constitutivo elastoplástico de Mohr-Coulomb e parâmetros de resistência drenados para os materiais. A linha piezométrica foi traçada a partir das leituras dos instrumentos de piezometria instalados em cada seção de análise, sendo assumido uma falha no sistema de impermeabilização, com fluxo pelo maciço. No MEF, a discretização da malha de elementos finitos foi realizada empregando elementos quadrilaterais e triangulares.

Inicialmente foi feita uma análise para a definição das tensões *in situ* e do fator de segurança inicial, que corresponde à condição atual da estrutura, após ter atingido sua capacidade máxima de armazenamento de resíduo. Vale ressaltar que o método de busca de superfícies aplicado na análise de estabilidade foi o de entrada e saída.

Na sequência, fez-se a aplicação da metodologia SRS (*Strength Reduction Stability*), a qual consiste na aplicação de fatores de redução nos parâmetros geotécnicos (coesão e ângulo de atrito) dos materiais de modo a possibilitar a variação no fator de segurança (FS), bem como nas deformações. Os fatores de redução de resistência (SRF) foram aplicados para cada seção de modo a se obter o fator de segurança de referência de 1,5, conforme a recomendação da NBR 13028 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, 2017) para barragens para disposição de rejeitos em condição normal de operação. A Tabela 8 indica o fator de redução de resistência utilizado em cada seção, bem como a redução percentual associada.

Tabela 8 – Fator de redução de resistência.

Seção	Fator de Redução de Resistência - SRF	Redução (%)
20	1,37	27
21	1,55	35
22	1,78	44

Fonte: Do autor (2023).

A partir dos deslocamentos obtidos para o fator de segurança de referência de 1,5, foi possível estabelecer um limite de deslocamento admissível para os marcos de monitoramento topográfico instalados na crista em cada uma das seções, bem como os pontos de referência analisados a partir do monitoramento InSAR também na crista em cada uma das seções. Vale ressaltar que a comparação dos deslocamentos admissíveis em relação aos deslocamentos registrados no monitoramento será feita considerando como marco zero a paralisação da disposição de resíduo na Célula de Alçamento Y, que ocorreu em abril de 2022. Essa consideração se justifica pelo fato de a análise inicial ter sido feita considerando o cenário do reservatório totalmente preenchido pelo resíduo.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

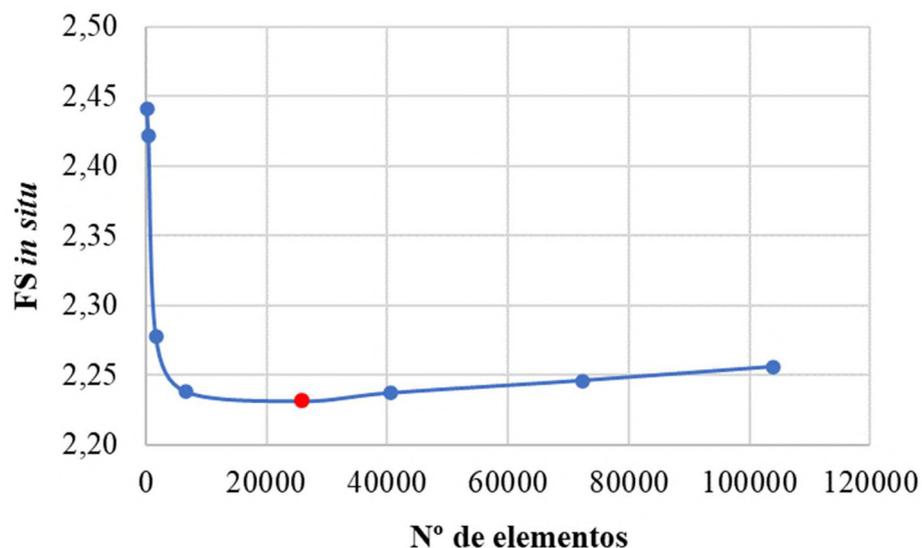
Ao longo deste item serão apresentados os resultados das análises de tensão-deformação obtidos para cada uma das seções analisadas, no que se refere aos fatores de segurança e deslocamentos.

4.1 Estudo de malha

Em uma etapa preliminar, procedeu-se a escolha do tamanho global aproximado de cada elemento da malha, que influencia diretamente na quantidade de nós e elementos nela presentes. Esta etapa é de suma importância para a representatividade dos resultados, de modo que a solução numérica deve convergir com o aumento do número de elementos na malha, ou seja, quanto menor o tamanho global aproximado do elemento finito, melhor será o resultado. Porém, um aumento excessivo do número de elementos ocasiona um acréscimo de erros numéricos por arredondamento, culminando em um resultado divergente. Além disso, o custo computacional aumenta à medida que a discretização do modelo aumenta.

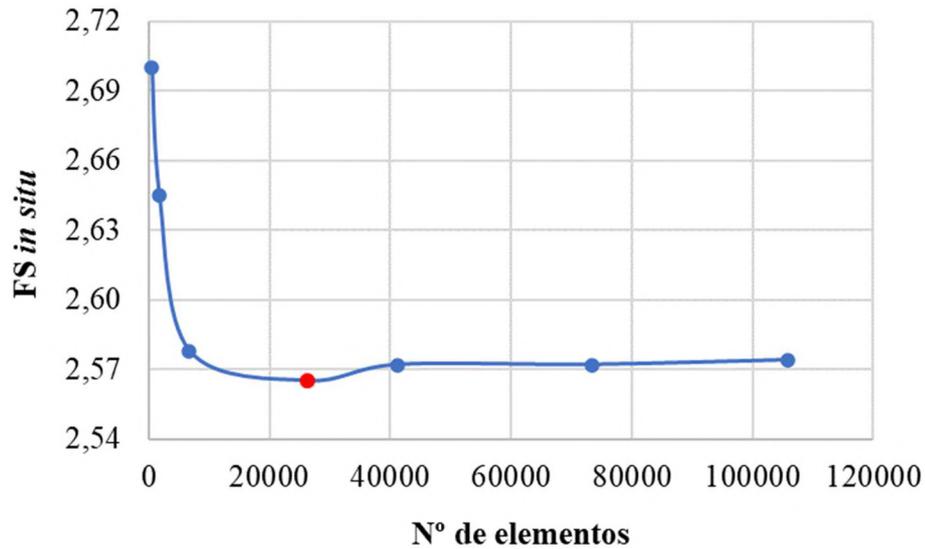
Desse modo, foram realizadas as análises de tensões *in situ* utilizando-se diferentes quantidades de elementos da malha para a obtenção do fator de segurança, conforme mostrados no Gráfico 12, no Gráfico 13 e no Gráfico 14.

Gráfico 12 – Análise de convergência de malha para a Seção 20.



