

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**GABRIEL DA SILVA SILVERIO**

**MODELAGEM GEOTÉCNICA DE UMA BARRAGEM DE TERRA**

**GUARAPUAVA**

**2022**

**GABRIEL DA SILVA SILVERIO**

**MODELAGEM GEOTÉCNICA DE UMA BARRAGEM DE TERRA**

**COMPUTATIONAL MODELING OF AN EARTH DAM**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).  
Orientador(a): Marcela Maier Farias Czap.

**GUARAPUAVA**

**2022**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) Autoria própria(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

**GABRIEL DA SILVA SILVERIO**

**MODELAGEM GEOTÉCNICA DE UMA BARRAGEM DE TERRA**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação  
apresentado como requisito para obtenção do título de  
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade  
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 13/Dezembro/2022

---

Marcela Maier Farias Czap  
Mestre em Construção Civil  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

---

Laura Maria Canno Ferreira Fais  
Doutora em Engenharia Civil  
Universidade Estadual de Campinas

---

Jean dos Passos Belo  
Mestre em Geotecnia  
Statum Geotecnia

**GUARAPUAVA**

**2022**

Dedico esse trabalho aos amigos e amores que passaram.

## **AGRADECIMENTOS**

Deixo meus agradecimentos a todos que de alguma forma colaboraram para que esse momento fosse possível, em especial à minha mãe pelo suporte e aos meus amigos Alex, Igor e Nicole pela sincera amizade. Agradeço também a UTFPR como instituição, e a todos os professores que me auxiliaram em algum momento.

Deixo também registrado que esse trabalho é um marco de toda dedicação ao longo desses anos, caminhada essa que foi trilhada de maneira árdua, mas gratificante.

*“Sorte de quem encontrou esse caminho  
Escondido, infinito, deslumbrante  
Transpôs florestas, rios, enfrentou o deserto,  
O vento  
E mesmo já sozinho encontrou  
A montanha distante,  
Onde de seu alto pode ver o presente  
O passado e o futuro ao mesmo tempo.”*

*(POPP, 2013)*

## RESUMO

Barragens de terra são estruturas importantes do ponto de vista socioeconômico brasileiro, pois é um elemento que compõe a infraestrutura de diversos setores produtivos. Assim, o desenvolvimento da área geotécnica vem contribuir para a segurança das barragens a partir da aplicação de novas ferramentas, que permitem a simulação e verificação de diferentes cenários aos quais essas estruturas podem ser submetidas, servindo como auxílio para a tomada de decisões em campo. Assim, o objetivo desse trabalho foi modelar uma seção de estudo da Barragem Três Irmãos, com o auxílio das ferramentas do pacote GeoStudio. Nesse processo, foi feito um levantamento bibliográfico das propriedades dos materiais geotécnicos e analisada a percolação, estabilidade, tensões e deformações para os cenários de primeiro enchimento, regime de fluxo permanente e rebaixamento rápido. O estudo da percolação bem como das tensões e deformações foi realizado através do Método dos Elementos Finitos, enquanto a análise de estabilidade foi realizada através da abordagem de Equilíbrio Limite na qual foi adotado o método de Morgenstern-Price. Para complementar a análise de estabilidade, para o cenário mais crítico determinístico, foi realizada uma simulação probabilística através do Método de Monte Carlo. Como resultado, para a percolação encontrou-se o valor de 350 dias para que a barragem atingisse a condição de fluxo permanente e 36 minutos para o rebaixamento crítico. Já para a estabilidade, a região mais crítica encontrada foi a berma de equilíbrio à montante, a qual apresentou o menor Fator de Segurança dentre todas as análises determinísticas. Assim, foi aplicada a essa condição crítica uma abordagem probabilística, que teve um fator de segurança mínimo probabilístico abaixo do determinístico e uma superfície de ruptura diferente daquela encontrada anteriormente. Porém, observando o resultado da distribuição de probabilidade do FS, concluiu-se que o número de simulações de 50.000 não foi suficiente para que houvesse convergência nos resultados de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura. Por fim, utilizando o modelo linear elástico para os materiais que compõe o corpo da barragem e sua fundação, observou-se recalques significativos nos pontos estudados durante os regimes transientes com rápida consolidação nos regimes estacionários.

Palavras-chave: Barragem de terra. Monte Carlo. Análise Probabilística. Elementos Finitos. Tensão-Deformação.

## ABSTRACT

Earth dams are important structures from the Brazilian socioeconomic point of view, as they are an element that makes up the infrastructure of several productive sectors. Thus, the development of the geotechnical area contributes to the safety of dams from the application of new tools, which allow the simulation and verification of different scenarios to which these structures can be subjected, serving as an aid for decision-making in the field. Thus, the objective of this work was to model a study section of the Três Irmãos Dam, with the aid of the GeoStudio package tools. In this process, a bibliographical survey of the properties of the geotechnical materials was carried out and the percolation, stability, stresses and deformations analyzed for the scenarios of first filling, permanent flow regime and rapid drawdown. The study of percolation as well as stresses and deformations was carried out using the Finite Element Method, while the stability analysis was carried out using the Limit Equilibrium approach in which the Morgenstern-Price method was adopted. To complement the stability analysis, for the most critical deterministic scenario, a probabilistic simulation was performed using the Monte Carlo Method. As a result, for percolation, a value of 350 days was found for the dam to reach the permanent flow condition and 36 minutes for the critical drawdown. As for stability, the most critical region found was the upstream balance berm, which presented the lowest Factor of Safety among all the deterministic analyses. Thus, a probabilistic approach was applied to this critical condition, which had a probabilistic minimum safety factor below the deterministic one and a failure surface different from that previously found. However, observing the result of the FS probability distribution, it was concluded that the number of simulations of 50,000 was not enough for there to be convergence in the results of reliability index and failure probability. Finally, using the elastic linear model for the materials that make up the dam body and its foundation, significant settlements were observed at the studied points during transient regimes with rapid consolidation in stationary regimes.

*Keywords: Earth dam. Monte Carlo. Probabilistic Analysis. Finite elements. Stress-Strain.*



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Seção típica de uma barragem de terra homogênea .....	15
Figura 2 - Seção típica de uma barragem de terra zoneada .....	15
Figura 3 - Processo geral de modelagem de uma barragem .....	16
Figura 4 – Condição para o percolação de água .....	18
Figura 5 - Permeâmetro de carga constante .....	19
Figura 6 - Elemento infinitesimal de solo .....	20
Figura 7 - Representação do método faz fatias .....	26
Figura 8 - Diagrama de forças em uma fatia por Morgenstern-Price .....	27
Figura 9 - Função de interação do tipo seno .....	28
Figura 10 - Exemplo de relação entre FS x $\lambda$ .....	28
Figura 11 - Função de densidade de probabilidade .....	29
Figura 12 - Curva Tensão x Deformação .....	33
Figura 13 - Estado plano de deformação em uma barragem de terra .....	34
Figura 15 - Estrutura trifásica do solo .....	36
Figura 16 - Massa de solo inclinada .....	37
Figura 17 - Estado plano de tensões no solo .....	37
Figura 18 - Círculo de Mohr .....	39
Figura 19 - Envoltória de resistência .....	39
Figura 20 - Localização da barragem .....	40
Figura 21 - Seção transversal .....	41
Figura 22 - Fluxograma de modelagem da barragem .....	45
Figura 23 - Fluxograma de modelagem SEEP/W .....	46
Figura 24 - Fluxograma de modelagem SLOPE/W .....	48
Figura 25 - Fluxograma de modelagem SIGMA/W .....	49
Figura 26 - Grades e raios talude de montante .....	51
Figura 27 - Grades e raios talude de jusante .....	52
Figura 28 - Percolação em primeiro enchimento (t=2dias) .....	54
Figura 29 - Percolação em primeiro enchimento (t=6dias) .....	55
Figura 30 - Percolação em primeiro enchimento (t=8dias) .....	55
Figura 31 - Percolação em primeiro enchimento (t=10dias) .....	56
Figura 32 - Percolação de estabilização (t=15dias) .....	57
Figura 33 - Percolação de estabilização (t=23dias) .....	57
Figura 34 - Percolação de estabilização (t=27dias) .....	58
Figura 35 - Malha de montante .....	59
Figura 36 - Malha do núcleo .....	59
Figura 37 - Poropressão média .....	60
Figura 38 - Vazão média horizontal .....	61
Figura 39 - Percolação de rebaixamento rápido (t=7,2min) .....	61
Figura 40 - Percolação de rebaixamento rápido (t=36min) .....	62
Figura 41 - Rebaixamento rápido - Montante (t=36min) .....	64
Figura 42 - Estabilidade em regime permanente .....	64
Figura 43 - Final de construção - Jusante .....	65
Figura 44 - FS da superfície crítica de jusante .....	66
Figura 45 - Percolação de estabilização - Jusante (t=11dias) .....	67
Figura 46 - Regime permanente - Jusante .....	67
Figura 47 - Teste de convergência - Probabilidade de ruptura .....	69
Figura 48 - Teste de Convergência - Índice de confiabilidade .....	70

Figura 49 - Superfície crítica - Análise probabilística .....	71
Figura 50 - Função densidade de probabilidade .....	72
Figura 51 - Pontos de análise de tensão e recalque .....	73
Figura 52 - Malha deformada - Primeiro enchimento (t=2dias) .....	73
Figura 53 - Malha deformada - Regime permanente .....	74
Figura 54 – Malha deformada - Final de rebaixamento .....	74
Figura 55 - Recalque x tempo.....	75
Figura 56 – Tensões cisalhantes primeiro enchimento (t=2dias) .....	76
Figura 57 - Tensões cisalhantes - Regime permanente.....	77
Figura 58 - Tensões cisalhantes - Rebaixamento rápido (t=36min).....	77
Figura 59 – Tensão Cisalhante x Tempo .....	78
Figura 60 - Tensão x Recalque.....	78

#### LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos de condutividade hidráulica .....	19
Tabela 2 – Fatores de Segurança recomendados por Eletrobrás (2003) .....	23
Tabela 3 - Valores de caracterização de uma variável aleatória contínua .....	30
Tabela 4 - Coeficientes de confiança e desvio padrão .....	31
Tabela 5 - Nível de desempenho da análise probabilística.....	32
Tabela 6 - Métodos de obtenção do Módulo de Elasticidade .....	35
Tabela 7 - Resultado análise probabilística .....	71

#### LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Propriedades hidráulicas.....	42
Quadro 2 - Propriedades determinísticas de resistência .....	42
Quadro 3 - Propriedades probabilísticas de peso específico .....	42
Quadro 4 - Propriedades probabilísticas de coesão efetiva.....	43
Quadro 5 - Propriedades probabilísticas de ângulo de atrito efetivo .....	43
Quadro 6 - Propriedades de deformabilidade.....	44
Quadro 7 - Etapas de análise de percolação .....	50
Quadro 8 - Etapas de análise determinística de estabilidade .....	52
Quadro 9 - FS críticos .....	62
Quadro 10 - Amplitude do teste de convergência .....	69

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>13</b>
<b>1.1</b>	<b>OBJETIVOS</b>	<b>14</b>
1.1.1	Objetivo principal	14
1.1.2	Objetivos secundários	14
<b>2.</b>	<b>REFERÊNCIAL BIBLIOGRÁFICO</b>	<b>15</b>
<b>2.1</b>	<b>BARRAGENS DE TERRA</b>	<b>15</b>
<b>2.2</b>	<b>MODELAGEM COMPUTACIONAL DE BARRAGENS</b>	<b>16</b>
<b>2.3</b>	<b>ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO</b>	<b>17</b>
<b>2.4</b>	<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b>	<b>21</b>
2.4.1	Aspectos gerais de segurança	21
2.4.2	Parâmetros de resistência	24
2.4.3	Métodos de equilíbrio limite	25
2.4.4	Método de Morgensten-Price	26
2.4.5	Análise probabilística	28
2.4.6	Método de Monte Carlo	30
<b>2.5</b>	<b>ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES</b>	<b>32</b>
<b>3.</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>40</b>
<b>3.1</b>	<b>BARRAGEM ESTUDADA</b>	<b>40</b>
3.1.1	Geometria e materiais da seção transversal	40
<b>3.2</b>	<b>GEOSTUDIO</b>	<b>44</b>
3.2.1	Seep/W	45
3.2.2	Slope/W	47
3.2.3	Sigma/W	48
<b>3.3</b>	<b>ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO</b>	<b>49</b>
<b>3.4</b>	<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b>	<b>51</b>
3.4.1	Análise Determinística	52
3.4.2	Análise Probabilística	52
<b>3.5</b>	<b>ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO</b>	<b>53</b>
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b>	<b>54</b>
<b>4.1</b>	<b>ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO</b>	<b>54</b>
<b>4.2</b>	<b>ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b>	<b>62</b>
4.2.1	Análise determinística	62
4.2.2	Análise probabilística	68

4.3	ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	72
5.	CONCLUSÕES .....	79
	REFERÊNCIAS.....	80

## 1. INTRODUÇÃO

Para a legislação brasileira, a definição de barragem é:

“qualquer estrutura construída dentro ou fora de um curso permanente ou temporário de água, em talvegue ou em cava exaurida com dique, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas” (BRASIL, 2020 , p. 1).

Estas estruturas possuem importância socioeconômica, uma vez que, não só a matriz energética brasileira é majoritariamente baseada em usinas hidrelétricas, mas também setores ligados a mineração e agricultura, por exemplo, também dependem desse tipo de estrutura para suas operações.

Nesse sentido, por ser uma obra com impacto direto ao meio em que está inserida, a fase de projeto constitui uma das etapas mais importantes de todo o empreendimento, principalmente pela questão da segurança.

As barragens são construções realizadas desde os povos antigos, conforme o conhecimento e experiência de cada contexto histórico. O estabelecimento das bases científicas das diretrizes de projeto e execução ocorreu somente a partir do início do século XX, com a consolidação da mecânica dos solos e o aprendizado através de rupturas e outros acidentes ao longo da história. Sendo assim a evolução histórica aponta que, trata-se de uma área que está em constante evolução para acompanhar os desafios apresentados, sendo uma união entre o conhecimento já estabelecido pelas experiências acumuladas e os novos conhecimentos, sobretudo aqueles ligados às novas tecnologias (CRUZ, 1996; MASSAD, 2010; CAPUTO, 2015).

O desenvolvimento tecnológico na área geotécnica, possibilitou a aplicação de novos métodos de análise e a otimização de métodos já existentes. Esse processo de simulação e rotinas de cálculo, é chamado de modelagem geotécnica cujo principal objetivo é, através do conhecimento dos materiais e das condições de contorno, prever cenários que auxiliem as tomadas de decisões e otimizem os projetos com resultados mais refinados a favor da segurança.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo principal

Modelar computacionalmente uma barragem de terra, para avaliar os aspectos geotécnicos relativos à sua segurança, através de análises em diversas condições de operação.

### 1.1.2 Objetivos secundários

- Discorrer sobre o processo de modelagem computacional de problemas geotécnicos.
- Observar a variação da posição da linha freática em regimes transientes.
- Avaliar a percolação e a variação das poropresões durante os regimes de primeiro enchimento, condição de fluxo permanente e rebaixamento rápido.
- Demonstrar e avaliar a aplicação conjunta das teorias determinística e probabilística relativas a estabilidade dos taludes.
- Analisar as deformações calculadas em diferentes condições de operação.

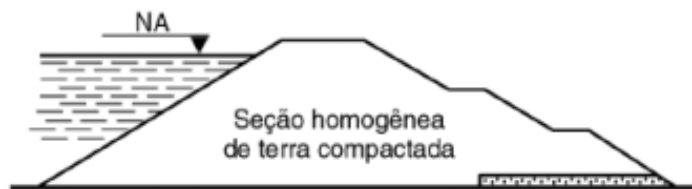
## 2. REFERÊNCIAL BIBLIOGRÁFICO

### 2.1 BARRAGENS DE TERRA

Barragens de terra são as mais construídas no Brasil devido a disponibilidade de material, condições topográficas favoráveis e possibilidade de construção sobre diferentes tipos de fundação. Do total de barragens cadastradas no Sistema Nacional de Informações Sobre Segurança de Barragens (SNIBS), aproximadamente 92% são barragens de terra, cujo crescimento do conhecimento técnico nas últimas décadas tornou as construções desse tipo de barragem mais econômicas e seguras frente a outros tipos de barramentos (CRUZ, 1996; MASSAD, 2010; CHIOSSI, 2013; AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO, 2022).

As barragens de terra podem ser classificadas segundo Chioffi (2013), em dois grandes grupos: barragens de terra homogênea (Figura 1) e barragens de terra zoneada (Figura 2). As barragens de terra homogênea, são constituídas por um único tipo de material, que a depender da região do corpo da barragem são compactados em diferentes condições, conferindo diferentes permeabilidades.

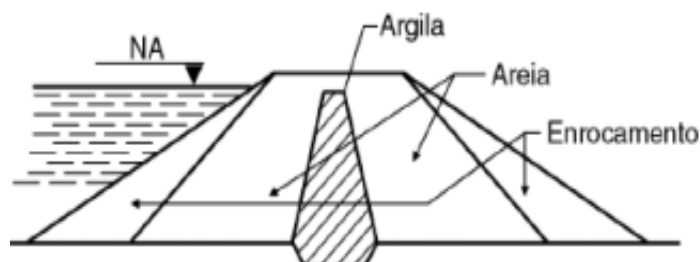
**Figura 1 - Seção típica de uma barragem de terra homogênea**



Fonte: Caputo (2015)

Barragens do tipo zoneada, são compostas por mais de um tipo de material. Geralmente são construídas com um núcleo central impermeável, envolvido por material com maior permeabilidade e função estabilizadora.

**Figura 2 - Seção típica de uma barragem de terra zoneada**



Fonte: Caputo (2015)

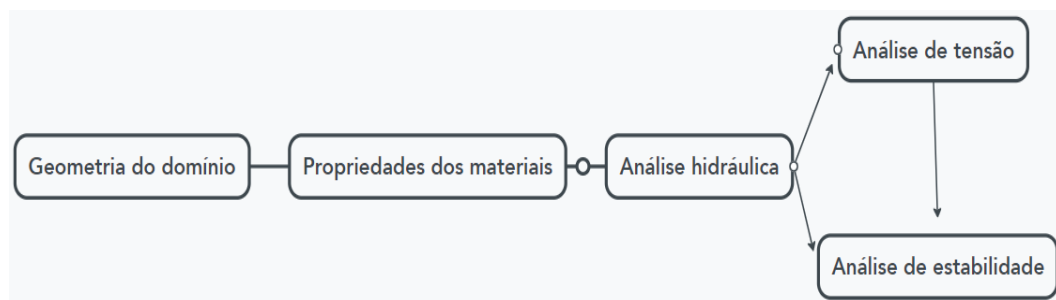
## 2.2 MODELAGEM COMPUTACIONAL DE BARRAGENS

Pode-se afirmar que a compreensão dos fenômenos físicos do ponto de vista científico é alcançada através da construção de modelos que permitam representar os comportamentos reais do objeto de estudo. Para a Engenharia Geotécnica, o desafio está em prever o comportamento dos materiais e das estruturas, frente aos carregamentos e às solicitações impostas pela sua utilização, visto que as condições de contorno e a heterogeneidade do solo tornam difícil a determinação dos parâmetros para todos os pontos do meio (WOOD, 1990; MENDONÇA, 2005).

Desse modo, o desenvolvimento de ferramentas de análise geotécnica, permitiu um maior refinamento nos projetos e verificações, sobretudo de estruturas complexas e de grande porte. Logo, a principal vantagem da modelagem computacional, frente aos modelos físicos, consiste na possibilidade de simulação das estruturas sob diferentes condições de contorno de campo, de maneira mais rápida e econômica (SIEIRA e LIMA, 2017).

Assim a modelagem de uma barragem, é composta por análises de estabilidade, percolação, tensão e deformação. A análise de estabilidade é realizada por métodos determinísticos iterativos, que podem ser associados a uma análise probabilística. Já a análise de percolação é realizada através do Método dos Elementos Finitos, onde considera-se válida a Lei de Darcy, e as equações de Laplace são resolvidas para cada nó de acordo com a geometria e refinamento da malha. Por fim, a análise de tensão e deformação também é realizada através do Método dos Elementos Finitos e depende, além da discretização da malha, do modelo mecânico do solo e as condições de contorno da estrutura. Na Figura 3 mostra-se o percolaçãoograma para a modelagem de uma barragem.

**Figura 3 - Processo geral de modelagem de uma barragem**



Fonte: Adaptado de GEOSLOPE (2018)



### 2.3 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO

A presença de água no solo que compõe o corpo de uma barragem é resultado do processo de infiltração, oriundo do contato da superfície do talude de montante em estado não saturado com a superfície freática do reservatório. Esse fenômeno ocorre devido a diferença de potencial criado entre montante e jusante, onde a ação da gravidade e forças capilares faz com que haja movimento para o interior do solo, com consequente preenchimento dos vazios, levando-o à saturação (PINTO, 2006).

Nesse sentido, Ferreira (2008) destaca que uma vez infiltrada na estrutura do solo, a água pode se apresentar no estado livre ou adsorvido. Quando em estado livre, a água encontra-se em movimento somente sob a ação da gravidade e quando em estado adsorvido, está envolvida em um processo de interação entre as partículas que compõe o esqueleto sólido.

Para Bueno e Vilar (1979) em uma barragem de terra é necessário quantificar a água que percola pelo maciço e por sua fundação, uma vez que, a presença de água apresenta risco à estrutura pela possibilidade de carreamento interno de partículas.

De acordo com Montes (2003), alguns fatores que influenciam a permeabilidade dos solos são:

- Distribuição granulométrica
- Forma e textura das partículas
- Estrutura do solo
- Índice de vazios
- Grau de saturação
- Tipo de escoamento

Segundo Massad (2010), a análise de percolação em meio poroso é condicionada sob as seguintes hipóteses:

- I. A estrutura do solo é rígida, não sofrendo deformações ou carreamento de partículas;
- II. O regime de percolação é laminar, ou seja, é válida a Lei de Darcy;
- III. O solo encontra-se saturado;
- IV. Os coeficientes de permeabilidade são constantes em qualquer direção.

Desse modo, o movimento de uma determinada massa de água acontece quando há uma diferença de carga total entre os pontos A e B no maciço, como apresenta a Figura 4.

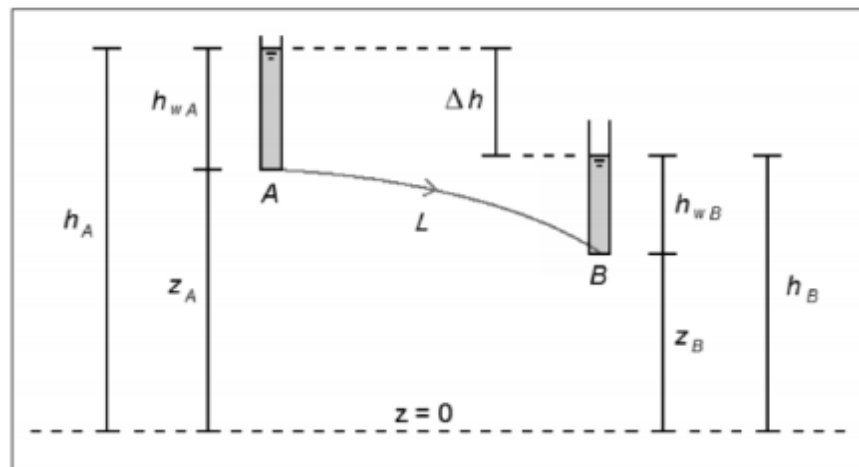
Aplicando a Lei de Bernoulli nesta condição, pode-se desconsiderar a parcela relativa a carga cinética, uma vez que a velocidade de percolação é baixa. Dessa forma, a carga total será dada pela soma da carga altimétrica e da carga freática, conforme a Equação 1.

$$H = z + hw \quad (1)$$

Onde:

- $H(m)$  é carga total no ponto.
- $z (m)$  corresponde a cota em relação ao ponto de referência.
- $hw (m)$  é a altura da coluna d'água sobre o ponto.

**Figura 4 – Condição para o percolação de água**



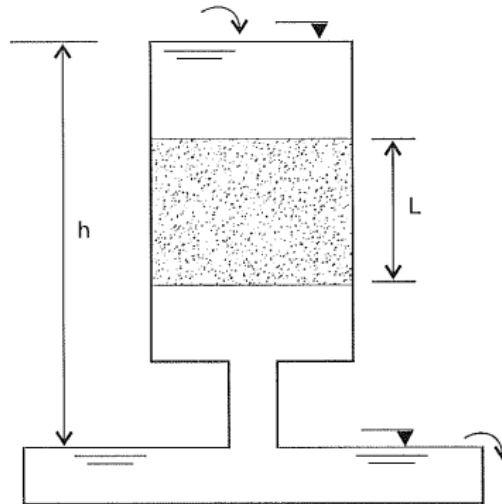
Fonte: Ferreira (2008)

Uma vez estabelecida as condições para que haja percolação, realiza-se o ensaio do permeâmetro de carga constante para materiais granulares e arenosos, e de carga variável para materiais argilosos (Figura 5) com o objetivo de definir a condutividade hidráulica, que por sua vez servirá de base para a quantificação da percolação.

Neste ensaio, observa-se que a velocidade de percolação depende da perda de carga imposta pelo solo. A “facilidade” de escoamento encontrada pela água é chamada de condutividade hidráulica, sendo o coeficiente hidráulico o parâmetro

dependente somente do meio e que possui valor característico para cada tipo de solo, conforme mostra a Tabela 1.

