

RETROANÁLISE PROBABILÍSTICA DE UM TALUDE DE UM  
RESERVATÓRIO DE REJEITO DE BAUXITA

**MARIA CAROLLINA CORDEIRO SOARES DA SILVA**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY  
RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

AGOSTO – 2025

# RETROANÁLISE PROBABILÍSTICA DE UM TALUDE DE UM RESERVATÓRIO DE REJEITO DE BAUXITA

**MARIA CAROLLINA CORDEIRO SOARES DA SILVA**

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 28/08/2025.

Comissão Examinadora:

---

Paulo César de Almeida Maia (D. Sc.) – LECIV/UENF (Orientador)

---

Aldo Durand Farfán (D. Sc.) – LECIV/UENF (Coorientador)

---

André Pereira Lima (D. Sc.) – PUC MG

---

Ana Cristina de Castro Fontenla Sieira (D. Sc.) – UERJ

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	5
LISTA DE TABELAS .....	7
LISTA DE SÍMBOLOS.....	9
AGRADECIMENTOS .....	11
RESUMO.....	12
1. INTRODUÇÃO .....	13
2. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS.....	16
3. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E ARMAZENAMENTO DE REJEITO.....	17
4. MODELAGEM NUMÉRICA.....	21
4.1 MÉTODOS DE ANÁLISE NUMÉRICA USADOS NA MINERAÇÃO.....	22
4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS.....	25
5. RETROANÁLISE .....	29
5.1 RETROANÁLISE DETERMINÍSTICA.....	32
5.2 RETROANÁLISE PROBABILÍSTICA.....	33
6. ETAPAS CONSTRUTIVAS.....	36
7. METODOLOGIA.....	38
8. CASO DE ESTUDO .....	43
8.1 FINALIDADE .....	44
8.2 HISTÓRICO .....	45
8.3 CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS REGIONAIS .....	45
8.4 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS .....	48
8.4.1 Campanha realizada em 2017.....	49
8.4.2 Campanha realizada em 2018.....	52
8.4.3 Campanha realizada em 2019.....	54
8.5 INSTRUMENTAÇÃO.....	54
9. PARÂMETROS ADOTADOS E DISCUSSÕES .....	59
9.1 BREVE DESCRIÇÃO DAS CAMADAS.....	59
9.2 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DISPONIBILIZADOS .....	60
9.2.1 ATERRO DO MACIÇO .....	60
9.2.2 PILHA .....	63
9.2.3 ARGILA ARENOSA .....	67
9.2.4 REJEITO .....	68
9.3 CORRELAÇÕES EMPÍRICAS .....	72
9.3.1 SONDAgens.....	72

9.3.2	CPTu .....	76
9.4	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS .....	79
10.	MODELAGEM NUMÉRICA.....	81
11.	RESULTADOS DAS ANÁLISES .....	89
11.1	SEÇÃO ESTUDADA E MODELOS CONSTITUTIVOS.....	89
11.2	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DESLOCAMENTOS .....	90
11.3	ANÁLISE POR EQUILÍBRIO LIMITE (MEL) .....	93
11.4	ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS (MEF) .....	94
12.	COMPARAÇÃO ENTRE FS E SRF.....	100
13.	CONCLUSÃO .....	104
14.	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	105
15.	ANEXOS E APÊNDICES.....	113

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1: Acidente em Brumadinho, Minas Gerais, 2019. ....	14
Figura 3-1: Representação da evolução de uma ruptura por piping. ( <i>Gregoretti, Maltauro e Lanzoni 2010</i> ).....	19
Figura 4-1: Modelo de malha unitária de barragem de contenção de rejeitos. ....	22
Figura 4.1-1: Diferença no deslocamento entre os modelos CASM e Norsand. ....	28
Figura 5-1: Seção transversal retroanalizada (Adaptado de Sharifzadeh et al., 2010). .....	31
Figura 5-2: Seção transversal retroanalizada.....	32
Figura 5-3: Relação entre as tensões $\sigma_1$ e $\sigma_3$ obtidas em uma retroanálise via MEF. ....	33
Figura 5-4: Resultado da análise probabilística por MEL. ....	34
Figura 5-5: Variabilidade do fator de segurança em função dos parâmetros de resistência drenados. ....	35
Figura 7-1: Determinação da estratigrafia da seção.....	40
Figura 7-2: Fluxograma da metodologia a ser seguida. ....	43
Figura 8-1: Planta de investigação da estrutura. ....	49
Figura 8-2: Investigações geológico-geotécnicas em seção com ênfase na área investigada. ....	49
Figura 8-3: Região instrumentada da seção de análise .....	55
Figura 8-4: Leitura dos piezômetros Casagrande com o tempo.....	55
Figura 8-5: Leitura dos piezômetros elétricos com o tempo. ....	56
Figura 8-6: Leitura da régua do reservatório com o tempo. ....	56
Figura 8-7: Leitura do pluviômetro instalado na região. ....	57
Figura 8-8: Leituras de deslocamentos horizontais medidas pelo inclinômetro presente na estrutura. ....	58
Figura 8-9: Leitura do pluviômetro no período em que há leituras do inclinômetro. ...	58
Figura 9-1. Testemunho da amostra indeformada retirada da camada de aterro.....	61
Figura 9-2 – Classificação do material do aterro com base no Diagrama de Ferret..	62
Figura 9-3 - Testemunho da amostra indeformada 2018-PI-01-AMI-01 da camada de pilha.....	64
Figura 9-4 – Curva granulométrica da pilha. ....	65
Figura 9-5 – Diagrama de Ferret da pilha. ....	66
Figura 9-6 – Classificação das amostras de pilha com base na Carta de Plasticidade. .....	67
Figura 9-7 – Curvas granulométricas das amostras de rejeito. ....	71
Figura 9-8 – Classificação das amostras de rejeito com base no Diagrama de Ferret. .....	71
Figura 9-9 – Classificação das amostras de rejeito com base na Carta de Plasticidade de Casagrande.....	72
Figura 9-10: Análise de sensibilidade do ângulo de atrito do aterro. ....	81
Figura 10-1: Primeira etapa – maciço de fundação.....	82
Figura 10-2: Segunda etapa – corpo da barragem.....	83
Figura 10-3: Terceira etapa – inclusão do reservatório de rejeito adensado. ....	83

Figura 10-4: Quarta etapa – alteamento de montante e pequeno alargamento da crista.....	83
Figura 10-5: Quinta etapa – construção das bermas de reforço na região de jusante. ....	83
Figura 10-6 – Faseamento do corpo da barragem 1/4.....	84
Figura 10-7: Figura 10-8 – Faseamento do corpo da barragem 2/4.....	84
Figura 10-9 – Faseamento do corpo da barragem 3/4.....	84
Figura 10-10 – Faseamento do corpo da barragem 4/4.....	84
Figura 10-11: Correlação do índice de compressão do solo ( $C_c$ ).....	86
Figura 11-1: Seção de análise com NA.....	89
Figura 11-2: Vetores do campo de deslocamento da análise sem faseamento.....	91
Figura 11-3: Vetores do campo de deslocamento da análise que considera o faseamento.....	92
Figura 11-4: Vetores do campo de deslocamento da análise que considera o faseamento do corpo da barragem. ....	93
Figura 11-5: Seção analisada via MEL.....	93
Figura 11-6: Resultado da análise via MEL.....	94
Figura 11-7: Comparação entre as leituras do inclinômetro e as calibração realizada. ....	96
Figura 11-8: Comparação entre as leituras obtidas pelo inclinômetro e a calibração, pelo modelo que considera o faseamento e pela análise que não considera o faseamento.....	98
Figura 11-9: Comparação entre as análises que consideram o faseamento do corpo e a que não considera estas etapas.....	99
Figura 12-1: SRF da seção de análise antes da implantação das bermas. ....	102
Figura 12-2: FS da seção de análise na condição final.....	102
Figura 12-3: SRF da seção de análise na condição final. ....	103

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1: Tipos de ruptura registrados em diferentes tipos de barragens.....	20
Tabela 4.1-1: Artigos científicos analisados e principais informações sobre os casos de estudo relatados.....	26
Tabela 5-1: Relação entre métodos de análise e situações para retroanálises de taludes de barragem. ....	30
Tabela 8-1 - Sondagem a percussão realizada na área de interesse da Campanha de 2017. ....	50
Tabela 8-2 - CPTus realizados na área de interesse da Campanha de 2017. ....	50
Tabela 8-3 - Amostras do tipo Shelby retiradas no reservatório da Campanha de 2017. ....	50
Tabela 8-4 - Amostras do tipo bloco retiradas na crista da Campanha de 2017. ....	51
Tabela 8-5 – Sondagens realizadas para instalação de piezômetro – Campanha de 2018. ....	52
Tabela 8-6 - Sondagem a percussão realizada na área de interesse da Campanha de 2018. ....	52
Tabela 8-7 - CPTus realizados na área de interesse da Campanha de 2018. ....	53
Tabela 8-8 - Amostras deformadas e indeformadas coletadas.....	53
Tabela 8-9 - Sondagem a percussão realizada na área de interesse da Campanha de 2019. ....	54
Tabela 9-1 - Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação.....	61
Tabela 9-2 - Resumo dos índices físicos obtidos nos ensaios de laboratório. ....	62
Tabela 9-3 – Resumo dos parâmetros de resistência do aterro com base no ensaio triaxial.....	63
Tabela 9-4 - Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação das amostras retiradas da pilha.....	65
Tabela 9-5 – Resultado do ensaio de Massa Específica Real dos Grãos. ....	66
Tabela 9-6 – Resultado do ensaio de Teor de Umidade.....	66
Tabela 9-7 – Resultado do ensaio de Limites de Atterberg. ....	66
Tabela 9-8 – Resultado do ensaio triaxial CU sat.....	67
Tabela 9-9 – Relação de ensaios realizados no rejeito de bauxita.....	68

Tabela 9-10 – Resistência não drenada do rejeito, obtida com Vane Test. ....	68
Tabela 9-11 – Resultado do ensaio de teor de sólidos das amostras de rejeito. ....	69
Tabela 9-12 – Resultados dos ensaios de HCT realizados nas amostras de rejeito. ....	70
Tabela 9-13- Resultados dos ensaios de limite de contração realizados nas amostras de rejeito. ....	70
Tabela 9-14 – NSPT médio de cada camada da seção. ....	73
Tabela 9-15 – Valores de coesão. ....	74
Tabela 9-16 – Coesão das argilas. ....	75
Tabela 9-17 – Coeficiente $\alpha$ . ....	75
Tabela 9-18 – Coeficiente K (Mpa). ....	76
Tabela 9-19 – Módulo de elasticidade médio de cada camada calculado pela proposição de Teixeira e Godoy, 1996. ....	76
Tabela 10-1: Parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade adotados nas análises. ....	85
Tabela 10-2: Valores de Cc encontrados para os materiais. ....	87

## LISTA DE SÍMBOLOS

$E$  — Módulo de elasticidade

$S_u$  — Resistência não drenada

$\gamma$  — Peso específico do solo

$G_s$  — Peso específico dos grãos

$e$  — Índice de vazios

$w$  — Teor de umidade

$\sigma_1$  — Tensão principal maior

$\sigma_3$  — Tensão principal menor

$\sigma'$  — Tensão efetiva

$p'$  — Tensão média efetiva

$q$  — Desvio de tensões

$K$  — Módulo volumétrico

$OCR$  — Overconsolidation Ratio (razão de sobreadensamento)

$\varphi$  — Ângulo de atrito interno

$\lambda$  — Inclinação da linha de compressão normal (NCL)

$\kappa$  — Inclinação da linha de recompressão elástica

$\psi$  — Estado de dilatância

$\nu$  — Coeficiente de Poisson

$\mu$  — Coeficiente de atrito

$\rho$  — Massa específica

*MEF* — Método dos Elementos Finitos

*MEL* — Método do Equilíbrio Limite

*FS* — Fator de Segurança

*HCT* — Ensaio Hidroconsolidômetro Triaxial

*CPT<sub>u</sub>* — Cone Penetration Test com medição de poropressão

*CIU* — Ensaio triaxial adensado e não drenado

*CSR* — Cyclic Stress Ratio (razão de tensões cíclicas)

## **AGRADECIMENTOS**

A realização deste trabalho foi possível em razão do incentivo e colaboração de pessoas incríveis, de forma direta ou indireta. Agradeço primeiramente a Deus, à minha mãe, pelo incentivo na jornada acadêmica e nas orações. Ao meu pai e à minha avó que, debaixo de muito sol, me fizeram chegar até aqui, na sombra. Ao meu irmão, à minha madrinha e à minha prima, por estarem comigo nos momentos mais difíceis.

À Karina e à Maria Luiza, que são e serão eternamente meu abrigo e fortaleza, obrigada por me ajudarem em todos os dias dessa jornada.

Ao meu parceiro de vida, que me apoiou e renovou minhas forças sempre que eu precisei. Você é um exemplo de pesquisador para mim.

Ao Prof. Paulo Maia, pelas oportunidades, orientação e paciência ao longo do curso.

À minha eterna dupla, André Marques, por ser a melhor companhia que eu poderia ter desde os primeiros dias da graduação, obrigada por cada lágrima transformada em vitória. Aos meus amigos, Tiago Cruz e Nathani Zampirolli pela parceria, pelos incontáveis ensinamentos e todo apoio ao longo desses anos.

Aos meus amigos, em especial a família Escher, por me transmitirem fé e coragem, vocês foram combustível para a minha jornada.

Aos meus grandes amigos, tudo seria muito mais difícil sem a base deles.

Maria Carollina Cordeiro.

## RESUMO

A atividade mineradora representa um marco no desenvolvimento nacional, porém sua prática acarreta impactos socioambientais relevantes. Apesar dos avanços científicos, o Brasil vivenciou, nos últimos anos, o colapso de duas grandes barragens de rejeito, o que resultou no endurecimento da legislação, especialmente quanto aos critérios mínimos de estabilidade. Nesse contexto, esta pesquisa tem como objetivo realizar uma retroanálise e comparar diferentes métricas de segurança, em particular, o Fator de Segurança (FS) obtido pelo Método do Equilíbrio Limite e o Strength Reduction Factor (SRF) obtido via Método dos Elementos Finitos, aplicadas a um talude de reservatório de rejeito de bauxita. O estudo baseia-se em um caso real de uma estrutura com margens de segurança insatisfatórias, utilizando modelagem numérica bidimensional em estado plano de deformação, validada por medições de deslocamentos obtidas por instrumentação geotécnica. Duas abordagens de inicialização do modelo foram consideradas: com e sem o histórico de etapas construtivas. A retroanálise permitiu compreender o desenvolvimento do comportamento geomecânico da seção analisada, identificando a distribuição de tensões, deformações e as zonas de deslocamentos mais significativos, que indicam o provável mecanismo de ruptura. A comparação entre os métodos revelou diferenças sistemáticas entre o FS e o SRF, tanto na condição inicial quanto na condição final da estrutura, permitindo avaliar a consistência entre as abordagens e a sensibilidade dos resultados à representação numérica do comportamento do maciço. Os resultados oferecem subsídios importantes para a interpretação integrada de margens de segurança e para a definição de estratégias de estabilização mais adequadas, contribuindo para o aumento da segurança operacional na atividade mineradora.

Palavras-chave: Retroanálise, modelagem numérica, análise determinística.

## 1. INTRODUÇÃO

A mineração compreende um conjunto de atividades que objetivam transformar recursos naturais em benefícios econômicos e sociais e constitui uma das principais atividades econômicas do nosso país. Segundo *Beirigo (2005)*, o Brasil é um dos maiores produtores de minério do mundo, já que detém várias reservas minerais.

Dados recentes mostram que a indústria extrativa mineral tem sido responsável por 2,3% do *Produto Interno Bruto (PIB)* nacional, tendo apresentado desenvolvimento econômico superior se comparado ao PIB do setor industrial e até mesmo se comparado ao PIB total do Brasil (*IBRAM, 2020*).

Apesar da atividade mineradora representar um marco no desenvolvimento nacional, é sabido que os impactos causados pela exploração mineral são negativos. O resíduo proveniente dessa extração, conhecido como rejeito de mineração, não pode ser reaproveitado ou descartado com facilidade, sendo necessária uma destinação para esse material.

Dentre as possibilidades, estão as pilhas, as barragens e os *ponds*, que são lagoas ou reservatórios construídos para diversas finalidades dentro do contexto da mineração, entre eles, armazenar os rejeitos sólidos e líquidos produzidos durante o processamento do minério.

Segundo o *IBRAM (2016)*, a técnica mais comum para a disposição de rejeitos consiste em uma contenção hidráulica (diques ou barragens). O confinamento da água proveniente do processo de beneficiamento na mineração é um dos principais problemas deste tipo de disposição.

Com o aumento da exploração, o *Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2012)* aponta que a produção de resíduos aumentou, enquanto as áreas disponíveis para a disposição desses materiais reduziram significativamente. Como resultado, há o desenvolvimento de projetos de engenharia que possibilitam diferentes configurações para esse tipo de estrutura.

Apesar do avanço científico no tema e do crescente desenvolvimento de *softwares* que auxiliam nos projetos e análises, a ruptura de estruturas de contenção de rejeito continua ocorrendo pelo mundo. Nos últimos 8 anos, o Brasil vivenciou o colapso de duas barragens desse tipo, as barragens de Mariana e Brumadinho.

O colapso de uma barragem pode levar a danos irreparáveis que se estendem desde danos à estrutura, contaminação da água e do solo, podendo levar à perda de vidas, como nos dois casos acima referidos.

A Figura 1-1 ilustra o cenário após o rompimento da barragem da Brumadinho, localizada em Minas Gerais, no ano de 2019 com a equipe do Corpo de Bombeiros do estado na procura pelas vítimas.



Figura 1-1: Acidente em Brumadinho, Minas Gerais, 2019.

Fonte: Agência Brasil/ EBC

Com isso, ocorreu uma rigidez da legislação, principalmente em relação aos critérios de estabilidade aceitáveis. Dentre os vários exemplos, está a proibição da técnica construtiva de alteamento a montante.

Tais restrições legislativas fazem com que a comunidade técnica busque alternativas que atendam aos padrões de segurança. Assim, os estudos sobre a estabilidade das estruturas de contenção de rejeitos são de suma importância para continuidade da extração mineral com segurança e economia.

Dentre os métodos de estudo desses mecanismos está a retroanálise, que visa compreender as falhas estruturais, reconstruir cenários reais e, quando aplicável, propor soluções.

A retroanálise, como sugerido pelo nome, consiste em ajustar um modelo computacional ou analítico até que seus resultados reproduzam o comportamento observado em campo. De acordo com Duncan (2000), esse processo permite identificar parâmetros críticos responsáveis pela instabilidade e verificar a adequação das hipóteses assumidas em projetos.

Ainda, em análises de estruturas deste tipo, deve-se atentar ao modelo de entrada. A consideração do faseamento construtivo, ou seja, a simulação das etapas de construção e operação da estrutura ao longo do tempo mostra resultados mais realistas e condizentes com o comportamento observado em campo.

Considerar, no modelo, apenas a configuração final da estrutura pode levar a interpretações equivocadas sobre a distribuição de tensões, deformações acumuladas e evolução da poropressão no maciço e reservatório.

O faseamento permite incorporar os efeitos históricos de carregamento, adensamento progressivo e dissipação de poropressões, aspectos relevantes em barragens construídas com materiais compressíveis, como o rejeito, que possui comportamento dependente do tempo.

Considera-se, então, que essa pesquisa tem como objetivo geral fazer uma retroanálise e uma análise probabilística de um reservatório de rejeito de bauxita por meio de análises baseadas em modelos numéricos.

Desse modo, a revisão bibliográfica vai abranger os seguintes aspectos:

- I. Estruturas de contenção e armazenamento de rejeito: visando mostrar as principais estruturas, suas finalidades, classificação e possíveis causas de falhas, tópicos que serão importantes para embasar o estudo.
- II. Aplicação de modelos numéricos em estruturas de contenção e armazenamento de rejeito: associada ao trabalho, propondo uma revisão sobre os modelos numéricos aplicados em estruturas de rejeito.
- III. Retroanálise: buscando dados da bibliografia e entendendo a aplicabilidade das análises determinísticas e probabilísticas para casos como o estudado.
- IV. Análise da influência do faseamento na modelagem numérica de barragens: visando analisar a influência da simulação da construção da estrutura no deslocamento acumulado no estágio atual.

## 2. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

O projeto de pesquisa propõe uma retroanálise de um talude de um reservatório de contenção de rejeito, a fim de identificar possíveis regiões em que há maiores tensões e deslocamentos e entender o comportamento geomecânico da estrutura por meio de análises baseadas em modelos numéricos. Os objetivos específicos são:

- Caracterização geotécnica e estatística dos parâmetros geotécnicos;
- Validação de um modelo constitutivo representativo para um talude de um reservatório de rejeito de bauxita;
- Realização de uma retroanálise determinística da estrutura com base na instrumentação;
- Análise a influência da modelagem da construção da barragem em detrimento da situação final.

Assim, o principal objetivo do trabalho é, por meio da retroanálise de um caso de estudo, analisar o comportamento geomecânico de um reservatório de rejeito. Adicionalmente, como apêndice (Apêndice G) neste documento, consta uma análise probabilística da estrutura em dois momentos: antes da implementação das bermas de reforço e na configuração final. Essa análise tem como propósito complementar a avaliação determinística, quantificando o nível de confiabilidade associado aos fatores de segurança obtidos e estimando a probabilidade de ruptura em cada condição. Dessa forma, busca-se compreender, de forma mais abrangente, a influência das incertezas dos parâmetros geotécnicos no desempenho global da estrutura e a efetividade das medidas de reforço implementadas.

A pesquisa busca entender os mecanismos de instabilidade potencial por meio da comparação entre os dados de deslocamentos observados em campo e resultados numéricos simulados, de modo a aprimorar a confiabilidade das análises de segurança em estrutura deste tipo. Ao empregar métodos estatísticos à modelagem, obtém-se uma representação mais realista do comportamento do maciço e da evolução das condições críticas em função do tempo.

O trabalho se justifica, sobretudo, pela capacidade de integrar dados reais observados em campo com modelagens numéricas que incorporam a variabilidade estatística dos parâmetros geotécnicos. Essa abordagem permite identificar os

principais fatores que influenciaram o comportamento passado da estrutura, além de estimar o comportamento da estrutura ao longo do tempo e sob diferentes cenários.

Ainda, os resultados contribuem significativamente para a melhoria das práticas de monitoramento, projeto e gestão de risco em estruturas de contenção e armazenamento de rejeito.

### **3. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E ARMAZENAMENTO DE REJEITO**

Existem três métodos de disposição de rejeitos: a céu aberto, ou subterrâneo. Contudo, sabe-se, que uma das principais fontes de degradação ambiental provenientes das atividades de mineração é a disposição inadequada de rejeitos resultantes do processo de beneficiamento (*Lozano, 2006*).

A disposição de rejeitos a céu aberto é o método mais comum atualmente em função da sua praticidade, no entanto, é um método reconhecido por seu alto potencial de degradação ambiental. Na disposição subterrânea, o rejeito é injetado no solo para preencher cavidades resultantes da extração mineral, no entanto, o método não é comumente aplicado em função de sua viabilidade econômica - acarreta um alto custo apesar de causar menor impacto ambiental. Já a disposição de rejeito subaquática é raramente empregada em função de sua viabilidade técnica; o método tem um impacto significativo nos ecossistemas aquáticos, frequentemente irreversível, tornando-se inviável para grande parte das empresas (*Lozano, 2006*).

Nesse sentido, conforme mencionado por *Fernandes (2017)*, as formas para disposição de rejeitos a céu aberto podem ser assim categorizadas: lançamento em reservatórios (barragens de contenção de rejeito), aterro drenado (empilhamento drenado), rejeitos desaguados e empilhados, rejeitos espessados e em pasta (co-disposição) e utilização de tubos de geotêxtil de alta resistência (*geobags*). Essas técnicas são discutidas de maneira geral, mas têm a capacidade de serem combinadas entre si, visando à criação de um sistema de disposição mais eficiente que possa ser adaptado às particularidades de cada projeto.