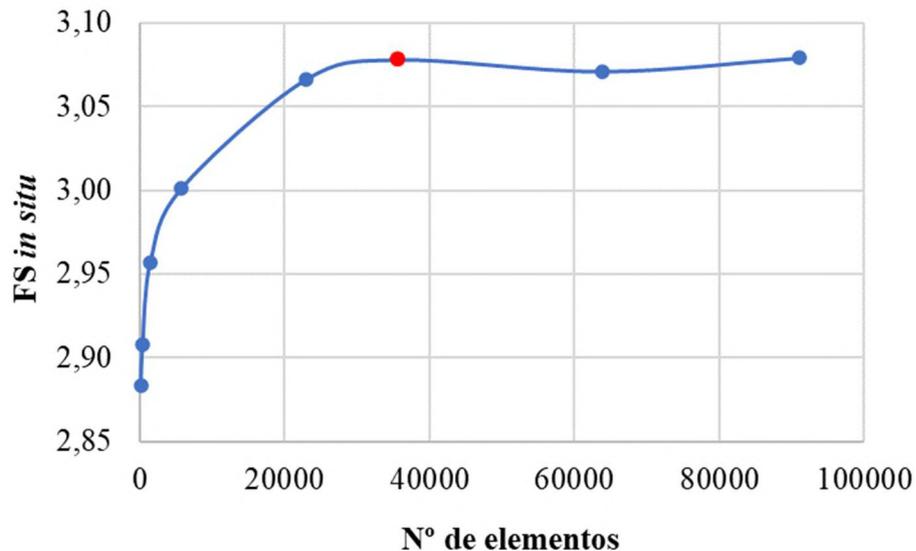
Fonte: Do autor (2023).

Gráfico 13 – Análise de convergência de malha para a Seção 21.



Fonte: Do autor (2023).

Gráfico 14 – Análise de convergência de malha para a Seção 22.



Fonte: Do autor (2023).

A partir dos gráficos mostrados, a quantidade de elementos que seria suficiente para a representatividade do modelo em cada seção foi escolhida seguindo o critério de convergência dos resultados. Assim, quando foi observado que mesmo aumentando consideravelmente a quantidade de elementos o valor do fator de segurança não sofria grandes variações, foi escolhido o primeiro ponto dessa zona de convergência, conforme destacado em vermelho em cada gráfico. Para as Seções 20 e 21, observou-se que ao quadruplicar o número de elementos escolhido, a diferença no fator de segurança foi de apenas 1,1% e 0,4%, respectivamente. Já

para a Seção 22, ao aumentar em 2,6 vezes o número de elementos escolhido, a diferença no fator de segurança foi de apenas 0,03%. Desse modo, otimizou-se o custo computacional garantindo a qualidade das análises.

Vale ressaltar que a Seção 22 apresentou uma diferença de comportamento, em que para um aumento do número de elementos há um aumento do fator de segurança, enquanto nas Seções 20 e 21 observa-se uma diminuição do fator de segurança com o aumento do número de elementos. Este comportamento pode estar relacionado ao fato de a Seção 22 não ter uma faixa de resíduo na fundação tão extensa quanto as demais seções, o qual é um material de baixa resistência condicionante para a ruptura.

A Tabela 9 resume as informações acerca da discretização do modelo de cada uma das seções analisadas.

Tabela 9 – Discretização do modelo.

Seção	Tamanho global aprox. do elemento (m)	Nº de nós	Nº de elementos
20	0,25	26.251	25.965
21	0,25	26.615	26.287
22	0,20	35.943	35.592

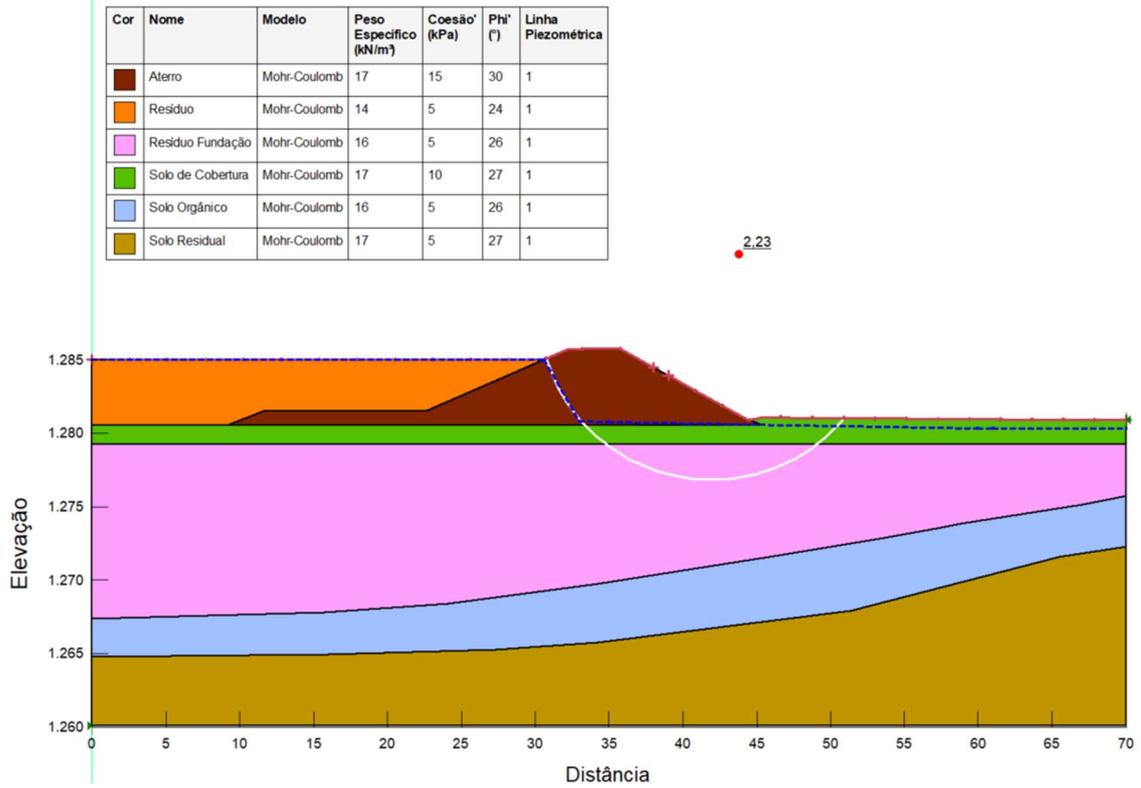
Fonte: Do autor (2023).

4.2 Resultados das análises e deslocamentos encontrados

Após a definição da discretização do modelo, as análises foram procedidas para cada uma das seções de controle.