**Figura 5 - Permeômetro de carga constante**



Fonte: Pinto (2006)

**Tabela 1 – Valores típicos de condutividade hidráulica**

Solo	$k$ (m/s)
Argilas	$< 10^{-9}$
Siltes	$10^{-5} e 10^{-9}$
Areias argilosas	$10^{-7}$
Areias finas	$10^{-5}$
Areias médias	$10^{-4}$
Areias grossas	$10^{-3}$

Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

A perda de carga durante a percolação é dada pelo gradiente hidráulico, definido conforme Equação 2.

$$i = \frac{h}{L} \quad (2)$$

Onde:

- $i$  (adimensional) é o gradiente hidráulico.
- $h$  (m) é a carga a ser dissipada.
- $L$  (m) é o comprimento de dissipação.

Portanto, pode-se tomar a vazão como sendo o produto entre a velocidade (produto entre o coeficiente de condutividade hidráulica e o gradiente hidráulico) de percolação, e a área transversal do permeâmetro, conforme a Equação 3, que é conhecida como Lei de Darcy.

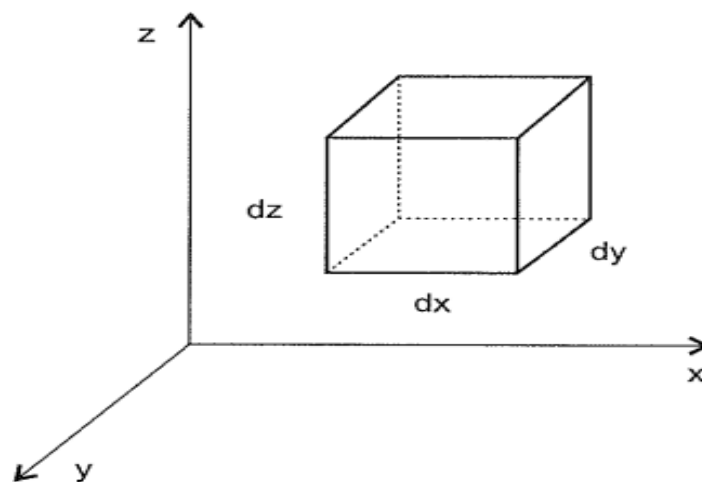
$$Q = k.i.A \quad (3)$$

Onde:

- $Q$  ( $m^3/s$ ) é a vazão de percolação.
- $k$  ( $m/s$ ) é o coeficiente de condutividade hidráulica.
- $A$  ( $m^2$ ) é a área da seção transversal do permeâmetro.

Definida a condutividade hidráulica do solo, e tomando um elemento infinitesimal (Figura 6) com carga total  $h$  no centro do elemento, pode-se afirmar que a massa de água que entra em determinada face é correspondente a massa de água de saída, segundo a Lei de Conservação das Massas.

**Figura 6 - Elemento infinitesimal de solo**



**Fonte: Pinto (2006)**

Caputo (2015), apresenta que a equação que descreve a variação das vazões em todas as direções deste elemento (Equação 4), que é conhecida como Equação da Continuidade.

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}\right)(dx dy dz) = 0 \quad (4)$$

Onde:

- $v_x$  é a componente da velocidade na direção  $x$ .
- $v_y$  é a componente da velocidade na direção  $y$ .
- $v_z$  é a componente da velocidade na direção  $z$ .

Segundo Freitas (2019), um regime estacionário é caracterizado por não apresentar variação com o tempo, isto é, em cada ponto de um volume de solo as propriedades do fluido permanecem constantes durante todo o processo, mas podem variar de um ponto para o outro.

No caso da análise de percolação em barragens de terra, considera-se que a percolação é bidimensional e sob regime estacionário. Portanto, pode-se inferir que a componente  $v_y$  é desprezível, e que a variação da velocidade é oriunda da variação do gradiente hidráulico ao longo do elemento (CAPUTO e CAPUTO, 2015).

Assim para tais condições de contorno, reescreve-se a Equação 4, conforme a Equação 5, que é chamada de Equação de Laplace para o fluxo bidimensional.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (5)$$

Onde:

- $k_x$  é o coeficiente de condutividade hidráulica na direção  $x$ .
- $k_z$  é o coeficiente de condutividade hidráulica na direção  $z$ .

## 2.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

### 2.4.1 Aspectos gerais de segurança

No Brasil, o disposto que regulamenta a fiscalização das barragens nacionais é a Lei nº 14.066/2020, publicada como atualização da Lei nº 12.334/2010, que estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), e tem como objetivo

“garantir padrões de segurança de barragens de maneira a fomentar a prevenção e a reduzir a possibilidade de acidente ou desastre e suas

consequências, através da regulamentação das ações de segurança a serem adotadas nas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e primeiro vertimento, operação, desativação, descaracterização e usos futuros de barragens” (BRASIL, 2020, p. 2).

Nesse sentido à cerca da segurança desse tipo de estrutura, Brasil (2020, p.2) define que

“a segurança de uma barragem é a condição que vise a manter a sua integridade estrutural e operacional e a preservação da vida, da saúde, da propriedade e do meio ambiente sendo o órgão fiscalizador a autoridade própria do poder público responsável pelas ações de fiscalização da segurança da barragem de sua competência.”

A estabilidade de uma barragem, está diretamente ligada a avaliação dos mecanismos e fenômenos instabilizantes. Estatisticamente galgamento, erosão interna (*piping*) e instabilidade dos taludes são as principais causas de rupturas em barragens de terra. (FOSTER; FELL; SPANNAGLE, 2000; ZHANG; XU; JIA, 2009)

A estabilidade deve considerar diferentes momentos da obra, para a verificação da condição mais desfavorável. As etapas críticas de verificação a serem consideradas são: final de construção, primeiro enchimento, período de operação, rebaixamento do reservatório e ações sísmicas (MASSAD, 2010; GERSCOVICH, 2016).

Final de construção é a condição estabelecida após a construção dos taludes de montante e jusante, e anterior ao primeiro enchimento da barragem. Nessa condição, admite-se que a barragem não possui carga hidráulica. A avaliação dessa condição é crítica para os taludes de jusante e montante, pois as poropressões desenvolvidas durante a construção não foram dissipadas devido ao curto período de tempo (CRUZ, 1996; GAIOTO, 2003; MASSAD, 2010).

Rebaixamento rápido é a condição de análise onde o nível d'água é rebaixado do nível normal ao nível mínimo operacional. Nessa situação, o ponto crítico está na perda da carga hidráulica estabilizadora no talude de montante, com manutenção da posição da linha freática no interior do maciço. Neste caso, não havendo tempo para a dissipação das poropressões, os parâmetros de cálculo dos materiais devem ser considerados sob condição saturada (CRUZ, 1996).

Regime constante de acordo com Cruz (1996), é a situação de carregamento que deve ser tomada como a mais crítica, pois admite-se que essa será a condição normal de operação. Nessa fase há o estabelecimento da linha de percolação no interior do maciço bem como a estabilização das deformações, de modo que o fator de segurança estabelecido para essa condição deve ser o mais rigoroso dentre todas as condições analisadas.

Assim, a estabilidade dos taludes é determinada através do fator de segurança associado a determinada configuração de carregamento. O fator de segurança relativo a uma superfície de ruptura analisada, é definido como o resultado da relação entre a resistência ao cisalhamento da superfície e as tensões cisalhantes mobilizadas pelo carregamento, conforme mostra-se na Equação 6 (GERSCOVICH, 2016).

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (6)$$

Onde

– $\tau_f$  (KPa) é a tensão resistente de cisalhamento.

– $\tau_{mob}$  (KPa) é a tensão mobilizada de cisalhamento.

Assim, a condição de estabilidade é assegurada quando  $FS > 1$ , quando  $FS < 1,0$  não há significado físico, pois indica que o talude está rompido. Entretanto a depender do tipo, impacto e porte de obra, bem como a fase de análise considerada, podem ser estipulados fatores de segurança mínimos acima da unidade.

Como critério de projeto, pode-se utilizar as recomendações propostas na Tabela 2.

**Tabela 2 – Fatores de Segurança recomendados por Eletrobrás (2003)**

<b>Condição de carregamento</b>	<b>FS<sub>aceitável</sub></b>	<b>Talude crítico</b>
Final de construção	1,3	Jusante e montante
Rebaixamento rápido	1,1	Montante
Regime permanente com reservatório operando na cota máxima	1,5	Jusante

Fonte: Adaptado de Eletrobrás (2003)

#### 2.4.2 Parâmetros de resistência

Todos os métodos de análise de estabilidade de taludes, são dependentes dos valores de resistência ao cisalhamento do solo para a determinação do Fator de Segurança (ABRAMSON et al., 2002). “A resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que a massa de solo pode oferecer para resistir a rupturas ao longo de qualquer plano no seu interior.” (DAS, 2007, p. 131).

Segundo, Eletrobrás (2003; p. 192):

“às considerações dos esforços resistentes e solicitantes devem ser considerados em termos efetivos, com os parâmetros de pressão neutra e de resistência ao cisalhamento, obtidos de ensaios de laboratório, onde deve-se buscar da melhor forma representar as condições de carregamento de campo conforme a situação de análise.”

A resistência do solo é determinada através de ensaios laboratoriais triaxiais e de cisalhamento direto. Os resultados dos ensaios são dados através da determinação em termos totais ou efetivos, da coesão e do ângulo de atrito que são os parâmetros que compõe a resistência ao cisalhamento (MASSAD, 2010; LIMA, 2021).

Segundo Pinto (2006), o modelo mecânico de Mohr-Columb é o que melhor representa a ruptura do solo, uma vez que a ruptura acontece por uma combinação de ações normais e cisalhantes.

Logo, a resistência ao cisalhamento em termos totais é dada pela Equação 7.

$$\tau = C + [\sigma \cdot \text{tg}(\phi)] \quad (7)$$

Onde

- $\tau$  (KPa) é tensão resistente de cisalhamento.
- $C$  (KPa) é o intercepto coesivo ou coesão.
- $\sigma$  (KPa) é a tensão normal na superfície de ruptura.
- $\phi$  (°) é o ângulo de atrito.



A determinação dos parâmetros deve ser realizada em termos drenados ou não drenados a depender de qual será a condição crítica do solo, sendo que a análise sob termos efetivos, leva a resultados mais precisos, uma vez que, avalia apenas a contribuição dos sólidos do solo (GAIOTO, 2003; GERSCOVICH, 2011).

Sendo assim, a Equação 7, pode ser reescrita em termos efetivos.

$$\tau' = C' + [\sigma' \cdot \text{tg}(\phi')] \quad (8)$$

Onde

- $\tau'$  (KPa) é *tensão resistente efetiva de cisalhamento*.
- $C'$  (KPa) é o *intercepto coesivo ou coesão efetivo*.
- $\sigma'$  (KPa) é a *tensão normal efetiva na superfície de ruptura*.
- $\phi'$  (°) é o *ângulo de atrito efetivo*.

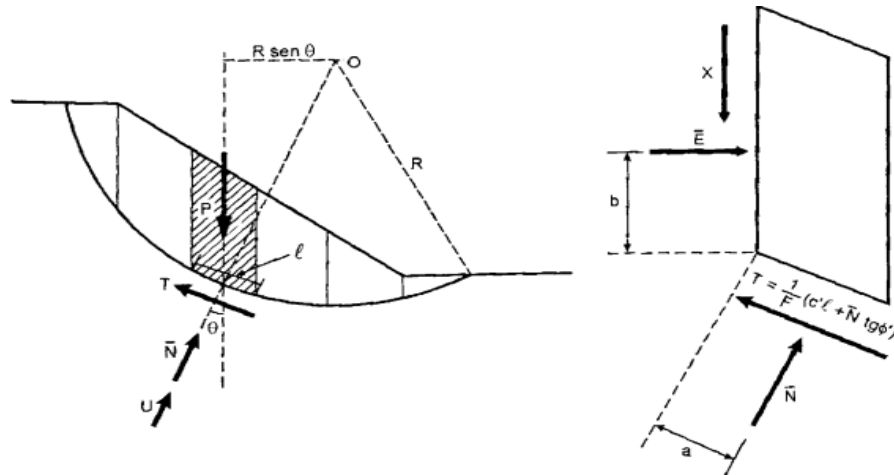
#### 2.4.3 Métodos de equilíbrio limite

Consiste em um conjunto de métodos, desenvolvidos sob a mesma suposição de que a massa de solo comporta-se como um corpo rígido-plástico na iminência de entrar em processo de escorregamento. Postula-se também, que esse escorregamento irá acontecer sob uma superfície cuja a geometria é conhecida, e todos os pontos possuem o mesmo estado de tensões de forma que o equilíbrio é verificado através das equações estáticas, de modo que o fator de segurança é constante ao longo dessa superfície. O método de Equilíbrio Limite possui limitações, pois considera alguns comportamentos que não condizem com a realidade, necessitando de uma análise criteriosa para tomada de decisão com base nos resultados obtidos (MASSAD, 2010; GERSCOVICH, 2016).

Nos métodos baseados nestas hipóteses, a massa de solo acima da linha de ruptura é dividida em fatias, nas quais as equações de equilíbrio são aplicadas. A análise das forças atuantes sobre uma lamela é um problema estaticamente indeterminado. Logo, cada método adota uma simplificação para contornar essa questão, sendo a diferença básica entre os métodos, as forças internas consideradas e se a análise estática é feita sob o equilíbrio de forças e/ou momentos (MASSAD, 2010; CHENG e LAU, 2008).

Um exemplo da divisão da massa de solo em fatias bem como os esforços atuantes em cada lamela, pode ser observada na Figura 7.

**Figura 7 - Representação do método faz fatias**



Fonte: Gerscovich (2016)

Os métodos de equilíbrio limite podem ser classificados como simplificados, quando satisfazem apenas as condições de equilíbrio de força ou momento, ou rigorosos quando satisfazem ambas simultaneamente. Dentre os métodos mais utilizados tem-se: Bishop Simplificado, Morgenstern-Price, Spencer, Janbu Generalizado e Sarma (ELETROBRÁS, 2003; CHENG e LAU, 2008).

#### 2.4.4 Método de Morgenstern-Price

É um método classificado como rigoroso, sendo o mais geral quanto a superfície de aplicação, ou seja, leva em consideração superfícies de ruptura descritas por qualquer função e não somente superfícies circulares, permitindo maior ampliação quanto as superfícies de análise (GERSCOVICH, 2016).

O diagrama de esforços considerado para cada fatia neste método, pode ser observado na Figura 8. Para contornar a hiperasticidade do problema, o método considera que a inclinação da força resultante varia segundo uma função  $f(x)$ , conforme a Equação 9.

$$T = \lambda * f(x) * E \quad (9)$$

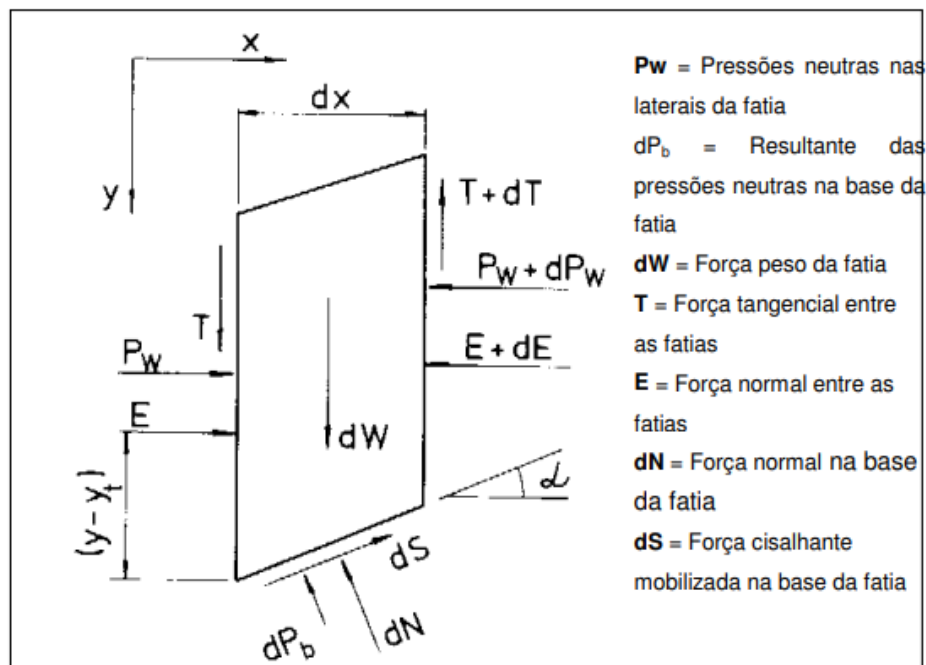
Onde

- $T$  é a força tangencial entre as fatias.
- $E$  é a força normal entre fatias.
- $f(x)$  é a função associada a inclinação da força resultante.
- $\lambda$  é fator de escala de  $f(x)$ .

A função  $f(x)$  é arbitrária, sendo as funções arco de seno, arco de seno incompleto e trapezoidal as mais utilizadas, com o parâmetro  $\lambda$  representando um valor numérico associado a escala da função escolhida (GERSCOVICH, 2016).

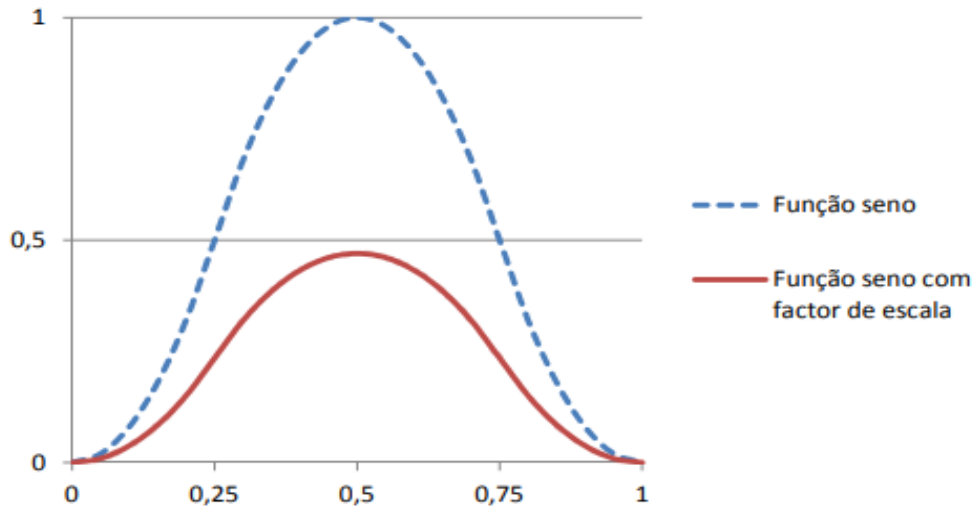
A Figura 9 apresenta um exemplo de utilização de função seno com aplicação do fator de escala. A partir disso, é possível plotar uma relação entre os esforços e o fator de escala (Figura 10) de modo que nela pode-se observar não só a relação entre os diferentes métodos de equilíbrio limite, mas também que para o método de Morgenstern-Price o FS está associado à interseção entre das curvas de equilíbrio de forças e momentos.

**Figura 8 - Diagrama de forças em uma fatia por Morgenstern-Price**



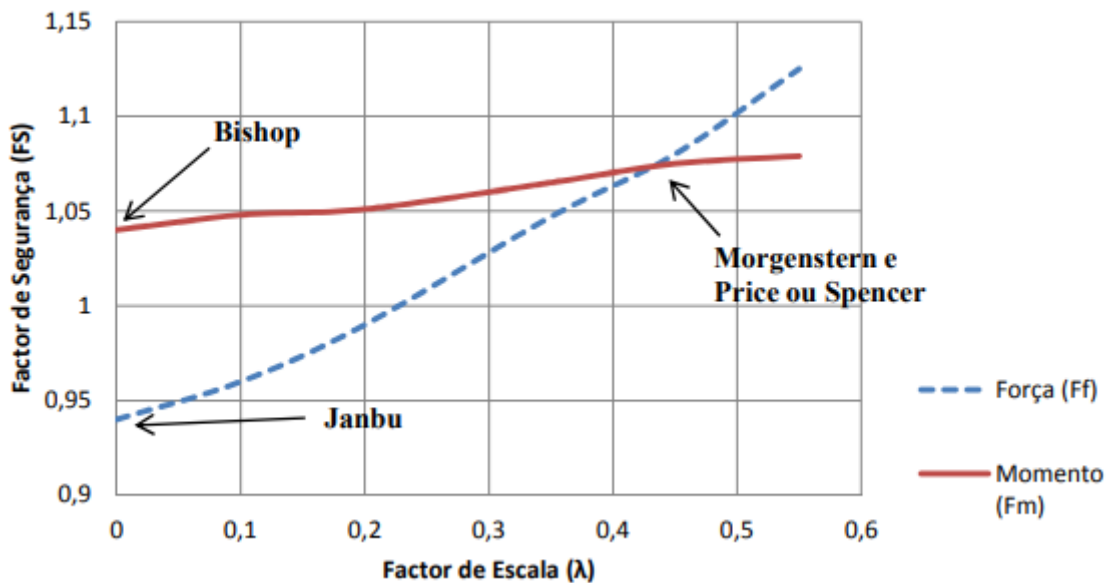
Fonte: PUC Rio (2022)

Figura 9 - Função de interação do tipo seno



Fonte: Freitas (2011)

Figura 10 - Exemplo de relação entre FS x  $\lambda$



Fonte: Freitas (2011)

#### 2.4.5 Análise probabilística

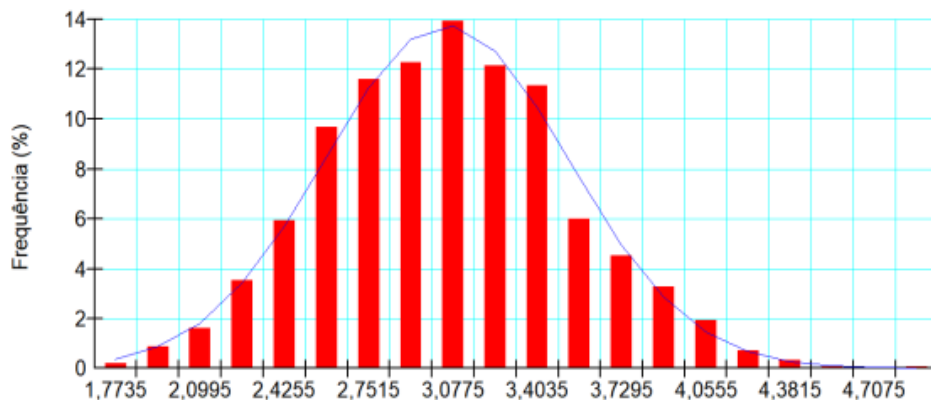
As incertezas sobre os valores representativos das propriedades do solo é algo inerente à Engenharia Geotécnica. Nesse sentido, a abordagem probabilística surge como uma maneira de considerar essas variações na solução de problemas de estabilidade, nas quais os parâmetros geotécnicos são variáveis aleatórias dadas como distribuições de probabilidade. Existem diversos métodos de análise

probabilística, que de maneira geral, são aplicados em conjunto aos métodos determinísticos na determinação do Fator de Segurança (EL-RAMLY, 2001; NADIM 2007; ARAÚJO, 2018)

Seja  $X$  uma variável ligada a ocorrência de um evento, seu comportamento probabilístico pode ser descrito por uma função de densidade de probabilidade, que irá relacionar o valor da variável com a probabilidade de ocorrência. Para as variáveis envolvidas na estabilidade de taludes, é amplamente utilizado distribuição do tipo normal para o peso específico e log-normal para ângulo de atrito e coesão. Assim, a análise consiste em reunir todos os fatores de segurança calculados para a cada superfície analisada em uma função densidade de probabilidade, que relaciona os Fatores de Segurança calculados com a frequência em que aparecem, ajustando uma função de distribuição normal ou log-normal que melhor represente o resultado obtido, gerando valores estimados de FS médio, desvio padrão, FS mínimo e máximo (ANG e TANG, 2006; NETTO, 2019; LIMA, 2021).

Um exemplo de distribuição de probabilidade pode ser observado na Figura 11

**Figura 11 - Função de densidade de probabilidade**



Fonte: Lima (2021)

Como as análises geotécnicas realizadas em campo ou em laboratório são limitadas ao número de amostras, torna-se necessário um tratamento estatístico para que esses dados se tornem representativos (BAECHER; CHRISTIAN, 2003).

A Tabela 3, apresenta definições que descrevem uma variável aleatória contínua.

**Tabela 3 - Valores de caracterização de uma variável aleatória contínua**

<b>Parâmetro</b>	<b>Definição</b>
Média	$\mu_x = \int_{-\infty}^{+\infty} xf(x)dx$
Variância	$\sigma_x^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu_x)f(x)dx$
Desvio Padrão	$\sigma_x = \sqrt{\mu_x^2 - (\mu_x)^2}$

**Fonte: Adaptado de Silva (2018)**

#### 2.4.6 Método de Monte Carlo

Monte Carlo pode ser classificado como um método de análise probabilística puro, pois considera todas as características probabilísticas das variáveis aleatórias, ou como um método direto, uma vez que a distribuição do Fator de Segurança é dada em função das distribuições das variáveis aleatórias de entrada (RIBEIRO, 2008; TEIXEIRA, 2012).

O método, consiste em gerar aleatoriamente um número  $N$  de valores para cada um dos  $n$  parâmetros envolvidos na determinação do Fator de Segurança, de forma que o conjunto gerado é tratado como amostra da população e utilizado para cálculo da média (Equação 10) e da variância (Equação 11) (FABRICIO, 2006; RIBEIRO, 2008).

$$E[FS] = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N FS[X_1, \dots, X_n] \quad (10)$$

$$V[FS] = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (FS[X_1, \dots, X_N] - E[FS])^2 \quad (11)$$

O método de Monte Carlo é um método que exige um grande número de simulações para altos níveis de confiabilidade. Dessa forma, o número de interações

depende do número de variáveis envolvidas na análise. Um meio de otimizar o processo, consiste em repetir a simulação para um número crescente de interações e observar graficamente a partir de qual ponto há convergência (EL-RAMLY; MORGENSTERN; CRUDEN, 2002; SILVA, 2015).