As barragens são estruturas projetadas com diversas finalidades, entre elas estão o acúmulo de água, seja para abastecimento público ou industrial, geração de energia elétrica, acúmulo de resíduos provenientes de atividades humanas ou industriais, como o rejeito, entre outras.

A classificação das barragens pode ser dada em função de diferentes critérios como o material de construção, o método construtivo, a finalidade e a função. Dentre os materiais de construção estão o concreto, o enrocamento, terra (solo) e ainda o rejeito e, a escolha do material de barragem depende das condições locais, da finalidade da estrutura e das características geológico-geotécnicas do local.

O método construtivo da barragem, assim como o material, varia em função de algumas características. Para o caso de barragens de rejeito, por exemplo, os métodos construtivos incluem o método de alteamento por montante, jusante ou linha de centro.

Uma outra configuração possível para essas estruturas são as barragens de terra para contenção de rejeitos, construídas com a finalidade de conter os resíduos sólidos resultantes do processo de beneficiamento de minérios. A principal função da estrutura é evitar a dispersão do rejeito no meio ambiente, prevenindo impactos ambientais negativos.

As pilhas de rejeitos consistem no empilhamento desses materiais depositados em áreas designadas, geralmente, por questões de logísticas, próximas à área de mineração. O processo de construção de uma pilha envolve o empilhamento controlado do rejeito, que é descarregado em camadas e compactado para melhor aproveitamento do espaço e maior estabilidade da estrutura.

Nesse método, é necessário que haja um sistema de drenagem interna eficiente, responsável por liberar a água proveniente do processo de beneficiamento. Em relação às demais possibilidades de estruturas, as pilhas apresentam uma boa capacidade de suporte.

Além disso, a disposição em pilhas oferece uma configuração mais segura para o método de alteamento a montante, uma vez que promove uma boa capacidade de drenagem, auxiliando no processo de compactação do rejeito. Isso resulta em um baixo risco em termos de segurança e impacto socioambiental, pois em caso de ruptura, devido à condição do rejeito (baixa umidade), a massa carregada não se deslocará por grandes distâncias, o que reduz consideravelmente o potencial de danos.

Outra possível configuração de estrutura são os *ponds* ou lagoas de rejeitos, que são reservatórios construídos para armazenar os rejeitos líquidos gerados durante as operações de mineração.

Ademais, podem ser utilizados para armazenar água contaminada, efluentes do processamento, soluções de lixiviação, entre outros resíduos líquidos. Esse tipo de estrutura deve ser projetada com um sistema de drenagem eficiente, além de revestimentos impermeáveis, para evitar o vazamento e contaminação do solo e das águas subterrâneas.

Independentemente do tipo de estrutura de contenção ou armazenamento de rejeito, a estabilidade é uma consideração crítica seja no projeto, seja na construção ou na operação dessas estruturas, podendo ser influenciada por diversos fatores. Portanto, reforça-se a importância dos estudos com possibilidades que assegurem maiores estabilidades.

Buscando entender melhor os mecanismos de ruptura das barragens, é feita uma revisão sobre as principais causas de falha e, entre elas estão a erosão interna (ou *piping*), o galgamento e a liquefação.

A erosão interna, conhecida como “*piping*” é uma das causas mais comuns de rompimento de barragens. É um processo em que se desenvolve um tubo de escoamento preferencial devido à percolação de água no maciço. As falhas resultantes do *piping* são eventos causados pela erosão regressiva, em que uma geometria similar a um tubo é formada pelo transporte de partículas, movendo-se de jusante para montante do maciço de solo compactado.

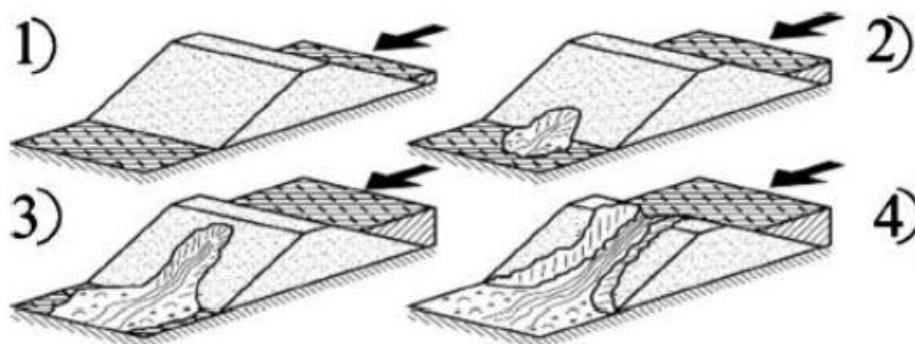


Figura 3-1: Representação da evolução de uma ruptura por piping. (Gregoretta, Maltauro e Lanzoni 2010)

A análise e o controle da percolação são desafios enfrentados pelos engenheiros, portanto, é importante desenvolver soluções que possam ser aplicadas na fundação ou maciço da barragem. Tais medidas visam garantir a segurança da estrutura, interceptando o fluxo da água e direcionando-a de maneira controlada.

Uma solução para esse problema de cunho geotécnico é a utilização de sistema de drenagem interna que têm, entre suas funções principais, a retenção e a permeabilidade. Em barragens de médio ou grande porte, os drenos são fundamentais para controlar de maneira eficiente o escoamento.

Assim, segundo *Silva (2016)*, aspectos determinantes como o nível de compactação do solo, a mensuração apropriada dos sistemas de drenagem interna, bem como interpretação dos parâmetros geotécnicos são de suma importância no processo de formação do *piping*.

A formação do *piping*, conforme descrito por *Monte-Mor (2004)*, é identificada como a principal complicação enfrentada por barragens de terra. Portanto, esse fenômeno é utilizado como critério para estabelecer planos de emergência (PAE) e para otimizar a capacidade de vazão em relação ao pico das ondas de inundação.

Já o galgamento, outro mecanismo de falha recorrente em barragens, ocorre quando a água ultrapassa o ponto mais alto da barragem, devido à formação de ondas nos reservatórios, em alguns casos, ocasionadas por eventos sísmicos.

Segundo *Jónatas (2013)*, a localização exata da parte vulnerável de uma barragem é incerta, mas geralmente, o escoamento se concentra na região central, onde a água atinge sua altura máxima durante o galgamento. Presume-se, portanto, que a ruptura possa se iniciar nessa área. Contudo, uma compactação inadequada do solo em qualquer parte da zona de aterro pode resultar em uma área frágil, propiciando a formação de brechas na estrutura.

O galgamento pode estar associado, ainda, à má funcionalidade do sistema extravasor, que pode levar à ruptura da barragem, segundo *Lauriano (2009)*. Com isso, a nova Resolução ANM 95 exige que o sistema extravasor tenha uma borda livre de, no mínimo, 1 metro.

Tabela 3-1: Tipos de ruptura registrados em diferentes tipos de barragens.

Tipo de Ruptura	Aterro	Gravidade	Com reforço	Arco	Múltiplos arcos
Deslizamento	X	X	X	-	-
Piping	X	X	X	X	X
Tombamento	-	X	-	X	
Galgamento	X	X	X	X	X
Rebaixamento rápido	X	-	-	-	-
Erosões internas	X	X	X	X	X

Fonte: Modificado de A. Atallah (2002)

Outro mecanismo de falha amplamente conhecido, e em evidência depois dos últimos acontecimentos, é a liquefação, fenômeno pelo qual o solo que compõe um maciço da barragem perde a resistência devido à saturação, resultando em uma condição semelhante a um líquido.

A liquefação é frequentemente associada a eventos sísmicos, no qual a vibração no solo pode induzir o aumento da poropressão no interior do solo, reduzindo a resistência efetiva do material.

O tratamento e a interpretação dos parâmetros geotécnicos podem dar uma previsão do comportamento do material que podem auxiliar na análise da susceptibilidade liquefação. Um ponto que pode ser analisado é a verificação do comportamento contrátil do material, associado a demais análises, pode ser um indicativo do potencial de liquefação do solo saturado.

Vale ressaltar que, antes de qualquer projeto, devemos nos atentar às normas e legislações vigentes atualizadas, à realização de uma interpretação concisa dos parâmetros envolvidos na análise e à representatividade do modelo na situação em questão.

#### **4. MODELAGEM NUMÉRICA**

Um modelo numérico busca representar matematicamente um processo físico real e, portanto, permite entender como esses processos se desenvolvem. Para o caso de uma modelagem de solo, o modelo busca representar o comportamento real do solo por meio de hipóteses matemáticas simplificadas.

Dentre as possibilidades com a modelagem numérica, estão a previsão de valores quantitativos de campo, a comparação de alternativas e a visualização e, portanto, o entendimento do processo e como ele se desenvolve.

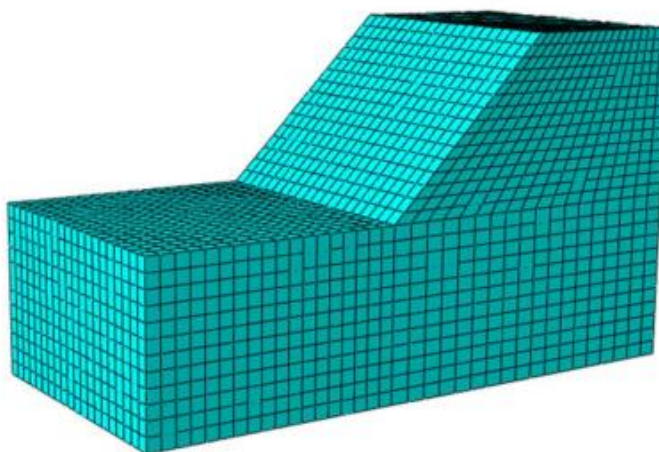


Figura 4-1: Modelo de malha unitária de barragem de contenção de rejeitos.

Fonte: Du et al., (2022)

Especificamente, para estruturas de contenção ou armazenamento de rejeito, essas análises podem ocorrer no sentido de criar soluções de reforço de uma barragem, analisar uma zona potencial de ruptura e ainda analisar a inclinação necessária do talude de corte como citado por *Parra (1985)*.

Ainda, a modelagem numérica pode ajudar a entender como um evento ocorreu e quais são as possíveis causas que o levaram a ocorrer, como é o caso da retroanálise. De acordo com *Nassirzadeh (2024)*, a retroanálise tem sido um meio representativo para identificar os parâmetros físicos e mecânicos de maciços rochosos e de solo.

#### **4.1 MÉTODOS DE ANÁLISE NUMÉRICA USADOS NA MINERAÇÃO**

Na mineração, a complexidade do comportamento do maciço (solo, rocha, rejeito) marcada pela heterogeneidade e descontinuidade, por carregamentos dinâmicos, drenagem e grandes deformações exige análises elaboradas.

De acordo com *Aguilera (2009)*, o Método de Equilíbrio Limite (MEL) destaca-se como um dos métodos de análise de estabilidade em projetos de mineração. Esse método permite determinar o fator de segurança do talude, utilizando as propriedades de resistência dos materiais e proporcionando a visualização da zona potencial de ruptura, o que facilita a interpretação dos resultados.

No entanto, o MEL envolve certas limitações, podendo-se destacar os mecanismos de ruptura que são, em sua maioria, simplificados, além de considerar a análise como puramente estática.

No geral, as análises feitas por equilíbrio limite buscam verificar a resistência do maciço frente às solicitações que podem ocasionar deslocamentos e até ruptura da estrutura por meio do fator de segurança, conforme a relação:

$$FS = \frac{R}{\tau}$$

Sendo FS o fator de segurança, R a resistência do maciço e  $\tau$  a solicitação, ou seja, a relação de tensões cisalhantes.

No MEL, considera-se que o FS é contínuo ao longo da superfície potencial de ruptura e o solo é considerado como um material rígido, perfeitamente plástico, onde as tensões são uniformemente distribuídas e os mecanismos de falha são relativamente simples.

No modelo, são introduzidas condições iniciais do maciço, como as tensões às quais está submetido, o nível d'água, além das condições de contorno. Um dos principais objetivos deste tipo de modelagem é identificar possíveis regiões com maiores tensões e deslocamentos no maciço.

Especificamente para o caso de modelagem de estabilidade de taludes, o método apresenta outra limitação: a incapacidade de considerar a variabilidade dos parâmetros dos materiais. A bibliografia mostra que também são utilizados métodos de análise probabilística, como Monte Carlo, por exemplo, para considerar tal variação. O método de Monte Carlo faz o uso de resultados aleatórios de uma determinada amostragem e busca determinar a probabilidade de ocorrência.

Outro método amplamente utilizado na modelagem de barragens é o Método dos Elementos Finitos (MEF) e se destaca, frente ao MEL, principalmente, devido à capacidade de realizar análises de tensões e deformações em diferentes partes da estrutura a ser estudada, permitindo avaliações detalhadas de sua resposta estrutural sob diferentes condições de carregamento.

O MEF admite, ainda, a representação eficiente de geometrias complexas, com diferentes formas e dimensões, o que é crucial ao lidar com as características específicas da topografia envolvida nesses tipos de projeto.

Os dados de entrada para a representação da estrutura no MEF variam de acordo com as situações e as interpolações previamente estabelecidas. O programa realiza um conjunto de equações algébricas que retornam uma solução aproximada do problema. Nesse tipo de modelagem, o fator de segurança é calculado de forma indireta por meio da redução progressiva dos parâmetros de resistência ou pelo aumento progressivo da solicitação até a ruptura do talude.

Dessa forma, o fator de segurança global é igual ao fator pelo qual os parâmetros de resistência são reduzidos, de maneira que o modelo não apresente grandes deformações. A bibliografia mostra que este valor tende a ser próximo ao valor calculado pelo MEL. No MEF, entretanto, as superfícies de ruptura não são representadas diretamente, porém, são associadas à zona de plastificação definida pela função de escoamento dos materiais.

Em termos comparativos, o MEF oferece maior detalhamento espacial, análise transiente, materiais não lineares, mas exige dados constitutivos robustos e processamento mais lento. Já o MEL tem entrada reduzida de parâmetros e resultados rápidos, mas não representa deformações e efeitos no histórico da construção, fator crítico para barragem de rejeito com incrementalidade construtiva.

Quanto à prática recente, estudos em taludes de barragens têm demonstrado que o MEF, usado com modelos constitutivos elasto-plástico avançados e análises transientes, pode prever deformações e ajustes operacionais, validando com informações de campo. O MEL, por sua vez, é uma ferramenta de avaliação preliminar e mais rápida, no entanto, apesar disso, permite simular cenários um pouco mais elaborados como por exemplo sismo (também representado no MEF). No entanto, o uso isolado do MEL em estruturas complexas de depósito de rejeitos pode subestimar riscos, sendo ideal integrá-lo ao MEF para complementar análises e corroborar resultados.

## 4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS

Tanto para análises por Elementos Finitos quanto para análises por Equilíbrio Limite, faz-se necessário escolher o modelo constitutivo que represente o material a ser analisado.

Essencialmente, os modelos constitutivos são expressões matemáticas que descrevem a relação entre os esforços e deformações nos materiais, considerando fenômenos como elasticidade, plasticidade, adensamento e ruptura.

A seleção do modelo que melhor representa o material analisado depende, fundamentalmente, das características do solo, das condições de carregamento, do nível de tensão atuante, do grau de saturação, do tipo de análise pretendida (drenada ou não drenada, estática ou dinâmica, de curto ou longo prazo).

Assim, os modelos constitutivos do solo são as ferramentas matemáticas que buscam representar o seu comportamento frente às condições de carga, deformação e tempo. A modelagem do solo é particularmente complexa devido ao comportamento do material que é não linear, anisotrópico e dependente do histórico de tensões, diferente de outros materiais.

A classificação dos modelos constitutivos varia em função de sua complexidade ou precisão necessária. Dentre os modelos, estão os modelos elasto-plásticos:

**Modelos Elasto-Plásticos:** como sugerido pelo nome, o modelo elasto-plástico considera que o solo apresenta comportamento elástico (deformações reversíveis) até um certo ponto e, a partir deste ponto, as deformações são plásticas, ou seja, não-reversíveis. Um exemplo deste modelo é o Mohr-Coulomb, que considera a resistência ao cisalhamento do solo em termos de coesão e ângulo de atrito.

Em análises mais simples, são considerados modelos mais simples, como Mohr-Coulomb, em função da facilidade de calibração e boa representação em análises preliminares e de certos tipos de materiais.

*Geppeti et al. (2015)* analisaram 15 artigos científicos publicados entre os anos de 2010 e 2020 sobre modelagem de taludes de barragem, consolidaram as principais características das análises e verificaram os modelos usados em cada um dos trabalhos. De acordo com *Geppeti et al. (2015)*, um dos modelos constitutivos mais

utilizados para análises de solos não-liquefáveis é Mohr-Coulomb, como mostra a Tabela 4.1-1.

Tabela 4.1-1: Artigos científicos analisados e principais informações sobre os casos de estudo relatados.

n.	Year	Authors	Tailings facility name/location	Construction method	Stability analysis conditions	Analysis dimensions	Software	Type of analysis	Constitutive model for liquefiable materials	Constitutive model for non liquefiable materials
1	2010	Ghahreman Nejad et al.	Bobadil - Tasmania	Upstream	Seismic	2D	Flac	FDM	Fynn-Byrne	Mohr-Coulomb
2	2010	Liang et al.	Australia	Upstream and Downstream	Seismic	2D	Plaxis	FEM		Mohr-Coulomb
3	2011	Chakraborty et al.	India	Downstream	Static and Seismic	2D	Flac	FDM	Fynn-Byrne	Mohr-Coulomb
4	2011	Meisheng et al.	China	Upstream	Seismic	2D			Fynn-Byrne	Mohr-Coulomb
5	2011	Wang et al.	Xiangyun - China	Upstream	Seismic	2D	Flac	FDM	Fynn-Byrne	Mohr-Coulomb
6	2014	Ishihara et al.	1)Takasega mori 2)Kayakari- Japan	Upstream	Seismic	2D				
7	2015	Barrero et al.			Seismic	2D	Flac	FDM	SANISAND	Mohr-Coulomb
8	2015	Xu et al.	Lingshan - China	Upstream	Seismic	2D	QUAKE/W	FEM	linear equivalent	
9	2017	Świdziński	Żelazny Most - Poland	Upstream	Seismic	1D			C/L model	
10	2017	James et al.	Canada		Seismic	1D	Flac	FDM	UBCSAND	
11	2017	Kalsnes et al.				2D				User defined Mohr-Coulomb
12	2017	Zardari et al.	Aitik - Sweden	Upstream	Seismic	2D	Plaxis	FEM	UBCSAND	Mohr-Coulomb
13	2018	Naeini et al.	Sungun - Iran	Centerline	Seismic	2D	SIGMA/W - QUAKE/W	FEM	linear equivalent	Mohr-Coulomb
14	2019	Vargas	Mexico	Upstream / Downstream	Seismic	2D	QUAKE/W	FEM	linear equivalent	
15	2020	Sottile et al.		Upstream	Satic	2D	Plaxis	FEM	(HSS)	Mohr-Coulomb

Fonte: *Gepetti et al., (2015)*

Em situações mais complexas, modelos avançados como Hardening Soil, Cam-Clay Modificado e Soft Soil são considerados. Esses modelos buscam representar situações que modelos mais simples não são capazes de representar, como adensamento dependente do tempo e ruptura progressiva.

De acordo com o Plaxis (2023), o modelo Soft Soil é frequentemente empregado na simulação de solos sedimentares e rejeitos de mineração, em função da sua capacidade de representar o comportamento de consolidação e plastificação simultaneamente.

A opção por modelos mais sofisticados, no entanto, demanda um número maior de parâmetros, geralmente obtidos em ensaios laboratoriais específicos, como oedométricos, triaxiais, entre outros.

Nesse sentido, devem-se considerar, para a escolha, as informações disponibilizadas sobre os materiais a serem analisados, uma vez que modelos mais complexos exigem uma maior variedade de parâmetros de entrada que podem não estar disponíveis.

Como o maciço analisado é heterogêneo, foi necessário analisar, além das informações disponíveis, o modelo que melhor ilustra o comportamento de cada material individualmente.

Por se tratar de uma estrutura de contenção de rejeito, verificaram-se, na bibliografia, os modelos usados para análises com este tipo de material e como o comportamento deve ser representado.

Nos últimos anos, modelos mais sofisticados como NorSand, Cam-Clay Modificado, entre outros, têm sido desenvolvidos para simular o comportamento não-linear e frágil observado em determinados tipos de solo, como, por exemplo, o rejeito. Cabe ressaltar, entretanto, que alguns desses modelos não permitem a definição do SRF.

A necessidade de simulação, não só do comportamento do material, mas de condições em que este está submetido traz a necessidade de desenvolvimento e adaptação de modelos cada vez mais complexos. Por exemplo, *Sottile et al., (2020)* empregaram o modelo NGI-ADPSOFT para simular a liquefação estática em empilhamento por montante: o modelo considera anisotropia e o estrangulamento pós-pico, em uma situação específica e, ao mesmo tempo, recorrente.

A bibliografia revela, ainda, que estudos comparativos realizados no Plaxis mostram que o modelo CASM, juntamente com o NorSand e o HSS representam, com maior fidelidade, os efeitos de tensões iniciais e a fragilidade para os rejeitos de ouro.

No entanto, *Geppetti et al. (2023)* enfatizam que a calibração de modelos mais sofisticados para rejeitos de mineração necessita de parâmetros que, embora fundamentais, não podem ser obtidos por ensaios convencionais e realizados por padrão.

Assim, observa-se que à medida que a sofisticação aumenta, cresce também a dependência de dados para calibração. Muitos dos modelos anteriormente citados exigem parâmetros que só podem ser inferidos por ensaios especializados (como triaxiais especiais, por exemplo), que nem sempre estão disponíveis.

Segundo *Halliday et al. (2023)*, modelos clássicos e considerados mais simples como Mohr-Coulomb e Cam-Clay Modificado não representam de maneira assertiva processos como a liquefação de rejeitos, enquanto modelos mais complexos, como

NorSand, são capazes de representar, porém dependem de um número grande de ensaios para calibração.

No entanto, *Faria et al. (2023)* apontam a escassez de dados consolidados do estado inicial (OCR, variação volumétrica) e de módulo de cisalhamento, o que compromete a convergência dos modelos numéricos e a confiabilidade dos resultados.

Adicionalmente, *Silva & Bernardes (2021)* enfatizam que a ausência de dados completos inviabiliza a aplicação eficaz de retroanálises probabilísticas e a realização de estudos de sensibilidade, essenciais para mapear as incertezas. De fato, as análises probabilísticas só são confiáveis quando as variáveis críticas são conhecidas com alguma precisão.

A Figura 4.1-1 ilustra a diferença entre a magnitude do deslocamento máximo obtido para o cenário de final de construção com uma diferença de 8 cm entre os modelos de CASM e Norsand.

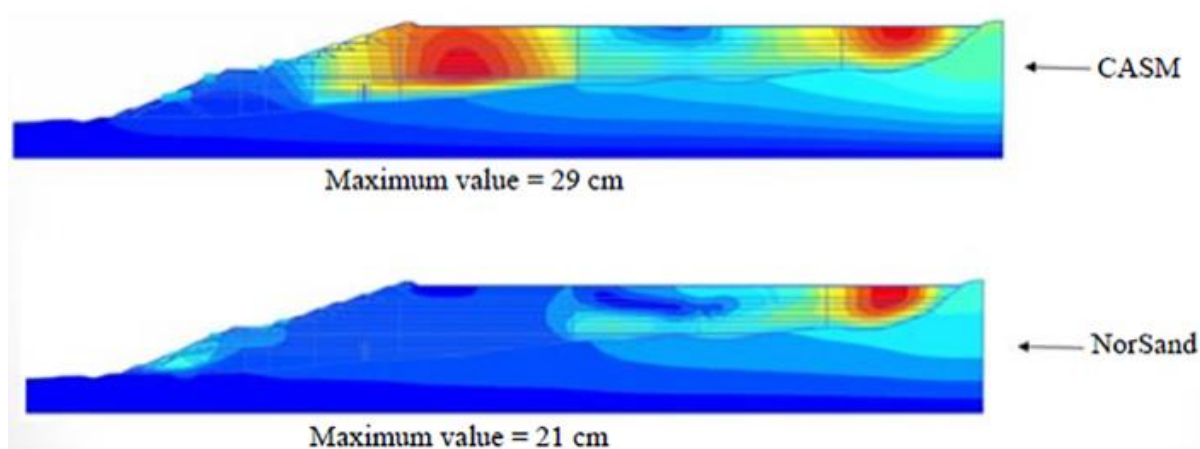


Figura 4.1-1: Diferença no deslocamento entre os modelos CASM e Norsand.