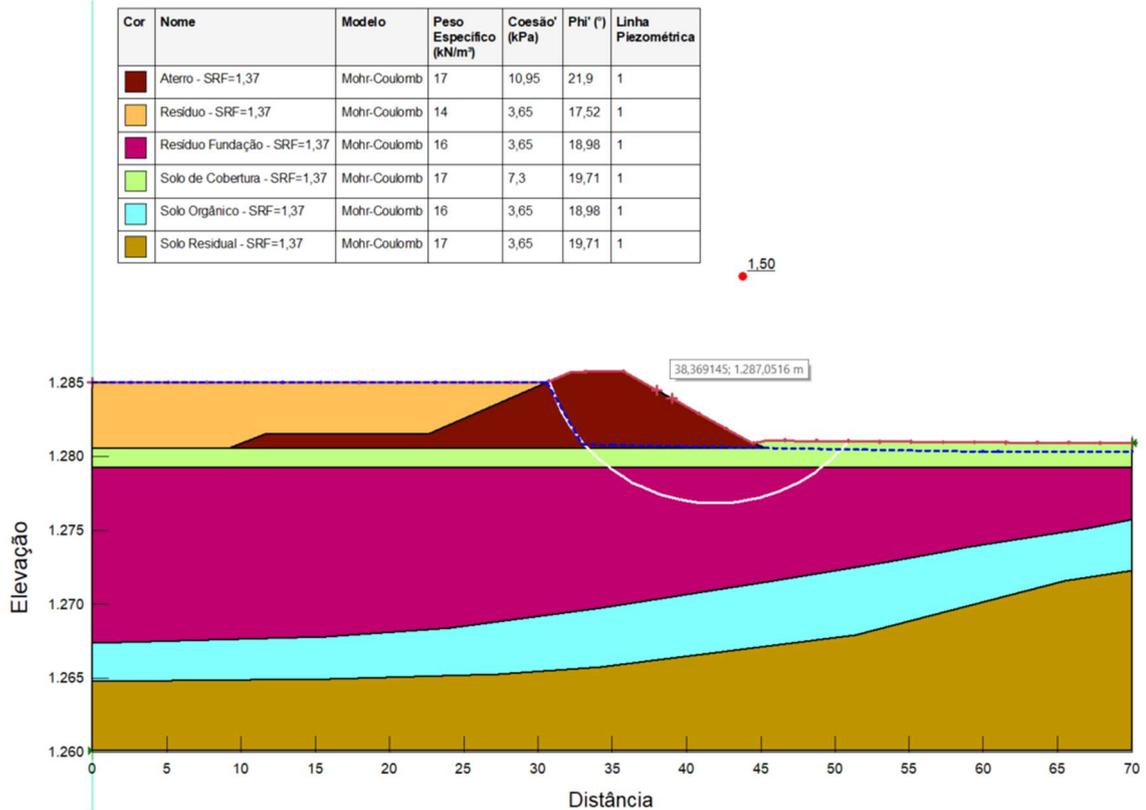
A Figura 14 apresenta o fator de segurança ($FS = 2,23$) obtido para a condição inicial (*in situ*) sem considerar reduções nos parâmetros de resistência dos materiais na Seção 20. A Figura 15, a Figura 16 e a Figura 17 apresentam os resultados obtidos para o fator de segurança de referência, bem como os deslocamentos horizontais e verticais na referida seção, respectivamente.

Figura 14 – Análise de estabilidade (condição inicial – *in situ*) da Seção 20.



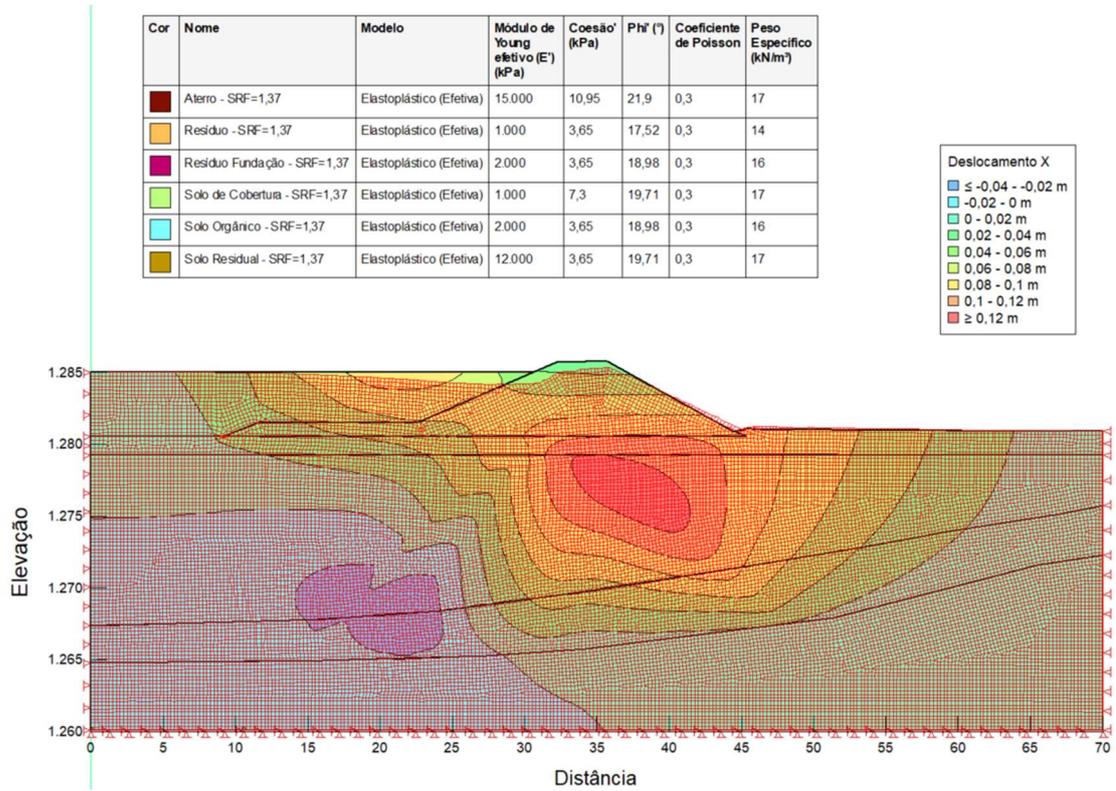
Fonte: Do autor (2023).

Figura 15 – Superfície crítica para o fator de segurança de referência na Seção 20.



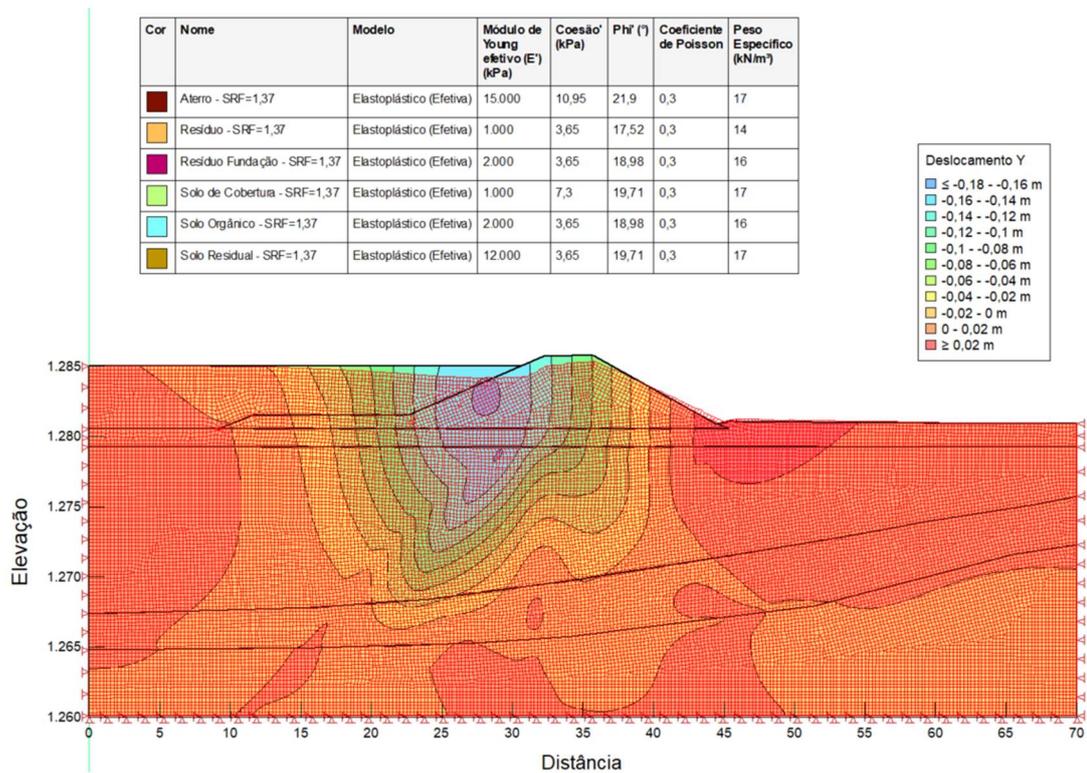
Fonte: Do autor (2023).