Segundo Geoslope (2018), o número de simulações necessárias (Equação 12), é determinado de acordo com o grau de confiabilidade (Tabela 4).

$$N_{mc} = \left( \frac{d^2}{4(1 - \varepsilon)^2} \right)^m \quad (12)$$

Onde:

- $N_{mc}$  é o número de Monte Carlo.
- $d^2$  é desvio padrão relativo ao nível de confiança dado pela Tabela 4.
- $\varepsilon$  é o nível de confiança desejado.
- $m$  é o número de variáveis .

**Tabela 4 - Coeficientes de confiança e desvio padrão**

<b>Nível de confiança (1 - <math>\varepsilon</math>) (%)</b>	<b>d<sup>2</sup> (%)</b>
90	1,64
95	1,96
98	2,33
99	2,58
99,5	2,87
99,994	4,00

**Fonte: Adaptado de Maia (2003)**

Como parâmetro para a aceitação da análise probabilística, pode-se usar a classificação proposta na Tabela 5.

**Tabela 5 - Nível de desempenho da análise probabilística**

<b>Nível de desempenho</b>	<b>Probabilidade de ruptura</b>	<b>Índice de confiabilidade</b>
Alto	$P \leq 3 * 10^{-7}$	$5,0 \leq IC$
Bom	$3 * 10^{-7} < P \leq 3 * 10^{-5}$	$4,0 \leq IC < 5,0$
Acima da média	$3 * 10^{-5} < P \leq 1,3 * 10^{-3}$	$3,0 \leq IC < 4,0$
Abaixo da média	$1,3 * 10^{-3} < P \leq 6,0 * 10^{-3}$	$2,5 \leq IC < 3,0$
Pobre	$6 * 10^{-3} < P \leq 2,3 * 10^{-2}$	$2,0 \leq IC < 2,5$
Insatisfatório	$2,3 * 10^{-2} < P \leq 7,0 * 10^{-2}$	$1,5 \leq IC < 2,0$
Perigoso	$7 * 10^{-2} < P \leq 0,16$	$1,0 \leq IC < 1,5$

**Fonte: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1997)**

## 2.5 ANÁLISE DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

O objetivo da modelagem numérica, é descrever como grandezas físicas se relacionam. Essas relações são equacionadas por meio dos modelos constitutivos, que permitem reproduzir, prever e interpretar o comportamento tensão deformação de um dado material (DESAI; CHRISTIAN, 1977; PEREIRA, 2014).

Segundo Fonseca (2021), no tocante a análise de uma barragem de terra, o estudo das tensões e deformações se justificam, pois através dela é possível:

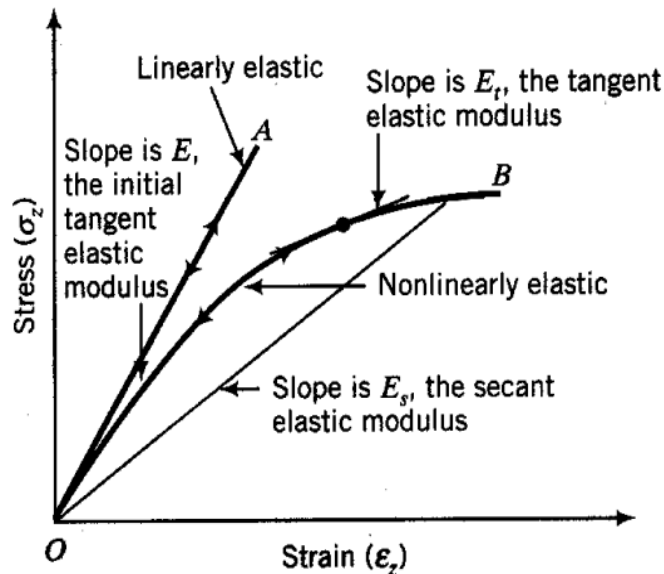
- Verificar a compatibilidade de deformações entre diferentes materiais;
- Analisar os riscos de fissuramento do núcleo,
- Subsidiar o projeto de instrumentação;
- Determinar a sobrelevação da crista para compensação de recalques;

Logo, para análises cujos resultados sejam realistas, as propriedades do solo devem estar representadas de maneira precisa em relação a sua condição de campo. O solo como todo material, irá sofrer deformações que dependem principalmente dos parâmetros de deformabilidade e da intensidade das tensões geradas. Porém, o comportamento não linear (Figura 12), inelástico e o grau de confinamento ao qual



está submetido, faz com que as propriedades que descrevem o comportamento mecânico do solo sejam de complexa determinação (DUNCAN et al., 1980; GERSCOVICH, 2016; SILVA, 2020).

Figura 12 - Curva Tensão x Deformação

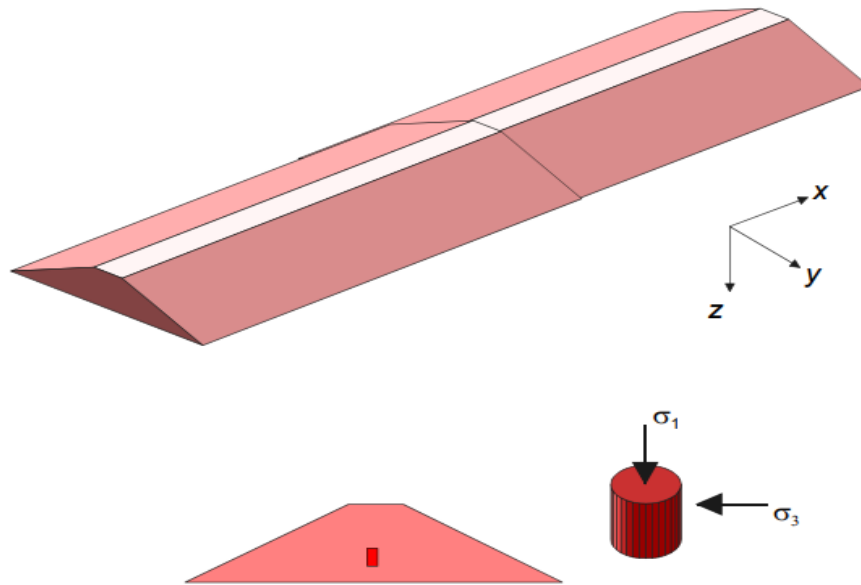


Fonte: Gerscovich (2011)

A partir da Figura 12, observa-se que quando o solo é carregado e posteriormente descarregado as deformações não são recuperadas totalmente, caracterizando o comportamento do solo como elastoplástico, onde a deformação total é a soma da parcela elástica e plástica. Porém, é comum como hipótese simplificadora a adoção do solo como um material elástico-linear que obedece a Lei de Hooke (Equação 13) (GERSCOVICH, 2016).

A Lei de Hooke representa o caso particular em que o estado de deformações é plano, ou seja, não há deformações fora do plano de estudo. Tal condição é válida na análise de uma barragem, pois trata-se de uma estrutura na qual tanto a seção como os carregamentos, se repetem de maneira contínua perpendicularmente ao plano de análise. Além disso, em uma barragem de terra na qual a dimensão ao longo do eixo  $x$  (Figura 13) é muito maior que as demais, as deformações neste eixo são insignificantes em relação as direções  $y$  e  $z$ , de forma que todas as deformações estarão contidas no plano transversal à  $x$  (ORTIGÃO, 2007; PEREIRA, 2014).

**Figura 13 - Estado plano de deformação em uma barragem de terra**



Fonte: Ortigão (2007)

$$\sigma = E * \varepsilon \quad (13)$$

Onde:

- $\sigma$  (MPa) corresponde a tensão axial.
- $E$  (MPa) é o módulo de elasticidade do material.
- $\varepsilon$  é a deformação do material.

Assim, o módulo de elasticidade torna-se um parâmetro fundamental neste tipo de análise podendo ser determinado experimentalmente por ensaio de laboratório do tipo triaxial ou de compressão simples (PEREIRA, 2014).

As formulações para obtenção do módulo de elasticidade, bem como a variação volumétrica para cada tipo de ensaio, podem ser observadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Métodos de obtenção do Módulo de Elasticidade

Solicitação	Módulo de deformabilidade	Varição Volumétrica
Compressão Uniaxial	$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\sigma_z (1 - 2\mu)}{E}$
Compressão Isotrópica	$E = \frac{\sigma_z}{3\varepsilon_x}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{3\sigma_0 (1 - 2\mu)}{E}$
Compressão Confinada	$E = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\sigma_z [(1 + \mu) (1 - 2\mu)]}{E (1 - \mu)}$
Compressão Triaxial	$E = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_z}$	$\frac{\Delta V}{V} = \frac{(1 - 2\mu) (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{E (1 - \mu)}$

Fonte: Adaptado de Cruz (1996)

Através da variação volumétrica é possível também calcular qual é o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), outro parâmetro de deformabilidade que correlaciona a deformação volumétrica do corpo com as deformações axiais, conforme a Equação 14.

$$\nu = 0,5 \cdot \left( 1 - \frac{\varepsilon_{vol}}{\varepsilon_1} \right) \quad (14)$$

Onde:

- $\nu$  (adimensional) é o coeficiente de Poisson.
- $\varepsilon_{vol}$  corresponde a deformação volumétrica.
- $\varepsilon_1$  corresponde a deformação axial

Conhecido o ângulo de atrito do solo, o coeficiente de Poisson, também pode ser determinado indiretamente pela Equação 15.

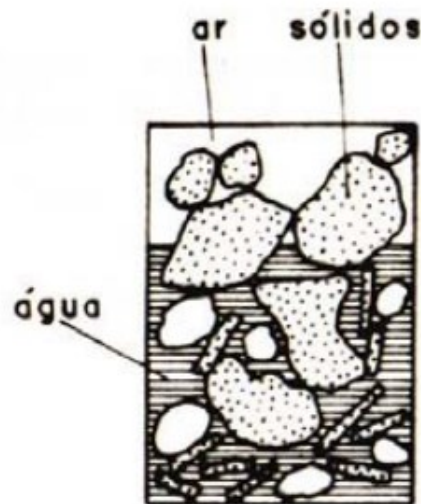
$$\nu = \frac{1 - \text{sen}(\phi')}{2 - \text{sen}(\phi')} \quad (15)$$

Onde:

- $\nu$  (adimensional) é o coeficiente de Poisson.
- $\phi'$  (°) corresponde ao ângulo de atrito efetivo.

Para entender as tensões atuantes no solo, é necessário inicialmente compreender sua estrutura que, segundo Caputo e Caputo (2015), pode ser definida como um conjunto de partículas sólidas que possuem vazios entre si, preenchidos por ar e água conforme a Figura 15.

**Figura 14 - Estrutura trifásica do solo**



**Fonte: Bueno e Vilar (1979)**

É adequado considerar que a transmissão das forças no solo aconteça tanto no contato entre as partículas como no contato com a água. Entretanto, como a transmissão entre partículas é muito complexa devido as características geométricas e as reduzidas áreas de contato, torna-se impossível descrever matematicamente a ação de todas as forças de contato de maneira direta. Considera-se que no interior do solo são desenvolvidas tensões devido a carregamentos externos e ao peso próprio e supondo o solo saturado, uma porção da tensão normal é transmitida para a água (poropressão) e a outra parcela, juntamente com as tensões cisalhantes, são repassadas para o arcabouço sólido, e essa tensão atuante nas partículas de solo, é conhecida como tensão efetiva (PINTO, 2006; BUENO; VILAR, 1979).

Assim, a tensão total em um elemento de solo pode ser definida como a soma da tensão efetiva de contato entre as partículas e a poropressão desenvolvida pela presença de água (Equação 16).

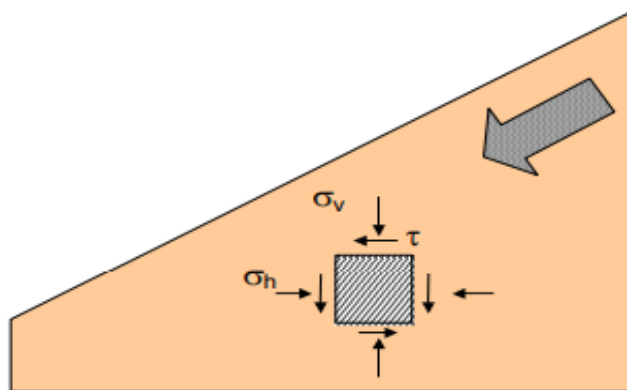
$$\sigma = u + \sigma' \quad (16)$$

Onde:

- $\sigma$  (KPa) é a tensão total do elemento.
- $u$  (KPa) corresponde a poropressão.
- $\sigma'$  (KPa) é a tensão efetiva .

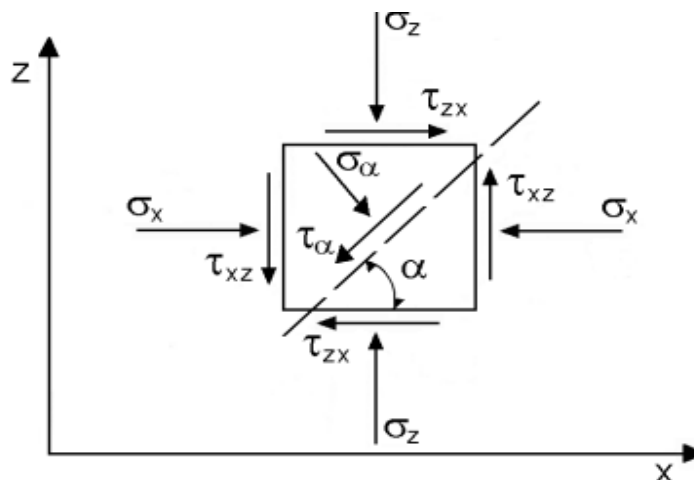
Desse modo, supondo o caso de uma massa de solo inclinada como em um talude (Figura 16) e tomando um elemento infinitesimal, estarão atuando sobre o solo tensões normais e cisalhantes, sendo o estado plano de tensões desse elemento representado pela Figura 17.

**Figura 15 - Massa de solo inclinada**



Fonte: Gerscovich (2011)

**Figura 16 - Estado plano de tensões no solo**



Fonte: Viana (2022)

Dessa forma, a relação entre as tensões normais e cisalhantes pode ser obtida através do círculo de Mohr (Figura 18). As coordenadas do centro são dadas pela Equação 17. Aplicando o elemento sob diferentes tensões confinantes, é possível obter diferentes valores de tensão no Círculo de Mohr, de maneira que a junção deles determina a envoltória de resistência do solo, conforme a Figura 19.

$$(\sigma_c; \tau_c) = \left( \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2}; 0 \right) \quad (17)$$

Onde

- $\sigma_c$  tensão normal, que corresponde à abscissa do centro do ciclo de Mohr.
- $\tau_c$  tensão cisalhante, que corresponde à abscissa do centro do ciclo de Mohr.
- $\sigma_x$  tensão normal, que atua no plano vertical do elemento de solo.
- $\sigma_z$  tensão normal, que atua no plano horizontal do elemento de solo.

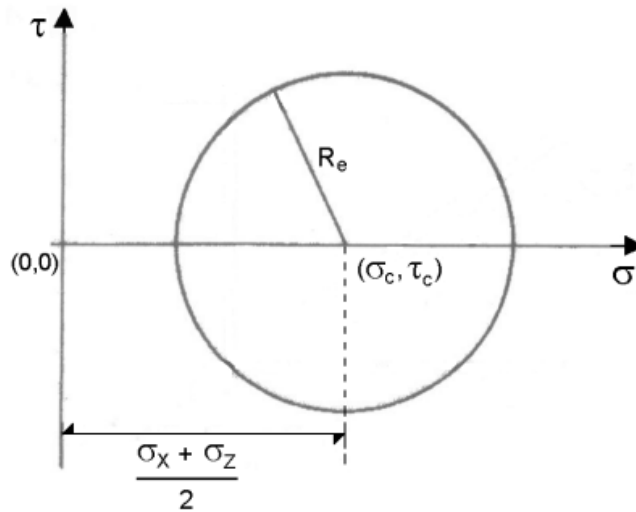
E o raio é dado pela Equação 18.

$$R = \sqrt{\left( \frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right)^2 + (\tau_e)^2} \quad (18)$$

Onde

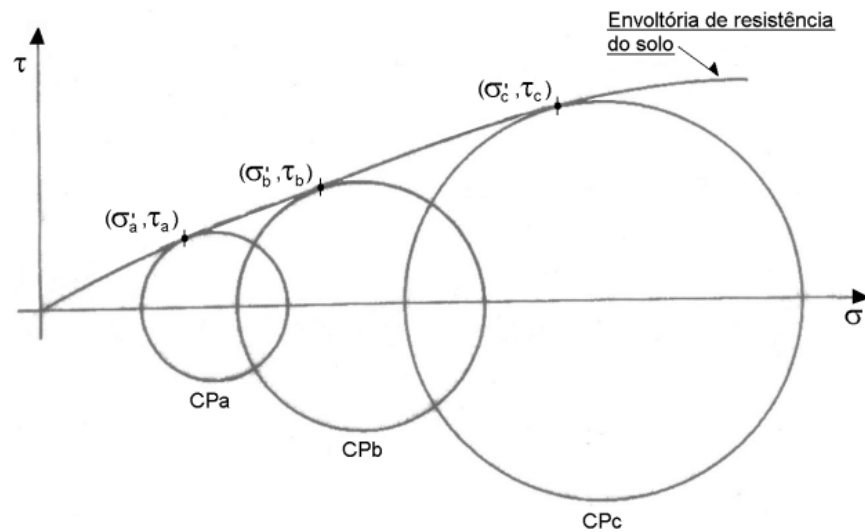
- $R$  raio do ciclo de Mohr do elemento de solo.
- $\tau_e$  tensão de cisalhamento atuante nos planos vertical e horizontal do elemento de solo.
- $\sigma_x$  tensão normal ao elemento de solo, que atua no plano vertical do elemento de solo.
- $\sigma_z$  tensão normal ao elemento de solo, que atua no plano horizontal do elemento de solo.

**Figura 17 - Círculo de Mohr**



Fonte: Viana (2022)

**Figura 18 - Envoltória de resistência**



Fonte: Viana (2022)

Portanto, é possível afirmar que a análise de tensão-deformação, parte da adoção do modelo mecânico adequado, juntamente com a adoção de parâmetros geomecânicos, para a determinação da envoltória de resistência do solo através das análises das tensões normais e cisalhantes.

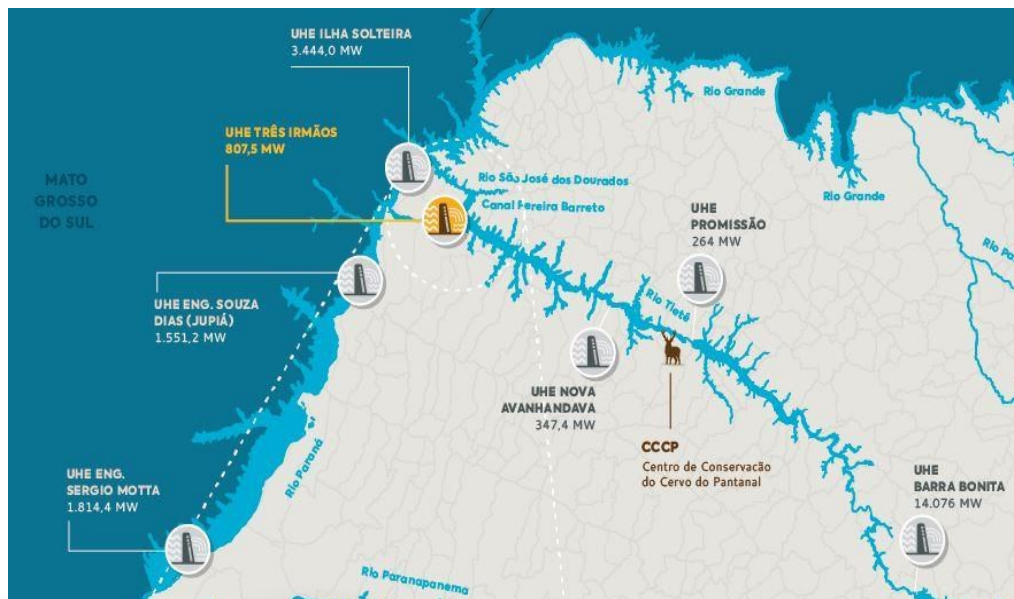
### 3. METODOLOGIA

#### 3.1 BARRAGEM ESTUDADA

A barragem do reservatório de Três Irmãos, localiza-se entre os municípios de Andradina e Pereira Barreto no Estado de São Paulo e faz parte do conjunto de Usinas Hidrelétricas do Baixo Tietê, que é composto também pelas usinas de Promissão e Nova Avanhandava conforme mostra a Figura 20 (COMITÊ DA BACIA HIDROGRÁFICA DO BAIXO TIETÊ, 1999).

A UHE Três Irmãos foi construída durante as décadas de 1980 e 1990, sendo resultado direto dos estudos desenvolvidos pela ELETROBRÁS durante a década de 1960 para a expansão das unidades geradoras de energia brasileiras. Desde 2014, a Tijoá Participações e Investimentos S.A, é a concessionária responsável pela gestão, operação e manutenção da usina (TIJOÁ ENERGIA,2022; CRUZ,1996)

**Figura 19 - Localização da barragem**



Fonte: Tijoá Energia (2022)

##### 3.1.1 Geometria e materiais da seção transversal

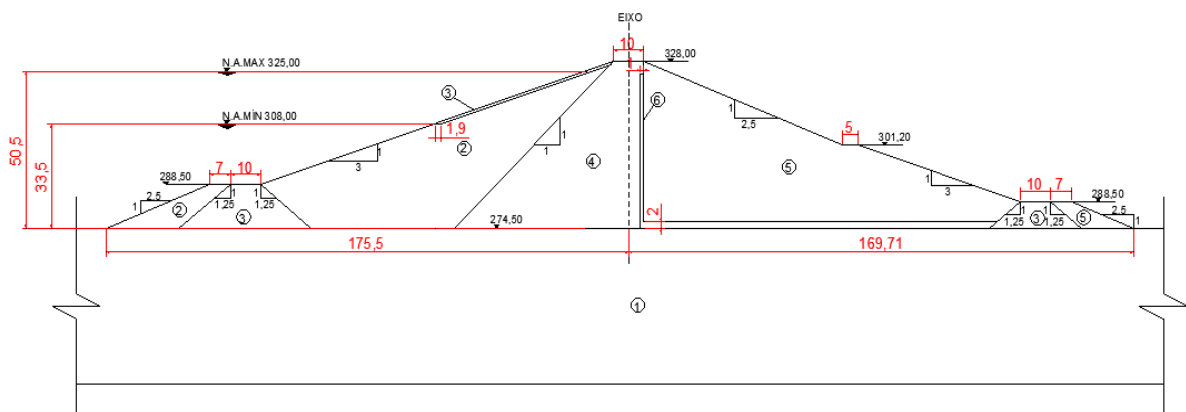
A seção transversal tomada, foi apresentada por Cruz (1996), como sendo uma seção de estudo realizada pelo consórcio CANAMBRA em 1996 para a usina de Três Irmãos. A geometria do barramento, pode ser observada na Figura 21.



A seção pode ser classificada como uma barragem do tipo terra-enrrocamento, composta por filtro chaminé em areia grossa, tendo seu corpo construído com areia pouco argilosa compactada oriunda da decomposição de arenito, assente sobre fundação de rocha sã de basalto e enrrocamentos em basalto fraturado. A seção possui um pseudo-núcleo central, definido pela diferença da umidade de compactação em relação aos taludes de jusante e montante (Figura 21).

A base da barragem está localizada na cota 274,50m, sendo o nível máximo de operação a cota 325,00m, o nível mínimo de operação a cota 308,00m e a crista na cota 328,00m, o que configura uma coluna d'água de 50,5m para o nível máximo de operação.

**Figura 20 - Seção transversal**



LEGENDA			
1	Rocha sã de basalto	4	Areia pouco argilosa ( $W_{ot}-1\% < W < W_{ot}+1\%$ )
2	Areia pouco argilosa ( $W_{ot}-1\% < W < W_{ot}$ )	5	Areia pouco argilosa ( $W_{ot}-2\% < W < W_{ot}$ )
3	Rocha fraturada de basalto	6	Filtro de areia

**Fonte: Adaptado de Cruz (1996)**

As propriedades dos materiais utilizados foram obtidas através de uma revisão bibliográfica envolvendo a barragem de estudo e o solo da região, destacando os trabalhos de Cruz (1996) e Valverde (2021).

Para a análise de percolação, foram utilizados como dados de entrada os valores e condições apresentados no Quadro 1.

**Quadro 1 - Propriedades hidráulicas**

Elemento	Condição	$k, v_{sat}$ (m/s)	$k, h_{sat}$ (m/s)	Fonte
Fundação	Saturado	$10^{-11}$	$10^{-11}$	Cruz (1981)
Talude de montante	Saturado/não saturado	$10^{-7}$	$10^{-6}$	Cruz (1996)
Pseudo-nucleo		$10^{-8}$	$10^{-7}$	
Talude de jusante		$10^{-6}$	$10^{-5}$	
Filtro	Saturado	$5 \times 10^{-4}$	$5 \times 10^{-4}$	
Enroncamentos	Saturado	$10^{-2}$	$10^{-2}$	

Fonte: Autoria própria

Para a análise determinística de estabilidade, foram tomados os parâmetros descritos no Quadro 2.

**Quadro 2 - Propriedades determinísticas de resistência**

Elemento	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$C'$ (KPa)	Fonte	Modelo
Fundação	20	55	200	Aguilera (2009)	Mohr-Columb
Talude de montante	16,6	33,85	0,083	Valverde (2021); Cruz (1996)	
Pseudo-nucleo					
Talude de jusante					
Filtro	18	31	0	Soares e Araújo (2018)	
Enroncamentos	20	40	0	Netto (2019)	

Fonte: Autoria própria

Para a análise probabilística de estabilidade foram tomados os parâmetros de resistência descritos nos Quadros 3, 4 e 5.