Fonte: *Sieira et al., 2024.*

A consequência desse cenário é uma relação entre a complexidade e a robustez de forma que os modelos mais simplificados demandam menos dados, mas falham em determinadas simulações; por outro lado, modelos mais complexos exigem calibração intensiva e ensaios especializados.

Dessa forma, para mitigar tais limitações, recomenda-se a combinação entre estratégias probabilísticas, retroanálise de dados documentados, otimização

paramétrica e coleta sistemática de dados laboratoriais, visando contornar os desafios e alcançar modelos numéricos confiáveis.

## 5. RETROANÁLISE

A retroanálise é uma ferramenta consolidada quando se trata de compreender taludes de estruturas de rejeito. Por meio da retroanálise, é possível compreender os mecanismos de ruptura e calibrar modelos numéricos representativos para estruturas reais.

A calibração por retroanálise demanda a coleta de dados de campo como perfis topográficos e monitoramento (piezômetros, inclinômetros). Assim, os métodos de análise de estabilidade de um talude são diversos, e, de acordo com *Guidicine e Nieble (1976)* seu refinamento está associado ao nível de informações disponíveis bem como à avaliação das possíveis consequências de ruptura do talude.

Essa análise pode ser feita por métodos determinísticos que consideram o fator de segurança por meio da teoria do equilíbrio limite (MEL), método dos elementos finitos (MEF) ou métodos probabilísticos e semi-probabilísticos que, segundo *Wolle (1980)*, é o primeiro passo para análise de segurança de problemas de cunho geotécnico.

De acordo com *Augusto Filho & Virgilli (1998)*, os métodos analíticos ou determinísticos são os mais utilizados para análise de estabilidade de talude; destacam-se aqueles que utilizam como princípio o equilíbrio limite, as relações de tensão-deformação e as análises probabilísticas.

Cabe destacar, ainda, que a retroanálise enfrenta desafios significativos como a carência de dados diretos, a sensibilidade a hipóteses por condições como saturação, poropressões iniciais, entre outras, o que resulta na necessidade de domínio técnico e cautela interpretativa.

A bibliografia mostra comparações realizadas entre retroanálises determinísticas (com fator de segurança igual a 1, ou seja, condição de ruptura) em função do modelo probabilístico e observa-se que essas análises convergem quando há configurações geométricas simples, contudo, para análises mais complexas, a abordagem probabilística é mais representativa.

Alguns estudos que comparam retroanálises por MEL e por MEF também mostram que a divergência entre os resultados aumenta em função da complexidade das condições e de fatores como: heterogeneidade do maciço, anisotropia e efeitos transientes.

A limitação do MEL tem sido destacada em estudos comparativos. No caso da barragem de rejeito de minério de ferro Fundão (Mariana, 2015), o MEL tradicional (métodos de Bishop ou Spencer) gerou fatores de segurança dentro dos limites normativos, mas a análise determinística MEF identificou zonas saturadas e licenciou a propagação de poropressão elevada—aspectos invisíveis ao MEL

Da mesma forma, uma investigação sobre a barragem de carvão na Romênia conduzida por *Bessa et al. (2021)* indicou que, embora o MEL forneça FS confiáveis para solos homogêneos e estáticos, ele falhou em considerar tensões internas e deslocamentos críticos reproduzidos somente por retroanálise via MEF.

Em análises mais complexas, a retroanálise por MEL tende a subestimar riscos e a bibliografia recomenda uma análise híbrida, por MEL e MEF. Um estudo feito na Barragem do Feijão (*Whittle et al., 2022*) considerou análises por MEL e por MEF e verificou que os mecanismos críticos identificados foram similares. No entanto, efeitos de liquefação estática e poropressão a longo prazo não foram representados pelo MEL, sugerindo uma análise híbrida.

*Singh et al. (2023)* realizaram um estudo comparativo entre os métodos MEL e MEF para um talude de rejeito construído em fases. Observaram que os fatores de segurança estimados pelo MEL são entre 5 e 8% maiores do que os obtidos por MEF em cenários com estratificação e fases transitórias de construção. Destaca-se ainda que para simular as fases de construção, apenas o MEF conseguiu representar adequadamente a influência dos estágios construtivos na estabilidade.

Tabela 5-1: Relação entre métodos de análise e situações para retroanálises de taludes de barragem.

Retroanálise de talude de barragens		
Situação	MEL	MEF
Geometria simples, solo homogêneo	Estimativas confiáveis de FS	Adiciona análise de tensões e deslocamentos
Taludes estratificados, fases de construção	FS superestimado, sem detalhamento histórico	Modelagem mais representativa com faseamento

Retroanálise de talude de barragens		
Risco de liquefação, efeitos de poropressão	Não captura estes fenômenos	Modela liquefação, poropressão e resposta dinâmica

Nesse sentido, a metodologia proposta neste trabalho para a realização de retroanálises utiliza os métodos de análise de estabilidade baseados na teoria do equilíbrio limite, na relação tensão-deformação e nas análises probabilísticas, razão pela qual, nesta revisão bibliográfica, foi dado um enfoque especial para os métodos determinísticos e probabilísticos.

*Sharifzadeh et. al. (2010)* retroanalisaram a ruptura de um talude do Kargar, localizado no centro do Irão por métodos determinísticos por meio do método do Equilíbrio Limite. A análise concluiu que a altura e inclinação do talude, associadas ao peso do material aluvionar e à baixa resistência do maciço rochoso ao cisalhamento, são fatores que contribuíram para a ruptura. Além disso, a saturação do maciço e o sistema de ancoragem inadequado também contribuíram para a instabilidade.

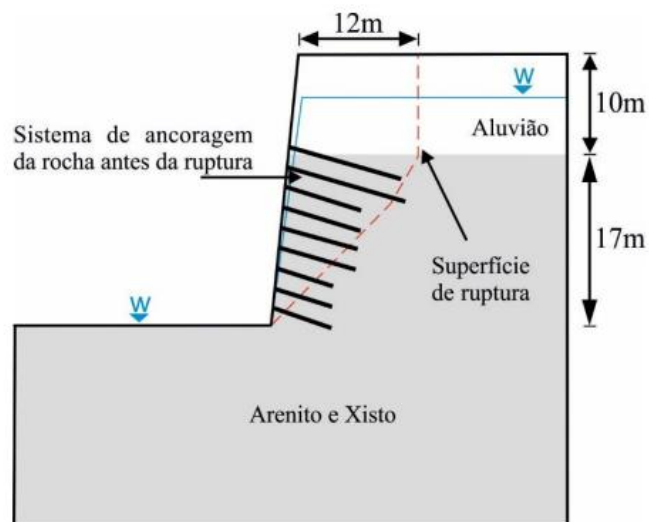


Figura 5-1: Seção transversal retroanalizada (Adaptado de Sharifzadeh et al., 2010).

A retroanálise revela que os parâmetros de entrada usados no projeto foram superestimados, o que também contribuiu para a instabilidade.

Ainda, *Vilhete (2017)* retroanalisou a ruptura do talude de montante da barragem do Açú por métodos determinísticos e probabilísticos considerando o Método do Equilíbrio Limite (MEL).

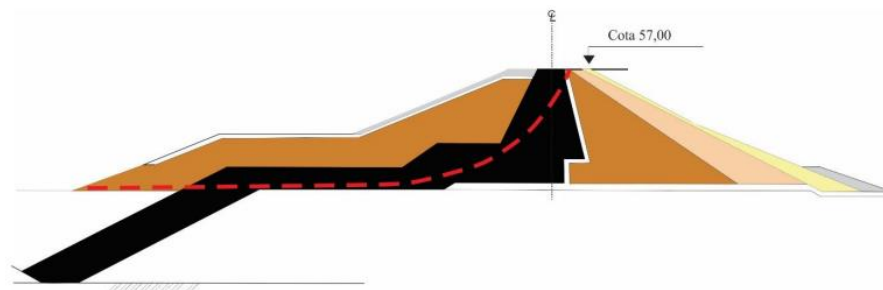


Figura 5-2: Seção transversal retroanalizada.

Fonte: *Vilhete (2017)*

Os resultados mostram que os parâmetros encontrados para as diferentes metodologias empregadas são diferentes. A análise probabilística indica uma redução da coesão do material e aumento do ângulo de atrito, apontando que a ruptura aconteceria com a saturação deste material.

### 5.1 RETROANÁLISE DETERMINÍSTICA

A retroanálise determinística, de maneira geral, consiste em ajustar parâmetros de um modelo numérico até que o comportamento simulado reproduza eventos reais (como instabilidade ou colapso) ou represente medidas de campo, como por exemplo, leituras de um instrumento.

Um exemplo clássico de retroanálise é o do rompimento da barragem de rejeito de Brumadinho (2019), onde estudos comparativos empregaram modelos constitutivos completos como CSM e NorSand via MEF (Plaxis 2D). *Sieira et al. (2024)* demonstraram que ambos os modelos previram o gatilho de liquefação. A calibração por retroanálise com NorSand apresentou melhor concordância com os dados de propressão e velocidade de colapso, evidenciando a eficácia dos métodos determinísticos para reproduzir situações reais.

*Ildfonso & Suarez (2025)* analisaram a distribuição de tensões de uma estrutura em função das fases construtivas a partir de um modelo de elementos finitos,

considerando o modelo de Mohr-Coulomb, que apresentou boa representatividade ao caso de estudo.

A Figura 5-3 exibe a relação entre as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  em pontos de controle da fundação. É possível observar que as tensões aumentam de forma proporcional, o que se deve ao fato de o alteamento da estrutura vir seguido do aumento do rejeito depositado no reservatório.

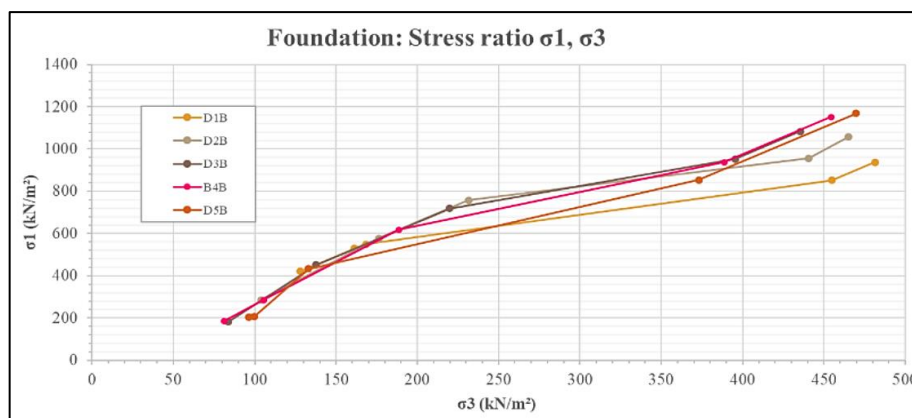


Figura 5-3: Relação entre as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  obtidas em uma retroanálise via MEF.

Fonte: Ildefonso & Suarez (2025)

A retroanálise é considerada, ainda, em contextos em que não há colapso. *Das et al. (2023)* utilizaram curvas temporais e métodos espectrais para retroanalisar o aumento global de poropressão e a deformação da barragem de Brumadinho antes do colapso, calibrando um modelo via MEF determinístico que reproduzisse as acelerações observadas até cinco meses antes do incidente. Esse estudo mostra que, mesmo sem falha iminente, a retroanálise determinística pode identificar e quantificar o estágio crítico de instabilidade, além de ajudar na previsão de comportamentos futuros, sendo uma importante ferramenta no monitoramento do risco.

## 5.2 RETROANÁLISE PROBABILÍSTICA

A retroanálise probabilística se coloca como uma evolução da abordagem determinística, incorporando a variabilidade estatística dos parâmetros geotécnicos para estimar, principalmente, o fator de segurança como a probabilidade de ruptura ( $PR$ ) do talude.

Ao invés de se definirem valores únicos para parâmetros como coesão, ângulo de atrito e permeabilidade, esse método define distribuições (normal, log-normal,

triangular, etc) e realiza múltiplas simulações por métodos como Monte Carlo ou FOSM (First Order Second Moment).

Assim como a retroanálise determinística, com a retroanálise probabilística se objetiva calibrar o modelo de forma a reproduzir as condições reais observadas em campo e estimar a probabilidade de que tais eventos ocorram sob incertezas de projeto, reforçando a análise de risco em estruturas críticas.

Um estudo realizado por *Matta e Villar (2020)* consideraram abordagens determinísticas e probabilísticas (Monte Carlo, FOSM e estimativa pontual) para análise de um talude de jusante de uma barragem de minério de ferro. Os métodos probabilísticos mostraram margens de segurança conservadoras, o que reforça o valor desses métodos em fornecer estimativas de risco mais próximas da realidade.

*Hegde & Das (2019)* apresentaram, também, uma análise probabilística realizada por MEF de uma barragem de rejeito construída com enrocamento localizada na Índia. O principal objetivo do estudo foi avaliar a estrutura quanto à sismicidade, incorporando incerteza aos parâmetros geotécnicos do maciço por meio de simulações Monte Carlo.

Para a análise probabilística, foram consideradas variações da coesão e do ângulo de atrito com distribuição normal. A Figura 5-4 exhibe o resultado da análise probabilística incluindo o fator de segurança médio encontrado e a probabilidade de falha.

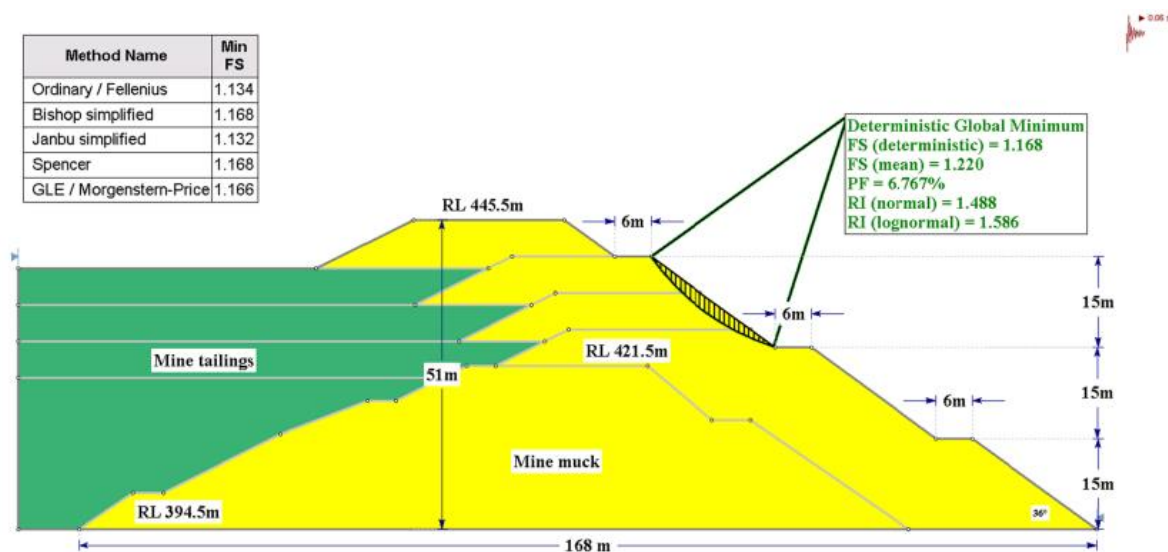


Figura 5-4: Resultado da análise probabilística por MEL.

Fonte: *Hegde, A. & Das, T. (2019)*

Foram realizadas, ainda, comparações entre os Método do Equilíbrio Limite (MEL) e o Método de Elemento Finitos (MEF). De acordo com o estudo realizado, o MEF apresentou resultados mais consistentes e menos conservadores.

Ainda, um estudo conduzido por *Bessa et al. (2021)* mostra como a variabilidade espacial impacta no valor do fator de segurança. A Figura 5-5 ilustra o impacto no FS com a variabilidade dos parâmetros de resistência das camadas do maciço analisado.

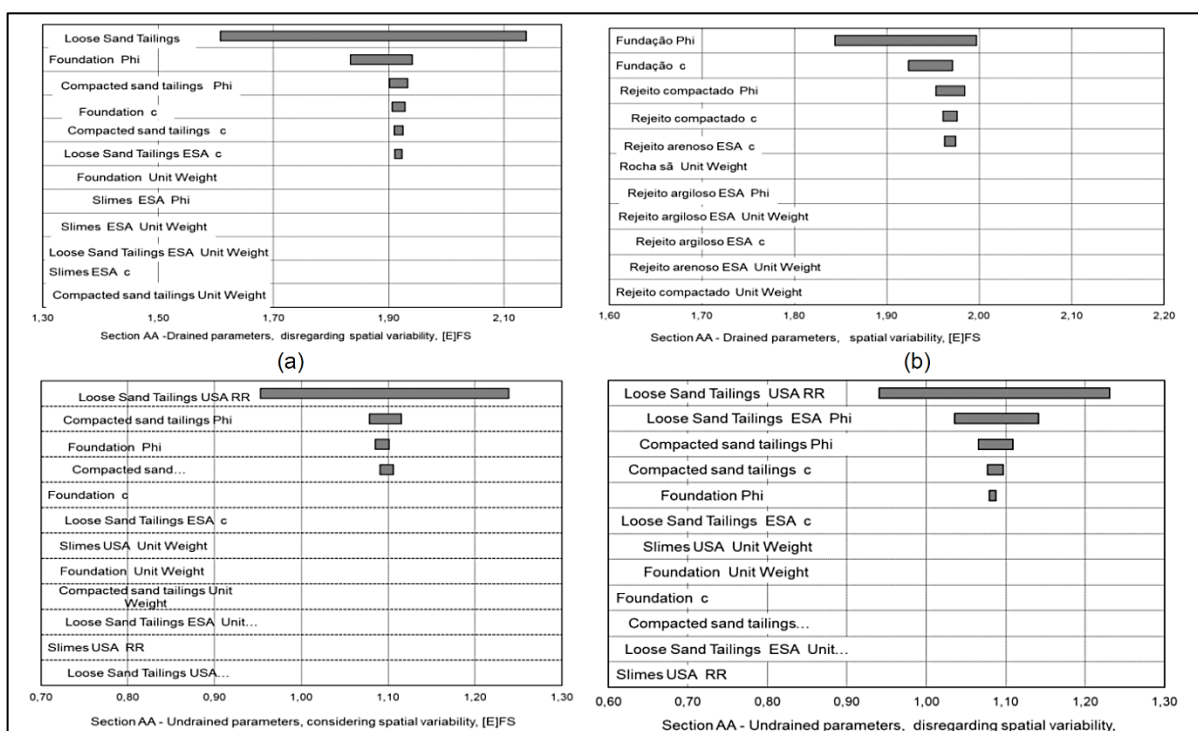


Figura 5-5: Variabilidade do fator de segurança em função dos parâmetros de resistência drenados.

Fonte: Bessa et al., (2021)

No entanto, embora a retroanálise probabilística seja funcional, ela possui limitações, pois exige distribuições reais e amostras representativas, muitas vezes carentes em barragens de rejeito com histórico de dados restrito. Além disso, essa análise requer alto poder computacional e pode apresentar resultados sensíveis à escolha da distribuição (FOSM, por exemplo, tende a ser mais conservador).

Uma vez que a análise é mais conservadora, as comparações mostram que, muitas vezes, para um fator de segurança maior que 1,5, ou seja, o mínimo exigido por norma para este tipo de estrutura, pode-se obter uma probabilidade de ruptura

que indica que a estrutura não está em condições de segurança. *Matta e Villar (2020)* pontuam que a análise probabilística permite entender quais são as variáveis que precisam ser melhor investigadas para se reconsiderar as premissas de projeto.

Dessa forma, observa-se que os estudos comparativos mostram que a abordagem híbrida, com análises determinísticas e probabilísticas em conjunto, garante mais robustez e permite o entendimento do ponto de vista mecânico e da estimativa da probabilidade de risco.

## **6. ETAPAS CONSTRUTIVAS**

Ao se analisarem taludes de barragem, em especial aquelas destinadas à contenção de rejeito, a incorporação do faseamento construtivo e a correta representação temporal das etapas de construção são fundamentais para se obterem resultados mais realistas que reflitam o comportamento hidrodinâmico e geomecânico da estrutura.

Durante a elevação das camadas, a somatória de tensões, a dissipação de poropressão e o adensamento variam significativamente em função do ritmo de disposição dos materiais. Estudos recentes mostram que a modelagem baseada em etapas, como sequência de construção e consolidação entre elas, possibilita uma avaliação mais coerente dos deslocamentos e da distribuição de tensões.

O estudo conduzido por *Pereira (2021)* exemplifica essa abordagem: a modelagem numérica em fases, com ciclos de deposição de camadas seguidos por períodos de consolidação (entre 65 e 163 dias por camada) permitiu reduzir significativamente o erro em relação às medições reais de adensamentos. Essa concordância evidenciou que a consideração do tempo entre etapas é essencial para simular a correção da curva de adensamento total, que, no caso, passou de 60mm na primeira camada até mais de 500mm ao final da construção. Já a análise que desconsiderasse esses intervalos, indicaria valores de deformações não coerentes, comprometendo decisões de projeto.

Ainda, um estudo realizado por *Do et al. (2021)* considerou cinco fases de elevação de diques, cada uma seguida de uma consolidação temporária dependente da taxa de enchimento do reservatório. Nessa modelagem, a linha freática e as tensões hidroestáticas foram atualizadas a cada fase, e o estudo demonstrou que taxas muito

rápidas de enchimento impõe poropressões excessivas que somente se dissipam adequadamente se o tempo de consolidação for representado.

Assim, a estabilidade do talude desprezaria o efeito da poropressão se fosse considerada apenas a condição de final de construção, levando a resultados significativamente otimistas em termos de segurança.

Ainda, *Araújo et al. (2020)* compararam modelos com duas configurações: considerando a poropressão após a finalização de toda a elevação versus a poropressão atualizada por etapa de alteamento. Os resultados evidenciaram que o segundo método distribui tensões de forma mais coerente com o comportamento observado em campo, especialmente em zonas internas de alteamentos iniciais, o que confirma que análises descontextualizadas tendem a negligenciar partes críticas, impactando a previsão do comportamento hidromecânico com o avanço da construção.

Do ponto de vista técnico, a análise por etapas não apenas adapta o modelo à realidade como aprofunda a interpretação dos riscos. A consideração do faseamento permite identificar zonas vulneráveis em períodos intermediários, que podem ser evidências de colapso prematuro ou acúmulo de deformações excessivo.

Observa-se, ainda, a importância de se considerar o faseamento do corpo da barragem. *Beiranvand e Komasi (2021)* modelaram uma barragem com treze etapas de construção e a análise mostrou uma forte relação entre os dados da instrumentação real e os resultados numéricos, evidenciando que o modelo só foi capaz de reproduzir os deslocamentos acumulados ao se adotar uma segmentação fina do processo construtivo. Ou seja, o modelo que tratava o corpo da barragem como uma única etapa registrou erros significativos principalmente na distribuição de tensões e deformações ao longo do tempo.

*Coroiesti (2022)* utilizou o método da redução da resistência (SRM) em diferentes fases construtivas e observou-se que a estabilidade varia não apenas em função da altura do dique, mas com o acúmulo de tensões e deformações mal distribuída em simulações que negligenciavam o processo construtivo do corpo da barragem.