Figura 16 – Deslocamentos horizontais admissíveis na Seção 20 (FS = 1,5).



Fonte: Do autor (2023).

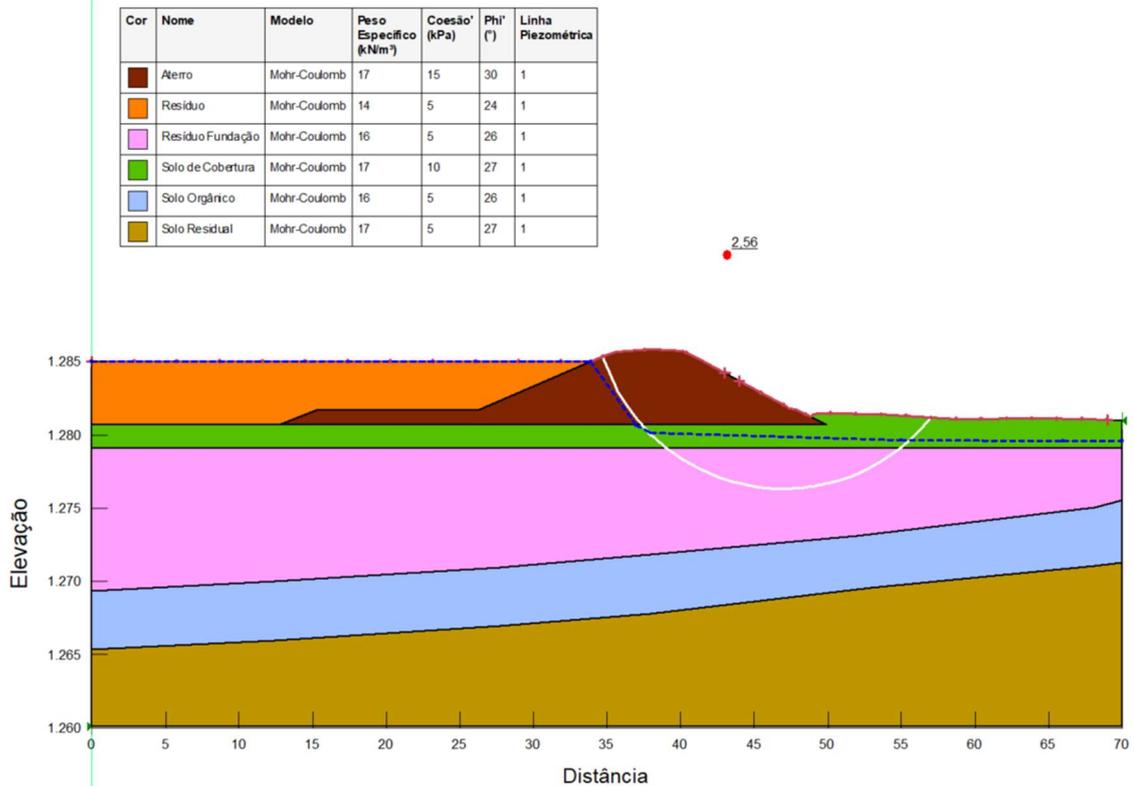
Figura 17 – Deslocamentos verticais admissíveis na Seção 20 (FS = 1,5).



Fonte: Do autor (2023).

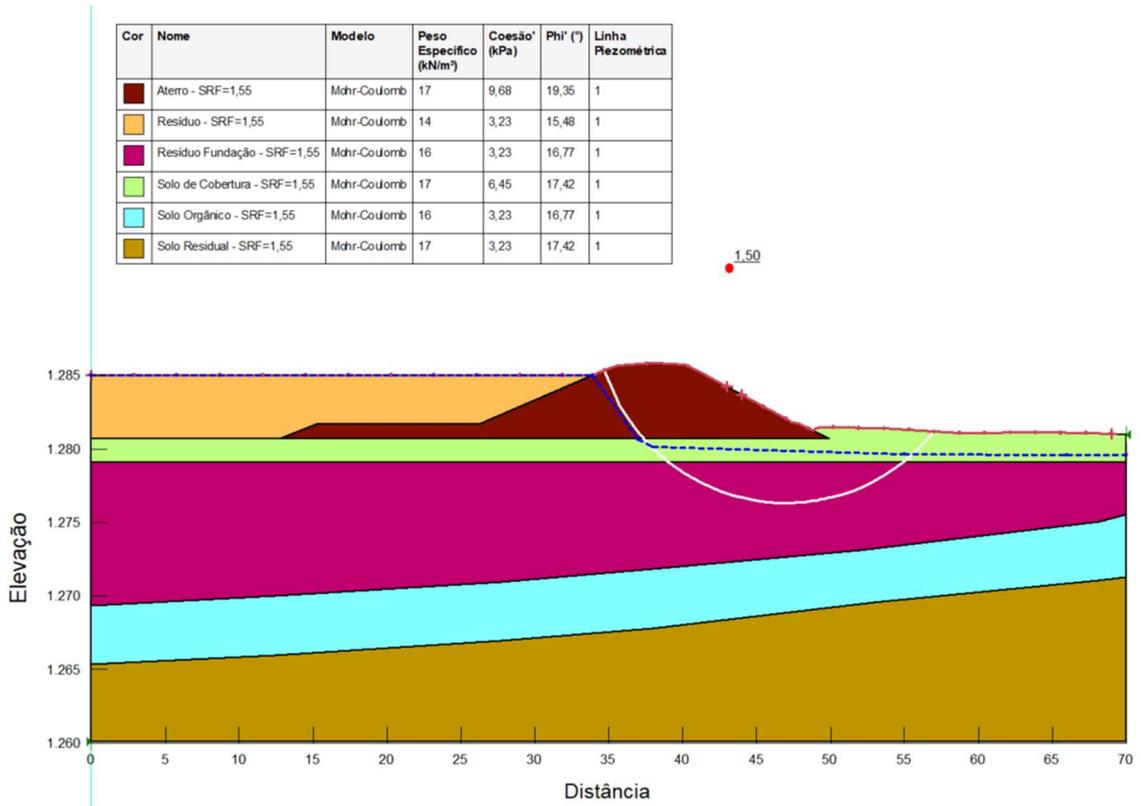
A Figura 18 apresenta o fator de segurança ($FS = 2,56$) obtido para a condição inicial (*in situ*) sem considerar reduções nos parâmetros de resistência dos materiais na Seção 21. A Figura 19, a Figura 20 e a Figura 21 apresentam os resultados obtidos para o fator de segurança de referência, bem como os deslocamentos horizontais e verticais na referida seção, respectivamente.