**Quadro 3 - Propriedades probabilísticas de peso específico**

Elemento	Valor médio (KN/m <sup>3</sup> )	Intervalo modificado (KN/m <sup>3</sup> )	Desvio padrão (KN/m <sup>3</sup> )	Fonte	Distribuição
Pseudo-núcleo	16,6	16,14 – 17,06	0,092	Adaptado de Valverde (2021)	Normal
Talude de montante					
Talude de jusante					

Fundação	20	11,05 – 28,95	1,79	Netto (2019)	
Enroncamentos					
Filtro	18	9,05 – 26,95	1,79		

Fonte: Autoria própria

**Quadro 4 - Propriedades probabilísticas de coesão efetiva**

Elemento	Valor médio (KPa)	Intervalo modificado (KPa)	Desvio padrão (KPa)	Fonte	Distribuição
Pseudo-núcleo	0,083	0,00 – 0,43	0,005	Adaptado de Cruz (1996)	Log Normal
Talude de montante					
Talude de jusante					
Fundação	200	0,00 – 222,65	0,57	Netto (2019)	

Fonte: Autoria própria

**Quadro 5 - Propriedades probabilísticas de ângulo de atrito efetivo**

Elemento	Valor médio (°)	Intervalo modificado (°)	Desvio padrão (°)	Fonte	Distribuição
Pseudo-núcleo	33,58	0,00 – 41,01	0,837	Adaptado de Cruz (1996)	Log Normal
Talude de montante					
Talude de jusante					
Fundação*	55,00	0,00 – 109,67	6,17	Netto (2019)	
Enroncamentos**	40,00	0,00 – 94,00	6,17		
Filtro	31,00	0,00 – 71,47	4,61		

\* Valores tomados a fim de simular a condição e rocha intacta.

\*\* Valores tomados a fim de simular a condição e rocha fraturada.

Fonte: Autoria própria

Para a análise de tensão e deformação foram utilizados os parâmetros de deformabilidade descritos no Quadro 6.

**Quadro 6 - Propriedades de deformabilidade**

<b>Elemento</b>	<b><math>E'</math> (KPa)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>Fonte</b>	<b>Categoria</b>	<b>Modelo</b>
Talude de montante	125.000	0,35	Maragon (2018)	Parâmetros efetivos drenados	Linear elástico
Pseudo-nucleo					
Talude de jusante					
Filtro	50.000	0,30	Cruz(1981) ;Panitz (2007)		
Fundação	700.000	0,28			
Enrrocamentos	800	0,28			

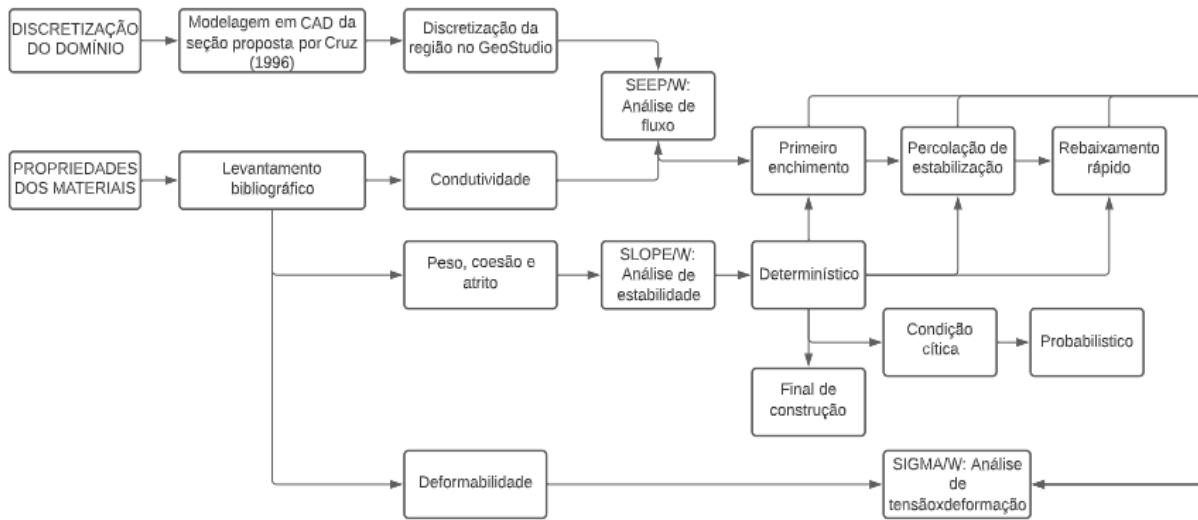
**Fonte: Autoria própria**

### 3.2 GEOSTUDIO

O GeoStudio é um conjunto de softwares comerciais integrados, voltado para modelagem geotécnica composto por 3 ferramentas principais Slope, Seep e Sigma e pode ser utilizado em diversas análises geotécnicas como: Barragens, taludes, contenções etc. Particularmente no diz respeito as barragens de terra, o GeoStudio pode ser usado para avaliar o desempenho de barragens com vários níveis de complexidade, avaliando percolação, adensamento e estabilidade em condições tanto de estado estacionário como estados transientes (SEEQUENT, 2022).

As análises realizadas neste trabalho, foram feitas utilizando os módulos SEEP/W, SIGMA/W e SLOPE/W de maneira integrada. Nesse sentido, buscou-se aplicar a metodologia de modelagem geotécnica mostrada pela Figura 3, para a elaboração da rotina de trabalho utilizada, sendo o resultado do processo de modelagem, o fluxograma apresentado na Figura 22.

**Figura 21 - Fluxograma de modelagem da barragem**



Fonte: Autoria própria

### 3.2.1 Seep/W

A ferramenta SEEP/W é um software de elementos finitos, desenvolvido para modelar a percolação de água em meios porosos. A integração do SEEP/W com os demais módulos, torna possível incorporar à análise da estabilidade e deformação, as variações de poropressão de cada etapa.

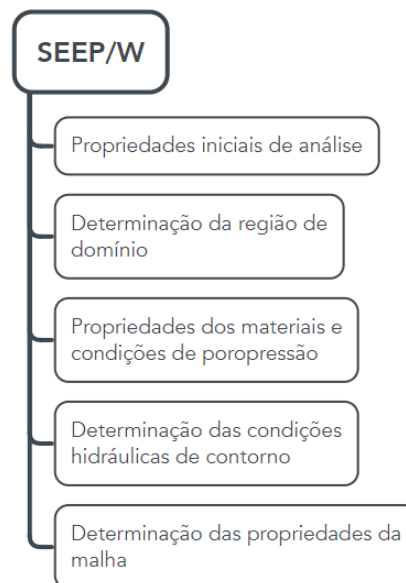
Na sequência estão descritos os procedimentos realizados em cada etapa da modelagem SEEP/W apresentada na Figura 23.

- a) Propriedades iniciais: Escolha entre regime estacionário ou transiente da poropressão.
- b) Determinação da região de domínio: Desenho da seção típica e discretização das regiões que a compõe. Pode ser realizado através das ferramentas de desenho, inserção de coordenadas ou importação de um modelo CAD
- c) Propriedades dos materiais e condições de poropressão: As propriedades dos materiais utilizados como dados de entrada são condutividade hidráulica, teor de umidade e anisotropia. Entretanto, o modo como esses parâmetros são inseridos diferem se o modelo adotado é saturado ou saturado/não saturado. Quando adotado o modelo saturado, tais parâmetros são inseridos de maneira determinística com um valor fixo. Já quando adotado o modelo saturado/não saturado, a condutividade hidráulica e o teor de umidade são variáveis definidas por funções, que podem ser definidas por pontos de dados ou determinadas

por métodos como Fredlund-Xing ou Van Genuchten. Já as condições de poropressão, podem ser definidas de maneira manual ou vinculadas a outra análise SEEP/W.

- d) Determinação das condições hidráulicas de contorno: São as condições hidráulicas ao qual estarão submetidas as fronteiras do domínio. Podem ser aplicadas condições como carga total de água, carga de pressão de água, vazão de água etc. Esses parâmetros podem ser inseridos através de valores fixos ou de funções que variam conforme o tempo.
- e) Determinação das propriedades da malha: Define-se para cada região a geometria malha, que pode variar entre quadriláteros, triângulos ou uma composição, e o tamanho da malha, de modo que quanto menor o tamanho, mais refinado será o resultado, porém maior será a demanda computacional.

**Figura 22 - Fluxograma de modelagem SEEP/W**



**Fonte: Autoria própria**

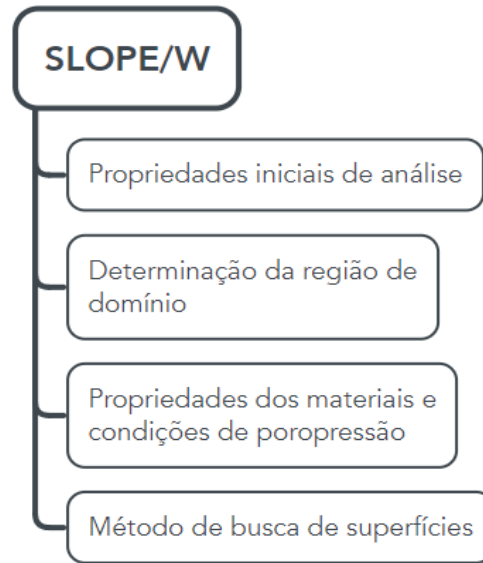
### 3.2.2 Slope/W

O SLOPE/W é o software de estabilidade de taludes que aplica a teoria de equilíbrio limite para analisar superfícies de deslizamento (SEEUENT, 2022).

A seguir estão descritos os procedimentos realizados em cada etapa da modelagem SLOPE/W apresentada na Figura 24.

- a) Propriedades iniciais: Consistente em definir qual será o método de análise por equilíbrio limite utilizado. Nesse momento, também é possível definir se a análise será condicionada por parâmetros determinísticos ou probabilísticos, relativos às propriedades geotécnicas dos materiais.
- b) Determinação da região de domínio: Consiste no desenho da seção típica e discretização das regiões que a compõe. Pode ser realizado através das ferramentas de desenho, inserção de coordenadas ou importação de um modelo CAD.
- c) Propriedades dos materiais e condições de poropressão: As propriedades dos materiais, são dados de entrada que estão condicionados ao modelo de resistência adotado. Uma vez definido o modelo, são inseridos os dados de entrada pertinentes para posterior aplicação nas regiões discretizadas do domínio. As condições de poropressão, são condicionadas ao regime de análise (estacionário ou transiente) e podem ser adicionadas através de linhas freáticas obtidas em uma análise de percolação prévia.
- d) Método de busca das superfícies: A depender do talude a ser analisado, define-se inicialmente o sentido da movimentação de massa e em um segundo momento especifica-se qual deve ser o método de busca das superfícies de ruptura.

**Figura 23 - Fluxograma de modelagem SLOPE/W**



**Fonte: Autoria própria**

### 3.2.3 Sigma/W

A ferramenta SIGMA/W, consiste em um software de elementos finitos destinada à modelagem de tensão e deformação em solo, rocha e estruturas, através da teoria das pequenas deformações, realizando análises bidimensionais considerando a hipótese do estado plano de deformações (SEEQUENT, 2022).

Na sequência estão descritos os procedimentos realizados em cada etapa da modelagem SIGMA/W apresentada na Figura 25.

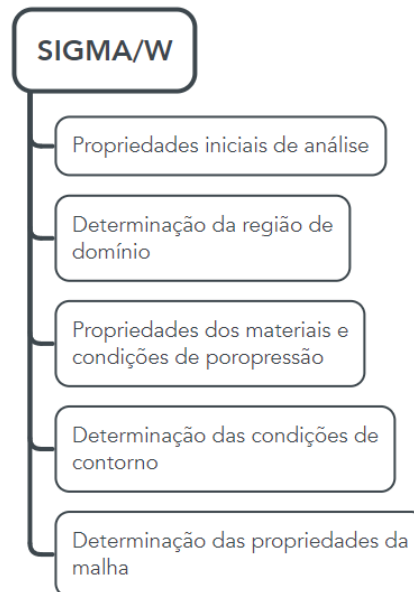
- a) Propriedades iniciais: É a definição da escolha do tipo de análise inicial. Nesta etapa, a escolha está condicionada ao objetivo da análise e os parâmetros de entrada disponíveis.
- b) Determinação da região de domínio: Consiste no desenho da seção típica e discretização das regiões que a compõe. Pode ser realizado através das ferramentas de desenho, inserção de coordenadas ou importação de um modelo CAD.
- c) Propriedades dos materiais e condições de poropressão: As propriedades dos materiais são definidas em duas etapas, sendo a primeira correspondente a escolha da categoria do material, onde há a escolha se as propriedades mecânicas serão dadas em termos totais, efetivos ou efetivos com variação de



poropressão. Já a segunda etapa, corresponde a escolha do modelo mecânico que melhor representa o material. Os modelos mecânicos dependem da categoria escolhida inicialmente, estando disponíveis opções como linear elástico, hiperbólico e elastoplástico. As condições de poropressão, podem ser definidas de maneira manual ou vinculadas a uma análise SEEP/W ou SIGMA/W anterior.

- d) Determinação das condições de contorno: Etapa onde são definidos os limites para simular condições de tensão, pressão de fluido e deslocamento/força a serem colocadas no domínio. As condições são aplicadas nas fronteiras do domínio ou das regiões internas correspondentes aos materiais.
- e) Determinação das propriedades da malha: Define-se para cada região a geometria malha, que pode variar entre quadriláteros, triângulos ou uma composição, e o tamanho da malha, de modo que quanto menor o tamanho, mais refinado será o resultado, porém maior será a demanda computacional.

**Figura 24 - Fluxograma de modelagem SIGMA/W**



**Fonte: Autoria própria**

### 3.3 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO

A análise de percolação foi realizada através do software SEEP/W, aplicando o fluxograma de trabalho proposto na Figura 23. Nesse sentido, foram inseridos como dados de entrada os parâmetros hidráulicos apresentados no Quadro 1, estipulado

condições de contorno referente ao filtro e o talude de montante para as diferentes condições de nível d'água.

O objetivo principal dessa na análise foi a determinação da linha freática para as diferentes situações de operação. Para isso, foi adotada uma malha composta por quadriláteros e triângulos, com tamanho global fixo de 1 metro para todas as regiões do corpo e fundação.

Sendo assim, as condições de operação analisadas estão representadas no Quadro 7.

**Quadro 7 - Etapas de análise de percolação**

<b>Regime</b>	<b>Condição de operação</b>	<b>Tempo</b>	<b>Etapas</b>	<b>Cota inicial (m)</b>	<b>Cota final (m)</b>
Transiente	Primeiro enchimento	10 dias	5	274,5	328,0
	Percolação de estabilização	350 dias	350	328,0	328,0
	Rebaixamento rápido	36 minutos	10	328,0	308,0
Estacionário	Final de construção	-	-	274,5	274,5
	Regime permanente	-	-	328,0	328,0

**Fonte: Autoria própria**

Para a situação de primeiro enchimento o valor de 10 dias foi arbitrado, com o objetivo de diminuir a demanda computacional da simulação dessa etapa, mesmo não sendo um valor real para o enchimento de um reservatório. O valor de 350 dias para estabilização da percolação, foi tomado por ser o período em que houve a estabilização da poropressão no núcleo, indicando que a barragem atingiu o seu nível de regime permanente.

Já o valor de 36 minutos para o rebaixamento rápido foi escolhido pois apresentou-se como o tempo imediatamente anterior a uma situação em que o Fator de Segurança mínimo do talude de montante estaria abaixo do mínimo estipulado,

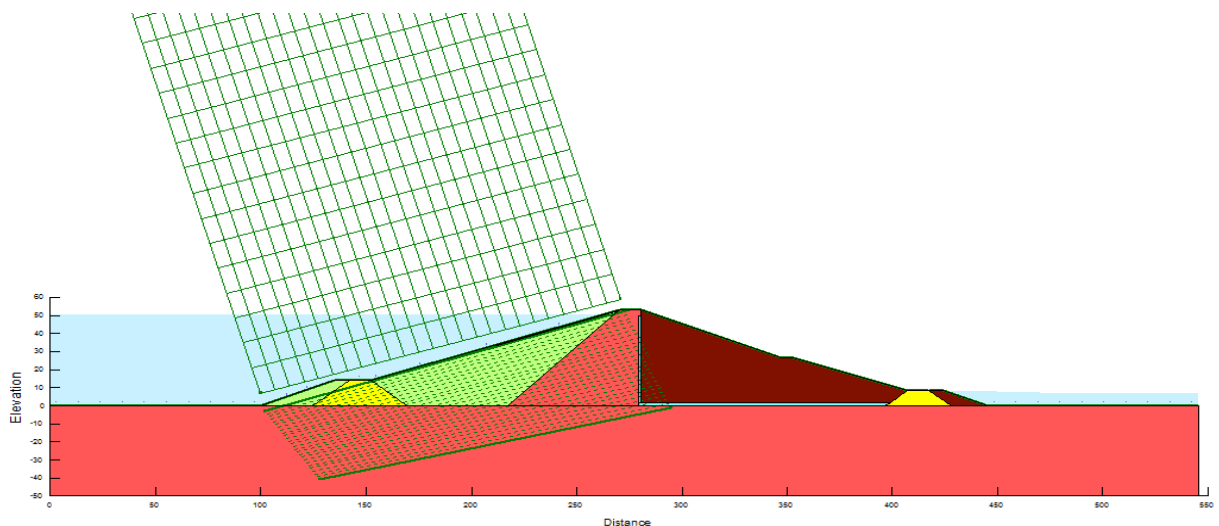
dentre todas as simulações feitas para outros valores de tempo, ou seja, foi tomado este tempo pois foi o cenário que apresentou o menor Fator de Segurança aceitável.

### 3.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade dos taludes, foram realizadas através da ferramenta SLOPE/W, aplicando o fluxograma de trabalho apresentado na Figura 24. Como método de análise, utilizou-se o método de Morgenstern-Price, aplicando uma abordagem determinística para todas as situações de análise e uma abordagem probabilística para o caso considerado como crítico.

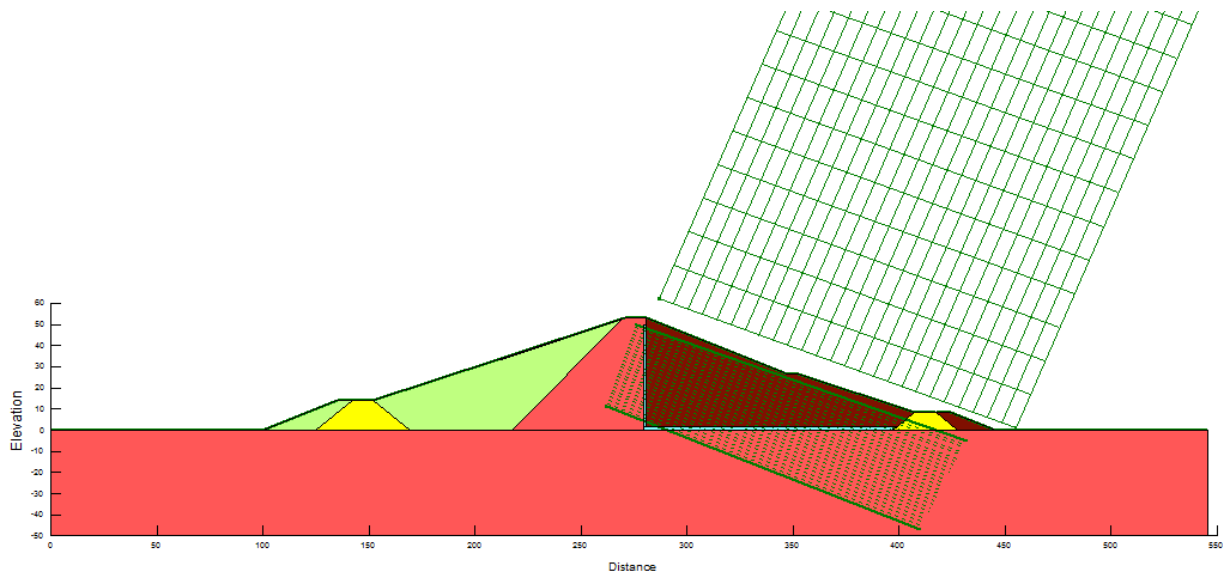
Como metodologia de busca das superfícies, tanto para as análises determinísticas como probabilística, utilizou-se a opção “Grades e raios” com uma malha de refinamento 25x25 e raios com refinamento de 25, paralelos aos taludes de montante e jusante. O refinamento e o traçado da malha, foi realizado de maneira manual, de modo que a isolinha correspondente ao fator de segurança mínimo fosse uma superfície fechada. As Figuras 26 e 27 apresentam as superfícies de busca utilizadas para os taludes de montante e jusante respectivamente.

**Figura 25 - Grades e raios talude de montante**



**Fonte: Autoria própria**

**Figura 26 - Grades e raios talude de jusante**



**Fonte: Autoria própria**

### 3.4.1 Análise Determinística

Na análise determinística, os parâmetros geotécnicos estão apresentados no Quadro 2 e os elementos analisados em cada etapa estão descritos no Quadro 8.

**Quadro 8 - Etapas de análise determinística de estabilidade**

<b>Regime</b>	<b>Condição de operação</b>	<b>Talude de análise</b>
Transiente	Primeiro enchimento	Montante
	Percolação de estabilização	Montante
		Jusante
	Rebaixamento rápido	Montante
Estacionário	Final de construção	Montante
		Jusante
	Regime permanente	Montante
		Jusante

**Fonte: Autoria própria**

### 3.4.2 Análise Probabilística

Foi realizada a avaliação probabilística de estabilidade da situação mais crítica dada pela abordagem determinística. Assim, buscou-se calcular qual o índice de

confiabilidade e a probabilidade de falha do fator de segurança associado a análise, através do método de Monte Carlo. Para isso, as variáveis geotécnicas peso específico, coesão e ângulo de atrito, são dadas em termos efetivos e tratadas como variáveis de distribuição normal, apresentando valor médio e desvio padrão conforme apresentado nos Quadros 3,4 e 5.

O número de interações necessárias para aplicação do Método de Monte Carlo, foi determinado através da Equação 12 e os coeficientes de confiança da Tabela 5, para um nível de confiança de 90%, sendo escolhido esse valor por apresentar um menor número teórico de simulações necessárias. Nesse sentido, com o objetivo de otimizar a análise, foi realizado um teste de convergência aplicando as simulações para números crescentes de Monte de Carlo, partindo de  $N=500$  até o valor calculado pela Equação 12, de modo a se observar o comportamento do índice de confiabilidade e da probabilidade de ruptura, para definir qual seria o valor real de simulações a ser utilizado. Uma vez realizada as simulações, o resultado gerado para superfície crítica foi classificado quanto ao desempenho conforme a Tabela 6.

### 3.5 ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A modelagem foi realizada no software SIGMA/W, seguindo o fluxograma de trabalho proposto pela Figura 25 e os parâmetros geomecânicos expostos no Quadro 6. Esta análise, foi realizada sob os regimes de primeiro enchimento, estabilização e rebaixamento rápido, com o objetivo de avaliar os deslocamentos verticais de pontos específicos do corpo da barragem.

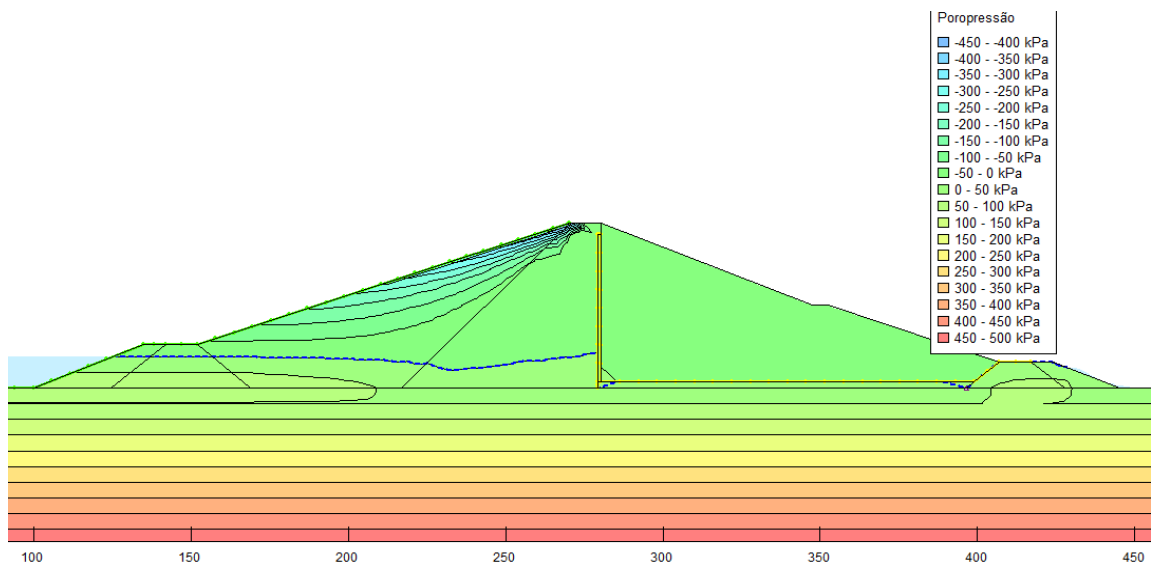
## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO

Como apontado no item 3.3, o objetivo dessa análise foi observar a variação da linha freática e da poropressão no interior do maciço para as diferentes condições de operação. Para isso, a condição de contorno estipulada para o filtro corresponde a uma condição de linha, com o contorno do filtro (exceto região de contato com a fundação) estipulada como carga nula d'água, procurando simular uma condição de escoamento livre.