Complementando esses resultados, *Sordo et al. (2023)* analisaram o comportamento de liquefação e runout em barragens. Nesse estudo, verificou-se que

a fase inicial da barragem, modelada com base no histórico de construção, influencia diretamente a progressão de falha.

A simplificação com omissão da fase inicial resulta em trajetórias irreais de deslocamentos, mostrando que o início da construção é tão crítico quanto o final e, ainda, que o modelo deve ser concebido fielmente de forma que represente as condições reais de contorno e carregamento acumulado.

Portanto, a adoção de uma análise numérica que considera o faseamento construtivo de uma barragem revela-se fundamental para representar de forma mais realista o histórico de tensões, deformações e poropressões acumuladas ao longo do tempo. Ignorar essa evolução pode resultar em interpretações imprecisas sobre os mecanismos de ruptura, estabilidade global da estrutura e comportamento do sistema de drenagem.

A ausência do faseamento compromete a calibração adequada dos parâmetros geotécnicos e pode subestimar ou superestimar os fatores de segurança, especialmente em estruturas sujeitas a carregamentos progressivos e variações de condições hidráulicas. Assim, o faseamento não apenas confere maior fidelidade à modelagem, como também embasa decisões de engenharia mais seguras e alinhadas à realidade do campo.

## **7. METODOLOGIA**

Este capítulo apresenta a metodologia utilizada neste trabalho, que foi dividida fundamentalmente em três fases de estudo: análise que não considera as etapas construtivas da estrutura via MEF, análise que não considera as etapas construtivas via MEL e análises que consideram as etapas construtivas do caso de estudo via MEF. Inicialmente, descreve-se um panorama geral do procedimento utilizado e, em seguida, são expostos, em detalhes, os métodos utilizados nas três fases do trabalho.

A metodologia tem início com a revisão bibliográfica sobre os principais aspectos que envolvem a pesquisa: as estruturas de contenção de rejeito, os métodos de análise numérica usados para essas estruturas e os tipos de retroanálise realizados em estruturas semelhantes, além da influência das etapas construtivas em modelos de barragens.

Na sequência, foram consolidadas as características da estrutura do objeto de estudo, a saber: deve representar uma estrutura de contenção de rejeito de bauxita que apresente histórico de margens insatisfatórias de segurança. Com base nas características, foi selecionado o caso de estudo dentro das possibilidades de concessão de dados da mineradora responsável pela estrutura.

Trata-se de um estudo de caso particularmente interessante para o objetivo do trabalho, visto que possui aspectos singulares: trata-se de um talude convexo, apresenta limitação geométrica para novas intervenções, as investigações geológicas-geotécnicas e a instrumentação datam de mais de 15 anos do início das operações e exibe um maciço heterogêneo.

De posse do caso de estudo, foi feita uma consolidação dos dados e do histórico da estrutura a partir das investigações geológico-geotécnicas realizadas e instrumentações presentes no caso em questão. Ressalta-se que maiores informações se encontram consolidadas no item 8.

Com a reunião dos dados, procedeu-se a uma análise das investigações geológico-geotécnicas e da instrumentação para caracterizar os materiais presentes no maciço. A análise das investigações permite elaborar um perfil estratigráfico do maciço e, com a instrumentação, criar e validar um modelo constitutivo para o estudo.

Foram consolidados os ensaios de campo e laboratório da estrutura. Tais ensaios constam no item 8.4. Inicialmente, foram considerados os ensaios de campo para elaboração da estratigrafia de uma seção representativa para o maciço. De maneira específica, foram plotados os ensaios em planta, foi definida a seção de estudo considerando a área com maior número de informações (investigações e instrumentação).

A partir disso, extraiu-se, da topografia disponibilizada, a seção de interesse, plotaram-se as investigações mais próximas, dentro de um raio de até 70m.

Na sequência, representaram-se essas investigações na seção extraída, considerando as elevações em que foram realizadas para elaboração do perfil. Ainda, foram consideradas, para a seção, informações como o nível d'água obtido nas sondagens e CPTus realizados.

A Figura 7-1 exemplifica o processo acima descrito, é plotado o NSPT dos últimos 15cm conforme boletim fornecido e consideradas informações como profundidade do nível d'água. Na sequência, foi considerada a descrição do boletim para definição da estratigrafia, considerando elementos como cor e textura dos materiais.

Dessa forma, os materiais que apresentaram características semelhantes: número de golpes, cor, textura e descrição foram considerados da mesma camada.

Destaca-se que não consta uma figura com todas as informações em função do número e da proximidade de sondagens, além da extensão da seção, o que impede uma visão geral de qualidade do material analisado.

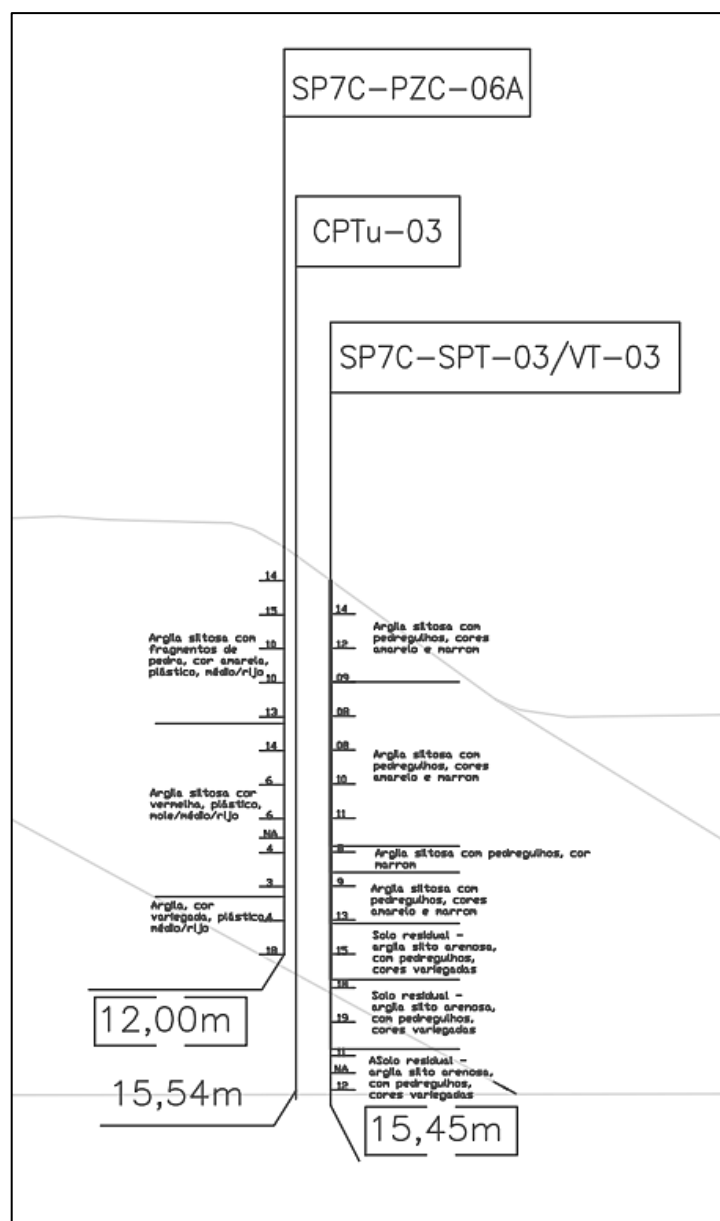


Figura 7-1: Determinação da estratigrafia da seção.

Na sequência, foram analisados os ensaios de laboratório para estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade; as metodologias consideradas se encontram no item 9. Os ensaios de campo foram, então, revistos para previsão dos parâmetros de resistência e comparação com os ensaios de laboratório, as discussões também constam no item 9.

Para a variação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dentro de um intervalo confiável para a retroanálise, foi realizada uma análise de sensibilidade, descrita no Item 9.4, para cada metodologia empregada na definição dos parâmetros de cada material. Dessa forma, foi possível estabelecer intervalos confiáveis para variação dos parâmetros nas análises.

Os modelos constitutivos foram definidos com base nas características do material. Foi considerado, também, o embasamento bibliográfico. Para o rejeito, por exemplo, de acordo com *Castilho et al. (2025)*, tanto o modelo Soft Soil quanto o modelo Hardening Soil representam adequadamente o comportamento do material. Ainda, segundo *Knutsson et al. (2018)*, o Soft Soil descreve de maneira mais realista o comportamento do material do que modelos mais simples como Mohr-Coulomb. Adicionalmente, segundo *Geppeti et al. (2015)*, um dos modelos constitutivos mais utilizados para análises de solos não-liquefáveis é o elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, denominado em alguns softwares como Slide2, RS2 e Plaxis2D como modelo de Mohr Coulomb. A discussão, bem como os modelos finais definidos para cada material analisado, se encontra no item 10.

Assim, foi feita uma análise da estrutura a partir de diferentes formas de inicialização do modelo: considerando as etapas construtivas da estrutura e desconsiderando as etapas construtivas. Nesse estudo, foram utilizados os Métodos de Equilíbrio Limite e Método de Elementos Finitos, por meio dos *softwares* Slide2 (MEL) e o RS2 (MEF), ambos disponíveis na Universidade.

A análise do Slide2 permite extrair diretamente fator de segurança global e analisar a zona potencial de ruptura, enquanto a relação entre as tensões e deformações, ou seja, o campo de vetores que indicam a movimentação do talude, só é possível por meio do RS2. Adicionalmente, o incremento das fases construtivas só pode ser representado pelo RS2.

O uso do MEL se justifica para entender o histórico, levando em consideração o momento em que o talude apresentou margens insatisfatórias de segurança, que levou à necessidade da construção de duas bermas de equilíbrio. Sabe-se que, nessa etapa da estrutura, ou seja, sem as duas bermas de equilíbrio, o talude não atendia ao fator de segurança mínimo exigido por norma. Como não há registro do FS encontrado para o talude na época, para esta análise, considerou-se a ruptura do talude, ou seja, que a estrutura atingiu o  $FS \leq 1$ .

Inicialmente, para calibração do modelo MEF, se considera a etapa final da estrutura. No entanto, após calibrada, retrocede-se no modelo ao momento em que houve a necessidade de construção das bermas de equilíbrio. Dessa forma, por meio do MEL, é possível se retroanalísarem os parâmetros de resistência que levaram à instabilidade do maciço.

No entanto, como a instrumentação só tem início após a construção das bermas, após se definirem os parâmetros de resistência que mais representam os materiais durante a instabilidade da estrutura, é realizada a retroanálise, tendo em vista a configuração final e atual da estrutura. Assim, é possível encontrar os parâmetros de deformabilidade que representam o que se observa por meio da instrumentação.

A validação do modelo numérico ocorre, então, pela variação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dentro dos limites confiáveis encontrados na análise de sensibilidade.

Com a validação do modelo com base na instrumentação, se conclui a retroanálise determinística e se realiza a retroanálise probabilística por meio de método de Monte Carlo. A Figura 7-2 exibe o fluxograma seguido para a realização do estudo.

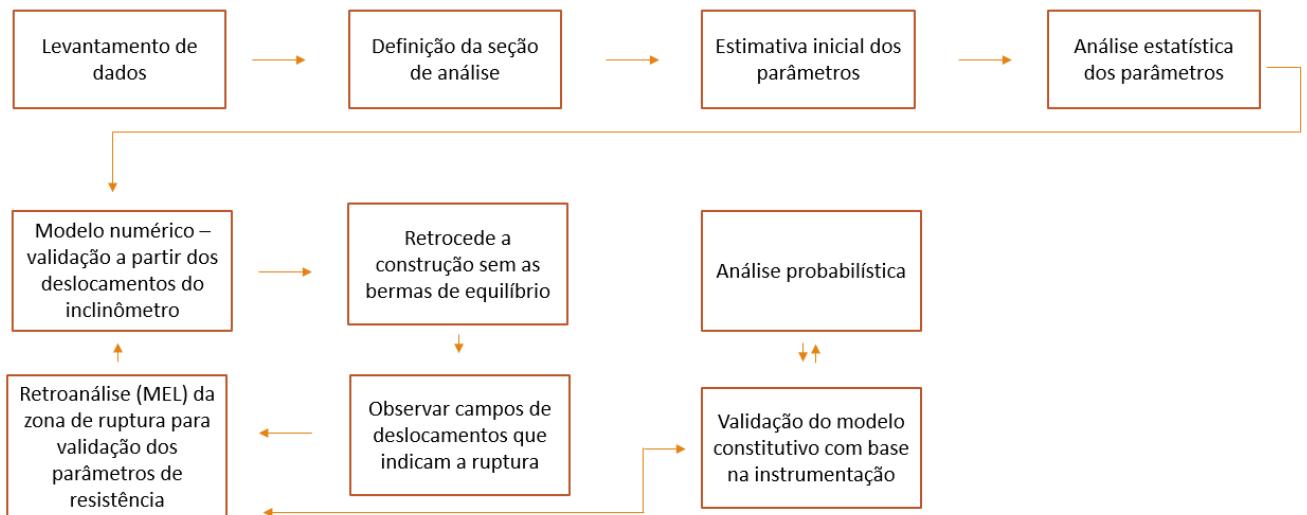


Figura 7-2: Fluxograma da metodologia a ser seguida.

## 8. CASO DE ESTUDO

O caso de estudo se refere a um reservatório real que possui as finalidades de disposição e contenção de rejeitos adensados provenientes do processo de beneficiamento da bauxita. O reservatório se constitui de 4 paredes, sendo elas denominadas: paredes norte, sul, leste e oeste.



Figura 6.1: Representação do caso de estudo.

Recentemente, foram realizadas análises de estabilidade nas paredes da estrutura e certificou-se que a parede norte, na região em que há um talude convexo, possui seções cuja estabilidade apresenta fator de segurança inferior a 1,5 (como preconiza a norma ABNT NBR 13.028/2024 e a Resolução ANM. 95) necessitando, pois, de um talude de reforço.

Nesse sentido, serão fornecidas informações quanto à geologia do reservatório como um todo, mas o foco será voltado para o talude de estudo, neste caso, a parede norte do reservatório.

Vale ressaltar que o caso de estudo deste projeto envolve um reservatório real e em operação, no entanto, por solicitação da mineradora responsável pela estrutura, as informações quanto à localização da estrutura não serão reveladas assegurando, assim, a privacidade da empresa.

## 8.1 FINALIDADE

Segundo documentos da estrutura, o rejeito é lançado diluído em um reservatório próximo (reservatório A), onde passa pelos processos de sedimentação e adensamento e, a partir disso, os resíduos com maior teor de sólidos são degradados e dispostos no reservatório estudado. Após esse processo, o rejeito passa por ciclos de enchimento e secagem, buscando garantir um aumento no teor de sólidos do material depositado (reservatório B). A água liberada, bem como a água proveniente de precipitações, é direcionada a um lago, conforme a imagem abaixo.

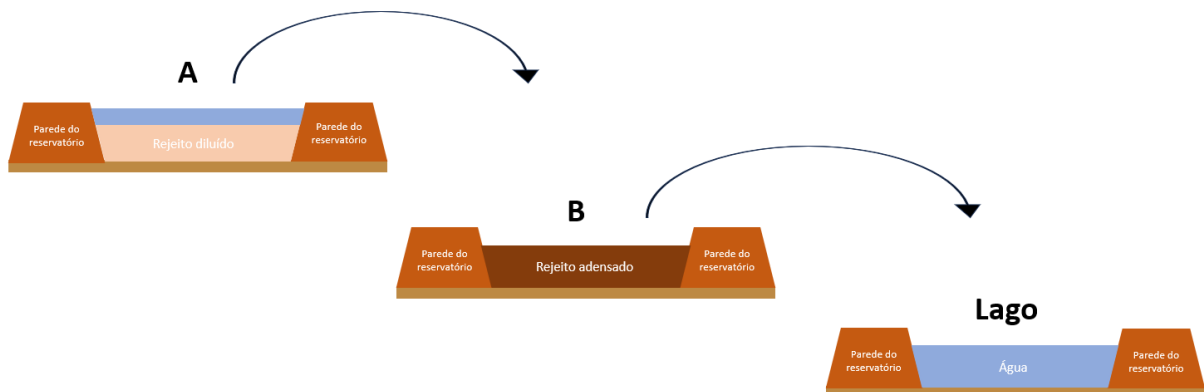


Figura 6.4: Manejo realizado no reservatório.

## 8.2 HISTÓRICO

O reservatório foi projetado e construído no ano de 2001, e o início das operações ocorreu em 2002. Posteriormente, com o enchimento do reservatório, foi lançada uma camada de material argiloso sobre o rejeito na parede norte, com o objetivo de alargar a crista do reservatório para que tornasse possível seu alteamento para montante, ainda permitido nesse ano, em 2009. Os alteamentos das paredes do reservatório foram realizados em etapas com camadas de 1,00 a 1,50 m de altura até atingir a cota final prevista de 205,00 m. Esse alteamento se dá parte sobre o rejeito adensado e parte sobre o aterro compactado. Sabe-se, porém, que atualmente tal método de alteamento é proibido conforme a Lei 14.066/20.

No entanto, no ano de 2010, foi constatado que a parede norte se encontrava em condições inadequadas de estabilidade, sendo necessária a execução de uma berma de reforço de caráter emergencial em parte desta parede, buscando aumentar sua estabilidade. Posteriormente, no ano de 2016, foi identificada a necessidade de uma berma definitiva ao longo de toda a parte norte, visto que, alguns trechos não apresentavam o fator de segurança proposto em norma ( $FS=1,5$ ).

Quanto às demais paredes, vale esclarecer que, na parede leste da estrutura, que faz divisa com um outro reservatório em determinado trecho, também foi realizado o alargamento da crista e 3 alteamentos pela linha de centro. De maneira semelhante, na parede oeste, também foram realizados alargamento da crista e alteamento pelo método de montante, enquanto a parede sul mantém sua geometria e elevação desde a construção.

## 8.3 CONDIÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS REGIONAIS

De maneira geral, a estrutura está localizada geologicamente na Bacia do Amazonas, que inclui partes dos estados do Amazonas, Pará e Amapá. Conforme destacado por Azevedo (2019), a estratigrafia local na área é definida pela integração de dados de perfis de poços instalados nos platôs e em suas proximidades, juntamente com informações provenientes de sondagens para exploração mineral. A sequência estratigráfica, considerada da base para o topo, é a seguinte:

“• *Camada arenosa: composta por arenitos com cores variáveis (vermelho, rosada, amarelada), podem ser maduros ou feldspáticos e podem ser puros ou*

*argilosos, entretanto, o conteúdo de matriz argilosa é restrito. Ocorrem fácies mais bem selecionadas, mas os arenitos mal selecionados são dominantes. Podem ocorrer lentes e camadas delgadas de material argiloso;*

- *Camada argilosa mosqueada, com cores variáveis, desestruturada ou com acamamento incipiente e espessura variável de 30 a 55 metros. Muito provavelmente representa argilitos, folhelhos e siltitos argilosos que foram o material parental da mineralização de bauxita;*

- *Camada laterítica/bauxítica, com cores variáveis de vermelho escuro, rosada a avermelhada, compõe em parte a mineralização rica em alumina, sua espessura varia entre 4 e 8 metros. É comum a ocorrência de níveis ferruginosos cimentados compondo couraças lateríticas ou litoplinita no topo da camada de bauxita;*

- *Camada superior: composta por argila caulínica, amarela, localmente denominada de “argila de Belterra”, com espessura variável de zero a 16 metros. O material compõe típica massa latossólica com textura argilosa e pouca estruturação.”*

De acordo com Azevedo (2019), nas camadas superiores tem-se a zona não saturada, enquanto nas camadas inferiores de argila variegada e nos sedimentos não consolidados, está a zona saturada. Consequentemente, ocorrem fluxos radiais, indo do interior em direção às bordas, devido às diferenças de permeabilidade entre as diversas camadas do perfil.

No que tange à sismicidade, sabe-se que o Brasil está situado no interior de uma placa litosférica e, portanto, em uma área estável; a atividade sísmica, no entanto, não pode ser ignorada, uma vez que pode ser provocada por atividades humanas, resultado de explosões nucleares, introdução de água e gás sob pressão no subsolo, construção de barragens, mineração a céu aberto de grandes proporções ou extração de fluidos, como petróleo, do subsolo (Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2014).

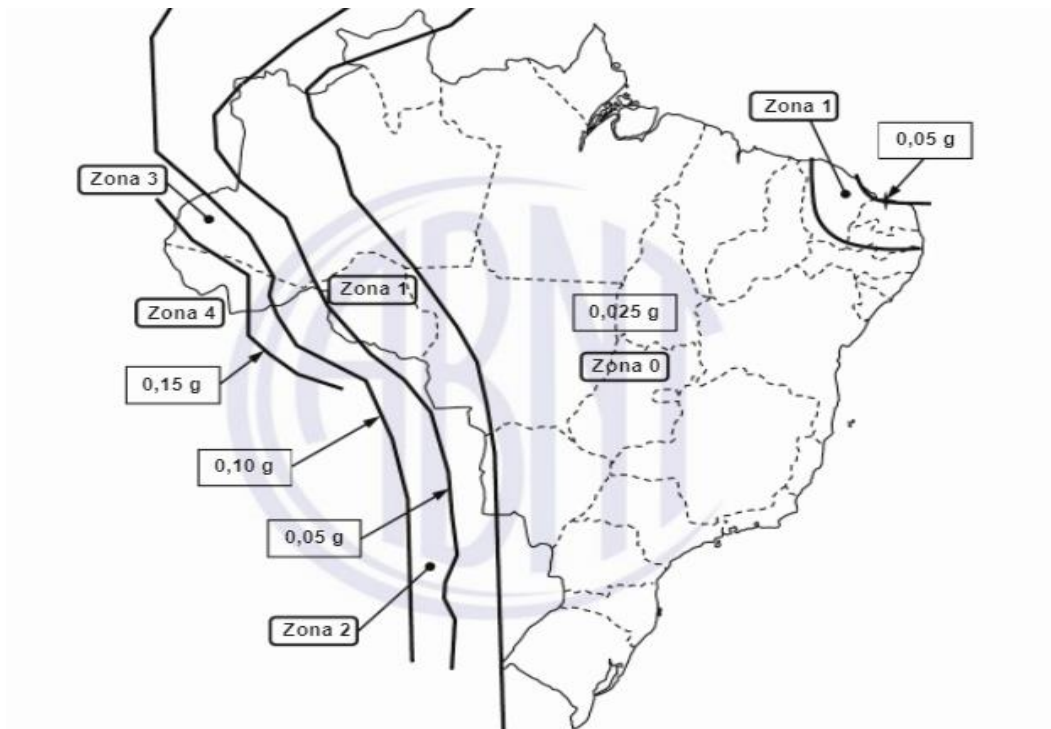


Figura 6.5: Zonas Sísmicas Brasil. Fonte: ABNT NBR 15421:2006 (ABNT, 2006).

De acordo com a norma ABNT NBR 13.028/2024: “Os estudos sísmicos devem avaliar o potencial de sismicidade na área de implantação da barragem com base em bibliografia, incluindo normas existentes e registros”. Apesar de não ser definida a forma de quantificação das ações sísmicas, a referida norma recomenda a utilização do critério sugerido nas diretrizes da Canadian Dam Association (CDA), que indica a adoção da aceleração da gravidade resultante do Sismo Máximo Provável (MCE – Maximum Credible Earthquake) para análises pseudoestáticas.

Segundo as diretrizes do *Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD)* para Projeto de Barragens e Estruturas aparentes para terremoto (*ANCOLD, 2019*), o projeto de uma barragem de rejeitos que visa garantir a estabilidade sísmica, seja pela ação de terremotos ou explosões e/ou vibrações induzidas, deve considerar:

- nível de atividade sísmica que pode ocorrer no local para o projeto durante operações;
- nível de atividade sísmica que precisa ser considerado para o projeto de fechamento;
- potencial para amplificação ou amortecimento da aceleração sísmica pela fundação e/ou materiais do aterro;
- capacidade da barragem de rejeitos para sobreviver aos carregamentos resultantes de terremotos;

- potencial de liquefação dos rejeitos saturados na praia ou no reservatório;
- potencial de liquefação das camadas da fundação.