Figura 18 – Análise de estabilidade (condição inicial – *in situ*) da Seção 21.



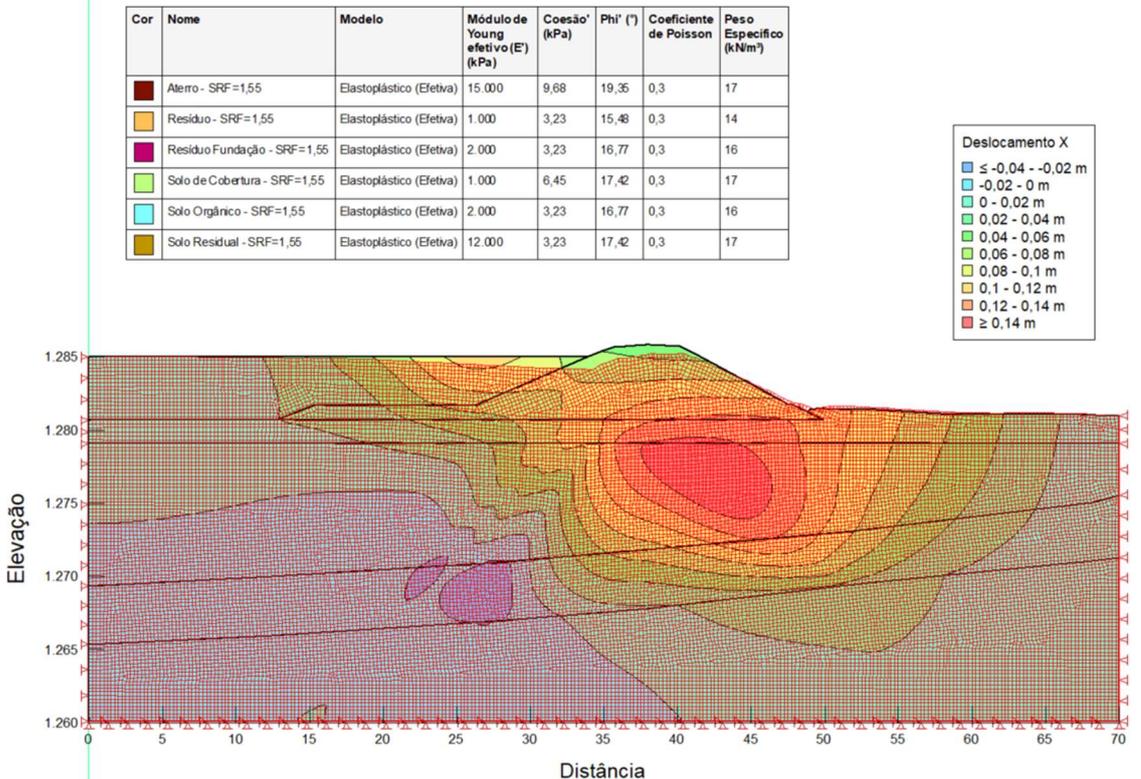
Fonte: Do autor (2023).

Figura 19 – Superfície crítica para o fator de segurança de referência na Seção 21.



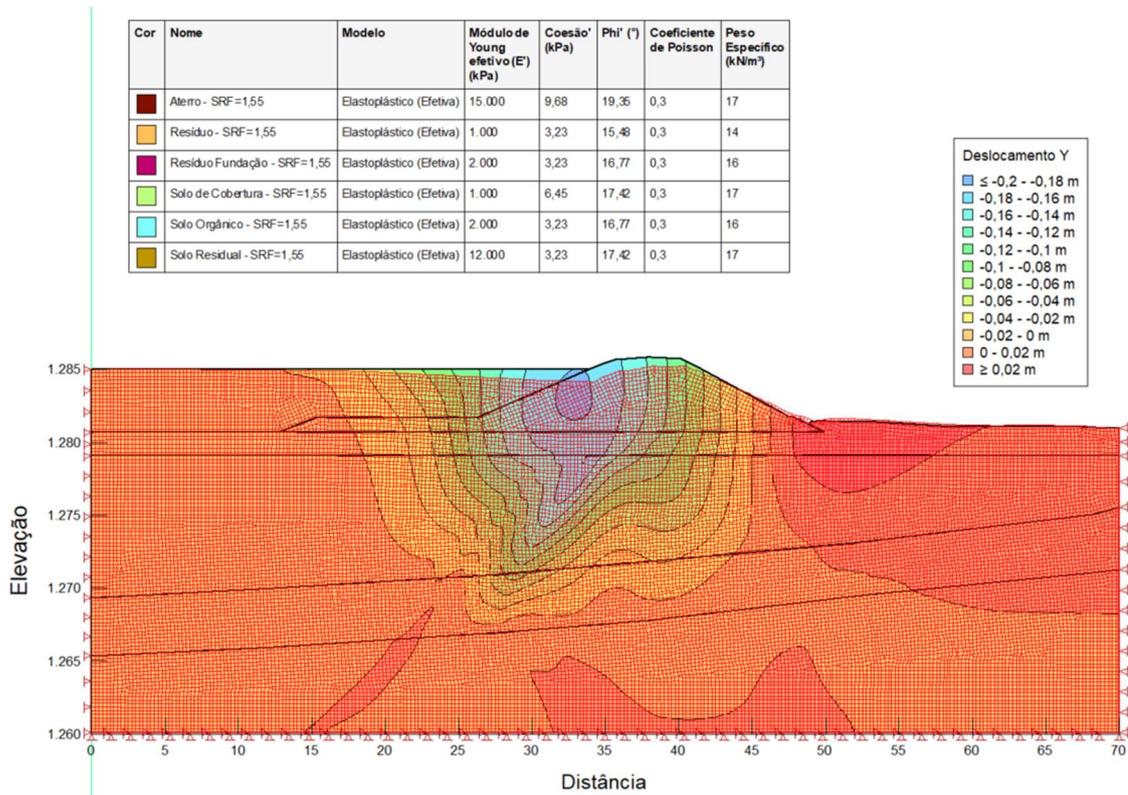
Fonte: Do autor (2023).

Figura 20 – Deslocamentos horizontais admissíveis na Seção 21 (FS = 1,5).