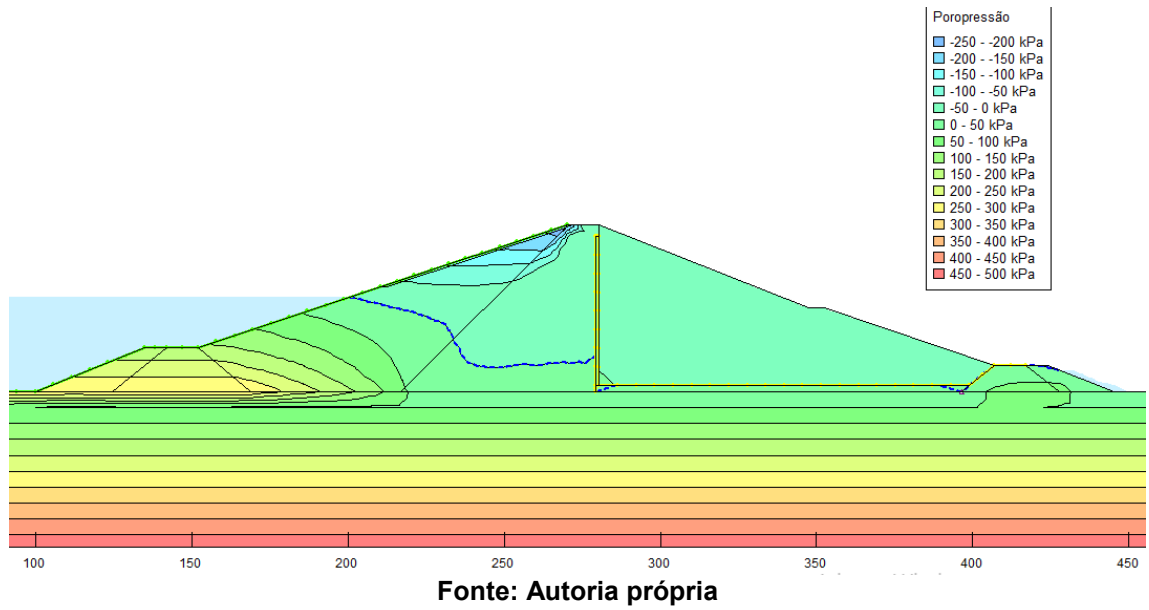
Para a situação de primeiro enchimento, a evolução da poropressão bem como a variação da posição da linha freática, podem ser observadas nas Figuras 28 a 31.

**Figura 27 - Percolação em primeiro enchimento (t=2dias)**

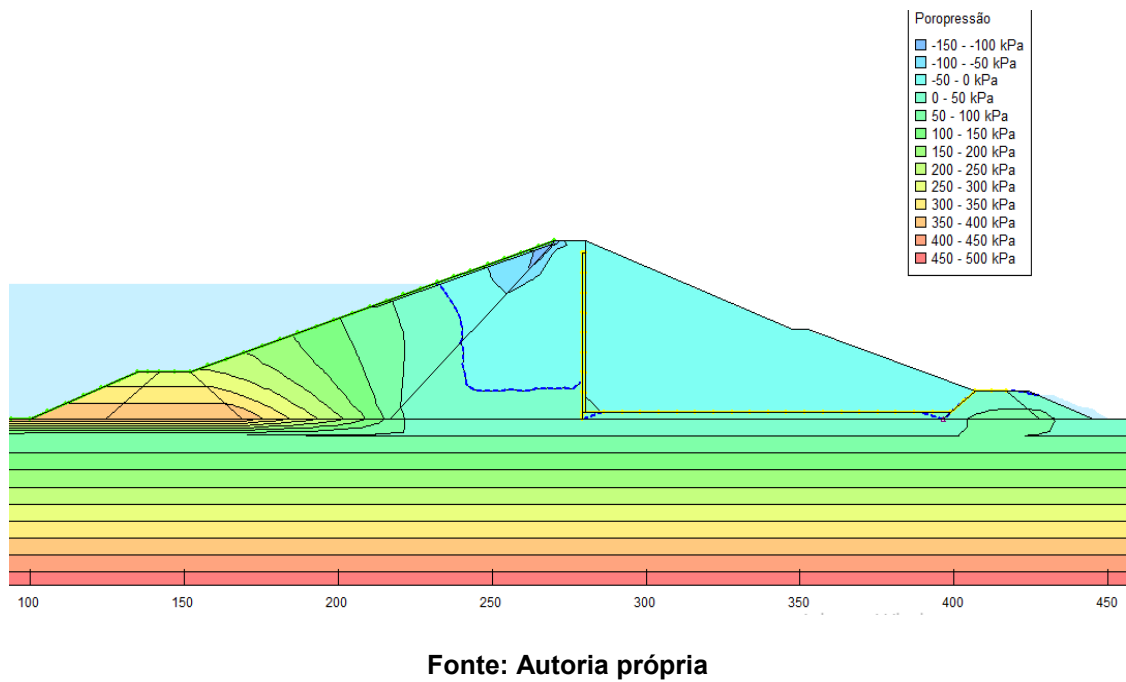


Fonte: Autoria própria

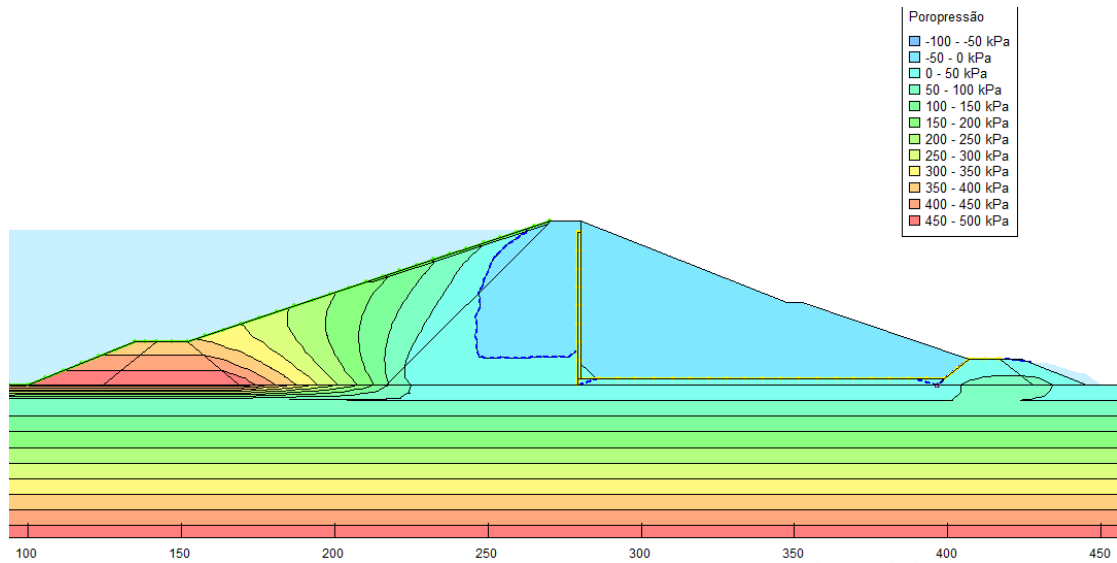
**Figura 28 - Percolação em primeiro enchimento (t=6dias)**



**Figura 29 - Percolação em primeiro enchimento (t=8dias)**



**Figura 30 - Percolação em primeiro enchimento (t=10dias)**



**Fonte: Autoria própria**

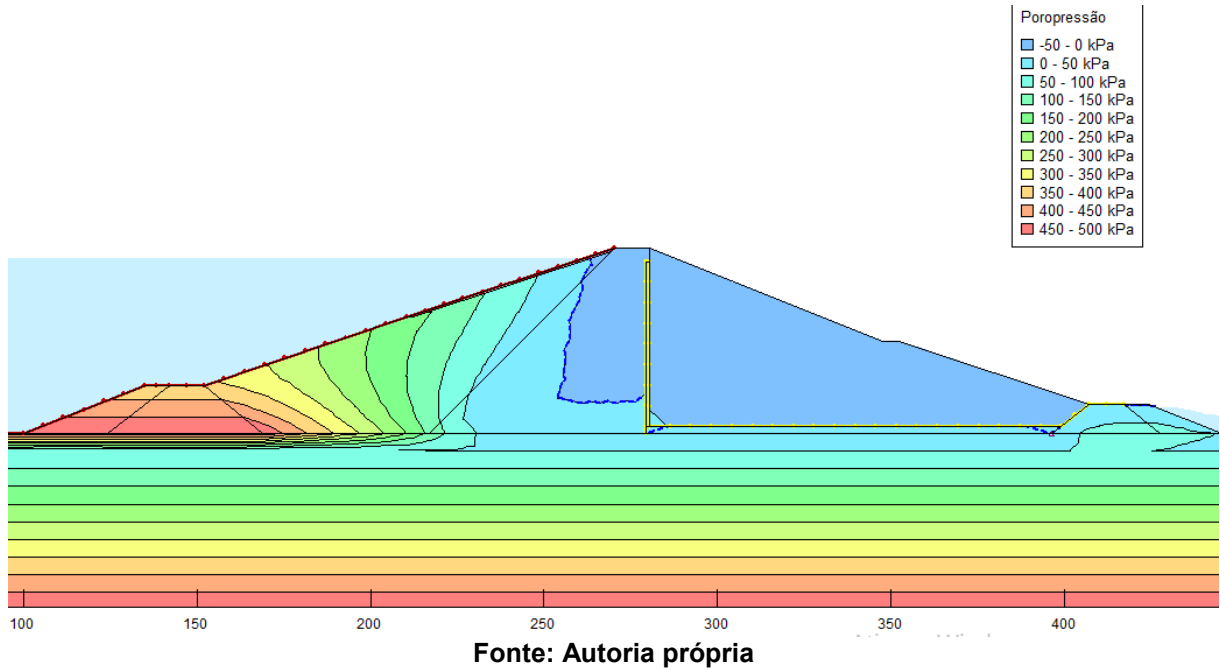
Pode-se observar que no primeiro momento (Figura 28) a linha freática é horizontal através do talude de montante até chegar ao filtro, ao passo que com o aumento do nível d'água, a posição tende a variar somente no talude de montante devido sua permeabilidade ser maior que a do pseudo-núcleo.

Esse comportamento da linha freática provocado pela diferença de permeabilidade, tem como resultado diferença nos níveis de saturação nas regiões do corpo, que pode ser observado através da diferença de poropressão negativa entre o talude de montante e o núcleo.

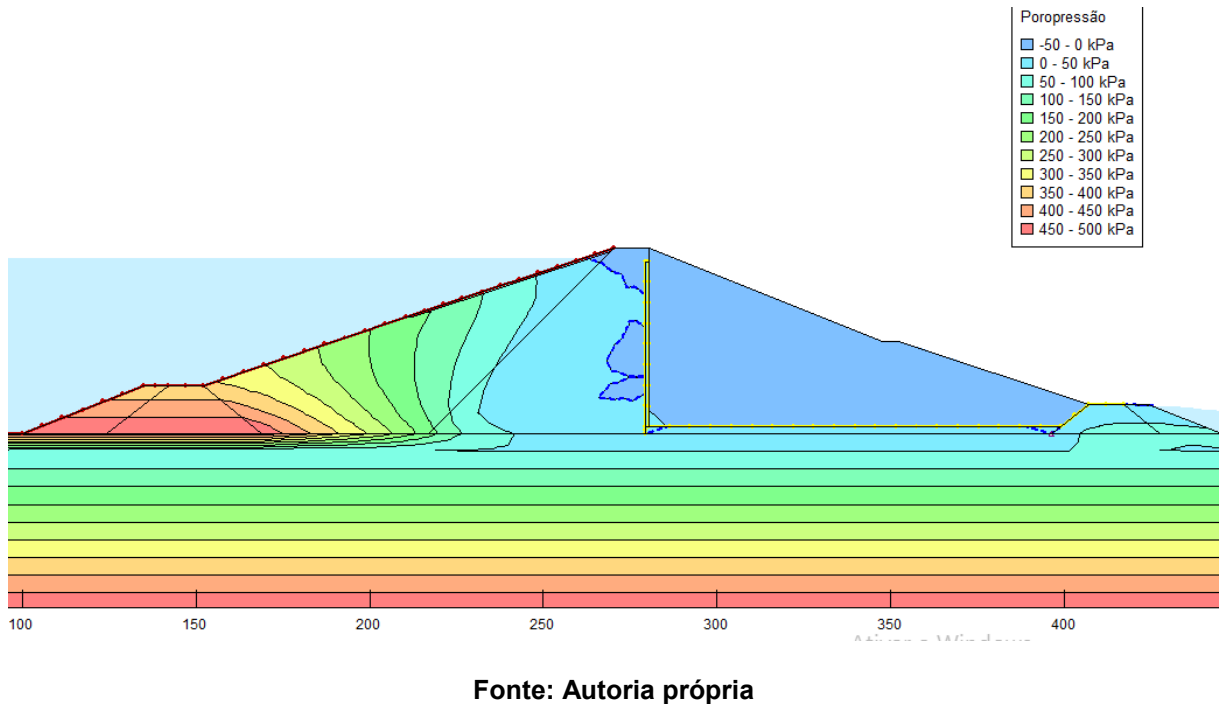
Para a percolação de estabilização, a evolução da poropressão bem como da posição da linha freática, para algumas idades, podem ser observadas nas Figuras 32 a 35.



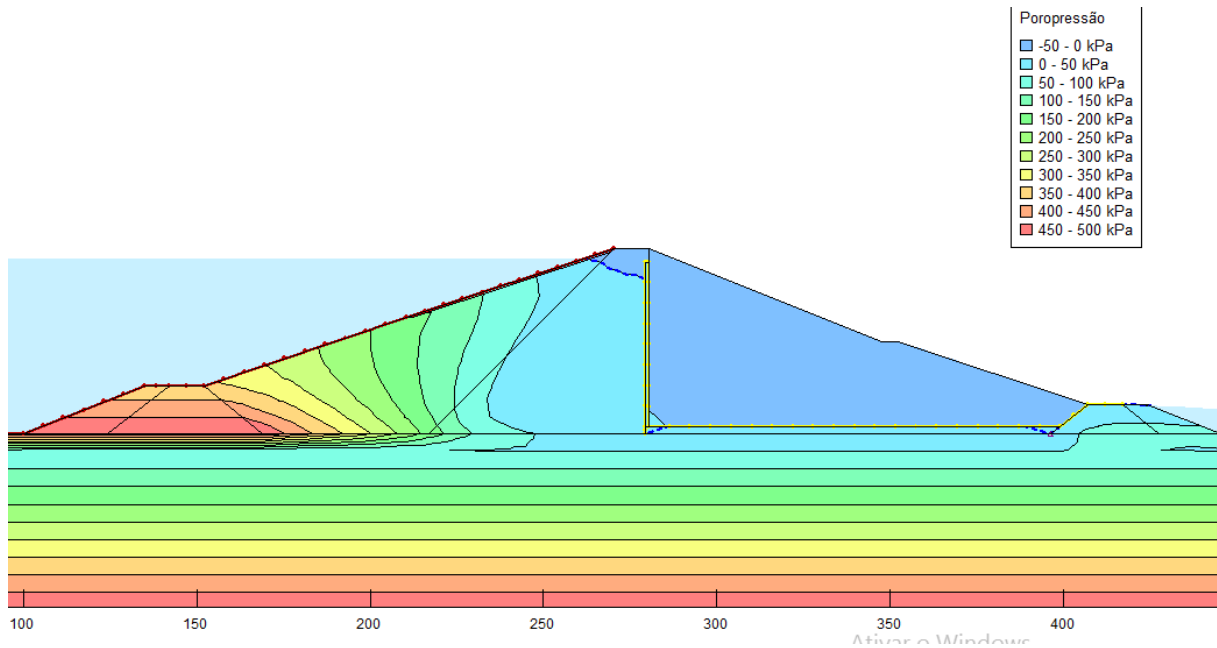
**Figura 31 - Percolação de estabilização (t=15dias)**



**Figura 32 - Percolação de estabilização (t=23dias)**



**Figura 33 - Percolação de estabilização (t=27dias)**



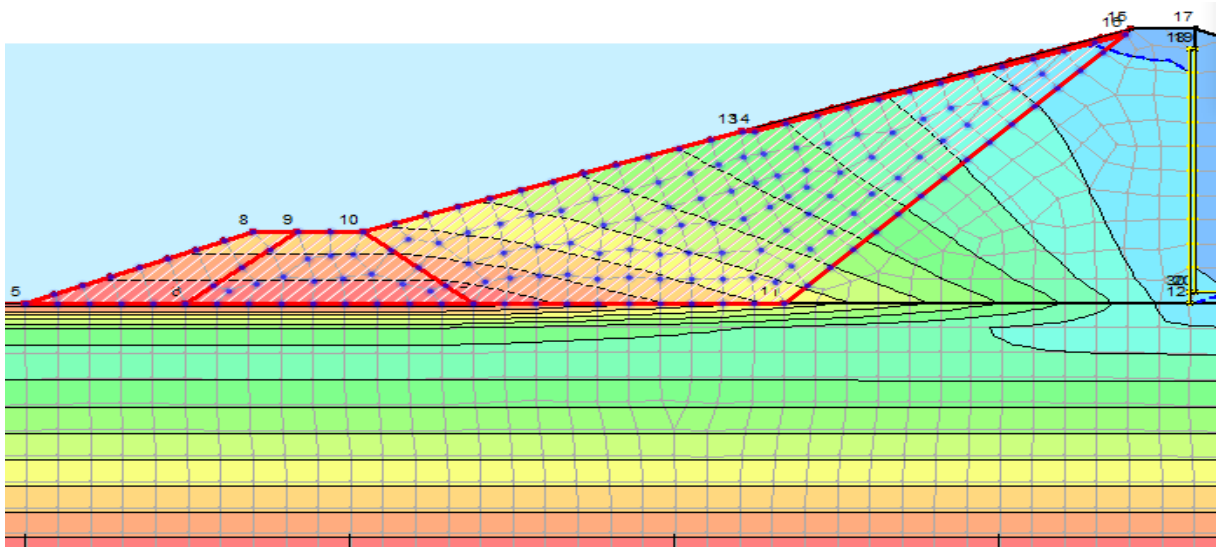
**Fonte: Autoria própria**

Assim, quanto a posição da linha freática, temos que no primeiro momento (Figura 32) a mesma apresenta-se como vertical em relação ao filtro, devido a diferença de permeabilidade entre o talude de montante e o pseudo-núcleo. Em um segundo momento, para  $t=23$  dias (Figura 33), há o deslocamento da linha freática que resultante da saturação do núcleo, havendo estabilização da sua posição a partir de  $t=27$  dias (Figura 34).

Uma vez estabilizada a posição da linha freática, determinou-se o momento em que seria atingido o regime de fluxo permanente, ou seja, o momento em que a vazão e a poropressão do talude de montante e do núcleo estivessem estabilizados.

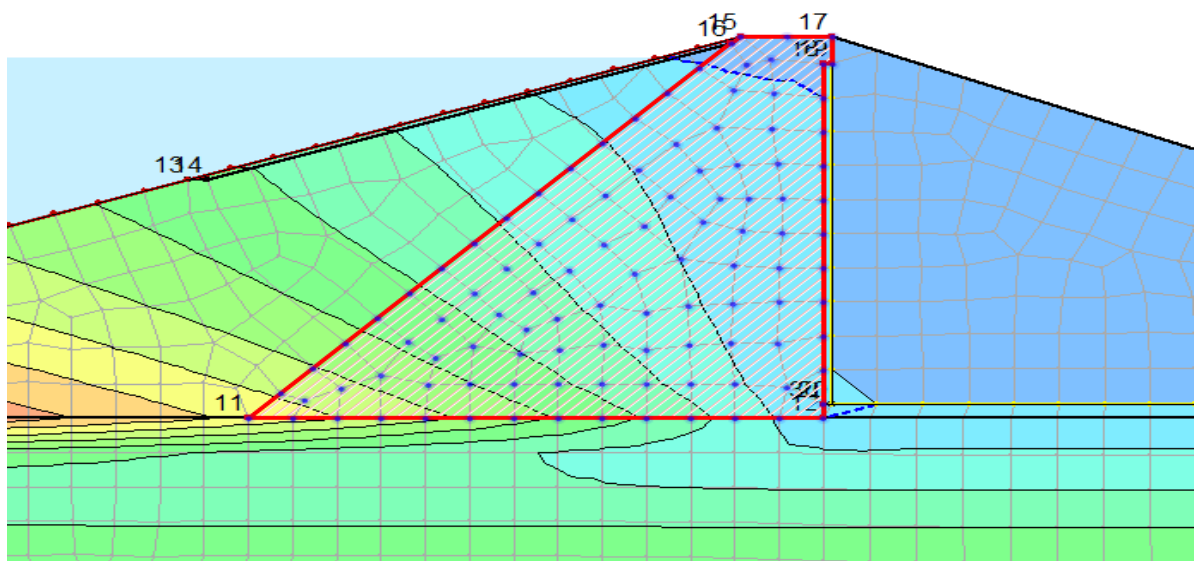
Nesse sentido, para a malha de montante (Figura 35) e para a malha do núcleo (Figura 36), foi calculada em cada região de Gauss a variação da poropressão em relação ao tempo.

Figura 34 - Malha de montante



Fonte: Autoria própria

Figura 35 - Malha do núcleo



Fonte: Autoria própria

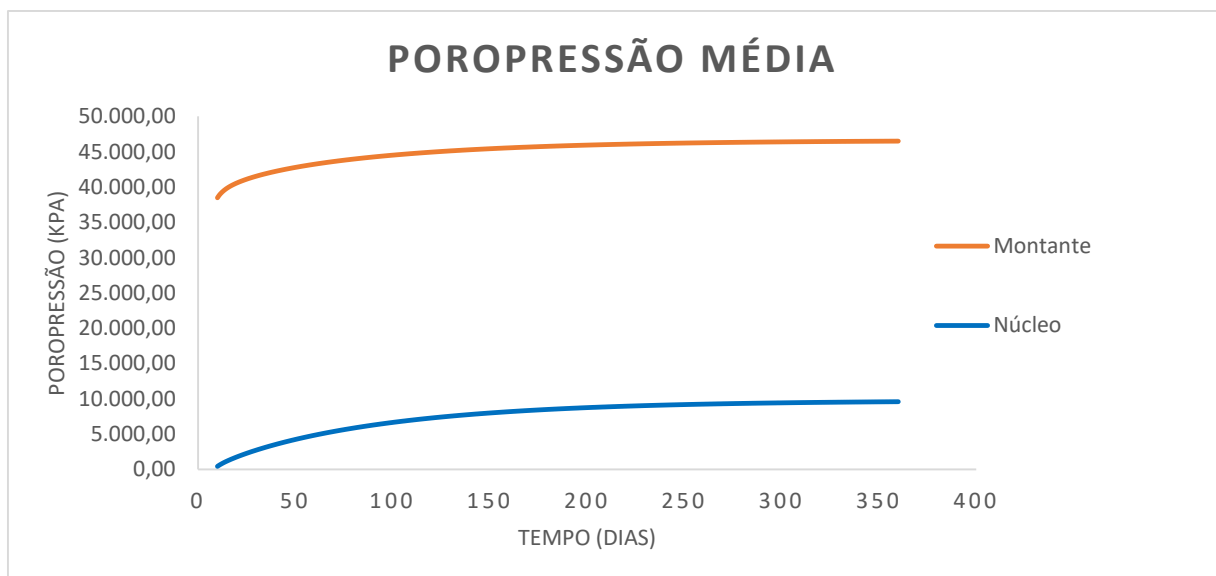
Assim, o resultado da evolução da poropressão média em cada malha, a partir do final de enchimento, pode ser observado na Figura 37, onde nota-se dois pontos principais: o primeiro ponto é o fato da magnitude da poropressão a montante ser consideravelmente maior que o núcleo, e o segundo ponto é o comportamento das curvas em relação ao tempo.

A diferença na magnitude das tensões, é resultado da diferença de compactação entre as regiões. Como o núcleo é mais compactado, as tensões

efetivas nessa região são maiores, logo para um mesmo estado de tensões totais, a poropressão desenvolvida torna-se menor em relação a montante (menos compactada), conforme a relação apresentada na Equação 16. Tal situação mostra-se favorável a segurança, uma vez que a redução das tensões efetivas do núcleo poderia resultar em patologias como *piping*.

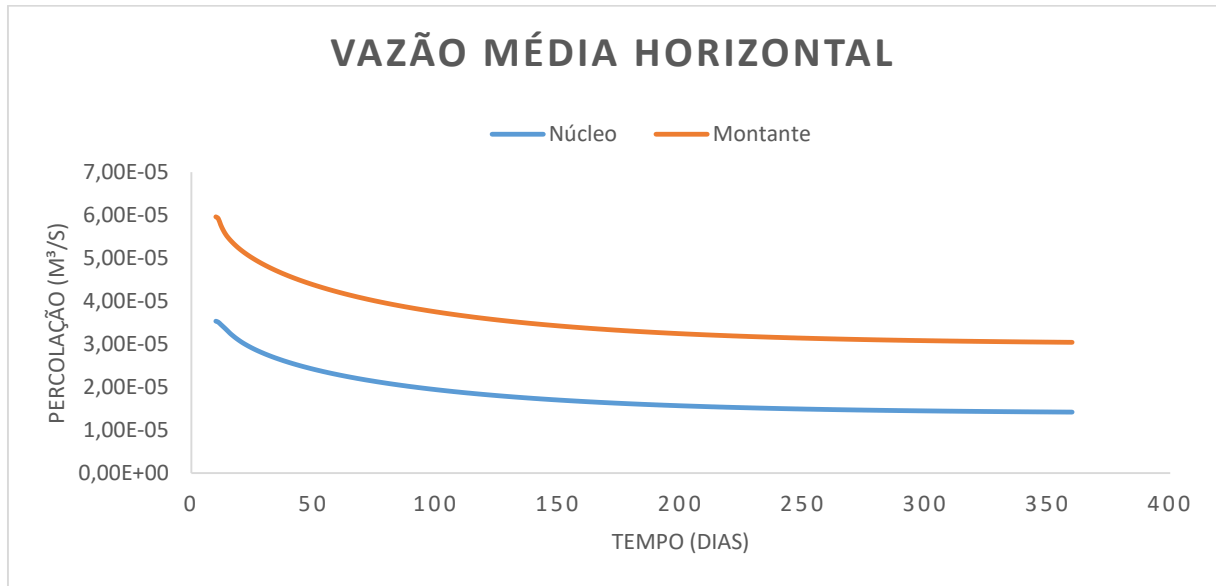
Já o comportamento das curvas em relação ao tempo, mostra que mesmo a linha freática estabilizando sua posição de entrada no filtro em  $t=27$  dias (Figura 34), o regime de fluxo permanente só pode ser considerado alcançado por volta do período  $t=300$  dias, pois é a partir desse período que se dá a estabilização tanto da poropressão quanto da percolação horizontal (Figura 38).