#### **8.4 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS**

Neste item serão compiladas as investigações geológico-geotécnicas realizadas na área de interesse da estrutura. O principal motivo de restringir as informações à área de interesse é a vasta dimensão do complexo de reservatórios e a representatividade das condições geológico-geotécnicas do talude de estudo.

Como a estrutura envolve um complexo de reservatórios, caso fossem consideradas todas as investigações, poderia haver maior dispersão dos parâmetros definidos e o volume de informações a serem apresentadas e analisadas não permitiriam discutir com maior profundidade as demais questões técnicas.

Destaca-se, ainda, que os resultados dos ensaios recebidos são compilados no Anexo A e o Item 9, a seguir, apontará a discussão dos resultados dos ensaios, bem como a interpretação realizada para obtenção dos parâmetros.

A Figura 8-1 e a Figura 8-2 registram a localização das investigações em campo e em seção com a estratigrafia definida, com base na metodologia mostrada na Figura 7-1. Abaixo, são descritas as campanhas de investigação realizadas na estrutura.



Embora o projeto e a construção do reservatório datem de 2001, tendo como início das operações o ano de 2002, a primeira campanha de investigação geológico-geotécnica foi realizada apenas no ano de 2017 e seu principal objetivo era a investigação da fundação do reservatório, além da área onde o rejeito adensado era depositado. Com o objetivo de averiguar o maciço de fundação, foram executados 04 furos de sondagem a percussão (SPT), com o total de 112,80 metros perfurados e 30 ensaios de infiltração; 06 furos para ensaios de CPTu, com 20 ensaios de dissipação de poropressão. Ainda, foram executados 52,58 metros de perfuração para coleta de amostras indeformadas do tipo Shelby para investigação do reservatório.

Como anteriormente mencionado, as análises e os estudos conduzidos nesta pesquisa focam na parede norte da estrutura, ver Item 8.2. Nesse sentido, a Tabela 8-1 a Tabela 8-4 abaixo compilam as investigações realizadas nessa campanha na região de interesse (parede norte). Os boletins podem ser consultados no Anexo A. Destaca-se que, para esta campanha, o sistema de coordenadas não foi indicado, e, portanto, não está representado nas tabelas.

Tabela 8-1 - Sondagem a percussão realizada na área de interesse da Campanha de 2017.

Tipo	Furo	Elevação (m)	Profundidade executada (m)	Ensaio de infiltração
Sondagem a percussão	2017-I1-SPT-01	202,111	27,45	8

Tabela 8-2 - CPTus realizados na área de interesse da Campanha de 2017.

Furo	Elevação (m)	Total ensaiado	Ensaio de dissipação	Profundidade dos ensaios (m)
2017-I1-CP-01	200,667	6,00	3	7,00, 9,00 e 11,00
2017-I1-CP-02	200,482	6,00	3	5,78, 7,78 e 9,78
2017-I1-CP-03	200,107	9,00	4	7,00, 9,00, 12,00 e 14,00

Tabela 8-3 - Amostras do tipo Shelby retiradas no reservatório da Campanha de 2017.

Furo	Identificação da Amostra	Perfuração para Coleta (m)	Perf. Aterro de Conquista (m)
2017-I1-SH-01	SP7C-I1-SH-01-A	6,00	4,00
	SP7C-I1-SH-01-B	8,00	
	SP7C-I1-SH-01-C	10,00	
2017-I1-SH-02	SP7C-I1-SH-02-A	5,78	3,78
	SP7C-I1-SH-02-B	7,78	
	SP7C-I1-SH-02-C	9,78	
2017-I1-SH-03	SP7C-I1-SH-03-A	7,00	5,00
	SP7C-I1-SH-03-B	9,00	
	SP7C-I1-SH-03-C	11,00	
	SP7C-I1-SH-03-D	13,00	

Destaca-se que as amostras do tipo Shelby, elencadas na

Tabela 8-3, foram coletadas apenas no reservatório da estrutura e, portanto, são do rejeito depositado, enquanto os blocos, exibidos na Tabela 8-4, correspondem ao corpo da estrutura.

Tabela 8-4 - Amostras do tipo bloco retiradas na crista da Campanha de 2017.

Furo	Elevação (m)	Prof. Topo do Bloco (m)	Prof. Base do Bloco (m)
2017-BL-ATR-01	202,462	201,075	200,777
2017-BL-PILHA-02	192,025	190,571	190,255

- Ensaios de Laboratório:

Nas amostras retiradas da fundação (Tabela 8-4), foram executados os seguintes ensaios: teor de umidade natural, granulometria por peneiramento e sedimentação, massa específica real dos grãos, limites de Atterberg, triaxial consolidado não-drenado saturado e permeabilidade a carga variável.

Para as amostras de rejeito (

Tabela 8-3), foram realizados, além de ensaios de caracterização completa, os ensaios de teor de sólidos e HCT. Os boletins com os resultados constam no Anexo A e a discussão dos resultados se encontram no Item 9.

#### 8.4.2 Campanha realizada em 2018

- Ensaios de Campo:

Em 2018, foi realizada uma campanha que, assim como a Campanha de 2017, tinha como objetivo investigar a área de disposição do rejeito adensado e a fundação do reservatório.

Foram realizados, ainda, 3 furos de sondagem SPT para instalação de piezômetros do tipo Casagrande. Os boletins exibem a classificação do material encontrado, além de informações sobre o nível d'água, por isso, foram considerados para elaboração da estratigrafia das seções.

Tabela 8-5 – Sondagens realizadas para instalação de piezômetro – Campanha de 2018.

Tipo	Furo	Elevação (m)	Profundidade executada (m)
Sondagem a percussão	2018-PZC-5A	202,67	25
Sondagem a percussão	2018-PZC-4A	196,78	16
Sondagem a percussão	2018-PZC-6A	186,98	12

Além disso, foram realizados 3 SPTs, 3 furos gêmeos de CPTu e retirada de 2 amostras, sendo uma amostra deformada e uma amostra indeformada, ambas na camada da pilha. Assim como na campanha anterior, o sistema de coordenadas não foi indicado, e, portanto, não está representado nas tabelas.

Tabela 8-6 - Sondagem a percussão realizada na área de interesse da Campanha de 2018.

Tipo	Furo	Elevação (m)	Profundidade executada (m)	Ensaio in loco Permeabilidade
Sondagem a percussão	2018-SPT-01	202,309	31,45	08
Sondagem a percussão	2018-SPT-02	190,012	19,45	06
Sondagem a percussão	2018-SPT-03	186,480	15,45	04

Tabela 8-7 - CPTus realizados na área de interesse da Campanha de 2018.

Furo	Elevação (m)	Total ensaiado	Ensaio de dissipação	Profundidade dos ensaios
2018-CPTu-01	202,200	30,30	0	-
2018-CPTu-01A	202,217	30,00	04	20,80m, 26,25m, 28,00m e 29,80m
2018-CPTu-02	189,931	17,80	00	-
2018-CPTu-02A	189,996	19,00	03	13,46m, 16,36m e 18,96m
2018-CPTu-03	186,434	16,00	00	-
2018-CPTu-03A	186,408	15,54	03	11,98m, 13,48m e 14,98m

Tabela 8-8 - Amostras deformadas e indeformadas coletadas.

Furo	Elevação (m)	Prof. Topo do Bloco (m)	Prof. Base do Bloco (m)
2018-PI-01-AMI-01	190,230	185,230	184,830
2018-PI-01-AMD-01	190,230	185,230	184,830

- Ensaio de Laboratório:

Para as amostras retiradas, foram realizados os seguintes ensaios: granulometria por peneiramento e sedimentação, massa específica real dos grãos, limites de Atterberg, compactação proctor normal, teor de umidade natural e triaxial consolidado não-drenado saturado. Os resultados e interpretação constam no Item 9.

### 8.4.3 Campanha realizada em 2019

Esta campanha teve como objetivo elaborar o As Is da estrutura e detalhar o nível de informações para avaliação do comportamento geotécnico do rejeito e da estrutura. Foram executados 04 furos de sondagem a percussão (SPT), com total de 81,80 metros perfurados e 16 ensaios de infiltração, somados a outros 03 furos de SPT, com o total de 6,79 metros perfurados. Para a interpretação, adotando o critério de proximidade das seções estudadas, considerou-se apenas um furo de SPT. Tal como na campanha anterior, o sistema de coordenadas não foi indicado, e, portanto, não está representado nas tabelas.

Tabela 8-9 - Sondagem a percussão realizada na área de interesse da Campanha de 2019.

Tipo	Furo	Elevação (m)	Profundidade executada (m)	Ensaio in loco Permeabilidade
Sondagem a percussão	2019-SPT-01	190,089	17,45	03

### 8.5 INSTRUMENTAÇÃO

Assim como as investigações do maciço, a instrumentação presente na estrutura data de 2018. A região conta com 3 piezômetros elétricos e 3 piezômetros do tipo Casagrande para monitoramento do nível d'água da estrutura, além de 1 régua limnimétrica presente no reservatório. Há, ainda, 1 inclinômetro para monitoramento dos deslocamentos horizontais.

Os piezômetros foram instalados no ano de 2018, já o inclinômetro foi instalado apenas em 2023. O período de análise dos dados desses instrumentos é entre o ano de 2018, a depender da data de instalação, e ano de 2023. A seção (Figura 8-3) abaixo ilustra a instrumentação presente no maciço.

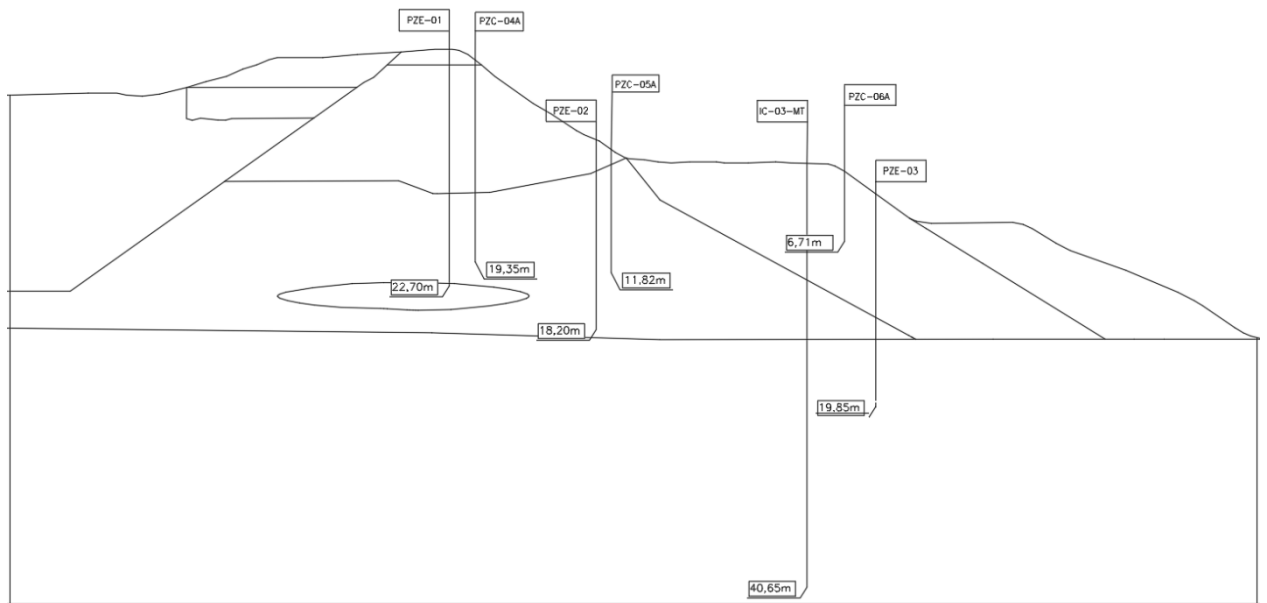


Figura 8-3: Região instrumentada da seção de análise

Os piezômetros do tipo Casagrande (PZE-4A, PZE-5A e PZE-6A) encontram-se secos ou apresentam leituras muito baixas. Destaca-se que estes piezômetros são mais superficiais e, portanto, uma vez verificado seu funcionamento, indicam o fluxo passando pela fundação da estrutura.

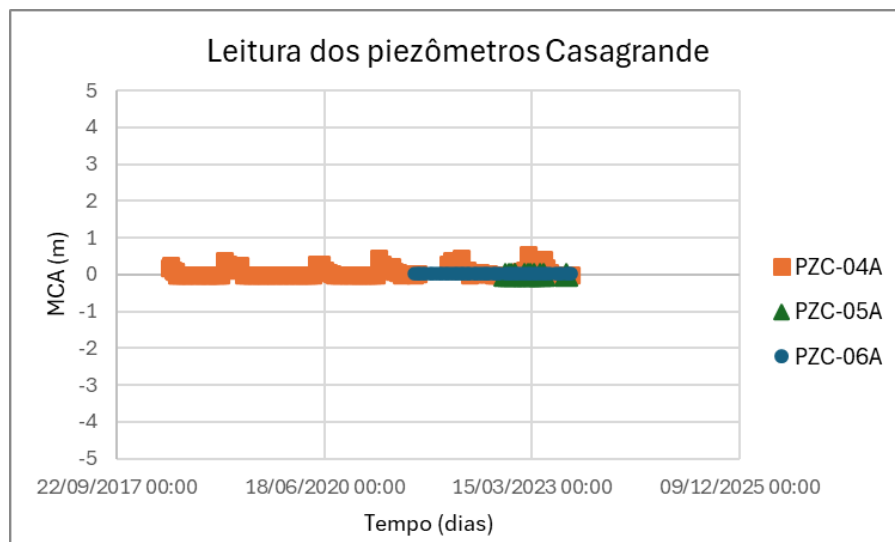


Figura 8-4: Leitura dos piezômetros Casagrande com o tempo.

Já os piezômetros elétricos PZE-01 e PZE-02 registram leituras praticamente constantes, variando entre 10kPa dentro do período analisado e disponibilizado, entre 2018, ano de instalação e 2023. O PZE-03, por sua vez, revela maior variação de leituras, como mostra a Figura 8-5.

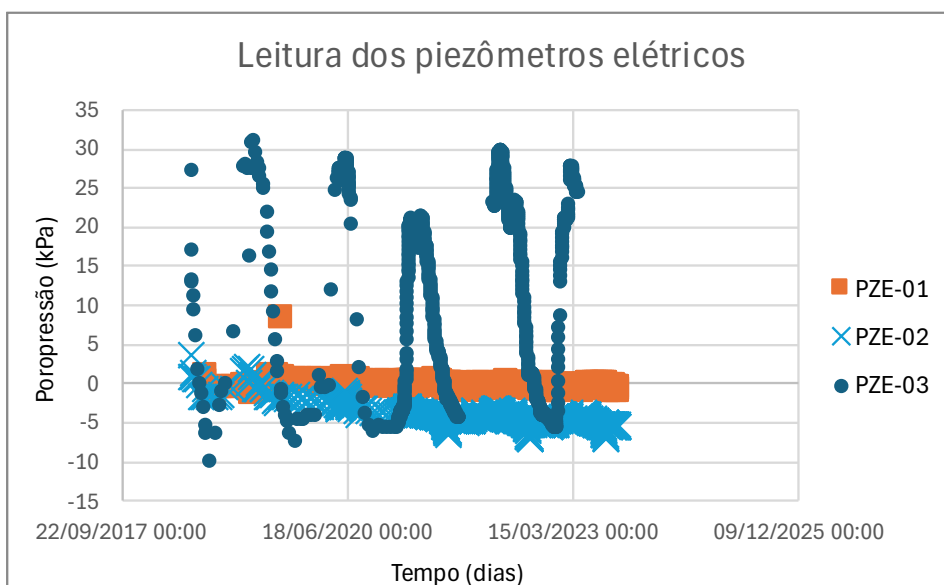


Figura 8-5: Leitura dos piezômetros elétricos com o tempo.

Quanto à régua limnométrica presente no reservatório, as leituras datam de novembro de 2018 a setembro de 2023. A frequência de leituras é de 1 leitura/dia e os horários variam. De acordo com a Figura 8-6, registra-se que, em geral, a leitura da régua aponta pouca variação, em uma ordem de grandeza de mais ou menos 10cm. No entanto, observa-se uma lacuna nas leituras entre os meses de novembro de 2022 e junho de 2023; buscaram-se registros no histórico da estrutura e não foram encontrados, motivo pelo qual não foram realizadas medições de nível do reservatório.

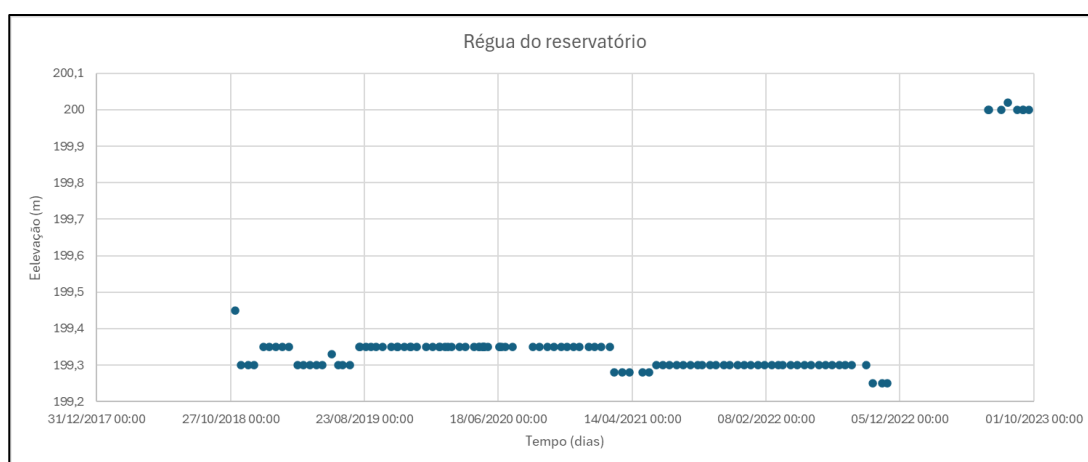


Figura 8-6: Leitura da régua do reservatório com o tempo.

No último intervalo de leituras disponibilizado, entre junho de 2023 e setembro de 2023, verifica-se uma elevação significativa do reservatório, por volta de, 0,50m.

Novamente, buscaram-se, no histórico da estrutura, informações sobre deposição de rejeitos no reservatório, uma vez que o aumento de leituras ocorreu no período de seca e não foram disponibilizadas essas informações.

Consideraram-se, ainda, as leituras de um pluviômetro instalado na região a fim de se verificarem as leituras dos piezômetros e demais instrumentos, bem como para realizar uma interpretação das alterações medidas nesses instrumentos.

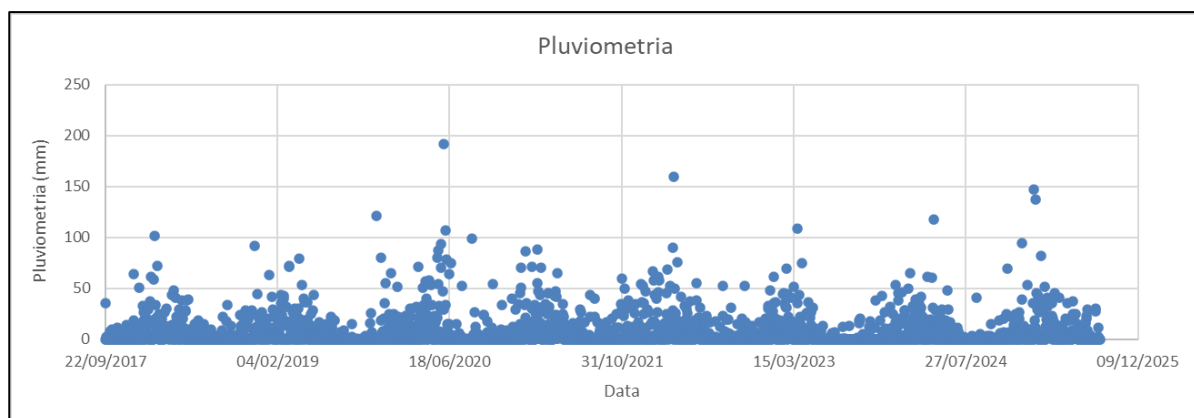


Figura 8-7: Leitura do pluviômetro instalado na região.

Se comparamos o pluviômetro às medidas dos piezômetros do tipo Casagrande, não é possível se obter uma relação, uma vez que estes apresentam medidas muito baixas de poropressão, abaixo de 1 MCA. Por outro lado, se o comparamos aos piezômetros elétricos, verifica-se que, nos dias em que se registram maiores leituras no instrumento PZE03, há também maiores medidas do pluviômetro, como nos dias 18/06/2020 e 15/03/2023.

Quanto à régua liminimétrica, também não foi possível relacionar a maior medida com a pluviometria, indicando que o aumento no nível do reservatório não foi em função das precipitações, uma vez que não são observados altos valores de pluviometria nesse dia; nos outros dias em que o pluviômetro atingiu maiores níveis, a régua não apresentou variação significativa. Acredita-se, com isso, que a variação na leitura da régua no final do período de leituras foi ocasionada por outro fator.

Quanto ao inclinômetro, foram fornecidos os dados brutos para plotagem do gráfico em função do tempo. O gráfico da Figura 8-8 mostra as leituras no ano de 2023, logo após a instalação deste instrumento.

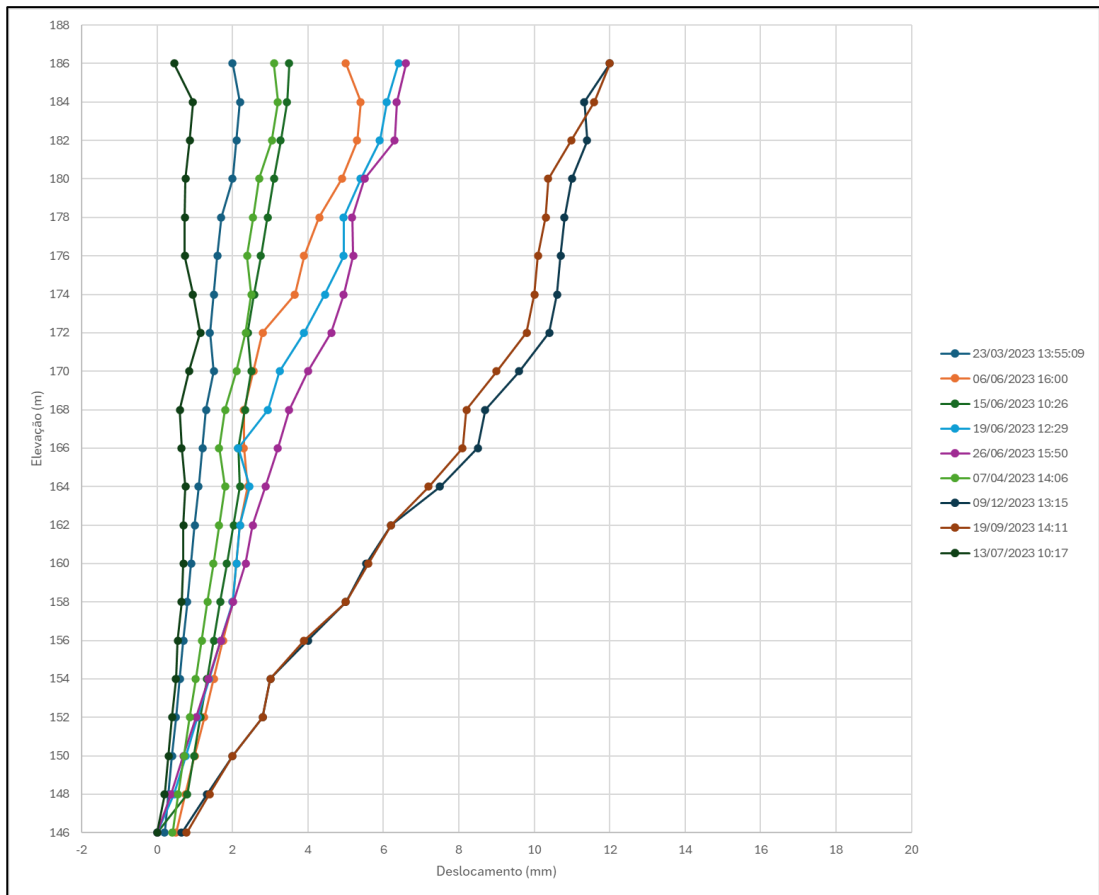


Figura 8-8: Leituras de deslocamentos horizontais medidas pelo inclinômetro presente na estrutura.