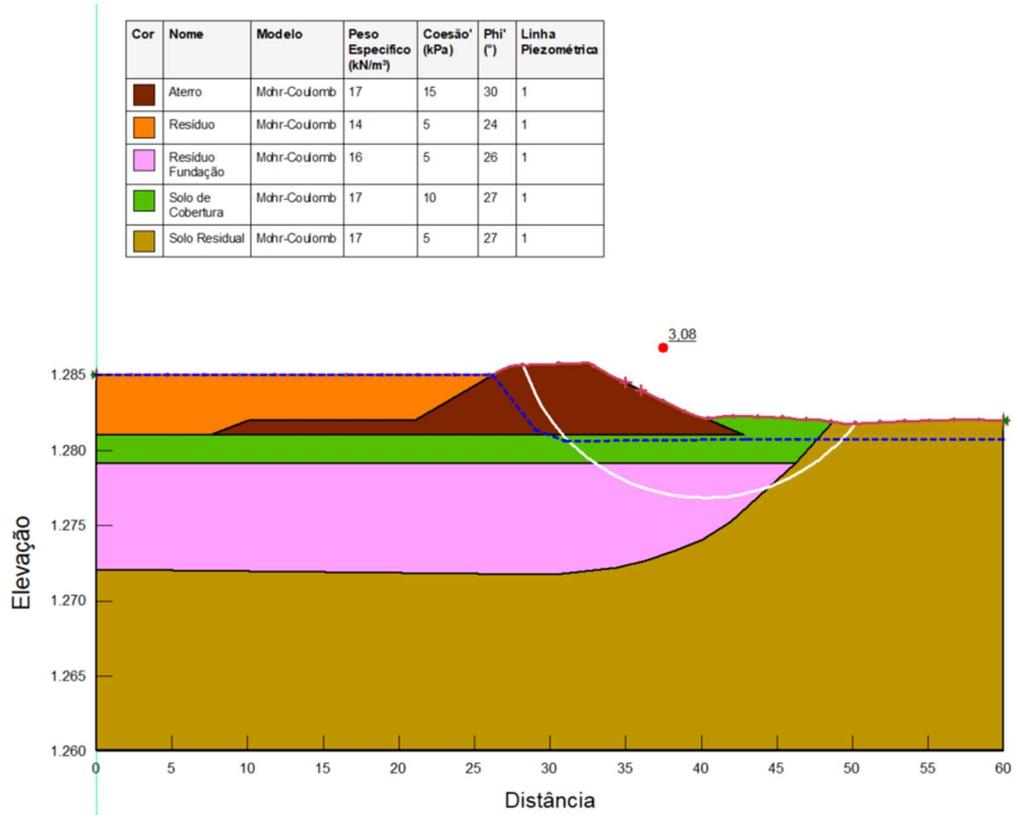
Fonte: Do autor (2023).

Figura 21 – Deslocamentos verticais admissíveis na Seção 21 (FS = 1,5).



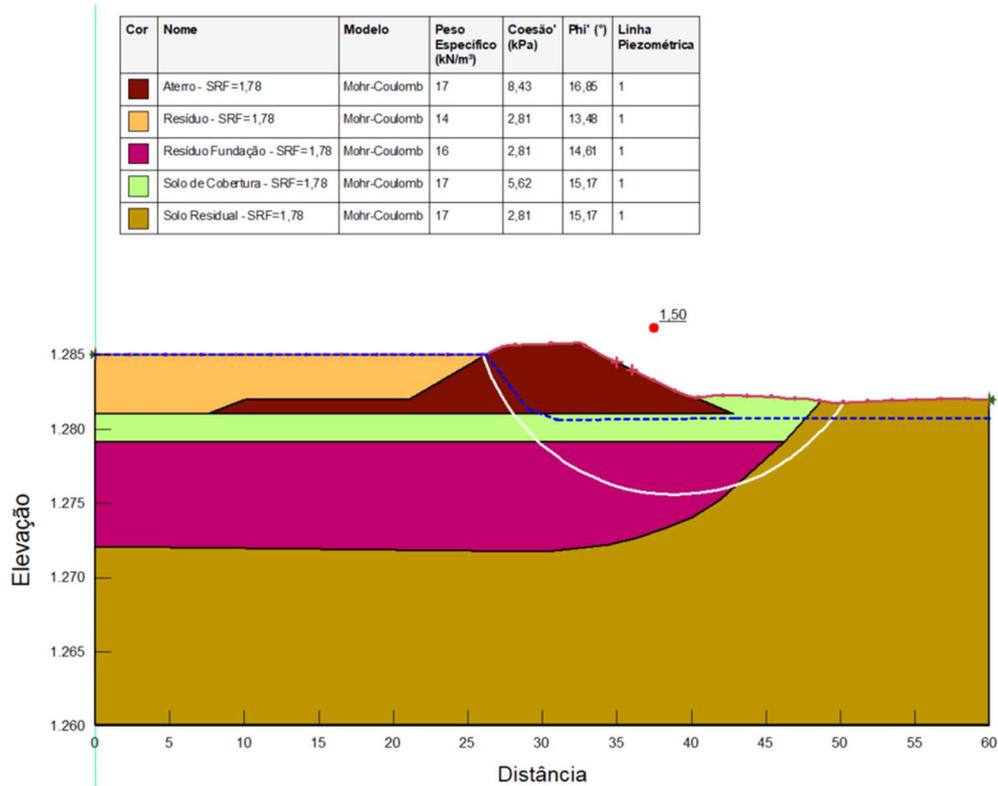
Fonte: Do autor (2023).

A Figura 22 apresenta o fator de segurança (FS = 3,08) obtido para a condição inicial (*in situ*) sem considerar reduções nos parâmetros de resistência dos materiais na Seção 22. A Figura 23, a Figura 24 e a Figura 25 apresentam os resultados obtidos para o fator de segurança de referência, bem como os deslocamentos horizontais e verticais na referida seção, respectivamente.

Figura 22 – Análise de estabilidade (condição inicial – *in situ*) da Seção 22.

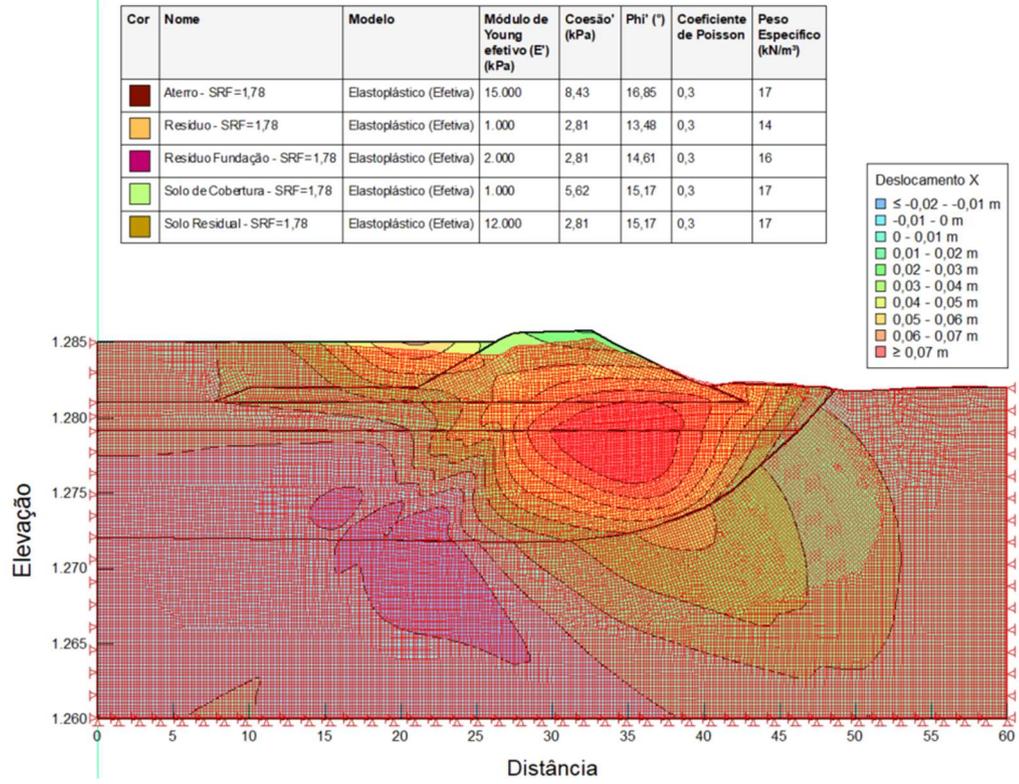
Fonte: Do autor (2023).