**Figura 36 - Poropressão média**



**Fonte: Autoria própria**

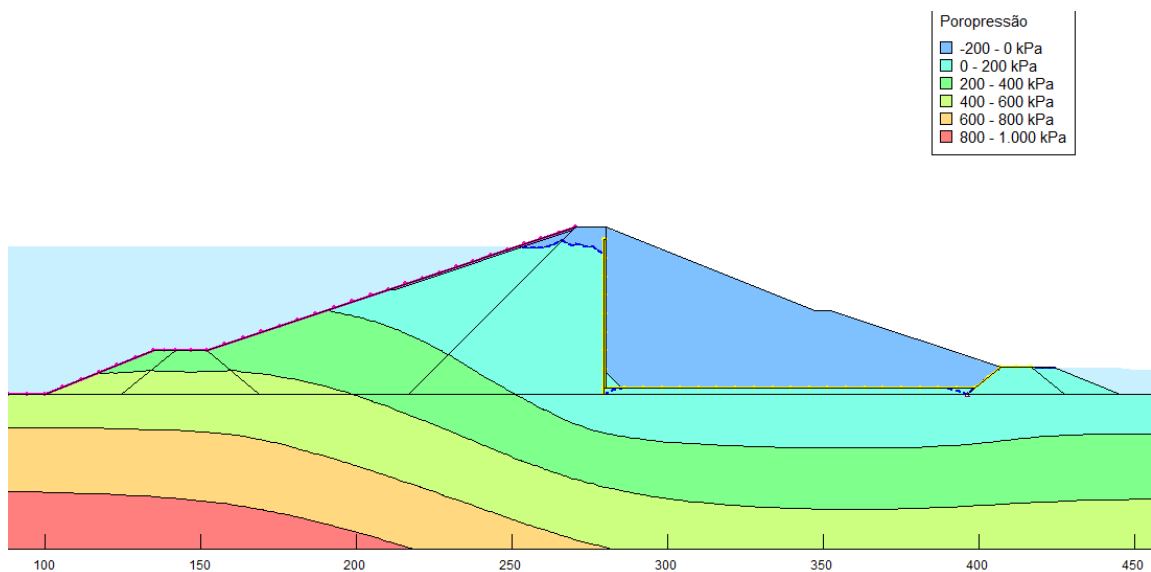
**Figura 37 - Vazão média horizontal**



**Fonte: Autoria própria**

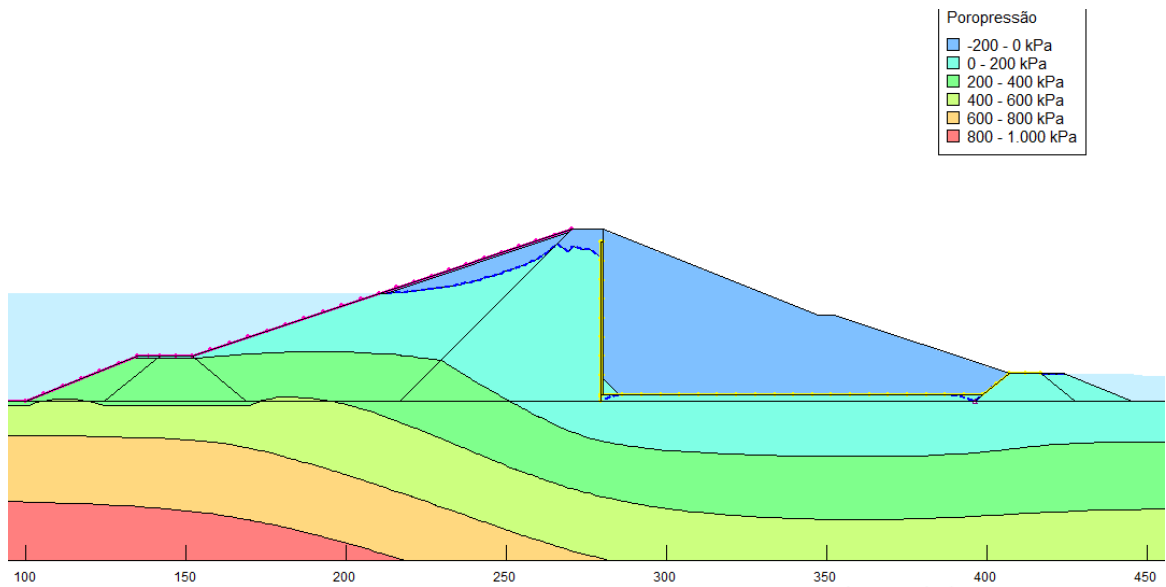
O comportamento da posição da linha freática, para a situação de rebaixamento rápido, pode ser observado nas Figuras 39 e 40. O rebaixamento teve como efeito a manutenção da linha freática no pseudo-núcleo, enquanto no talude de montante houve variação em relação a posição inicial. Uma análise de estabilidade sob estas condições será apresentada adiante.

**Figura 38 - Percolação de rebaixamento rápido (t=7,2min)**



**Fonte: Autoria própria**

**Figura 39 - Percolação de rebaixamento rápido (t=36min)**



Fonte: Autoria própria

## 4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

### 4.2.1 Análise determinística

Utilizando a metodologia descrita em 3.4.1, e os casos de análise descritos no Quadro 8, temos que o fator de segurança calculado em cada etapa está descrito no Quadro 9.

**Quadro 9 - FS críticos**

Regime	Condição de operação	Talude de análise	$FS_{considerado}$	$FS_{calculado}$
Transiente	Primeiro enchimento	Montante	1,3	1,67
	Percolação de estabilização	Montante	1,5	1,87
		Jusante	1,5	1,22
	Rebaixamento rápido	Montante	1,1	1,28
Estacionário	Final de construção	Montante	1,3	1,86
		Jusante	1,3	1,69
	Regime permanente	Montante	1,5	1,87
		Jusante	1,5	1,69

Fonte: Autoria própria

A partir dos resultados da Tabela 9, observa-se que para situação à montante, o caso mais crítico é a situação de rebaixamento rápido, pois foi aquela que se apresentou mais próxima ao fator mínimo estipulado após o final do cenário de

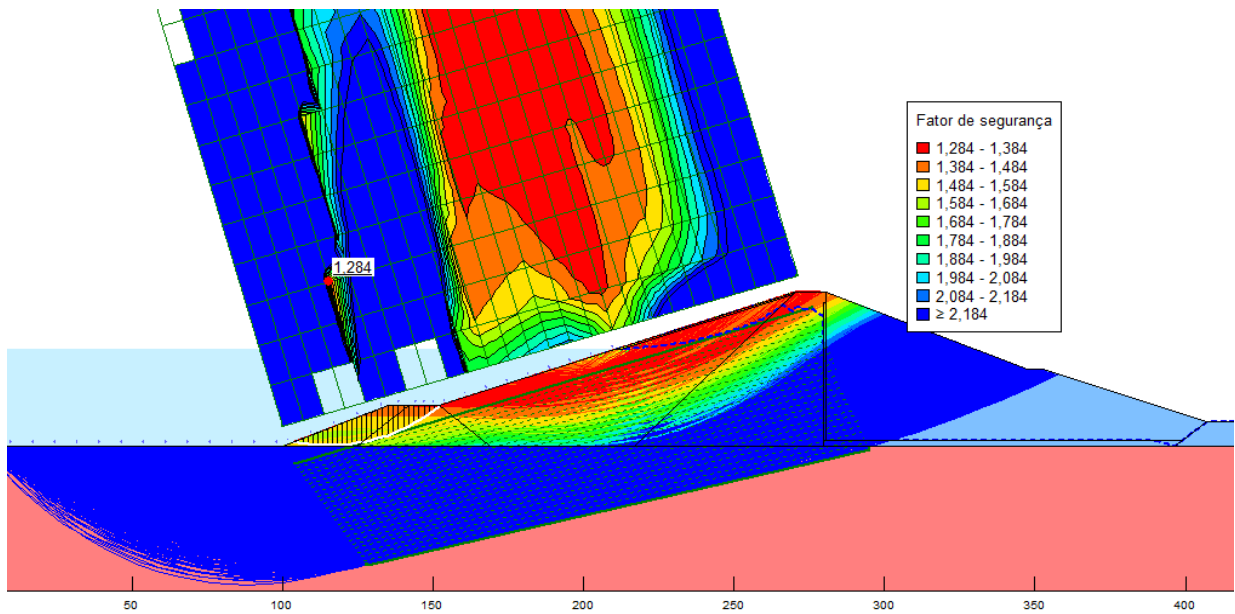
análise. A superfície crítica associada a esse estado, está destacada pela linha branca na Figura 41.

Sobre esta superfície, pode-se afirmar que já era esperado que o rebaixamento rápido pudesse ser uma situação crítica, pois é um cenário onde há diminuição da carga estabilizadora causada pela água à montante, com manutenção da linha freática no interior do maciço, o que causa uma configuração onde a massa de solo permanece saturado não havendo tempo para dissipação das poropressões e aumento das tensões efetivas.

Nesse sentido, observa-se que a superfície crítica está localizada na berma de equilíbrio que é uma estrutura com função estabilizadora, sendo fundamental para viabilizar maiores inclinações no talude de montante, logo também era esperado que esta fosse uma região prioritária na avaliação dos cenários à montante.

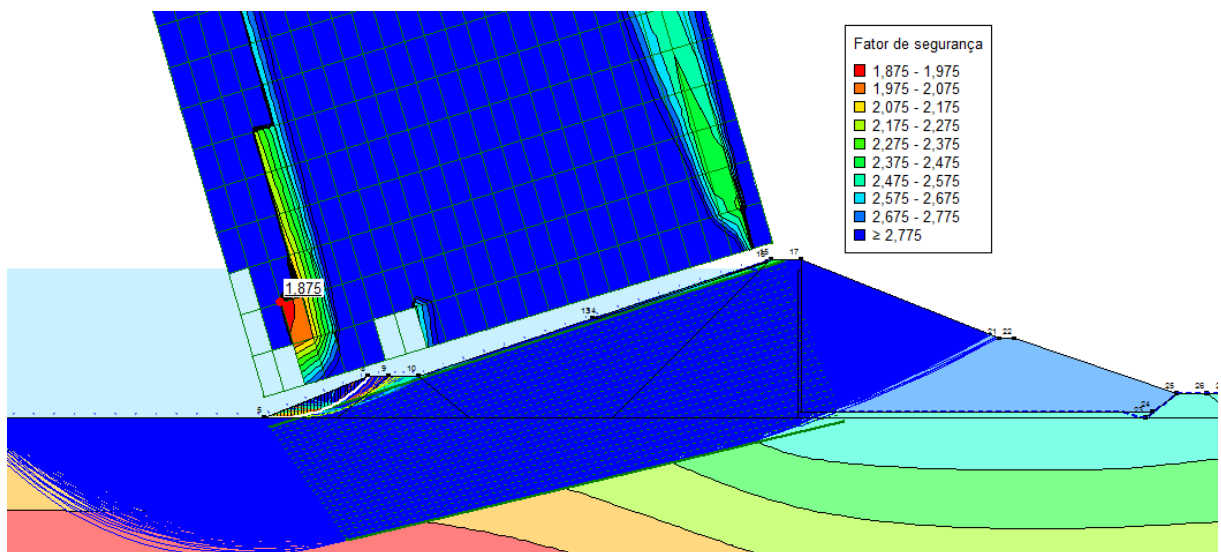
Entretanto, é válido destacar através dos valores das isolinhas, a diferença entre as Figuras 41 e 42. Na figura 42, que apresenta a situação de regime permanente, o talude de montante está majoritariamente com superfícies com FS maiores ou iguais a 2,775 conforme a legenda, o que denota que o talude como um todo está com valor acima do mínimo considerado nesta situação. Já na Figura 41, vemos que a região próxima a interface do talude com o nível d'água possuem superfícies com FS da ordem de 1,284 e 1,384, que são valores abaixo daqueles apresentados na situação estabilizada e próximo ao mínimo estipulado de 1,1 para rebaixamento rápido. Logo, está é uma evidência que a situação de rebaixamento diminui os valores de FS associados a região do talude de montante.

**Figura 40 - Rebaixamento rápido - Montante (t=36min)**



Fonte: Autoria própria

**Figura 41 - Estabilidade em regime permanente**



Fonte: Autoria própria

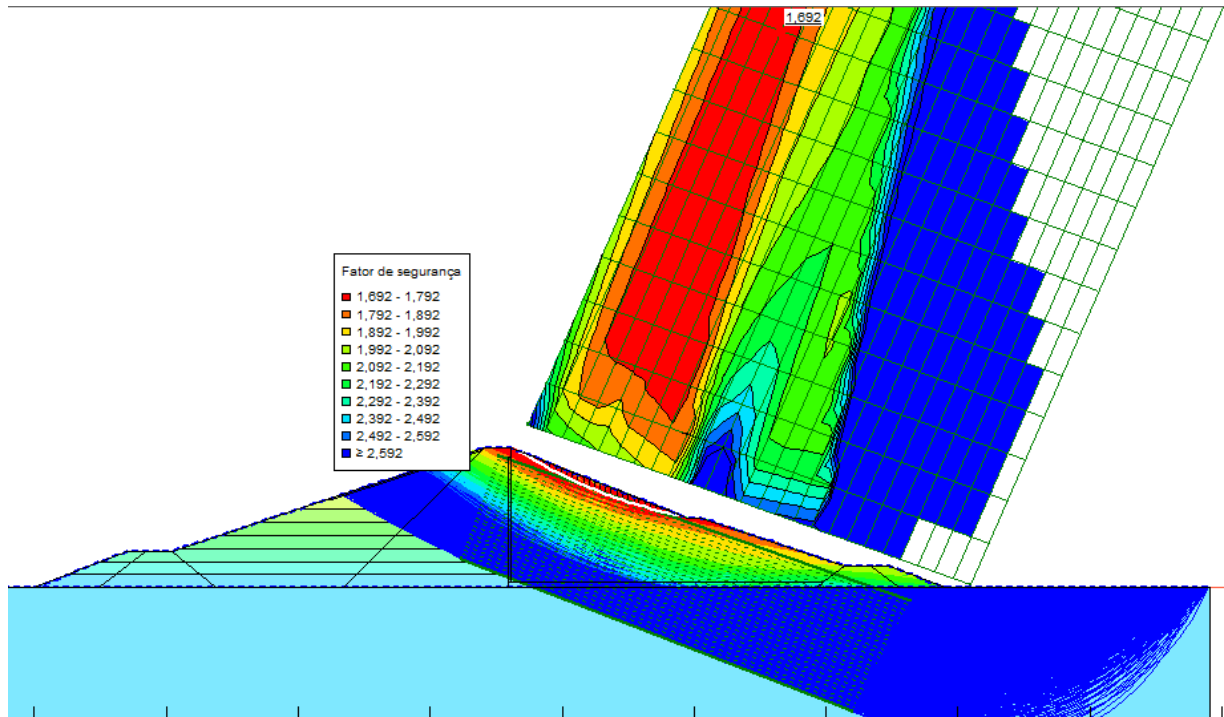
Para o talude de jusante, as superfícies críticas encontradas tiveram comportamento diferente em relação ao talude de montante. Enquanto no talude de montante a superfície permaneceu praticamente a mesma para as diferentes etapas, a jusante houve variações conforme a situação de análise.

Na etapa de final de construção, a superfície crítica (Figura 43) encontra-se na região mais superficial do talude, com entrada na região da crista e saída da região



da berma de equilíbrio com superfície quase plana, e Fator de Segurança de 1,692 estando acima do aceitável.

**Figura 42 - Final de construção - Jusante**



**Fonte: Autoria própria**

Já para a situação de percolação de estabilização temos que, para o tempo  $t=11$  dias (início da estabilização), a superfície crítica passa a se localizar na região do pé do talude, conforme mostra a Figura 45, também com superfície quase plana, e com o fator de segurança abaixo do mínimo estipulado.

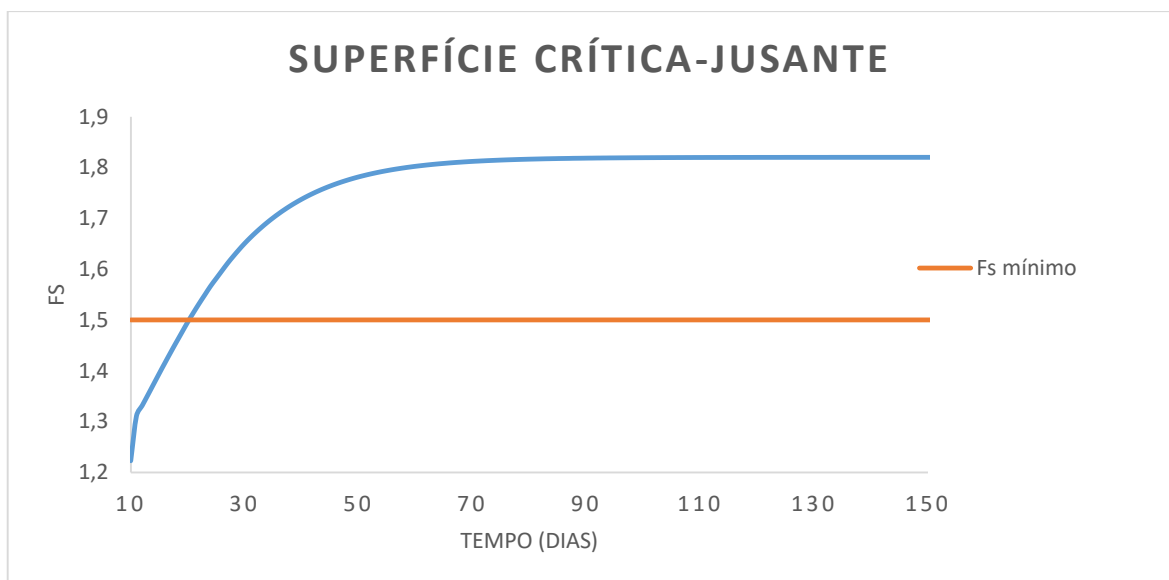
Entretanto, observando a variação do FS desta superfície isoladamente para os demais dias (Figura 44), observa-se que o Fator de Segurança cresce conforme a percolação e a poropressão se estabilizam no interior do maciço, de modo que aproximadamente para  $t=20$  dias a superfície atinge o mínimo estipulado de  $FS=1,5$ .

Dessa forma, a instabilidade inicial pode ser associada ao detalhe construtivo do filtro, que tem seu final na berma de equilíbrio, não havendo percolação livre à jusante. Assim, para as primeiras idades de percolação, a saturação do enrocamento da berma de equilíbrio diminui a tensão efetiva e as tensões cisalhantes resistentes, fazendo com que haja decréscimo no valor do Fator de Segurança, em relação a etapa anterior de final de construção.

Nesse sentido, atingida a saturação da berma e a formação de um nível d'água estabilizador à jusante, há a tendência de aumento da estabilidade conforme indica o crescimento do FS ao longo do tempo.

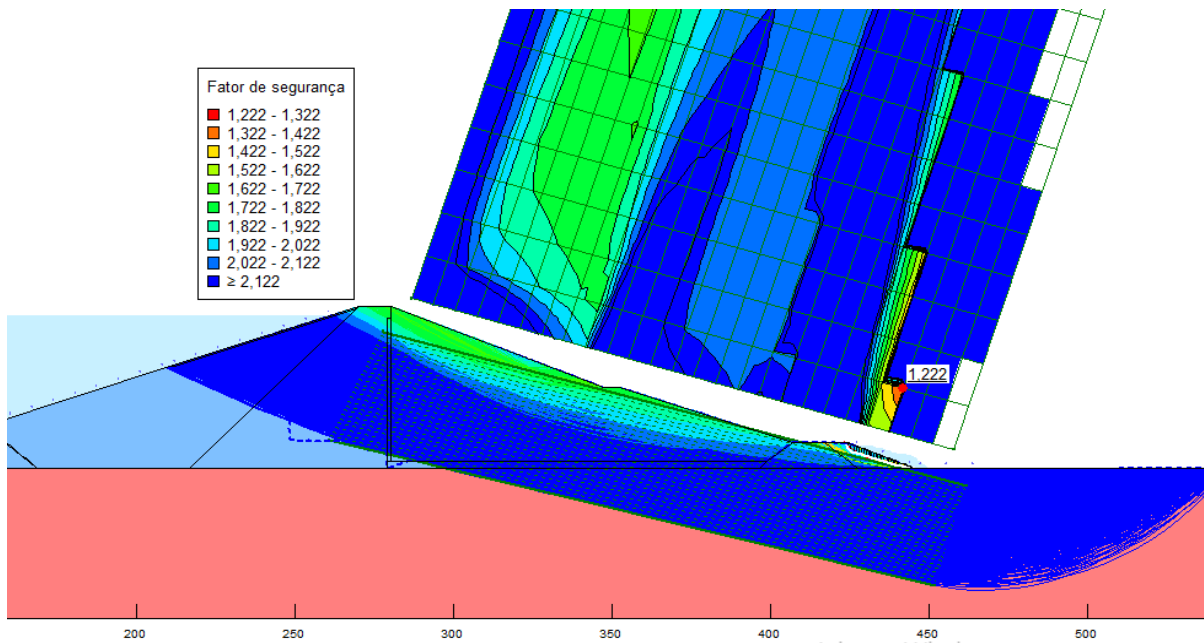
Logo, pode-se afirmar que apesar de estar inicialmente abaixo do FS mínimo de 1,5 para o regime permanente, a instabilidade inicial trata-se de uma situação temporária que não será considerada como o pior cenário global das análises determinísticas.

**Figura 43 - FS da superfície crítica de jusante**



**Fonte: Autoria própria**

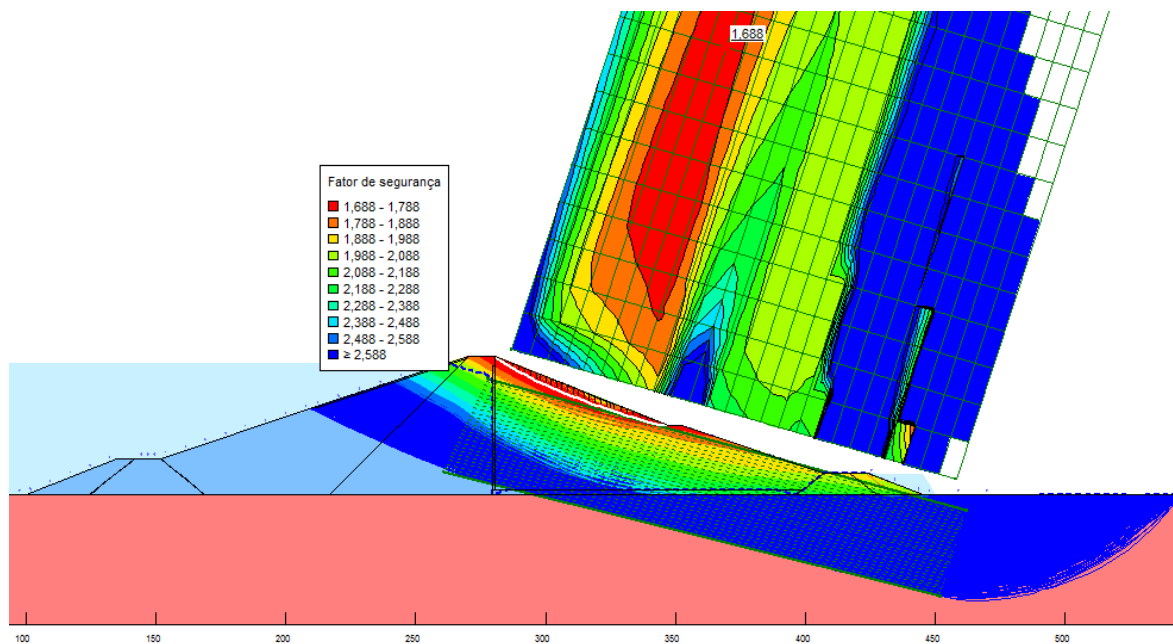
**Figura 44 - Percolação de estabilização - Jusante (t=11dias)**



Fonte: Autoria própria

Para o final da percolação de estabilização, atingida a condição de regime permanente, a superfície crítica volta a ser a mesma apresentada na situação final de construção (Figura 46).

**Figura 45 - Regime permanente - Jusante**



Fonte: Autoria própria

Apresentada as análises destaca-se que, enquanto o talude de montante mesmo em situações transientes, sempre esteve com FS acima do admissível, o talude de jusante apresenta um período temporal em que se encontra com uma região abaixo do nível mínimo, porém ainda com FS acima da unidade, o que configura teoricamente uma situação estável, mas com desempenho abaixo do esperado.

#### 4.2.2 Análise probabilística

Uma vez apresentada as análises determinísticas, chega-se na conclusão que há uma situação que se mostra a mais crítica, que é o rebaixamento rápido à montante, sendo essa a etapa escolhida para a análise probabilística.