Vale destacar que algumas leituras revelam comportamento destoante das demais; buscando correlacionar esta variação das leituras do inclinômetro, restringiram-se as leituras do pluviômetro a este período, como mostra a Figura 8-9.

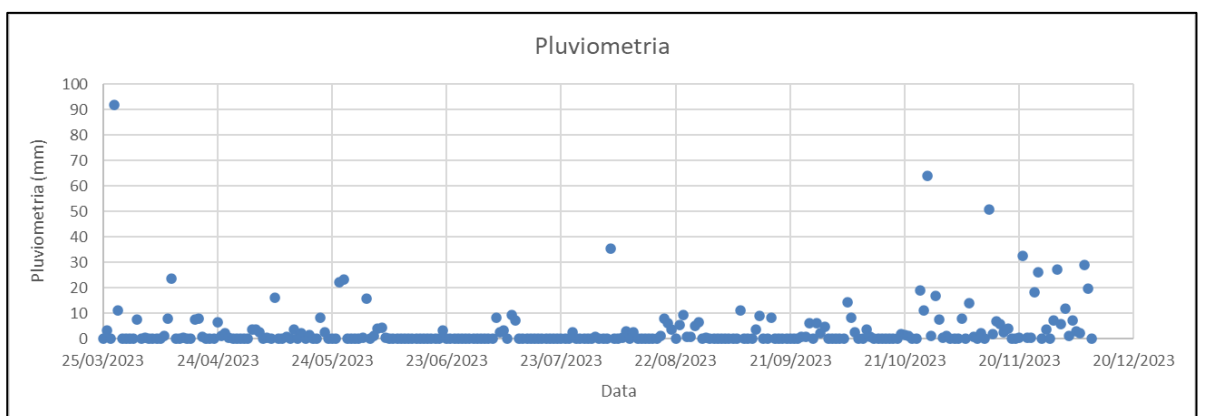


Figura 8-9: Leitura do pluviômetro no período em que há leituras do inclinômetro.

É possível perceber que não há uma relação clara entre a medida destes dois instrumentos. Nos dias em que o inclinômetro registra maiores leituras, não são observados altos índices de precipitação, por outro lado, nos dias em que é registrada maior pluviometria, não se observam leituras destoantes. A segunda maior leitura registrada pelo inclinômetro ocorreu no mês de setembro e observa-se, pelo inclinômetro, que não foram registrados altos índices de chuva.

Como as demais curvas seguem um padrão, as duas leituras mais recentes e tendendo a 10mm foram desconsideradas nas análises, como mostra a Figura 8-8.

As instrumentações foram analisadas para fornecerem informações ao modelo numérico. A ideia inicial era que os piezômetros fornecessem informações sobre a posição da linha freática no maciço, no entanto, como estas informações foram restritas a apenas o PZE-03, tornando impossível de se determinar uma linha freática, foram consideradas as investigações geológico-geotécnicas e conferido este ponto com a instrumentação. A régua, presente no reservatório, permite subsidiar a posição do nível d'água nesta região e, por fim, o inclinômetro fornece informações do ponto de vista de deslocamento da estrutura, mesmo que de um pequeno intervalo de tempo.

## **9. PARÂMETROS ADOTADOS E DISCUSSÕES**

Este capítulo se dedica à discussão que embasou, com base nas informações apresentadas anteriormente, a definição inicial dos parâmetros de resistência e deformabilidade.

### **9.1 BREVE DESCRIÇÃO DAS CAMADAS**

O aterro, que constitui a camada superficial da estrutura, é caracterizado como um material argilo-arenoso com granulação variável de fina a grossa que, eventualmente, apresenta pedregulhos e cores variando entre amarelo e marrom, o NSPT varia entre 3 e 12, com média de, aproximadamente, 7 golpes.

A pilha, camada sobreposta pelo aterro, é classificada nas sondagens como um material argilo-arenoso, de granulação de fina a grossa e com pedregulhos de concreções ferruginosas, com cores variando entre amarelo e marrom e NSPT

variando de 3 a 9, com uma média de 6 golpes, ou seja, apresentando menor resistência à penetração do que a camada do aterro.

Em uma sondagem realizada na crista da parede norte (2018-SPT-01), identifica-se, ainda, a presença de matéria orgânica, de granulação fina e coloração amarela com porções cinza escuro na camada classificada como pilha. As demais sondagens (e outros CPTus) realizadas na região, contudo, não identificaram essa característica. Como não foi registrada uma mudança de comportamento que justificasse uma variação paramétrica significativa na região, esta camada foi representada geometricamente em seção e foi considerado que possui os mesmos parâmetros da camada da pilha.

Abaixo da pilha, é possível observar uma camada de argila siltosa, pouco arenosa, com granulação de fina a média e cores variegadas marrom, roxo, cinza claro e amarelo. Algumas sondagens classificam o material como solo residual e, como não há sondagens mais profundas que possam identificar a rocha de origem, a nomenclatura adotada neste estudo será de argila siltosa. O NSPT desta camada varia entre 9 e 37, com média em torno de 20 golpes.

## **9.2 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DISPONIBILIZADOS**

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios realizados para cada camada presente no maciço e a discussão com o embasamento que norteou a definição inicial dos parâmetros.

Inicialmente, serão exibidos os resultados compilados dos ensaios de laboratório realizados, já que se trata de resultados de medições e aferições diretas das propriedades e características de cada camada. Posteriormente, constam os resultados dos ensaios de campo e as correlações feitas empiricamente para a verificação dos parâmetros.

Por fim, é apresentada uma análise estatística, com a variação dos parâmetros e o intervalo de confiança. Dentro desses limites, foi realizada a retroanálise.

### **9.2.1 ATERRO DO MACIÇO**

Por se tratar da camada superficial da estrutura, o aterro do maciço possui maior número e diversidade de investigações geológico-geotécnicas

A análise granulométrica do aterro está de acordo com as descrições dos boletins de sondagem. Por meio da observação da amostra coletada e da granulometria exibida na Tabela 9-1, é possível perceber que se trata de um material predominantemente argiloso, mas que detém granulação variável, com eventual presença de pedregulhos.



Figura 9-1. Testemunho da amostra indeformada retirada da camada de aterro.

Fonte: Mineradora responsável pela estrutura.

Tabela 9-1 - Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação.

ID	Análise Granulométrica (%)						Material
	%P	%ΔG	%ΔM	% ΔF	% S	% A	
2017-BL-ATR-01	26,3	1,9	1,3	3,7	22	44,8	Argila Siltosa com Pedregulhos

Nota: %P = Porcentagem de Pedregulho; % ΔG = Porcentagem de areia grossa; % ΔM = Porcentagem de areia média; % ΔF = Porcentagem de areia fina; % S = Porcentagem de silte; % A = Porcentagem de argila

Fonte: Campanha de 2017.

Os dados brutos para análise da curva granulométrica não foram disponibilizados, impedindo o traçado da curva, restringindo um pouco a análise. No

entanto, foi possível estudar o material com base no Diagrama de Ferret, que o classificou como argiloso, como mostra a Figura 9-2.

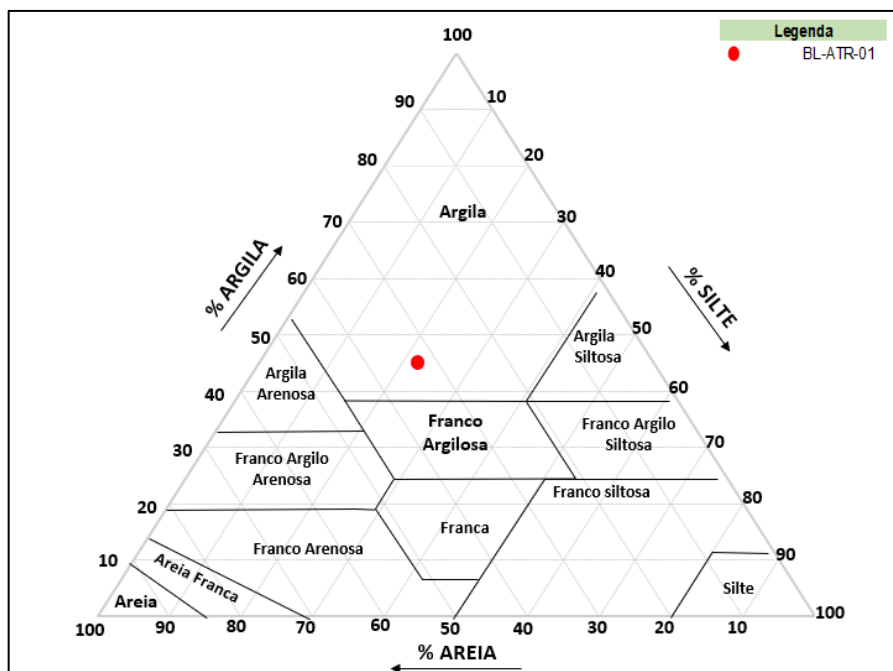


Figura 9-2 – Classificação do material do aterro com base no Diagrama de Ferret.

Já a Tabela 9-2 registra os índices físicos obtidos para o material. Com isso, foi possível verificar a classificação do material com base na Carta de Plasticidade proposta por Casagrande. De acordo com esta metodologia, o aterro foi classificado como sendo MH ou OH, ou seja, silte ou argila de alta plasticidade. A classificação está de acordo com a metodologia anteriormente analisada.

Tabela 9-2 - Resumo dos índices físicos obtidos nos ensaios de laboratório.

Amostra	Massa Específica Real dos Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	Limites de Atterberg			Permeabilidade à carga variável k (cm/s)	Umidade Natural Teor de umidade (%)	Limites de contração (%)
		LL (%)	LP (%)	IP (%)			
2017-BL-ATR-01	2,846	53,6	33,2	20,4	3,7x10 <sup>-7</sup>	25,7	-

Nota: LL = Limite de Liqueidez; LP = Limite de Plasticidade; IP = Índice de Plasticidade.

Fonte: Campanha de 2017.

Adicionalmente, foi realizado ainda um ensaio triaxial consolidado e não-drenado em condição saturada para se verificarem as envoltórias e os parâmetros de resistência do aterro. Para este ensaio, foram disponibilizados os dados brutos e, portanto, o ensaio foi reinterpretado pela autora. O Anexo A apresenta o relatório

fornecido pelo laboratório e os gráficos obtidos na reinterpretação. A tabela abaixo elenca os parâmetros de resistência obtidos para os critérios analisados, sendo eles a tensão desviadora máxima, a obliquidade máxima e o estado crítico, todos para 20% de deformação do corpo de prova.

Tabela 9-3 – Resumo dos parâmetros de resistência do aterro com base no ensaio triaxial.

Amostra	Tensão desviadora máxima		Obliquidade máxima		Estado Crítico	
	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
2017-BL-ATR-01	14	34	11	34	16	34

### 9.2.2 PILHA

A pilha, camada sobreposta ao aterro, possui uma variação de ensaios semelhante à camada superficial. Nessa camada, foram realizados sondagens e ensaios de CPTu, além da retirada de uma amostra deformada e duas indeformadas para ensaios de laboratório.

Cabe destacar que as amostras 2018-PI-01-AMI-01 e 2018-PI-01-AMD-01 foram retiradas no mesmo ponto por meio de um poço de monitoramento profundo. Nesse tipo de poço, é realizada uma escavação vertical do tipo shaft, utilizando chapas metálicas como escoras do poço de diâmetro de 1,70 m. O plano de escavação obedece ao prescrito na NR18 e NBR9604, nas Diretrizes de Mineração e na recomendação do fabricante. Já a amostra 2017-BL-PILHA-02 foi removida de outro ponto.



Figura 9-3 - Testemunho da amostra indeformada 2018-PI-01-AMI-01 da camada de pilha.  
Fonte: Mineradora responsável pela estrutura.

Para as amostras retiradas, foram realizados os seguintes ensaios: granulometria por peneiramento e sedimentação, massa específica real dos grãos, limites de Atterberg, compactação proctor normal, teor de umidade natural e triaxial consolidado, não-drenado e saturado. Abaixo são discutidos os resultados encontrados.

A Figura 9-4 ilustra a curva granulométrica traçada para o material com base nas informações disponibilizadas.

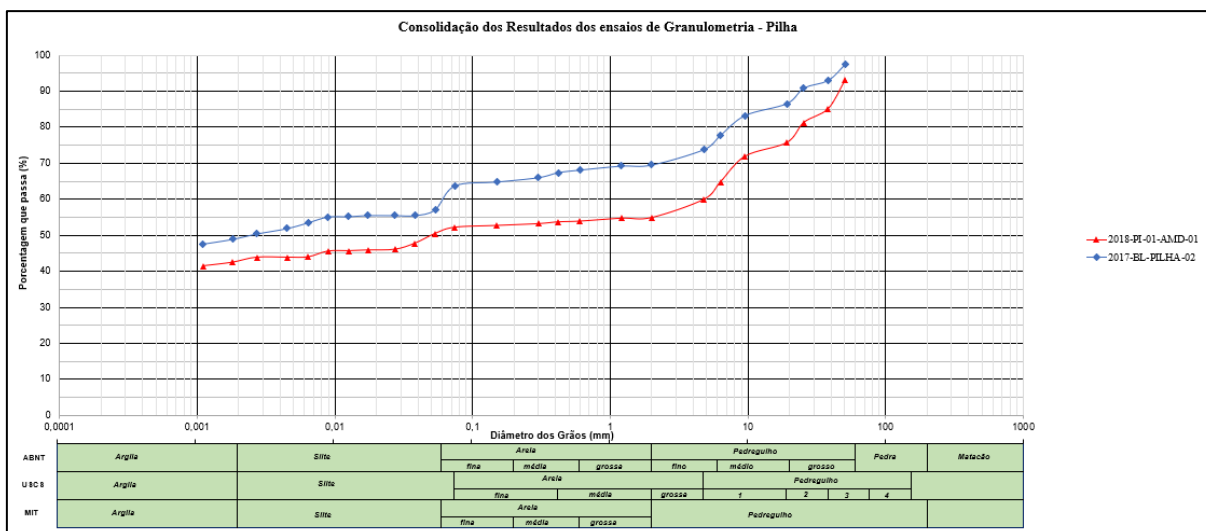


Figura 9-4 – Curva granulométrica da pilha.

Tabela 9-4 - Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação das amostras retiradas da pilha.

Registro	Análise Granulométrica (%)						Material
	%P	%ΔG	%ΔM	%ΔF	%ΔS	%A	
2018-PI-01-AMD-01	45,1	1,1	0,9	1,9	8,3	42,8	Argila com Pedregulhos
2017-BL-PILHA-02	30,5	1,4	2,7	7,3	8,9	49,2	Argila Arenosa com Pedregulho

Nota: %P = Porcentagem de Pedregulho; % ΔG = Porcentagem de areia grossa; % ΔM = Porcentagem de areia média; % ΔF = Porcentagem de areia fina; % S = Porcentagem de silte; % A = Porcentagem de argila.

Fonte: Campanha de 2018.

A análise granulométrica do material o classifica como argila com pedregulhos, o que também é observado pelo testemunho e pela descrição dos demais ensaios. Com base na granulometria do material, foi possível fazer a classificação das amostras com base no diagrama de Ferret.

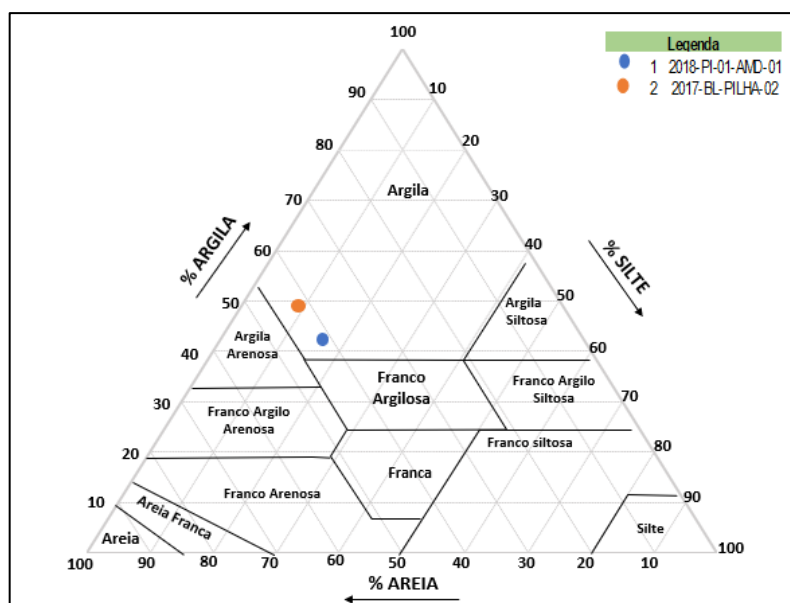


Figura 9-5 – Diagrama de Ferret da pilha.

De acordo com essa metodologia, as amostras foram classificadas como argila, como mostra a Figura 9-5.

Tabela 9-5 – Resultado do ensaio de Massa Específica Real dos Grãos.

Registro	Massa Específica Real dos Grãos (g/cm <sup>3</sup> )
2018-PI-01-AMD-01	2,683
2017-BL-PILHA-02	2,818

Com a massa específica dos grãos, foi possível obter o peso específico médio dos grãos de 25,02 kN/m<sup>3</sup>, sendo esse um parâmetro de entrada das análises.

Tabela 9-6 – Resultado do ensaio de Teor de Umidade.

Registro	Teor de umidade (%)
2018-PI-01-AMD-01	34,38
2017-BL-PILHA-02	20

Com os resultados dos ensaios de limites de Atterberg, expostos na Tabela 9-7, foi possível classificar o material com base na Carta de Plasticidade proposta por Casagrande.

Tabela 9-7 – Resultado do ensaio de Limites de Atterberg.

Registro	LL (%)	LP (%)	IP (%)
2018-PI-01-AMD-01	89,90	39,00	50,90
2017-BL-PILHA-02	47,5	30,1	17,4

De acordo com esta metodologia, as amostras registraram diferentes classificações, como ilustra a Figura 9-6. As amostras foram classificadas como MH/OH ou ML/OL, ou seja, siltes ou argilas de baixa ou alta plasticidade.

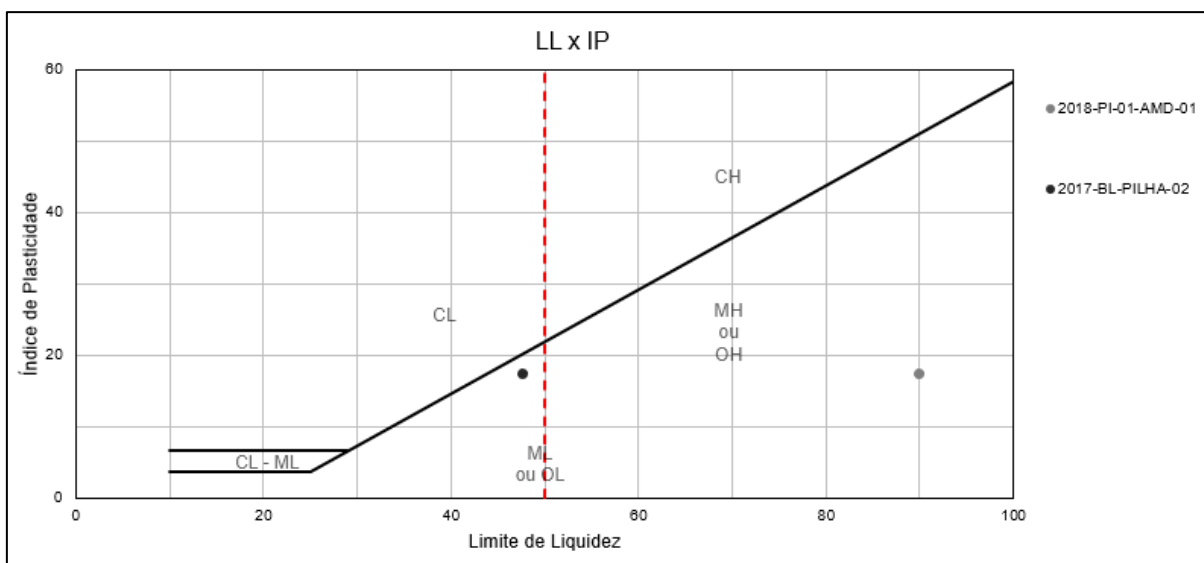


Figura 9-6 – Classificação das amostras de pilha com base na Carta de Plasticidade.

Adicionalmente, encontram-se os resultados do ensaio triaxial, realizado apenas em uma amostra indeformada. O critério de análise dos parâmetros de resistência não foi mencionado.

Tabela 9-8 – Resultado do ensaio triaxial CU sat.

Registro	Tensão Total		Tensão Efetiva	
	c (kPa)	$\theta$ (°)	c (kPa)	$\theta$ (°)
2018-PI-01-AMI-01	96,80	5,90	17,60	33,90

Cabe destacar que o laboratório responsável disponibilizou apenas os resultados dos ensaios, não sendo possível a reinterpretação dos dados brutos pela autora.

### 9.2.3 ARGILA ARENOSA

A argila arenosa, camada mais profunda presente na seção de análise, conta com apenas ensaios de campo para identificação e classificação. Dessa forma, todos os parâmetros desta camada foram obtidos por correlação. Os boletins de sondagem descrevem o material como solo residual, que consiste em uma argila siltosa, pouco arenosa e de cor variegada, com NSPT médio de 20 golpes, indicando maior resistência se comparado aos demais materiais.

## 9.2.4 REJEITO

O rejeito de bauxita, presente no reservatório, possui 3 pontos de investigação, com profundidade máxima de 13 metros, conforme seção apresentada na Figura 8-2. A Tabela 9-9 abaixo compila as características das amostras do tipo Shelby retiradas e os ensaios de Vane Test realizados, seguidos dos resultados encontrados.

Tabela 9-9 – Relação de ensaios realizados no rejeito de bauxita.

Furo/Amostra	Profundidade/Trecho ensaiado (m)	Ensaio realizado
RJ-I1-VT-01	6 a 11	Vane Test
RJ-I1-VT-02	6 a 11	
RJ-I1-VT-03	5 a 13	
RJ-I1-TS-01	5 a 10	Teor de sólidos
RJ-I1-TS-02	4,78 a 9,78	
RJ-I1-TS-03	6 a 14	
RJ-I1-SH-03A	7	HCT e Limite de Contração
RJ-I1-SH-03B	9	
RJ-I1-SH-03C	11	
RJ-I1-SH-03D	13	

Entre os resultados encontrados, estão a resistência não-drenada, resistência não-drenada amalgamada, teor de umidade, teor de sólidos, limite de contração, permeabilidade e compressibilidade.

Tabela 9-10 – Resistência não drenada do rejeito, obtida com Vane Test.

Furo	Ensaio	Profundidade (m)	Resistência não drenada (Su) (kPa)	Resistência não drenada amalgamada (Su) (kPa)	$Su/\sigma'v0^*$
RJ-I1-VT-01	Vane Test	6	27,62	17,52	0,26
		7	4,87	3,37	0,04
		8	3,74	2,40	0,03
		9	3,87	2,54	0,02
		10	7,08	3,25	0,04
		11	6,16	5,05	0,03
RJ-I1-VT-02	Vane Test	6	4,89	3,07	0,05
		7	3,08	2,79	0,02
		8	4,12	3,03	0,03

Furo	Ensaio	Profundidade (m)	Resistência não drenada (Su) (kPa)	Resistência não drenada amolgada (Su) (kPa)	Su/σ'v0*
RJ-I1-VT-03		9	5,68	3,85	0,04
		10	7,62	5,41	0,04
		11	8,97	7,32	0,05
		5	3,71	2,66	0,04
		6	4,11	3,45	0,04
		7	6,81	6,26	0,05
		8	7,67	5,06	0,05
		9	10,29	8,72	0,06
		10	11,73	8,63	0,07
		11	12,58	9,04	0,06
		12	15,45	9,79	0,07
		13	14,19	11,81	0,06

\*Considerando peso específico estimado de 18 kN/m³.