Figura 23 – Superfície crítica para o fator de segurança de referência na Seção 22.



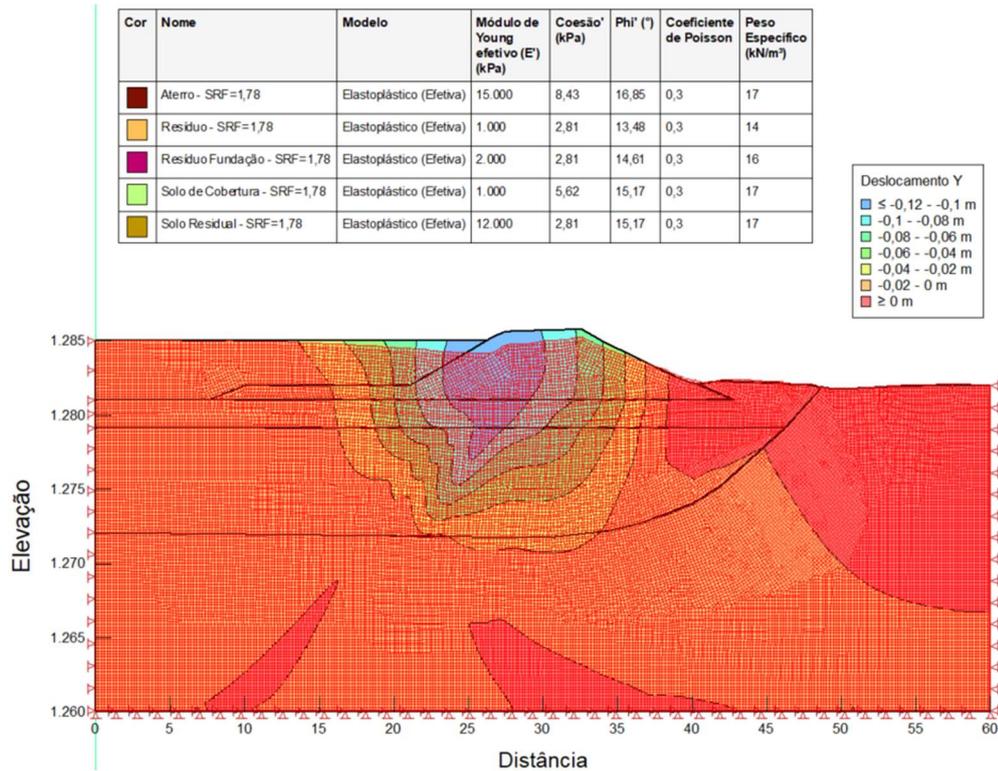
Fonte: Do autor (2023).

Figura 24 – Deslocamentos horizontais admissíveis na Seção 22 (FS=1,5).



Fonte: Do autor (2023).

Figura 25 – Deslocamentos verticais admissíveis na Seção 22 (FS=1,5).



Fonte: Do autor (2023).

De modo geral, a partir das análises realizadas, é possível observar que as superfícies potenciais de ruptura (SPR) formadas possuem proporções consideráveis e não se limitam apenas à face do talude de jusante. Tal fato é esperado e pode ser justificado pelo resíduo presente na fundação, que possui parâmetros de resistência baixos e é interceptado de maneira significativa pela superfície crítica, condicionando a ruptura.

Observa-se que a formação da SPR nas Seções 20 e 21 também está condicionada à posição da linha freática. No entanto, para a Seção 22 que possui um fator de segurança maior que àqueles obtidos para as Seções 20 e 21, não se observa esta relação da SPR com a linha freática. Este comportamento está associado ao fato da superfície crítica da Seção 22 interceptar o solo residual, diferentemente do que acontece nas demais seções, em que a superfície crítica intercepta apenas o resíduo na região da fundação.

Ademais, pode-se observar que as deformações obtidas nas análises são coerentes com a formação da cunha de ruptura, em que há um deslocamento na direção vertical na crista e uma tendência de subida no pé do talude de jusante, sendo este último um deslocamento de menor proporção comparado ao que ocorre na crista, dado que a massa de solo presente a jusante tende a limitar o movimento do maciço.

Além disso, é perceptível que os maiores deslocamentos verticais ocorrem na interface do talude de montante com o resíduo depositado no reservatório. Com relação aos deslocamentos horizontais, ocorrem em maiores proporções no resíduo presente na fundação, logo abaixo do aterro da estrutura alteada a montante. Este comportamento é esperado e coerente com a formação da superfície de ruptura.

4.3 Verificação dos deslocamentos admissíveis

Neste item será feita a comparação entre os deslocamentos encontrados para o fator de segurança de 1,5 e aqueles registrados pelos marcos de monitoramento topográfico instalados na crista em cada uma das seções, bem como os pontos de referência analisados a partir do monitoramento InSAR. É importante destacar que a comparação será feita considerando como marco zero a paralisação da operação da estrutura, que ocorreu em abril de 2022, após o reservatório ter atingido o seu limite para o armazenamento do resíduo.

Dado que as análises foram feitas em 2D e que o movimento observado na crista é de recalque na direção vertical (Z) e para jusante na direção horizontal, só é possível fazer a comparação com deslocamentos registrados pelo monitoramento que sejam nesta mesma

direção, devendo-se observar a orientação de cada uma das seções com relação ao deslocamento horizontal. Cabe salientar que pelo fato da Seção 22 estar na direção norte-sul (N), não foi possível fazer o comparativo com o monitoramento InSAR, por ser a mesma direção da órbita do satélite.

A Tabela 10 contém as informações acerca da direção e sentido dos deslocamentos para cada uma das seções, bem como os deslocamentos admissíveis encontrados nas análises. A Tabela 11 contém os valores dos deslocamentos registrados pelos marcos topográficos e InSAR desde abril de 2022 na crista de cada uma das seções.

Tabela 10 – Deslocamentos admissíveis.

Seção	Sentido do deslocamento na direção vertical	Deslocamento vertical admissível FS = 1,5 (mm)	Direção do deslocamento horizontal	Deslocamento horizontal admissível FS = 1,5 (mm)
20	Recalque (-)	-100,16	Leste (+) na direção leste-oeste	28,25
21	Recalque (-)	-138,85	Leste (+) na direção leste-oeste	48,12
22	Recalque (-)	-102,97	Sul (-) na direção norte-sul	-26,39

Fonte: Do autor (2023).

Tabela 11 – Deslocamentos registrados pelo monitoramento geotécnico.