Para a análise probabilística, conforme descrito em 3.4.2, adotou-se para os materiais os valores propostos nos Quadros 3, 4 e 5. Assim, através da Equação 12, calculou-se o número teórico necessário de interações para uma confiabilidade de 90%.

$$N_{mc} = \left( \frac{d^2}{4(1 - \varepsilon)^2} \right)^m = \left( \frac{1,64^2}{4(0,1)^2} \right)^3 = 304.007$$

Para a determinação do Número de Monte Carlo real a ser utilizado, aplicou-se um teste de convergência, conforme Beek (2019), a fim de observar o comportamento dos parâmetros probabilísticos em relação a um aumento gradual no número de simulações. Nesse sentido, o teste de convergência foi aplicado para o talude de montante sob o regime estacionário permanente, pois foi a situação que se mostrou mais estável na análise determinística.

Assim, o teste consistiu em variar o número de simulações partindo de  $N_{mc} = 500$  até  $N_{cm} = 300.000$ , tomando os valores de índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura para cada valor simulado. Uma vez obtido esses valores, calculou-se a amplitude da análise, como sendo a diferença entre os valores máximo e mínimo obtidos para cada parâmetro. Por fim, foram definidos valores 5% acima e 5% abaixo da amplitude para a determinação da faixa de convergência.

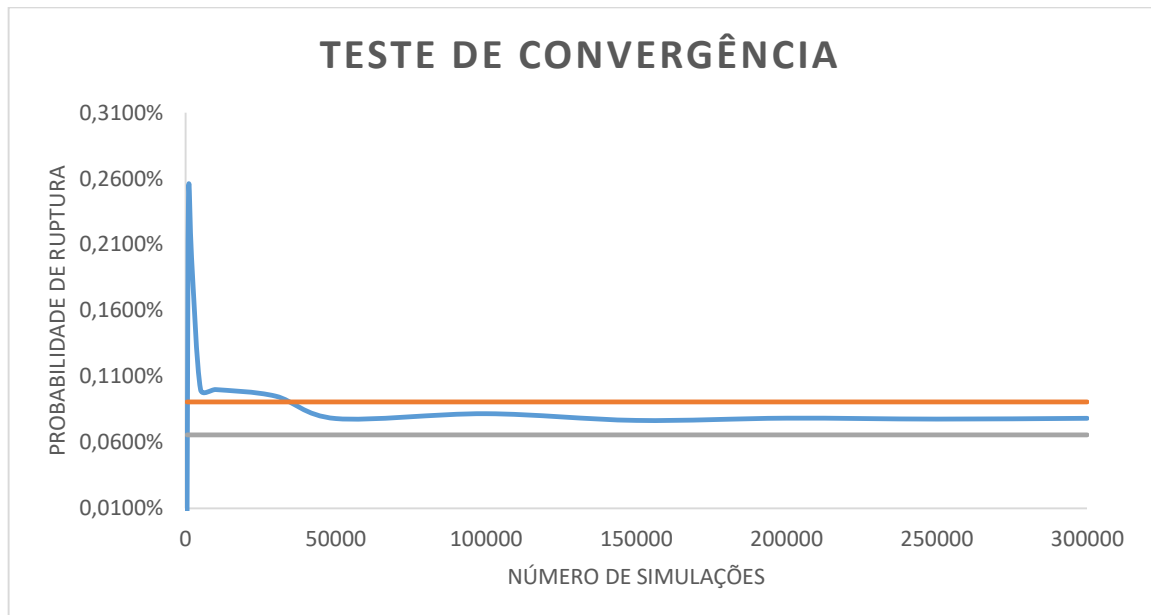
A amplitude e o intervalo de convergência podem ser observados no Quadro 10, e as curvas de convergência para probabilidade de ruptura e índice de confiabilidade podem ser observadas nas Figuras 47 e 48 respectivamente.

**Quadro 10 - Amplitude do teste de convergência**

Parâmetro	Valor máximo	Valor mínimo	Amplitude	Amplitude +5%	Amplitude -5%
Índice de confiabilidade	12,64	10,85	1,79	12,31	12,13
Probabilidade de ruptura (%)	0,25	0,00	0,25	0,0907	0,0657

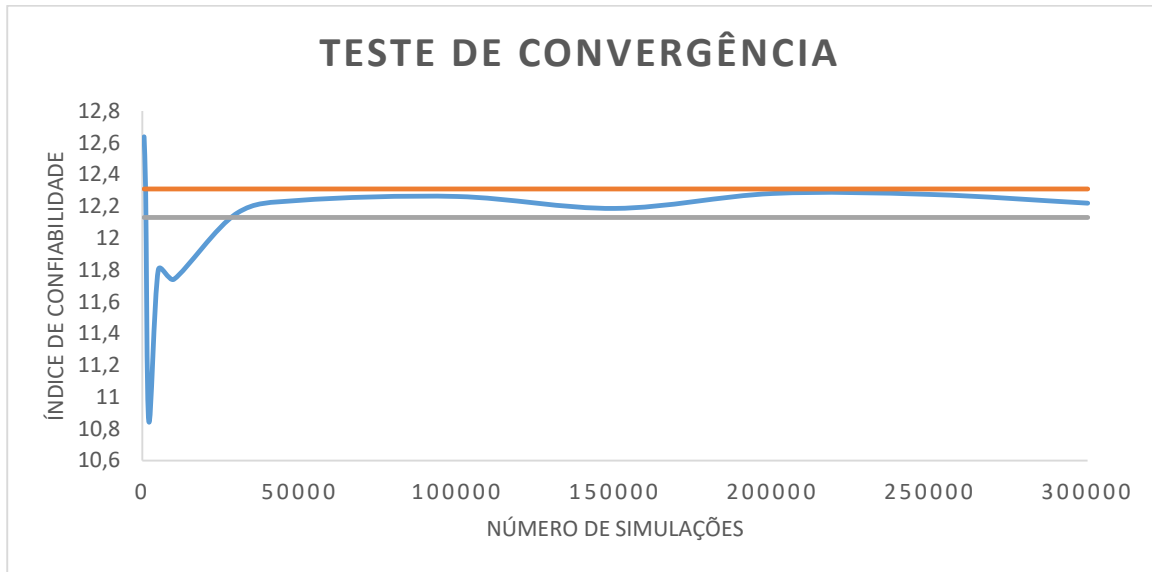
Fonte: Autoria própria

**Figura 46 - Teste de convergência - Probabilidade de ruptura**



Fonte: Autoria própria

**Figura 47 - Teste de Convergência - Índice de confiabilidade**

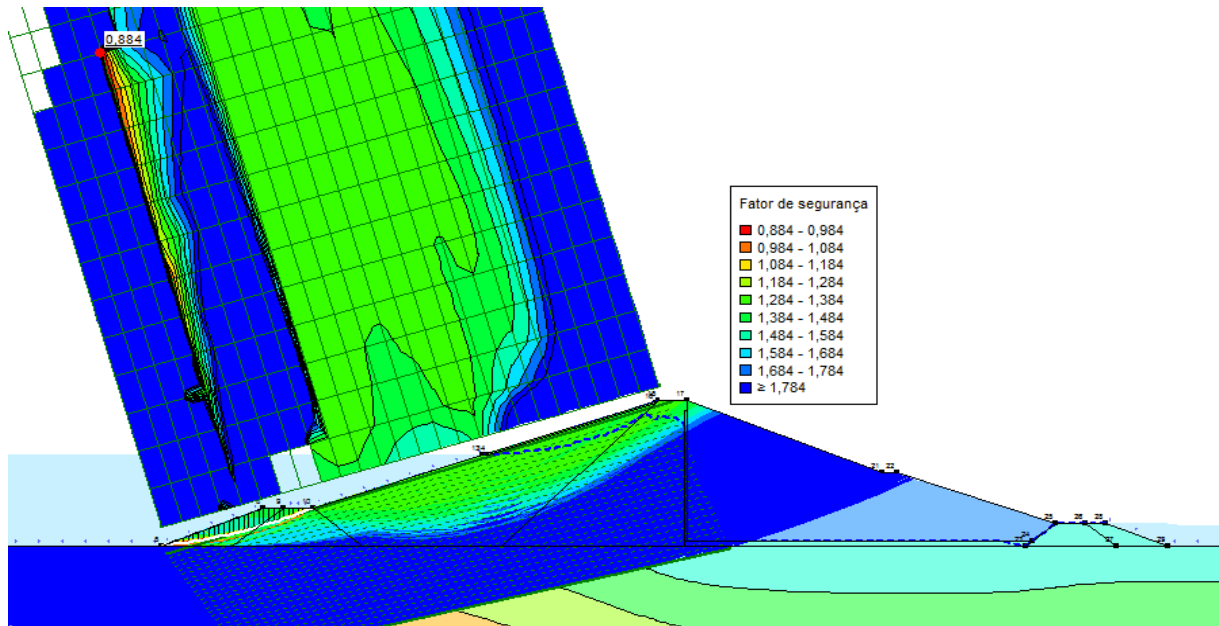


**Fonte: Autoria própria**

A partir dos testes de convergência, observa-se que os parâmetros convergem a partir do valor de 50.000 simulações, logo esse será o valor adotado como Numero de Monte Carlo real da situação crítica definida anteriormente.

A superfície de ruptura para o FS mínimo, está apresentada na Figura 49, na qual observa-se a superfície encontrada é diferente daquela encontrada na análise determinística. O valor do FS crítico, bem como os demais parâmetros associados a esta superfície, calculados a partir da curva de distribuição normal aproximada estão expostos na Tabela 7.

**Figura 48 - Superfície crítica - Análise probabilística**



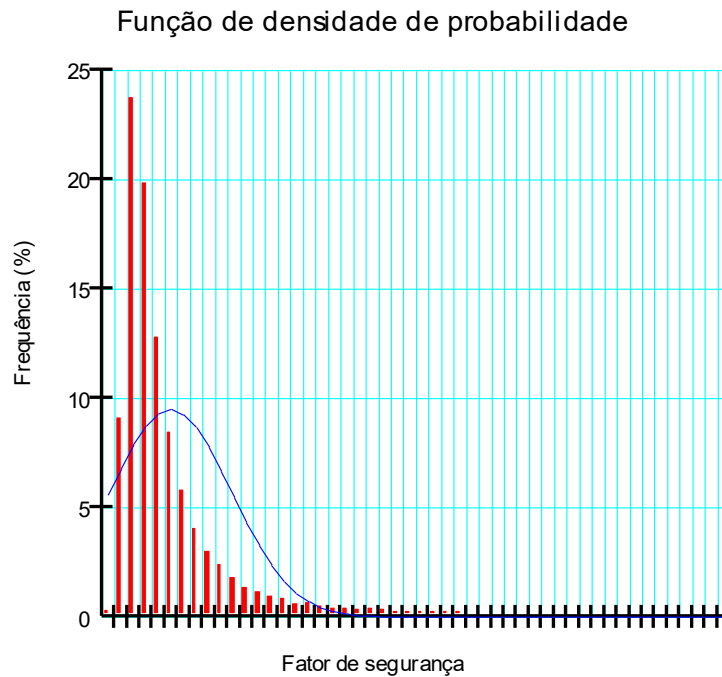
Fonte: Autoria própria

**Tabela 7 - Resultado análise probabilística**

<b>FS</b>	0,884
<b>FS,min</b>	0,864
<b>FS,Mmáx</b>	57,574
<b>FS médio</b>	7,0634
<b>Índice de probabilidade</b>	1,1023
<b>Desvio padrão</b>	5,5008
<b>Probabilidade de ruptura (%)</b>	0,0329

Fonte: Autoria própria

Analisando o fator de segurança encontrado, temos que além de ser menor em comparação ao da análise determinística, o valor menor que a unidade denota que o talude já foi rompido naquela região. Tal comportamento pode ser explicado com base na função densidade de probabilidade (Figura 50), na qual as barras vermelhas representam a frequência dos valores de FS calculados e a curva azul é uma função normal de aproximação desses valores. Assim, o formato da curva mostra uma não uniformidade no ajuste devido à grande variação dos valores de FS encontrados para aquela superfície, de forma que este resultado pode ser condicionado a um número insuficiente de simulações.

**Figura 49 - Função densidade de probabilidade**

**Fonte: Autoria própria**

Logo classificando os resultados expressos na Tabela 7 conforme a Tabela 5, temos que a análise pode ser classificada como perigosa em relação ao índice de confiabilidade e como acima da média em relação à probabilidade de ruptura, confirmando a necessidade de um maior número de simulações para a obtenção de um índice de confiabilidade maior.

#### 4.3 ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

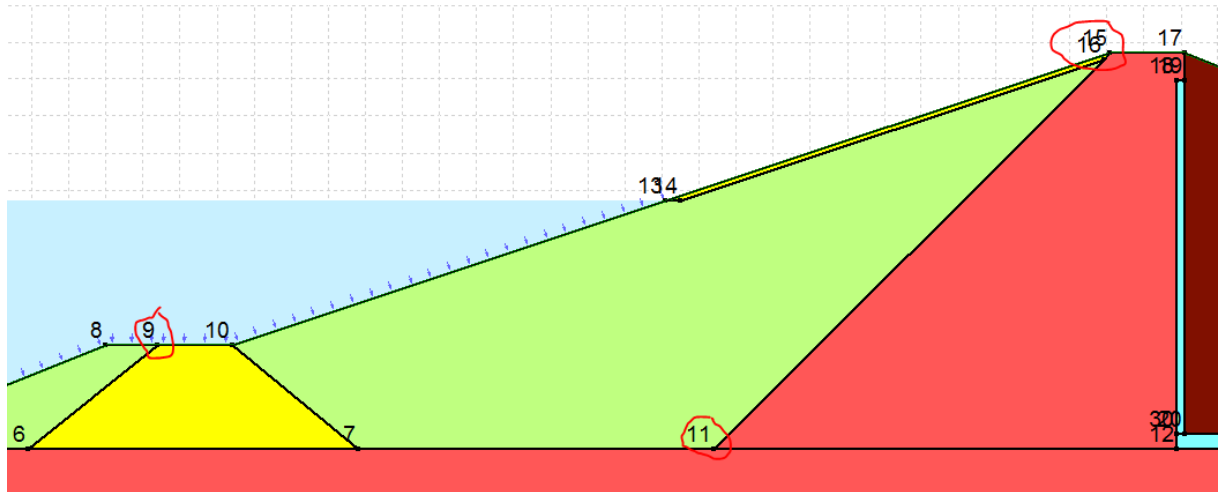
Como apresentado em 3.5, a análise se deu com o objetivo de em um primeiro momento mensurar os deslocamentos verticais de pontos específicos da barragem conforme o tempo, e em um segundo momento avaliar a variação da magnitude das tensões desenvolvidas, avaliando os pontos mais solicitados.

Assim, os pontos de interesse para a verificação dos deslocamentos foram, os pontos 15,9 e 11 (Figura 52), que estão localizados na crista da barragem, na parte superior do dreno de pé e na base no núcleo respectivamente. A escolha desses pontos se deu porque o ponto 9 está localizado na região considerada a mais crítica nas análises de estabilidade e os resultados dos pontos 15 e 11 sugere uma



comparação entre dois pontos extremos da barragem, permitindo uma visão global da magnitude dos recalques.

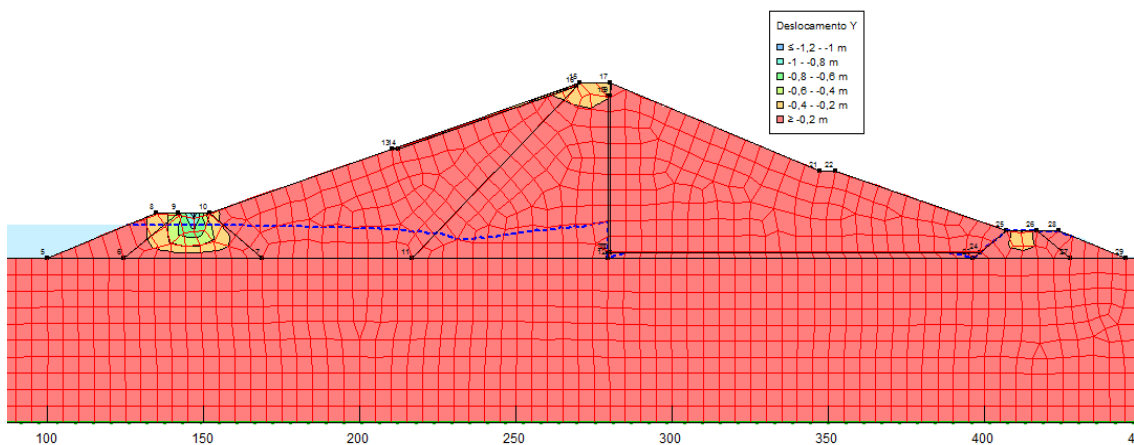
**Figura 50 - Pontos de análise de tensão e recalque**



Fonte: Autoria própria

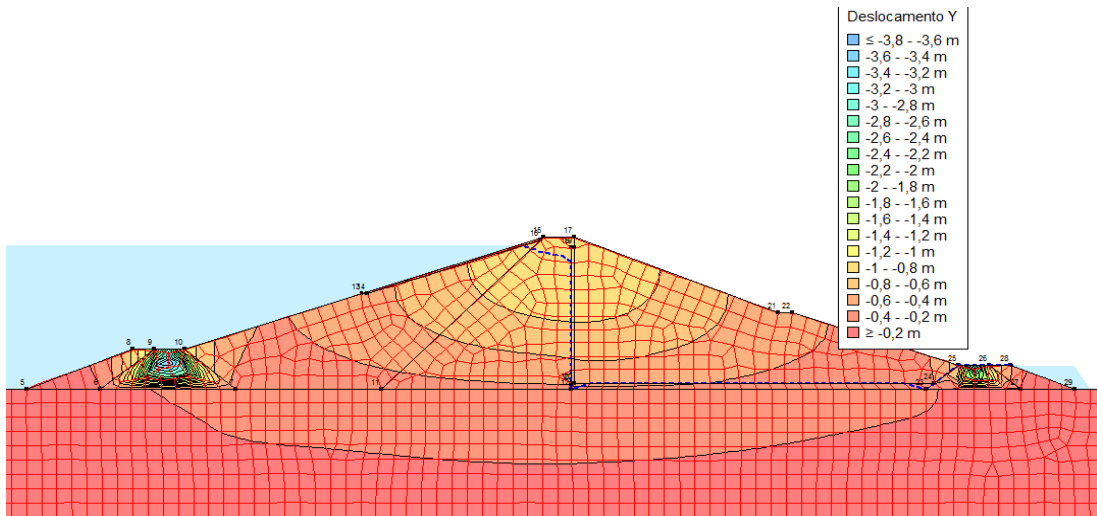
Desse modo, temos que a malha de deformação para início de enchimento, regime permanente e final de rebaixamento rápido pode ser observada conforme as Figuras 52, 53 e 54 respectivamente.

**Figura 51 - Malha deformada - Primeiro enchimento (t=2dias)**



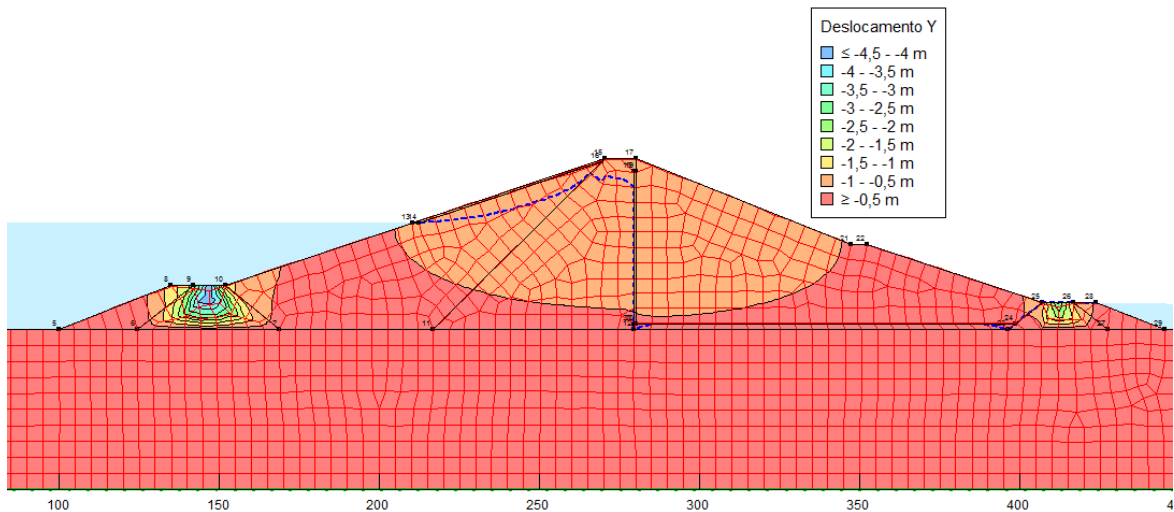
Fonte: Autoria própria

**Figura 52 - Malha deformada - Regime permanente**



**Autor: Autoria própria**

**Figura 53 – Malha deformada - Final de rebaixamento**



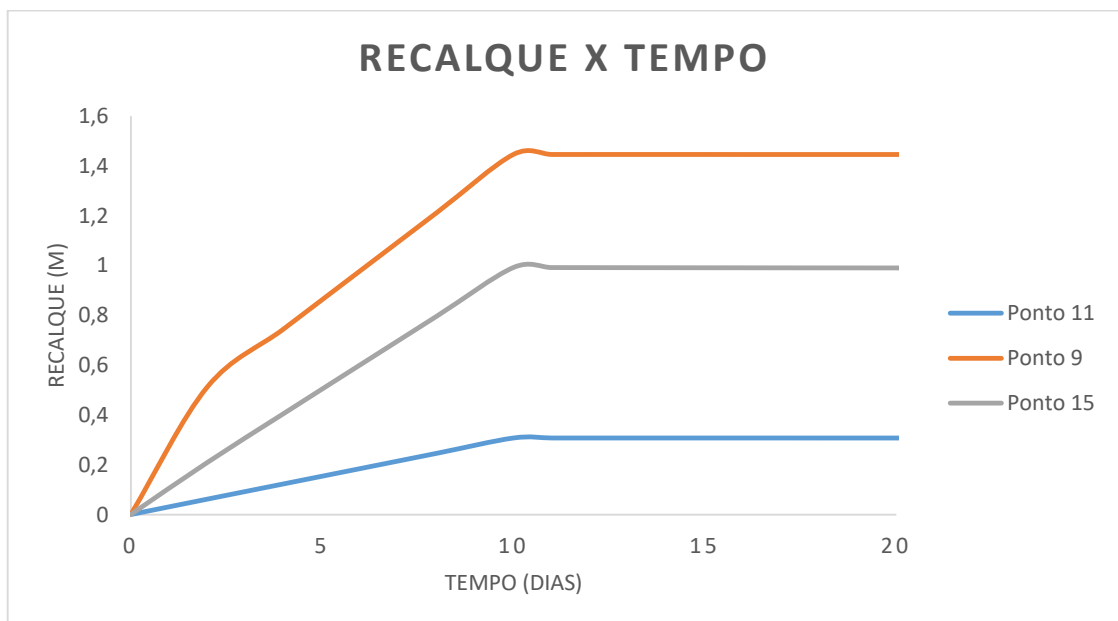
**Autor: Autoria própria**

A evolução do deslocamento vertical de cada ponto do início do período de primeiro enchimento até o final da percolação de estabilização, pode ser observada conforme na Figura 55. Observando a deformação da malha e a variação dos recalques, temos que o ponto mais solicitado, localiza-se na região da bermá de equilíbrio à montante (Ponto 9) na qual os recalques variam de 0m até 1,4m durante o enchimento, se estabilizando no regime operacional. Para o ponto 11, localizado na região central do corpo, observamos que os recalques se estabilizam na ordem de

30cm e na região da crista (Ponto 15), observamos que há uma estabilização na ordem de 1m.

Logo, de maneira geral pode-se afirmar que os recalques desenvolvem na fase de enchimento devido as mudanças nas condições de saturação de cada ponto, de modo que com a saturação completa há a consolidação desses recalques. De maneira particular, para os Pontos 11 e 9, a principal inferência reside no fato de que o deslocamento da crista foi 233% maior que o deslocamento da base, denotando que o recalque da barragem não é uniforme, devido principalmente à rigidez da fundação. Ainda no Ponto 11, observa-se que mesmo sendo mais solicitado em relação as tensões cisalhantes, é um ponto que apresentou o menor um recalque dentre os pontos estudados, permitindo afirmar que quando assente sob uma fundação competente, o talude montante passa a ser a região mais crítica quanto as deformações, sobretudo durante rebaixamento rápido.