Tabela 9-11 – Resultado do ensaio de teor de sólidos das amostras de rejeito.

Furo	Ensaio	Profundidade (m)	Teor de umidade (%)	Teor de sólidos (%)
RJ-I1-TS-01		5	82,51	54,79
		6	82,61	54,76
		7	77,6	56,31
		8	75,47	56,99
		9	64,63	60,74
		10	63,43	61,19
RJ-I1-TS-02	Teor de Sólidos	4,78	142,85	41,18
		5,78	91,85	52,12
		6,78	88,53	53,04
		7,78	82,67	54,74
		8,78	83,99	54,35
		9,78	74,88	57,18
RJ-I1-TS-03		6	87,52	53,33
		7	80,3	55,46
		8	80,48	55,41
		9	74,69	57,24
		10	74,9	57,18
		11	63,15	61,29

Furo	Ensaio	Profundidade (m)	Teor de umidade (%)	Teor de sólidos (%)
		12	62,45	61,56
		13	62,08	61,7
		14	60,24	62,41

A Tabela 9-12 relaciona os valores de permeabilidade e compressibilidade encontrados com base no ensaio HCT realizado. Cabe destacar que, para este ensaio, foram disponibilizados os dados brutos e, portanto, os valores registrados correspondem à interpretação da autora. A memória de cálculo se encontra no Apêndice A.

Tabela 9-12 – Resultados dos ensaios de HCT realizados nas amostras de rejeito.

Amostra	Ensaio	Prof. (m)	Teor de sólidos (%)	e00*	Compressibilidade	Permeabilidade (m/s)
RJ-I1-SH-03A	HCT	7	55,46	1,921	1,426	3,05E-08
RJ-I1-SH-03B		9	57,24	1,92	1,696	5,64E-07
RJ-I1-SH-03C		11	61,29	1,821	1,821	6,12E-07
RJ-I1-SH-03D		13	61,7	1,763	1,763	6,45E-07

\*Índice de vazios para tensão efetiva nula medido durante o ensaio.

Tabela 9-13- Resultados dos ensaios de limite de contração realizados nas amostras de rejeito.

Amostra	Ensaio	Profundidade (m)	Limite de contração (%)
RJ-I1-SH-03A	Limite de contração	7	34,6
RJ-I1-SH-03B		9	34
RJ-I1-SH-03C		11	36,2
RJ-I1-SH-03D		13	32,8

Adicionalmente, para as amostras em que foram realizados ensaios de caracterização por granulometria e sedimentação, relacionadas na Figura 9-7, foram traçadas as curvas granulométricas. Observa-se que as curvas das amostras revelam similaridade, indicando uma homogeneidade do material.

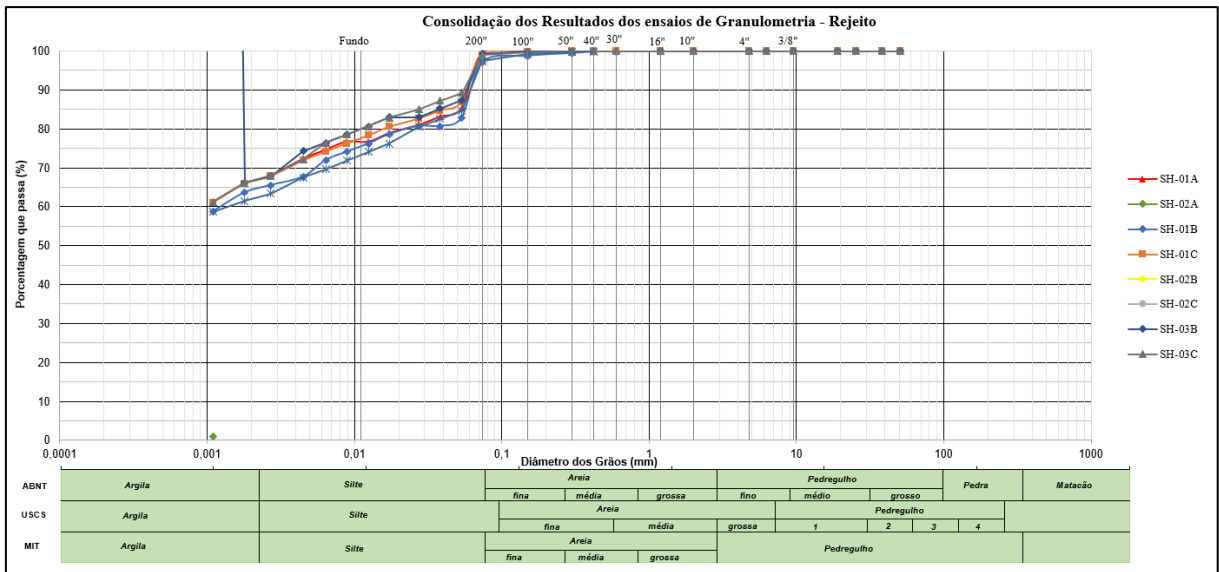


Figura 9-7 – Curvas granulométricas das amostras de rejeito.

A granulometria possibilitou classificar as amostras com base no Diagrama de Ferret. Destaca-se que todas as amostras foram classificadas como argila e as amostras que não aparecem no gráfico estão sobrepostas, como mostra a Figura 9-8.

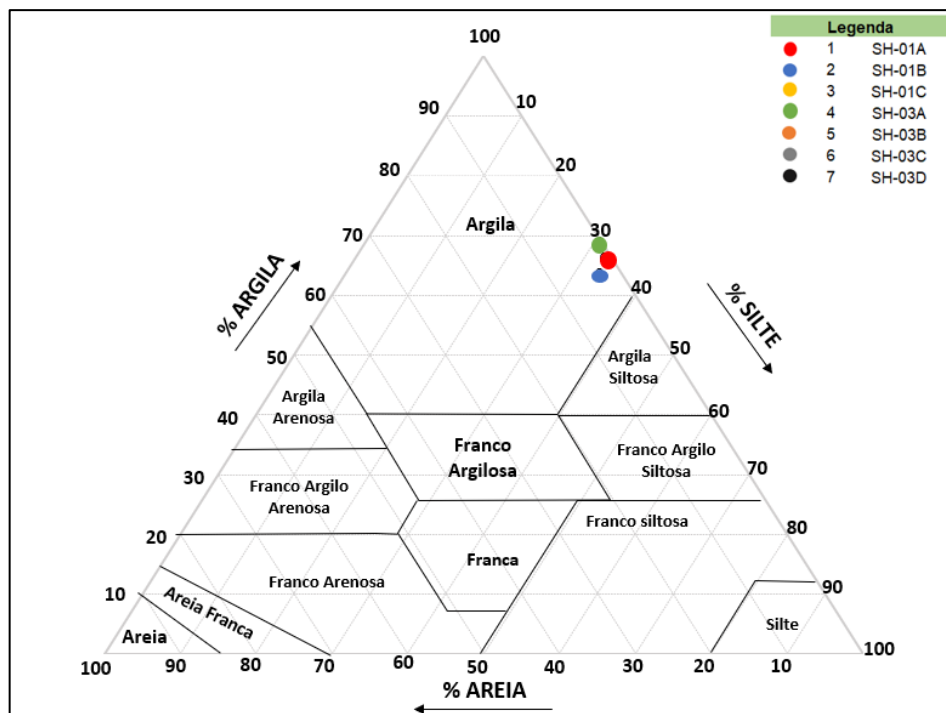


Figura 9-8 – Classificação das amostras de rejeito com base no Diagrama de Ferret.

Com os resultados dos limites de Atterberg das amostras, foi feita a classificação com base na Carta de Plasticidade proposta por Casagrande. A Figura

9-9 aponta que as amostras foram classificadas como siltes, solo orgânico ou argila de alta plasticidade.

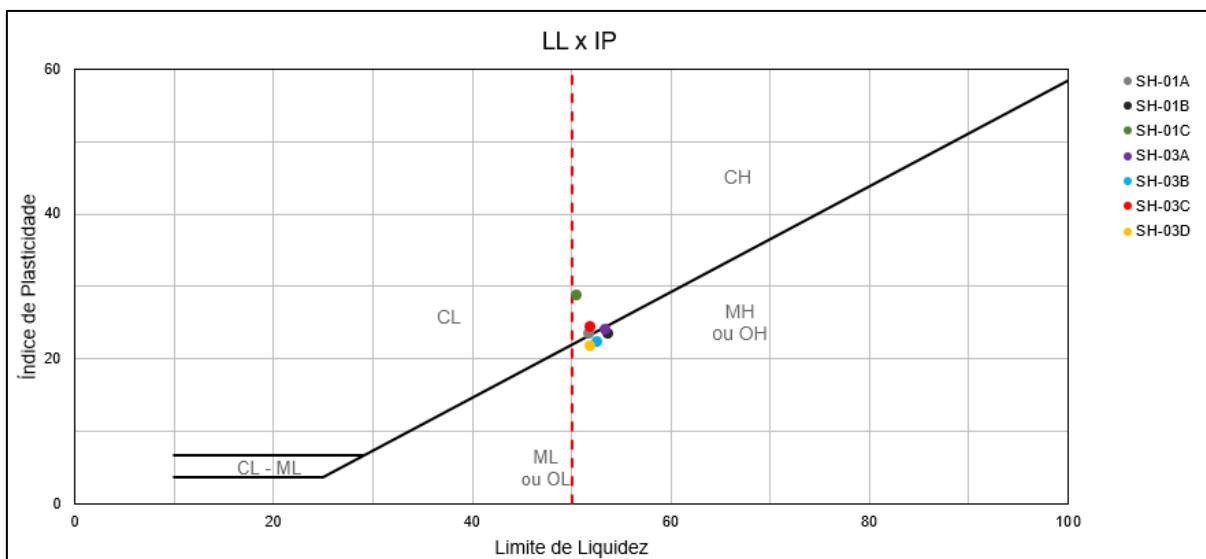


Figura 9-9 – Classificação das amostras de rejeito com base na Carta de Plasticidade de Casagrande.

De acordo com os resultados dos ensaios de massa específica dos grãos e teor de umidade, o peso específico dos grãos médio está em torno de 29,4 kN/m<sup>3</sup> e o teor de umidade médio em torno de 72%.

### 9.3 CORRELAÇÕES EMPÍRICAS

Em função do reduzido número de amostras e, portanto, da reduzida representação ao longo do maciço, foram consideradas correlações empíricas para obtenção e comparação dos parâmetros de resistência e deformabilidade ao longo do perfil. Assim, também é possível verificar a variação destes parâmetros com a profundidade.

#### 9.3.1 SONDAGENS

A Tabela 9-14 compila os valores médios de NSPT obtidos para as camadas. Para representação, foi considerado o valor de NSPT médio de cada camada. O Apêndice A exibe toda a memória de cálculo realizada, com a correlação a cada metro, buscando entender como o parâmetro varia dentro da camada.

Tabela 9-14 – NSPT médio de cada camada da seção.

Camada	Média NSPT
Aterro	7,8
Pilha	6,3
Argila Arenosa	19,9
Rejeito	-*

\*Não foram realizadas sondagens neste material.

Para análise da variabilidade do ângulo de atrito com a profundidade, consideraram-se duas proposições clássicas da literatura, propostas por *Godoy (1983)* e *Teixeira (1996)*, como descrito abaixo.

Ambas as propostas são indicadas para solos não-coesivos e principalmente arenosos.

$$\phi = 28^{\circ} + 0,4 * NSPT \quad \text{Godoy (1983)}$$

$$\phi = 20 * NSPT + 15^{\circ} \quad \text{Teixeira (1996)}$$

Já para o valor de coesão, foi considerada a relação proposta por *Joppert (2007)*, conforme mostra a Tabela 9-15.

Tabela 9-15 – Valores de coesão.

Tabela 14 - Valores de coesão (Joppert, 2007).

Tipo de solo	Faixa de SPT	Módulo de elasticidade (t/m <sup>2</sup> )	Peso específico (g)		Ângulo de atrito efetivo	Coesão efetiva (t/m <sup>2</sup> )
			Natural (t/m <sup>3</sup> )	Saturado (t/m <sup>3</sup> )		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	-
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	-
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	-
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	-
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	-
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	10000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

Fonte: Joppert, 2007.

Os valores destacados em amarelo representam as camadas de Aterro e Pilha, que exibem valores médios de NSPT muito próximos, conforme dados da Tabela 9-14, já os valores em laranja, são os considerados para a Argila Arenosa. Foi considerada, ainda, a proposta de *Alonso (2010)*, conforme Tabela 9-16.

Tabela 9-16 – Coesão das argilas.

Nº (golpes)	Consistência	Coesão (kPa)
< 2	Muito mole	<10
2 – 4	Mole	10 – 25
5 – 8	Média	25 – 50
9 - 15	Rija	50 – 100
15 - 30	Muito Rija	100 – 200
>30	Dura	>200

Fonte: Adaptado de Alonso, 2010.

Além desses métodos, foram inicialmente consideradas -as equações propostas por *Teixeira & Godoy (1996)* e *Berberian (2015)*. A equação proposta por *Teixeira & Godoy (1996)* é uma relação para a estimativa do valor da coesão não drenada, em argilas saturadas. Como esta não é uma condição do material, essa relação foi descartada.

Já a equação de *Berberian (2015)* é apresentada na equação abaixo, em kPa:

$$c = \frac{N}{0,35}$$

Sendo N o NSPT;

No entanto, como mencionado, os solos que constituem o maciço possuem uma matriz argilosa e, portanto, se trata de materiais coesivos. A bibliografia mostra que a correlação entre NSPT e ângulo de atrito, para este tipo de solo, não é representativa, sendo utilizado o parâmetro de resistência não-drenada ( $S_u$ ) (*Sodré, 2018*). Portanto, a equação não foi considerada para análise.

Como a análise realizada considera a tensão e a deformação, foi necessário estimar os parâmetros de deformabilidade do solo. Para a obtenção do Módulo de Young (E), foi feita uma estimativa tomando como base o NSPT, conforme proposto por *Teixeira e Godoy (1996)*:

$$E = \alpha K N$$

Sendo  $\alpha$  e K, coeficientes propostos, conforme a Tabela 9-17 e Tabela 9-18.

Tabela 9-17 – Coeficiente  $\alpha$ .

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Adpatado de *Teixeira e Godoy, 1996*

Tabela 9-18 – Coeficiente K (Mpa).

Solo	K (Mpa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila Siltosa	0,20

Fonte: Adaptado de *Teixeira e Godoy, 1996*

Destaca-se que a classificação presente nas tabelas para obtenção dos coeficientes é simplificada e todas as camadas pertencem à mesma classificação. Logo, o valor de  $\alpha$  adotado é de 7 e o valor de K é de 0,30 MPa.

A Tabela 9-19 demonstra como foi aplicada a proposta ao caso de estudo, considerando o NSPT médio de cada camada. Destaca-se que foi realizada a análise da variação do E (MPa) ao longo da profundidade, calculando a cada metro, no Apêndice A e, posteriormente, assim como para todos os parâmetros correlacionados.

Tabela 9-19 – Módulo de elasticidade médio de cada camada calculado pela proposição de Teixeira e Godoy, 1996.

Material	a	k	$N_{SPT}$	E (MPa)
Aterro	7	0,3	7,7	16,30985
Pilha	7	0,3	6,3	13,24517
Argila Arenosa	7	0,3	19,7	41,45833

### 9.3.2 CPTu

Assim como para as sondagens, buscaram-se, na bibliografia, correlações para os ensaios de cone realizados. Uma das principais críticas a esse ensaio se relaciona à

falta de testemunhos para identificação e classificação das camadas. Visando contornar esses problemas, diversos autores propõem a classificações de solos na forma de ábacos, que, segundo Schnaid (2008) podem ser facilmente implementadas em programas computacionais de processamento e pós-processamento (por ex., *Schmertmann, 1978; Robertson; Campanella, 1983b; Robertson et al., 1986; Olson e Mitchell, 1995; Schneider; Lehane e Schnaid, 2008*).

O ensaio CPTu permite a obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade de forma indireta, por meio de correlações empíricas medidas durante a cravação da sonda, como resistência de ponta, resistência lateral, poropressão, entre outras. Esse procedimento indireto de classificação conta com uma base em padrões de comportamento, ajustado por zonas e definido pela sigla SBT (Soil Behaviour Type Classification Chart).

Para a estimativa do ângulo de atrito, consideraram-se duas metodologias: a primeira proposta por *Robertson e Cabal (2012)* e a segunda, por *Maynee (2006)*. Ambas consideram apenas a resistência de ponta para obtenção do ângulo de atrito.

A correlação proposta por *Robertson e Cabal (2012)* é recomendada pelo autor para solos granulares em geral, como areias e siltes arenosos. Não é sugerida a aplicação da equação para estimativa de parâmetros de solos muito argilosos ou orgânicos e deve-se considerar a zona de comportamento do solo para garantir maior precisão. O ângulo de atrito do solo se relaciona com a resistência de ponta por meio da seguinte equação:

$$\phi = \tan^{-1} \sqrt{Q_{tn}}$$

Sendo:

$\phi$  = ângulo de atrito;

$Q_{tn}$  = resistência de ponta.

Já a metodologia proposta por *Maynee (2006)* sugere que seja considerado impacto da tensão efetiva vertical normalizada e recomenda evitar a metodologia para solos finos de baixa resistência ou colapsáveis. Apesar de que a maioria dos materiais estudados possuíssem uma quantidade representativa de finos, levou-se em conta a metodologia para efeitos de comparação. A equação proposta por *Maynee (2006)* é descrita abaixo:

$$\phi = 29,5 + 0,121 * Q_{tn}^{0,5}$$

Sendo:

$\phi$  = ângulo de atrito;

$Q_{tn}$  = resistência de ponta.

Todos os materiais presentes na seção de análise foram estudados com base nas duas metodologias acima descritas. Observou-se que os valores de ângulo de atrito são mais altos do que aqueles obtidos por ensaios diretos (para os materiais em que foram realizados ensaios triaxiais), as demais correlações e a verificação com a bibliografia.

Para o material de aterro, por exemplo, camada mais superficial da seção, as correlações por sondagem apresentaram valores da ordem de 30 graus para o ângulo de atrito. Esse material possui um ensaio triaxial em que foi obtido o valor de 34 graus para o mesmo parâmetro. No entanto, ambas as correlações por CPTu registraram valores superiores a 40 graus para a mesma profundidade. Sendo assim, optou-se por manter uma análise mais conservadora, descartando os parâmetros obtidos com base nas metodologias acima citadas.

Para a estimativa do módulo de elasticidade, de acordo com *Schnaid (2008)* esse é um parâmetro que pode variar com fatores como histórico de tensões, nível de deformações cisalhantes, entre outros (*Ladd et al., 1977*). Como a penetração do cone no solo não é capaz de representar estes fatores, as correlações devem ser usadas com maior atenção.

Dessa forma, consideraram-se inicialmente as propostas de *Watabe et al., (2004)* e *Kulhawy e Mayne (1990)*. Assim como para o ângulo de atrito, as correlações dependem basicamente da resistência de ponta, considerando-se a tensão vertical efetiva.

$$E = 50(q_t - \sigma_{v0})$$

Onde:

$q_t$  é a resistência de ponta;

$\sigma_{v0}$  é a tensão vertical efetiva.

Como estimativa de anteprojeto, é utilizada a metodologia proposta por *Kulhawy e Mayne (1990)*, como uma abordagem empírica para estimativa do módulo de elasticidade.

$$M = 8,25(q_t - \sigma_{v0})$$

Onde:

$q_t$  é a resistência de ponta;

$\sigma_{v0}$  é a tensão vertical efetiva.

Como dito anteriormente, as metodologias mencionadas são estimativas empíricas. Elas foram empregadas para todos os materiais presentes na seção de análise, no entanto, verificou-se que a metodologia proposta por *Watabe et al., (2004)* indica valores muito altos se comparados às demais metodologias (de CPTu e SPT). Dessa forma, para esta análise, esses valores foram desconsiderados.

#### **9.4 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS PARÂMETROS**

Conforme já mencionado, a retroanálise tem por objetivo reproduzir uma condição anterior de estabilidade de um talude por meio de análises numéricas. De forma resumida, busca-se identificar uma combinação de fatores ou parâmetros que represente adequadamente o comportamento da estrutura observado em campo, neste caso, com base nos dados obtidos por instrumentação.

A retroanálise realizada neste estudo consistiu na variação dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais, com o intuito de encontrar uma combinação que reproduzisse satisfatoriamente a resposta estrutural medida.

Considerando que, do ponto de vista matemático, múltiplas combinações de parâmetros podem conduzir a resultados similares, torna-se essencial selecionar combinações que estejam em conformidade com as informações disponíveis das investigações geológico-geotécnicas.

Para isso, considerou-se, para cada camada e para cada metodologia de análise dos parâmetros, seja diretamente por ensaio ou indiretamente por correlação empírica, uma análise estatística visando identificar se cada parâmetro analisado seguia uma distribuição normal de frequência e se poderia, portanto, estabelecer uma variação considerando valores máximos, mínimos e médios.

Para isso, foi elaborada uma planilha na qual se escolhe o dado a ser analisado. Por exemplo, pretende-se analisar o ângulo de atrito com base na proposição de Godoy (1983) e analisou-se a distribuição de frequência dos dados obtidos. A verificação da forma da distribuição de frequência foi comparada aos métodos de *Johson e Wichern (1988)* e *Cochran (1989)*.

Para assegurar a validade das análises, torna-se necessário verificar se os dados seguem uma distribuição estatística conhecida, principalmente a normal, frequentemente assumida como base para modelagem numérica e análises probabilísticas. Nesse contexto, Johnson e Wichern (1988) elencam uma série de métodos estatísticos para a verificação da forma da distribuição dos dados, incluindo o uso de testes de normalidade como Kolmogorov-Smirnov, Shapiro-Wilk e Anderson-Darling, além de análises gráficas como histogramas, boxplots e gráficos Q-Q (quantil-quantil). Esses métodos auxiliam na identificação de desvios significativos em relação à normalidade, assim como no reconhecimento de assimetrias e curtoses atípicas.

O método de *Johson e Wichern (1988)* propõe uma verificação da distribuição de frequência de dados independentes de forma numérica e de forma gráfica, por meio de histogramadas. Além disso, calcula parâmetros como a assimetria e a curtose para avaliar se a distribuição de dados se aproxima de uma distribuição normal, o que é fundamental em alguns métodos estatísticos.

Adicionalmente, a avaliação da homogeneidade das variâncias é fundamental para garantir a adequação de modelos lineares e a representatividade de agrupamentos de dados. Nesse sentido, o teste proposto por *Cochran (1989)* permite investigar a existência de variâncias discrepantes entre amostras, sendo particularmente útil em análises experimentais e no controle de qualidade de dados geotécnicos.

O método de *Cochran (1989)* analisa a distribuição de dados por meio da detecção de variâncias desiguais, que podem indicar uma distribuição assimétrica ou a presença de valores discrepantes. Esse método foi escolhido e se justifica por verificar se uma das variâncias entre os grupos é significativamente maior do que as demais, podendo comprometer a análise de variância.

Assim, como o conjunto de dados segue uma distribuição normal, foi possível determinar um intervalo de confiança (considerando limites inferiores e superiores de confiança) para retroanálise dos dados.

A Figura 9-10 ilustra a distribuição de frequência, o ajuste linear e o ajuste exato à distribuição normal para o ângulo de atrito seguindo a metodologia proposta por *Teixeira (1996)* com base nos valores de NSPT, descrita no item 9.3.1, as demais análises podem ser encontradas nos Apêndices C, D e E.