Seção	Instrumento	Deslocamento vertical desde abril/2022 (mm)	Direção do deslocamento horizontal	Deslocamento horizontal desde abril/2022 (mm)
20	PMT C3 06A	-6,00	Leste-oeste	4,00
20	PMT C3 07	-5,00	Leste-oeste	2,00
20	InSAR - A1SATG3	-8,80	Leste-oeste	1,70
21	PMT C3 08	6,00	Leste-oeste	-13,00
21	InSAR - A1IRVRO	-11,40	Leste-oeste	6,30
22	PMT C3 08A	0,00	Norte-sul	9,00
22	PMT C3 09	0,00	Norte-sul	-2,00
22	InSAR - A1AFTAK	-14,60	Norte-sul	-

Nota: Foram consideradas as leituras até o dia 05/09/2022 para os PMTs e até o dia 08/10/2022 para o InSAR.

Fonte: Do autor (2023).

De modo geral, analisando os deslocamentos registrados pelo monitoramento, pode-se observar que não há registros de deslocamentos significativos desde abril de 2022, reforçando o que já havia sido observado principalmente para os marcos topográficos no item 3.5.2 deste

trabalho, e que há uma tendência de estabilização dos deslocamentos após o término de operação da estrutura. Ademais, ao comparar os deslocamentos registrados com os valores admissíveis encontrados na análise tensão-deformação, percebe-se que todos os deslocamentos estão abaixo do valor máximo permissível para garantir um fator de segurança de 1,5 conforme a recomendação da NBR 13028 (ABNT, 2017).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusão

Este trabalho realizou um estudo de tensão-deformação de uma barragem destinada à disposição de resíduos de bauxita. Para isso, foram feitas modelagens numéricas das seções instrumentadas da barragem utilizando o programa computacional SIGMA/W em conjunto com o SLOPE/W, ambos do pacote GeoStudio 2019 R2 versão 10.1.1.18972 desenvolvido pela empresa GEOSLOPE International Ltd.

Com base nos estudos realizados, a análise de convergência feita para a escolha do número de elementos da malha se mostrou satisfatória, sendo que para um aumento de até 4 vezes no número de elementos escolhido, a diferença no fator de segurança foi de apenas 1,1%. Com isso, otimizou-se o custo computacional garantindo a qualidade das análises geradas.

A partir das análises, foi possível verificar que as superfícies de ruptura críticas formadas possuem proporções consideráveis devido ao resíduo presente na fundação. Além disso, pôde-se observar que as deformações obtidas nas análises são coerentes com a formação da superfície de ruptura, em que há um deslocamento na direção vertical na crista e uma tendência de subida no pé do talude de jusante, além dos maiores deslocamentos verticais estarem na interface do talude de montante com o resíduo depositado no reservatório e os maiores deslocamentos horizontais estarem no resíduo presente na fundação, logo abaixo do aterro da estrutura alteada a montante.

Ademais, ao realizar uma análise do ponto de vista de segurança da estrutura, comparando-se os deslocamentos registrados pelo monitoramento com os valores admissíveis encontrados na análise tensão-deformação para garantir um fator de segurança de 1,5 conforme a recomendação da NBR 13028 (ABNT, 2017), percebe-se que todos os deslocamentos estão abaixo do valor máximo permissível.

Por fim, a metodologia aplicada no presente estudo se mostrou satisfatória e pode ser empregada para a elaboração de uma carta de risco para deslocamentos de estruturas geotécnicas destinadas à disposição de rejeitos.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Sabe-se que os parâmetros de deformabilidade dos solos podem ser obtidos por meio de ensaios de campo e laboratório. Sendo assim, recomenda-se para trabalhos futuros a utilização de ensaios específicos, tais como o ensaio dilatométrico e o ensaio triaxial adensado drenado para a obtenção dos parâmetros de deformabilidade, uma vez que no presente estudo, estes parâmetros foram estimados com base no estudo de tensão-deformação de outras estruturas existentes ao redor da barragem objeto de estudo.

Nesse contexto, propõem-se: (i) de posse dos dados de investigação geotécnica necessários, utilizar outros modelos constitutivos, como o Cam-Clay para o caso do resíduo; (ii) apresentar uma metodologia que possibilite a obtenção dos parâmetros necessários à calibração dos modelos constitutivos adotados; (iii) verificar os materiais que possuem comportamento não drenado e efetuar os devidos ajustes nos parâmetros utilizados e nas análises realizadas; (iv) fazer a modelagem numérica desde a construção da estrutura, detalhando cada fase de carregamento e operação, uma vez que no presente trabalho não foi considerado o histórico de carregamento anterior, tomando como ponto de partida a Célula de Alçamento Y totalmente preenchida com resíduo e um levantamento planialtimétrico atualizado; e (v) avaliar a pertinência e a influência da variação da linha piezométrica nas análises.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13028: **Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água** – Requisitos. Rio de Janeiro, 2017.
- AZEVEDO, I. C. D. **Análise de tensões e deformações em solos**. 2. ed. Viçosa: Editora UFV, 2015. 334 p.
- BATHE, K. J. **Finite element procedures**. 2nd. ed. United States of America: Prentice Hall, Pearson Education, Inc., 2014. 1065 p.
- BEDIN, J. **Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.
- BURMISTER, D. M. Principles and techniques of soil identification. *In*: ANNUAL HIGHWAY RESEARCH BOARD MEETING, 1949, Washington, D.C. **Proceedings** [...]. Washington, D.C.: Highway Research Board, 1949, v. 29, p. 402-434.
- CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2004. 648 p.
- DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica: tradução da 8ª edição norte-americana**. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2017. 612 p.
- DESAI, C. S.; SIRIWARDANE, H. J. **Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geologic materials**. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, Inc., 1984. 468 p.
- FONSECA, A. R. **Auscultação por instrumentação de barragens de terra e enrocamento para geração de energia elétrica – estudo de caso das barragens da UHE São Simão**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO. **Informações sobre a economia mineral brasileira 2020 – Ano base 2019**. 1. ed. Brasília: IBRAM, 2020. 80p.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO. **Setor mineral – 2022**. 2023. Disponível em: <https://ibram.org.br/publicacoes/>. Acesso em: 21 fev. 2023.
- INSTITUTO MINERE. **InSar como método eficaz no monitoramento geotécnico**. 2019. Disponível em: <https://institutominere.com.br/blog/insar-monitoramento-geotecnico>. Acesso em: 22 fev. 2023.
- JAKY, J. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers**, v. 7, p. 355-358, 1944.

MASSARSCH, K. R. Lateral earth pressure in normally consolidated clay. *In: SEVENTH EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, 1979, Brighton. **Proceedings** [...]. London: British Geotechnical Society, 1979, v. 2, p. 245-249.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. Ko-OCR relationships in soil. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 108, n. 6, p. 851-872, jun. 1982.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. Accounting for partial material factors in numerical analysis. **Géotechnique**, v. 62, n. 12, p. 1053-1065, dez. 2012.

ROBERTSON, P. K. Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 12, p. 1910-1927, dez. 2016.

SEEQUENT. **Stress-strain modeling with GeoStudio**. [s.l.] 2022. 144 p.

SILVA FILHO, E. B.; ALVES, M. C.; DA MOTTA, M. Lama vermelha da indústria de beneficiamento de alumina: produção, características, disposição e aplicações alternativas. **Revista Matéria**, v. 12, n. 2, p. 322-338, 2007.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 416 p.

ZANON, B. B. S. **Estudo tensão deformação da barragem do Torto**. 2020. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.