**Figura 54 - Recalque x tempo**



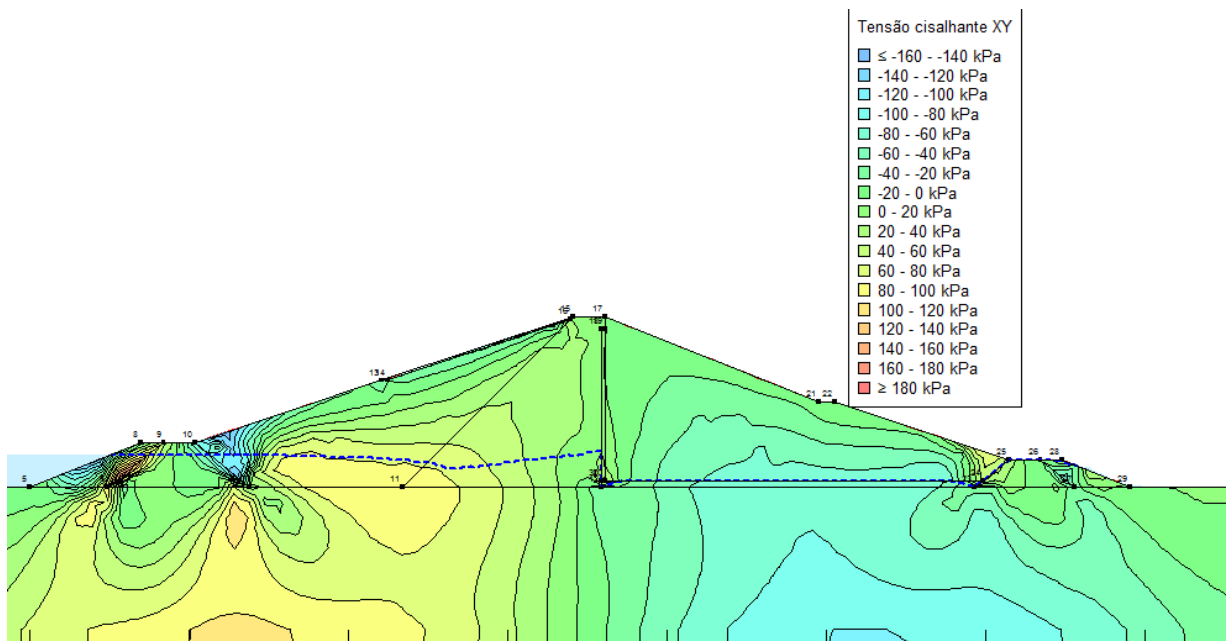
**Fonte: Autoria própria**

Para a análise das tensões, o foco foi estudar a distribuição das tensões cisalhantes, pois é esse tipo de tensão responsável pela ruptura do solo. Para isso, foram tomados como pontos de interesse os pontos 9 e 11 já apresentados anteriormente. A escolha desses pontos se deu porque o ponto 9 além de estar

inserido na região de menor estabilidade, também foi o ponto de maior recalque, enquanto que o ponto 11 foi escolhido por ser um ponto de grande tensão solicitante.

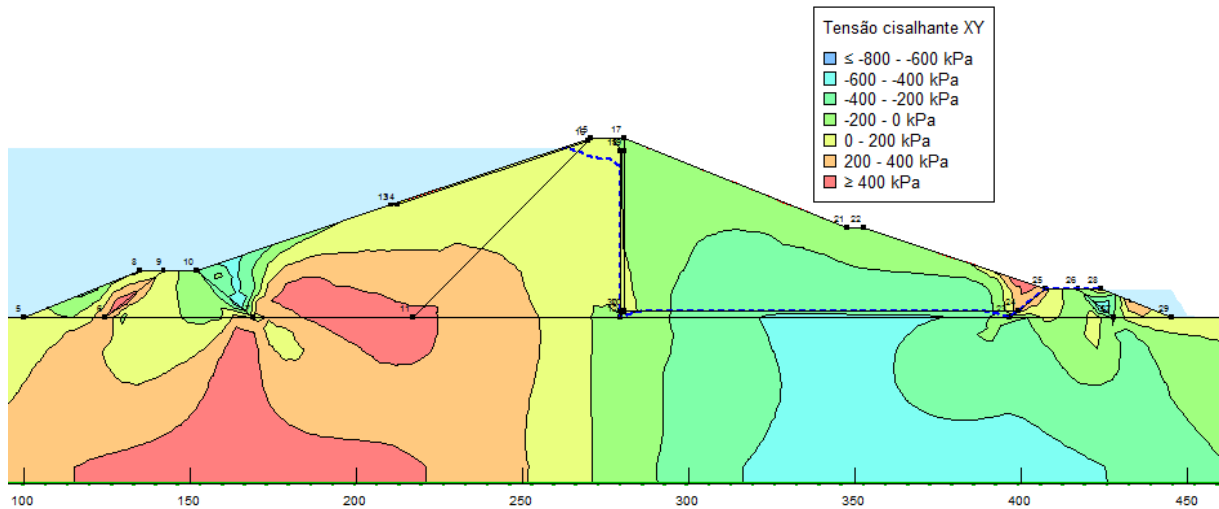
A magnitude das tensões cisalhantes para as situações de início de enchimento, regime permanente e rebaixamento rápido podem ser observadas nas Figuras 56,57 e 58, respectivamente. Observando as isolinhas de um modo global, temos que o talude montante é mais solicitado que o talude de jusante durante toda a operação, sendo as regiões de maiores esforços aquelas localizadas na transição entre materiais e a região da fundação de maneira geral.

**Figura 55 – Tensões cisalhantes primeiro enchimento (t=2dias)**



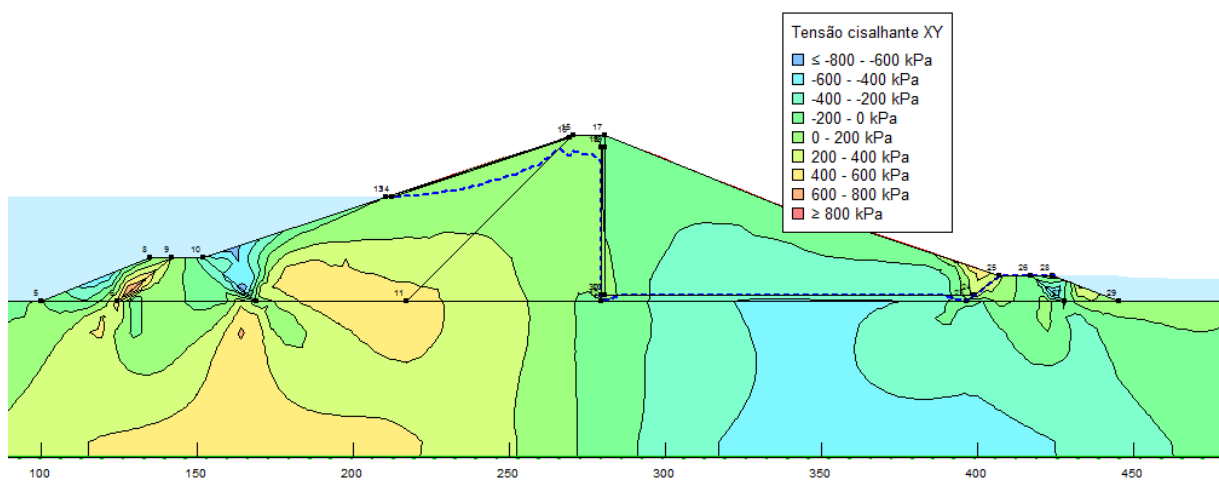
Fonte: Autoria própria

**Figura 56 - Tensões cisalhantes - Regime permanente**



Fonte: Autoria própria

**Figura 57 - Tensões cisalhantes - Rebaixamento rápido ( $t=36\text{min}$ )**

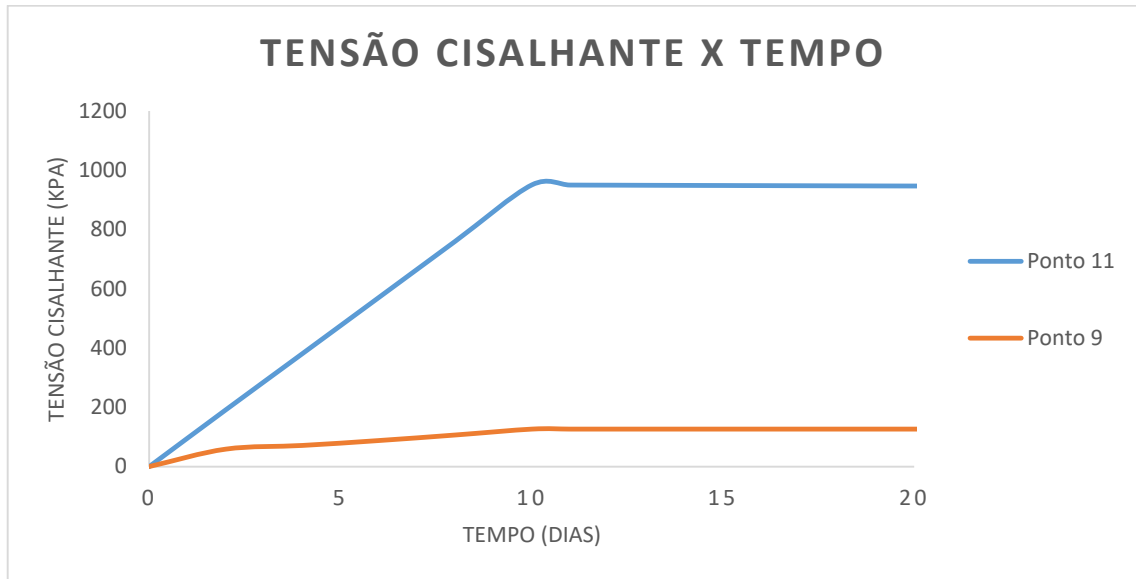


Autor: Autoria própria

Assim, como as tensões são dependentes principalmente da carga relacionada a água, é de interesse observar a variação das tensões cisalhantes no tempo para os pontos estudados no período entre o primeiro enchimento, até o final da estabilização conforme apresenta a Figura 59.

Nesse sentido, observa-se que o Ponto 11 se configura como um ponto onde as tensões crescem de maneira linear e se estabilizam em uma ordem de grandeza de aproximadamente 1.000 KPa. Já no Ponto 9, se caracteriza por um crescimento mais atenuado em relação ao Ponto 11 durante a fase de enchimento, atingindo valores da ordem de 100 KPa.

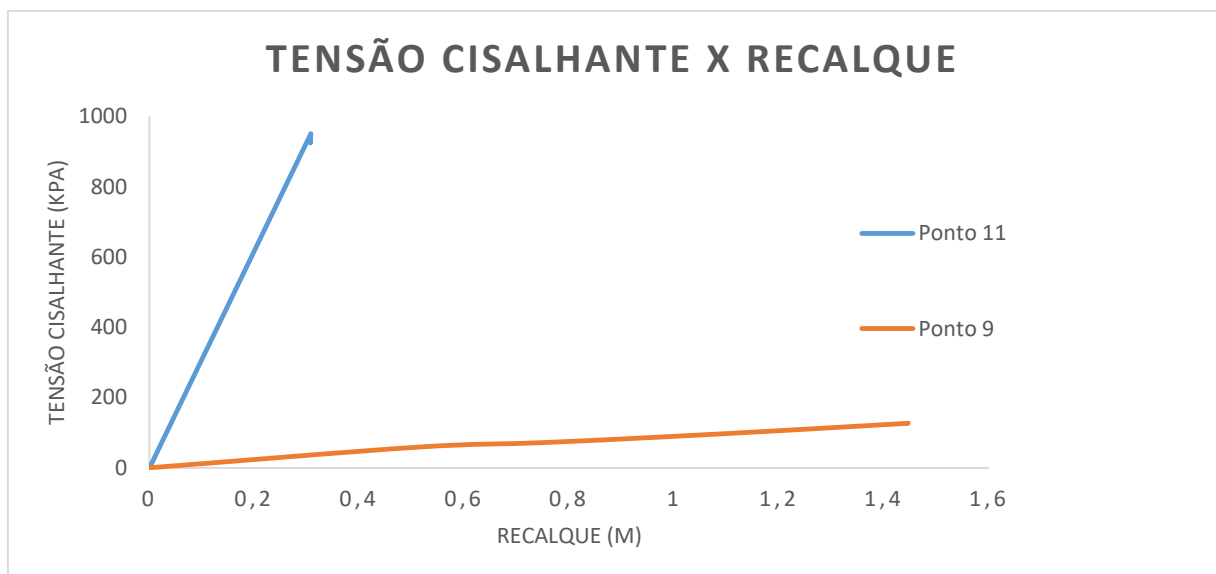
**Figura 58 – Tensão Cisalhante x Tempo**



**Fonte: Autoria própria**

De maneira análoga, buscou-se uma relação entre as tensões e os recalques desenvolvidos em cada ponto. A relação entre tensões e recalques mostra-se conforme na Figura 60. Nota-se que em ambos os pontos, o comportamento apresenta-se como linear, conforme o modelo adotado para o material. Entretanto, observa-se que além do Ponto 9 sofrer recalques mais significativos, também há uma grande diferença de tensões entre os pontos para um mesmo recalque.

**Figura 59 - Tensão x Recalque**



**Fonte: Autoria própria**

## 5. CONCLUSÕES

Como conclusão inicial, tem-se os valores encontrados para os regimes transientes, onde foi definido o valor de 350 dias para a percolação de estabilização em função do percolação e da poropressão, e de 36 minutos para o rebaixamento rápido em função do FS mínimo aceitável.

Nesse sentido, aplicando a análise determinística de estabilidade, encontrou-se que a região mais crítica do talude de montante é a berma de equilíbrio, sobretudo na situação de rebaixamento rápido. Para o talude de jusante, verificou-se que a estabilidade só não foi satisfatória no início da percolação de estabilização, também na região da berma de equilíbrio, devido à disposição do filtro. Entretanto, as superfícies encontradas apesar de serem tomadas como críticas, não representam superfícies globais devido a superficialidade das linhas encontradas para a situação tomada como crítica. Além disso, no caso do rebaixamento rápido, apesar da superfície considerada estar na região da berma de equilíbrio, outras superfícies mais profundas da região do talude de montante também se apresentaram com FS próximo ao mínimo.

Para a avaliação probabilística, o resultado da função de densidade de probabilidade indicou que o número de simulações foi insuficiente mesmo após a verificação através do teste de convergência de modo que, para resultados mais assertivos se faz necessário um número maior de simulações ou um ajuste por uma função do tipo log-normal.

Com relação as análises de tensão e deformação para os pontos estudados, pode-se afirmar que todos estão obedecendo o modelo mecânico linear proposto, e que o Ponto 9 apresentou-se como o mais crítico, com grande magnitude dos recalques, sobretudo após rebaixamento rápido. Essa situação, pode ser explicada pela instabilidade oriunda de um aumento da tensão de cisalhamento solicitante e aos valores associados aos parâmetros de deformabilidade. Assim, os valores encontrados vêm a corroborar na validação dos baixos fatores de segurança encontrados tanto na análise determinística como na análise probabilística de estabilidade, para a região da berma de equilíbrio.

## REFERÊNCIAS

- BECK, André André. **Confiabilidade e Segurança das Estruturas**. Rio de Janeiro: Gen Ltc, 2019. 448 p.
- ABRAMSON, L. W. et al. **Slope stability and stabilization methods**. [S.l.]: John Wiley & Sons, 2002. 712 p.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO. **Relatórios de Segurança de Barragens**. 2022. Disponível em: <https://www.snisb.gov.br/relatorio-anual-de-seguranca-de-barragem>. Acesso em: 22 jun. 2022.
- AGUILERA, Carlos Enrique Tristá. **Aplicação de Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração**. 2009. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009. Cap. 2.
- ANG, A. H. S.; TANG, W. H. **Probability concepts in Engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering**. [S.l.]: John Wiley & Sons, 2006. 432 p.
- ARAÚJO, M. B.; SAYAO, A. S. F. J. Análise probabilística da estabilidade da barragem de Santa Branca. **Revista Brasileira de Engenharia de Barragens**, v. 6, n. 1, p. 6–12, 2018.
- BRASIL. Lei nº 14066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração) .. **Lei Nº 14.066, de 30 de Setembro de 2020**. Brasília, DF: Diário Oficial da União, 30 set. 2020. Disponível em: [http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_A](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_A)
- BUENO, Benedito de Sousa; VILAR, Orenco Monje. **Mecânica dos solos**. São Carlos: Eesc, 1979. 130 p.
- CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2015. 256 p.
- CHENG, Y. M.; LAU, C. K. **Slope stability analysis and stabilization: new methods and insights**. New York: Routhledge, 2008. 241 p.
- CHIOSSI, Nivaldo. **Geologia de Engenharia**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. 421 p.
- COMITÊ DA BACIA HIDROGRÁFICA DO BAIXO TIETÊ. **Situação dos Recursos Hídricos do Baixo Tietê – UGRHI 19**: minuta preliminar do relatório técnico final. São Paulo: Cetec, 1999. 261 p. Disponível em: <https://sigrh.sp.gov.br/public/uploads/documents/6504/relbtseg.pdf>. Acesso em: 05 set. 2022.



CRUZ, Paulo Teixeira da. **100 Barragens Brasileiras**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 1996. 648 p.

DESAI, C. S.; CHRISTIAN, John T. **Numerical methods in geotechnical engineering**. New York, (USA): McGraw-Hill, c1977. xiv, 783 p. (McGraw-Hill series in modern structures) ISBN 0070165424.

DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., 1980, "The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis", *Engineering Geology*, v. 16, n. 1/2 (Jul), pp. 5-17.

DAS, Braja M. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson, 2007. 562 p.

EL-RAMLY, H. **Probabilistic analyses of landslide hazards and risks: bridging theory and practice**. 382 f. Tese (Doctor of Philosophy in Geotechnical Engineering) — Faculty of graduate studies and research, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, Edmonton, 2001

EL-RAMLY, H.; MORGENSTERN, N.; CRUDEN, D. Probabilistic slope stability analysis for practice. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 39, p. 665–683, 06 2002.

ELETROBRAS FURNAS (Rio de Janeiro). **Usina Três Irmãos**. Disponível em: <https://www.furnas.com.br/subsecao/135/usina-tres-irmaos---8075-mw?culture=pt>. Acesso em: 5 set. 2022.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Brasília, 2003. 279 p.

FLORES, Emerson Alex Figueroa. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo**. 2008. 178 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/colecao.php?strSecao=resultado&nrSeq=12093@1>. Acesso em: 27 out. 2022.

FERREIRA, César Romão Canedo Duarte Pereira. **Desenvolvimento de um equipamento laboratorial para o estudo de problemas de percolação em modelo re**. 2008. 132 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2008. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/57659?locale=pt>. Acesso em: 11 set. 2022.

FOSTER, M.; FELL, R.; SPANNAGLE, M. The statistics of embankment dam failures and accidents. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. 5, p. 1000–1024, oct. 2000. Canadian Science Publishing. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1139/t00-030i>.

FLORES, Emerson Alex Figueroa. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo**. 2008. 178 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/colecao.php?strSecao=resultado&nrSeq=12093@1>. Acesso em: 27 out. 2022.

FONSECA, Maria Eduarda. **Análise de deformação vertical de uma barragem de terra para diferentes fases do enchimento do reservatório: estudo de caso da barragem piaus**. 2021. 98 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2021.

FREITAS, Marco António Coelho. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de morgenstern-price e correia**. 2011. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade do Porto, Porto, 2011. Cap. 2. Disponível em: <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/61387/1/000148648.pdf>. Acesso em: 26 nov. 2022.

FREITAS, Thaís Mota. **Investigação dos efeitos do percolação na zona de percolação de um maciço de barragem homogênea de terra: análises em modelos reduzidos**. 2019. 73 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Bahia Campus Vitória da Conquista, Vitória da Conquista Bahia, 2019. Cap. 3.

GAIOTO, Nélio. **Introdução ao Projeto de Barragens de Terra e Enrocamento**. EESC – USP. São Carlos, 2003.

GEOSLOPE. **Modelagem e Estabilidade com GeoStudio**. 6. ed. Calgary: Geoslope, 2018. 252 p

GERSCOVICH, Denise M. S.. **Estabilidade de taludes: 2ª edição com exercícios resolvidos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 191 p.

GERSCOVICH, Denise M. S.. **Tensões em solos**. Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2008. 83 p. Disponível em: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/tensoes.pdf>. Acesso em: 29 maio 2022.

KRAHN, J. The 2001 R.M. Hardy lecture: The limits of limit equilibrium analyses. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, p. 643–660, 06 2003.

LIMA, Carolina Escarrone de. **Aplicação dos métodos probabilísticos e determinístico de estabilidade de taludes de barragem de terra: estudo de caso em Alegrete/RS**. 2021. 149 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2021.

MAIA, J. A. C. **Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes e Cavidades em Rocha**. 196 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) — Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

MARANGON, Márcio. **Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações**. Juiz de Fora: Uffj, 2018. 16 p. Disponível em: <https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2013/11/parc3a2metros-dos-solos-cc3a1lculo-de-fundac3a7c3b5es.pdf>. Acesso em: 26 out. 2022.

MASSAD, Façal. **Obras de terra: curso básico de geotecnia: 2º edição com exercícios resolvidos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MENDONÇA, Hélio Mazzilli Xavier de. **Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos**. 2005. 174 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-23112005-100413/publico/Sobre\\_a\\_Modelagem\\_de\\_Problemas\\_da\\_Engenharia\\_Geotecnica\\_pelo\\_Metodo\\_dos\\_Elementos\\_Finitos.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-23112005-100413/publico/Sobre_a_Modelagem_de_Problemas_da_Engenharia_Geotecnica_pelo_Metodo_dos_Elementos_Finitos.pdf). Acesso em: 26 set. 2022.

**Métodos Numéricos em Engenharia**, 2017. v. 1, p. 35-35. Disponível em: <http://congress.cimne.com/cmn2017/eng/doc/a35.pdf>. Acesso em: 26 set. 2022.

MONTES, Cleber Camargo. **Estudos piezométricos e análise de estabilidade de taludes da barragem Bico da Pedra**. 2003. 120 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003. Disponível em: <https://www.repositorio.ufop.br/handle/123456789/6432>. Acesso em: 12 set. 2022.

NADIM, F. Tools and strategies for dealing with uncertainty in geotechnics. In: GRIFFITHS, D.; FENTON, G. A. (Ed.). **Probabilistic methods in geotechnical engineering**. New York: Springer, 2007. p. 71–96.

NETTO, Arthur Sausen. **Análise de estabilidade de uma barragem de terra: abordagens determinística e probabilística**. 2019. 89 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Guarapuava, 2019.

ORTIGÃO, J. A. R.. **Intridução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007. 385 p.

PANITZ, Jhoan Sadith Paredes. **Desenvolvimento e Implementação de Metodologias para a Determinação da Deformabilidade e Tensões em Maciços Gnáissicos**. 2007. 148 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

PEREIRA, Publio Reis. **Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra: estudo de caso da uhe de são simão**. 2014. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014. Disponível em: [https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/BUBD-A2LFJY/1/geotecniatransportes\\_publicioreispereira\\_dissertacao.pdf](https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/BUBD-A2LFJY/1/geotecniatransportes_publicioreispereira_dissertacao.pdf). Acesso em: 27 set. 2022.

PINTO, Carlos Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**: 3ª edição com exercícios resolvidos em 16 aulas. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 359 p.

POPP, José Henrique. **Geologia Geral**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2017. 357 p.

PUC RIO. **Análises Determinísticas de Estabilidade**. Disponível em: [https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888\\_3.PDF](https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/8888/8888_3.PDF). Acesso em: 26 nov. 2022.

SEEQUENT (Canadá). **Barragens e diques**. Disponível em: <https://www.geoslope.com/solutions/dams-and-levees>. Acesso em: 22 out. 2022.

SEEQUENT (Canadá). **Geostudio**. Disponível em: <https://www.geoslope.com/products/geostudio>. Acesso em: 22 out. 2022.

SEEQUENT (Canadá). **Lista de recursos do GeoStudio**. Disponível em: <https://www.geoslope.com/geostudio/features>. Acesso em: 22 out. 2022.

SEEQUENT (Canadá). **SLOPE/W**. Disponível em: <https://www.geoslope.com/products/slope-w>. Acesso em: 22 out. 2022.

SIEIRA, Ana Cristina C. F.; LIMA, André P.. **MODELAGEM NUMÉRICA DE PROBLEMAS GEOTÉCNICOS**. In: CONGRESSO DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM ENGENHARIA, 1., 2017, Valencia. **Anais [...]** . Valencia: Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia, 2017. v. 1, p. 35-35. Disponível em: <http://congress.cimne.com/cmn2017/eng/doc/a35.pdf>. Acesso em: 26 set. 2022.

SILVA, Tiago Barbosa da. **Análise de percolação, estabilidade e tensão-deformação de uma barragem no agreste de Pernambuco**. 2020. 148 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2020.

SILVA, P. B. A. **Modelagem Probabilística de Parâmetros de Onda para Análise de Estruturas Marítimas**. 58 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.  
SILVA, C. C. **Análise de estabilidade de um talude da cava de Alegria utilizando abordagem probabilística**. 134 f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) — Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2015 de Janeiro, 2018.

SOARES, Beatriz Rodrigues; ARAOJO, Carla Beatriz Costa de. **Análise Probabilística da Estabilidade de Taludes em uma Barragem de Terra no Estado do Ceará**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, GEOTECNIA E DESENVOLVIMENTO URBA, 19., 2018, Salvador. **Anais [...]** . Salvador: Abms, 2018. p. 13-13.

TIJOÁ ENERGIA (Andradina). **Características técnicas**. 2022. Disponível em: <https://www.tijoa.com/sitetijoa/empreendimento.htm>. Acesso em: 05 set. 2022.

VALVERDE, Diego Augusto. **Caracterização, compressibilidade e colapsibilidade de um perfil de solo tropical não saturado**. 2021. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, Bauru, 2021. Cap. 5.

VIANA, Hélio Marcos Fernandes. **Notas de aulas de Mecânica dos Solos II (parte 8)**. Disponível em: <https://engcivil20142.files.wordpress.com/2017/02/notas-de-aulas-parte-8-mec-solos-ii.pdf>. Acesso em: 31 out. 2022.

TEIXEIRA, A., CORREIA, G. A., HENRIQUES, A. & HONJO, Y. **Dimensionamento e avaliação da segurança de uma estaca com carga vertical baseado em análises de fiabilidade**. Departamento de engenharia civil. Universidade do Minho, UMINHO, Guimarães, 201.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Engineering and Design Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering**. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. ETL 1110-2-547. Washington, DC. 1997.

WOOD, D.M. (1990). **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics**. Cambridge, University Press.

ZHANG, L.; XU, Y.; JIA, J. **Analysis of earth dam failures: A database approach**. **Georisk**, v. 3, p. 184–189, 09 2009.