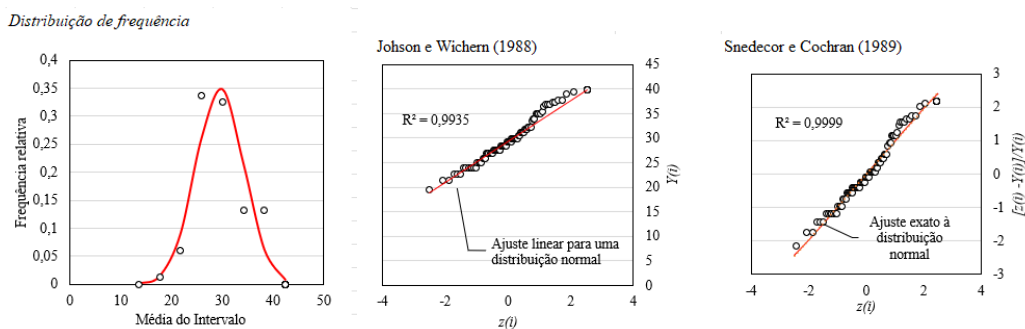


Figura 9-10: Análise de sensibilidade do ângulo de atrito do aterro.

A combinação dessas abordagens estatísticas fornece uma base robusta para a análise dos parâmetros adotados neste estudo, contribuindo para a confiabilidade dos modelos numéricos e a representatividade estatística das informações geotécnicas utilizadas.

## 10. MODELAGEM NUMÉRICA

Este capítulo descreve os principais aspectos envolvidos na modelagem numérica, abrangendo a definição da geometria, aplicação das condições de contorno, geração da malha, escolha dos modelos constitutivos e seleção dos parâmetros representativos dos materiais geotécnicos. Expõe, de forma sistemática, o procedimento adotado para a modelagem do maciço, incluindo as metodologias utilizadas para a definição da geometria do modelo e a caracterização dos parâmetros do solo. Por fim, são apresentados os resultados da calibração do modelo numérico, sendo que as análises decorrentes da simulação baseada nas diretrizes aqui estabelecidas são discutidas no capítulo subsequente.

Para modelagem via MEF por meio do RS2, foi pré-definido o sistema internacional de unidades (SI) e adotado o tempo em dias. Os limites geométricos da modelagem no plano horizontal (X e Y) foram adotados pelas coordenadas  $x_{mín} = 0$ ,  $x_{máx} = 248,43$ ,  $y_{mín} = 150$ ,  $y_{máx} = 203,2$ . As condições de contorno verticais e horizontais

de deslocamento nos contornos na região foram determinadas de forma que não fosse possível a movimentação nas direções X e Y nos dois eixos.

A etapa inicial da modelagem consistiu na elaboração do perfil estratigráfico, e, portanto, na definição da espessura das camadas do maciço e suas respectivas propriedades geotécnicas. No caso, foram plotadas as sondagens disponibilizadas em relação ao topo do terreno, conforme relatório de sondagem SPT (Anexo A). Na etapa seguinte, a malha é gerada automaticamente pelo programa e, por fim, as etapas de construção são definidas de forma que as camadas que não correspondem àquela etapa são retiradas do modelo. Adiciona-se ainda, uma linha de referência para o nível d'água da estrutura e considera-se a análise transiente por meio do "Transient FEA" e as condições de contorno, restringindo o movimento nos eixos X e Y nas extremidades, conforme proposto por *Silva et al. (2024)*. Adicionalmente, foram definidas as etapas consideradas nas análises e inserido o tempo entre as etapas (em dia), conforme o histórico da estrutura.

As Figura 10-1, Figura 10-2, Figura 10-3, Figura 10-4 e Figura 10-5 representam as etapas abordadas nesta análise. Vale destacar que, além dessas etapas, se consideram duas etapas posteriores à ilustrada na Figura 10-5 - que leva em conta, temporalmente, o intervalo de leituras disponibilizado. Essas etapas objetivam verificar o deslocamento incremental em relação aos outros estágios, uma vez que é considerada uma análise transiente e, portanto, que há dissipação de poropressão e aumento da tensão efetiva do solo.

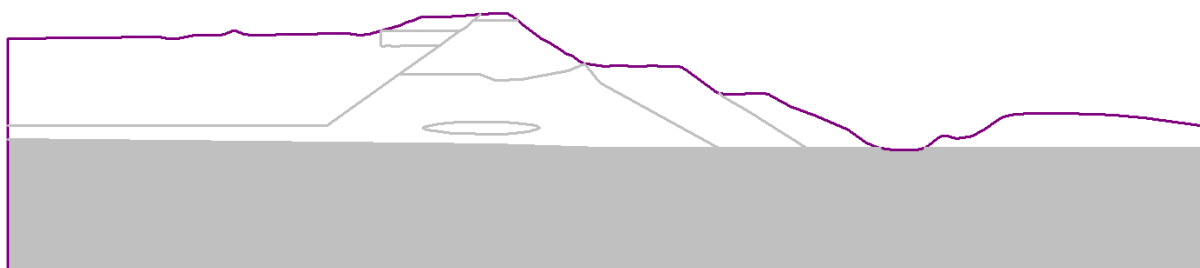


Figura 10-1: Primeira etapa – maciço de fundação.

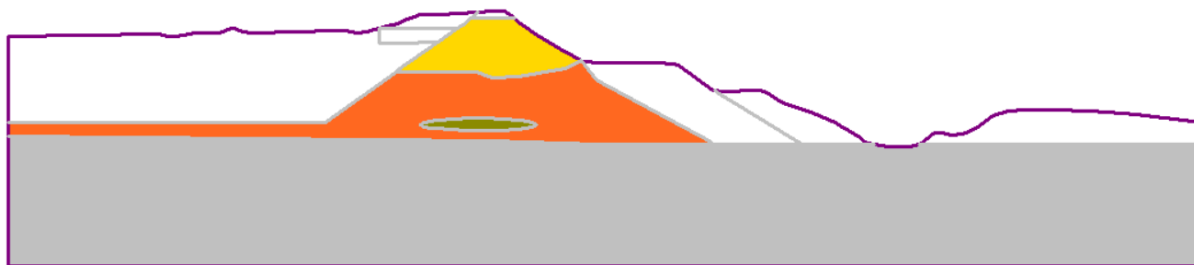


Figura 10-2: Segunda etapa – corpo da barragem.

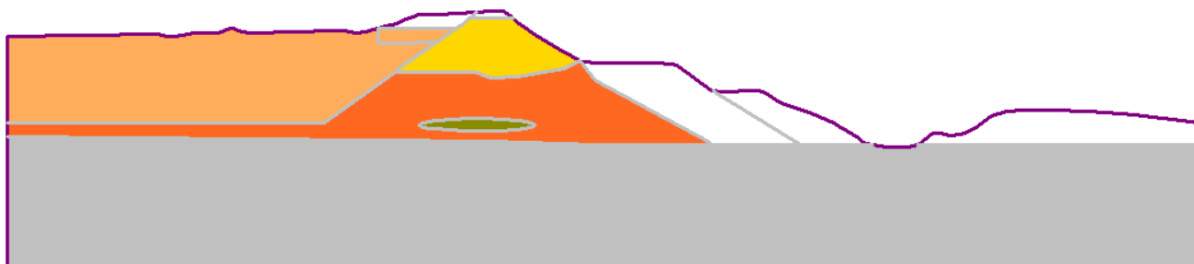


Figura 10-3: Terceira etapa – inclusão do reservatório de rejeito adensado.

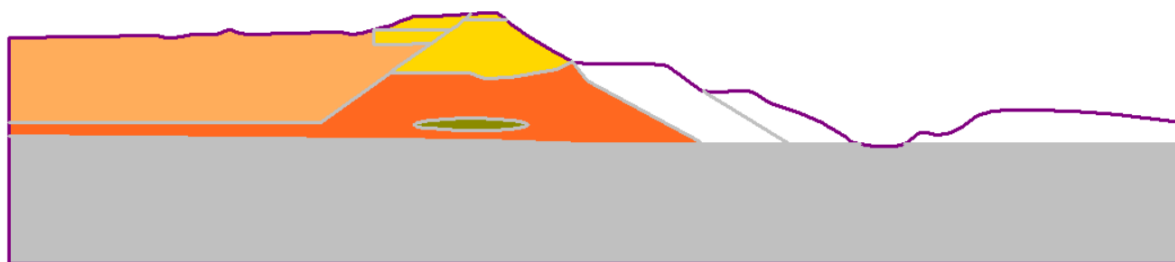


Figura 10-4: Quarta etapa – alteamento de montante e pequeno alargamento da crista.

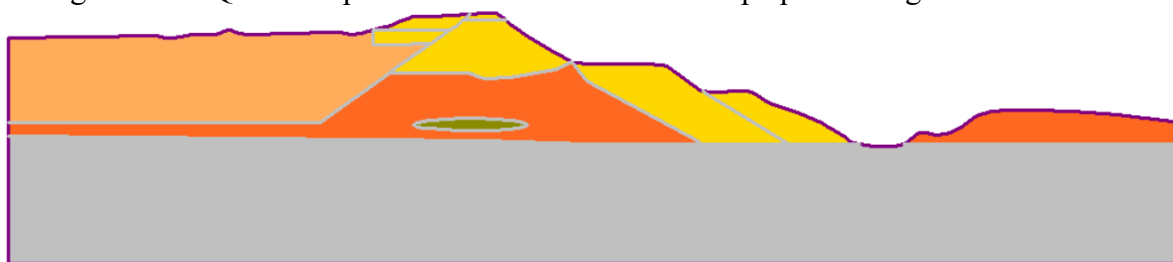


Figura 10-5: Quinta etapa – construção das bermas de reforço na região de jusante.

De maneira análoga, ocorre a inicialização do modelo que não aborda as etapas construtivas, com exceção da última acima descrita, ou seja, retirada das camadas não pertencentes a cada etapa construtiva. Assim, o modelo de entrada considera apenas a última etapa construtiva, representada na Figura 10-5.

Considerou-se ainda, o faseamento do corpo da barragem para se verificar o impacto dessa divisão na análise do deslocamento acumulado total. Como não há um histórico detalhado da construção dessa estrutura, dividiu-se o volume de forma igual

e assumiu-se que o tempo total de construção foi dividido entre as etapas, como mostram as Figura 10-6 a Figura 10-10.

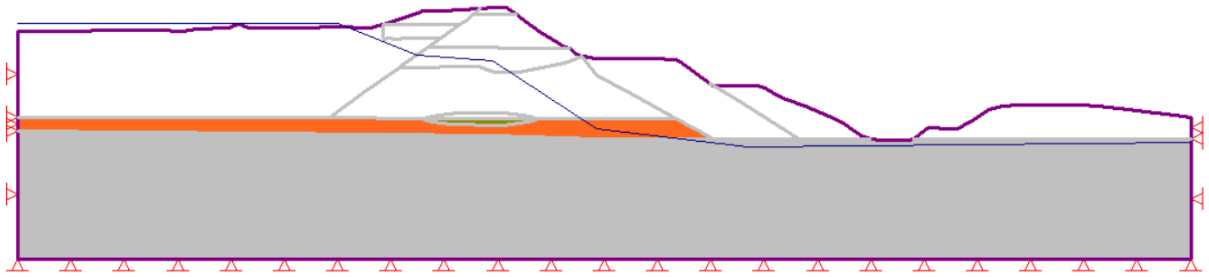


Figura 10-6 – Faseamento do corpo da barragem 1/4.

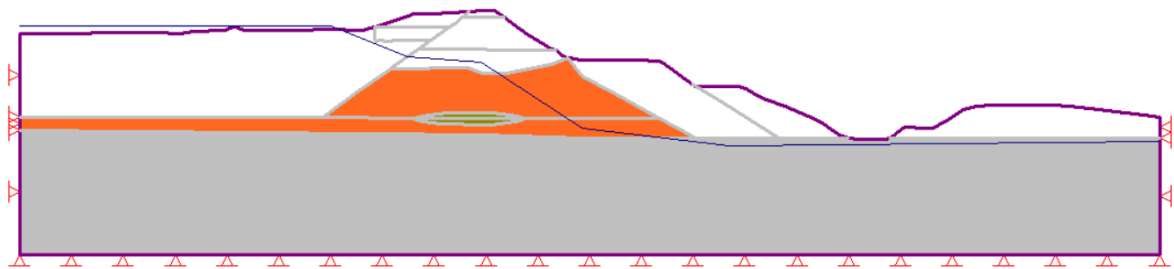


Figura 10-7: Figura 10-8 – Faseamento do corpo da barragem 2/4.

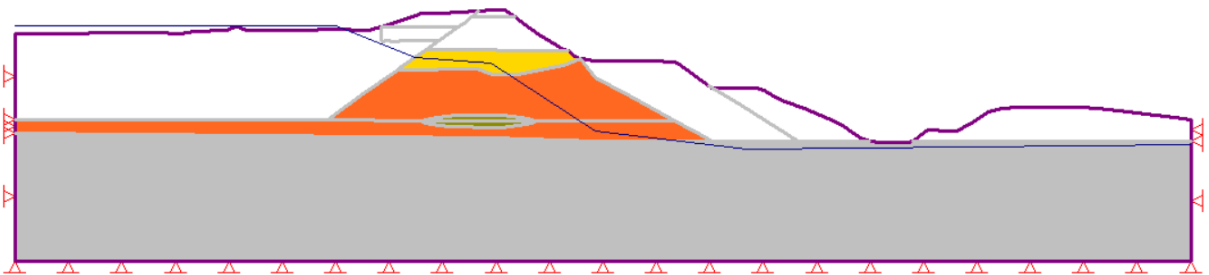


Figura 10-9 – Faseamento do corpo da barragem 3/4.

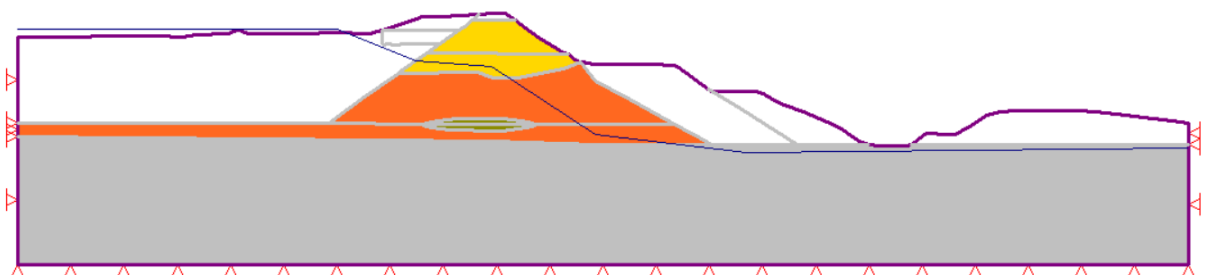







Figura 10-10 – Faseamento do corpo da barragem 4/4.

Para essas análises, os parâmetros de entrada de resistência e deformabilidade considerados foram obtidos com base na interpretação dos ensaios

de campo e laboratório e comparação com a bibliográfica e estão representados na Tabela 10-1.

Tabela 10-1: Parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade adotados nas análises.

Material Name	Material Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson's Ratio	Young's Modulus (kPa)	Failure Criterion	Peak Friction Angle (degrees)	Peak Cohesion (kPa)	Ks (m/s)
Argila Arenosa		19	0.4	39000	Mohr-Coulomb	28	15	2.83e-06
Rejeito		18	0.4	6000	Mohr-Coulomb	20	8	4.63e-07
Aterro		17	0.4	24000	Mohr-Coulomb	22	10	6.38e-06
Pilha		17	0.4	26000	Mohr-Coulomb	24	13	5.4e-07
Argila orgânica		17	0.4	26000	Mohr-Coulomb	24	13	5.4e-07

Quanto ao modelo constitutivo, foi adotado o modelo elastoplástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb, denominado no RS2 e no Slide2 de Modelo de Mohr Coulomb, para todos os materiais presentes na seção de análise. A escolha do modelo se justifica, sobretudo, pela escassez de ensaios de laboratório para a calibração de modelos mais complexos. Destaca-se que foram realizadas tentativas de calibração com os modelos Soft Soil e HSM. No entanto, esses modelos necessitam, como dado de entrada, de diversos parâmetros de deformabilidade que, nessas tentativas, foram estimados em função da ausência de ensaios. Buscaram-se, ainda, valores e correlações na bibliografia e observou-se que os parâmetros registravam relativa variedade, conforme descrito abaixo.

Para o caso dos índices de compressão, necessários para calcular os parâmetros adimensionais lambda e kappa do modelo Soft Soil, a bibliografia aponta várias correlações, como as expostas na Figura 10-11.

A tabela a seguir elenca os parâmetros considerados para as análises realizadas.

Quadro 1 - Equações para determinar o índice de compressão (Cc)

Nº	EQUAÇÕES	OBSERVAÇÕES	AUTOR				
<b>Cc = f ( LL )</b>							
A1	$Cc = 0.007 (LL - 7)$	argilas remexidas	Skempton (1944)				
A2	$Cc = 0.0046 (LL - 9)$	argilas brasileiras (Santos)	Cozzolino (1961)				
A3	$Cc = 0.009 (LL - 10)$	argilas normalmente consolidadas	Terzaghi e Peck (1967)				
A4	$Cc = 0.006 (LL - 9)$	argilas com LL inferior a 100%	Azzouz et al. (1976)				
A5	$Cc = (LL - 13) / 109$	todas as argilas	Mayne (1980)				
A6	$Cc = 0.004 LL - 0.001$	argilas cretácicas (Aveiro)	F. Gomes e Ladeira(1991)				
<b>Cc = f ( e<sub>N</sub> )</b>							
B1	$Cc = 0.54 (e_N - 0.35)$	todas as argilas	Nishida (1956)				
B2	$Cc = 0.29 (e_N - 0.27)$	argilas, argilas siltosas e siltes argilosos inorgânicos	Hough (1957) a				
B3	$Cc = 0.35 (e_N - 0.50)$	siltes orgânicos	Hough (1957) b				
B4	$Cc = 0.43 (e_N - 0.25)$	argilas brasileiras (Santos)	Cozzolino (1961)				
B5	$Cc = 0.75 (e_N - 0.50)$	solos com baixa plasticidade	Sowers (1970)				
B6	$Cc = 1.055 (e_N - 1.87) + 1.21$	argilas de São Paulo	in Azzouz et al. (1976)				
B7	$Cc = 0.234 e_N$	-	Nagaraj e Murthy (1985)				
B8	$Cc = 0.362 e_N - 0.035$	argilas cretácicas (Aveiro)	F. Gomes e Ladeira(1991)				
<b>Cc = f ( W<sub>N</sub> )</b>							
C1	$Cc = 0.85 (W_N / 100)^{1.5}$	siltes e argilas magras	Helenclund (1951)				
C2	$Cc = 0.0115 W_N$	solos orgânicos e turfas	Moran et al. (1958)				
C3	$Cc = 0.01 (W_N - 5)$	todas as argilas	Azzouz et al. (1976)				
C4	$Cc = 0.01 W_N$	todas as argilas	Koppula (1981)				
C5	$Cc = 0.01 (W_N - 7.549)$	todas as argilas	Herrero (1983)				
C6	$Cc = 0.009 W_N - 0.008$	argilas cretácicas (Aveiro)	F. Gomes e Ladeira(1991)				
<b>Cc = f ( IP )</b>							
D1	$Cc = 0.014 IP + 0.02$	solos do oceano Atlântico (Norte)	Nacci et al. (1975)				
D2	$Cc = 0.005 IP + 0.065$	argilas cretácicas (Aveiro)	F. Gomes e Ladeira(1991)				
<b>Cc = f ( vários parâmetros )</b>							
E1	$Cc = 0.37 (e_N + 0.003 LL - 0.34)$	análises estatísticas de vários	Azzouz et al. (1976)				
E2	$Cc = 0.40 (e_N + 0.001 W_N - 0.25)$	solos argilosos					
E3	$Cc = 0.009 W_N + 0.002 LL - 0.10$						
E4	$Cc = 0.37 (e_N + 0.003LL + 0.0004W_N - 0.34)$						
E5	$Cc = 0.50 [(1 + e_N) / Gs]^{2.4}$	argilas com e <sub>N</sub> menor que 0.8	Herrero (1980)				
E6	$Cc = -0.0997 + 0.0009 LL + 0.0014 IP + 0.0036 W_N + 0.1165e_N + 0.0025 Cp$	análise estatística com 134 solos	Koppula (1981)				
E7	$Cc = 0.141 Gs (Y_w / Y_d)^{2.4}$	argilas sedimentares	Herrero (1983)				
E8	$Cc = 0.009 W_N + 0.005 LL$	-	Koppula (1986)				
E9	$Cc = 0.005 W_N + 0.003 IP - 0.010$	argilas cretácicas (Aveiro)	Ferreira Gomes e Ladeira (1991)				
E10	$Cc = 0.209 e_N + 0.003 IP - 0.027$						
E11	$Cc = 0.411 e_N + 0.00058 LL - 0.156$	-	Al-K.e Andersland (1992)				
E12	$Cc = 0.284 e_N + 0.00050 LL - 0.026$	argilas azuis de Matera (Itália)	Cherubini (1993)				
E13	$Cc = 0.140 e_N + 0.00800 LL - 0.160$	sedimentos de Sele River (Itália)	Giaisi e Guadagno (1993)				
Variáveis	Cc	e <sub>N</sub>	Gs	LL	IP	W <sub>N</sub>	Cp
Unidades		( adimensional )				( % )	

Figura 10-11: Correlação do índice de compressão do solo (Cc)

Fonte: Gomes, 1995.

A Tabela 10-2 mostra os valores encontrados para os materiais presentes na seção de análise, tendo em conta a média e o desvio padrão. Destaca-se que foi feita uma análise das metodologias que são aplicáveis de acordo com as características dos materiais. Observa-se que os valores de desvio padrão representam em até 64% da média, diminuindo a confiabilidade da variabilidade dos dados.

Tabela 10-2: Valores de Cc encontrados para os materiais.

Material	Pilha	Aterro	Rejeito
Média	0,57	0,31	0,39
Desvio padrão	0,29	0,10	0,25

Nesse sentido, observou-se, durante as análises, que o modelo numérico registrou elevada sensibilidade à variação dos parâmetros de deformabilidade, os quais não possuíam medições diretas e apresentaram considerável incerteza. Além disso, devido à estratigrafia complexa composta por quatro materiais distintos, o tempo de processamento das análises com modelos constitutivos mais sofisticados superava duas horas, o que inviabilizou a sua aplicação diante da grande quantidade de simulações necessárias. Em razão dessas limitações, optou-se pela utilização do modelo de Mohr-Coulomb, por sua menor complexidade computacional e desempenho mais adequado frente ao volume de testes requerido.

Para a análise via MEL, a forma de inicialização do modelo ocorre abordando apenas a quarta etapa construtiva (Figura 10-4). Essa etapa construtiva, de acordo com o histórico do caso de estudo, representa o momento em que houve uma instabilidade do talude, gerando a necessidade de construção das duas bermas de reforço adicionais, vistas na Figura 10-5.

Nesse caso, para análise, são definidos a direção do talude e os métodos de análise do fator de segurança. Foram considerados os métodos de Morgenstern-Price, Spencer e Sarma. Para uma análise mais conservadora do modelo, considerou-se ainda, uma cunha de ruptura não circular.

O principal objetivo dessa análise é identificar a zona potencial de ruptura (a região em que o fator de segurança é igual ou menor a 1) e encontrar os parâmetros que representam o maciço nessa condição. Para isso, foi realizada uma retroanálise dos parâmetros do ponto de vista de resistência, reduzindo os parâmetros dentro de um intervalo de confiança determinado com base nas análises estatísticas dos parâmetros, apresentada no item 9.4.

De posse dos parâmetros que representam o maciço nesta condição, retorna-se à análise via MEF. Uma vez que são simuladas as etapas construtivas, considera-se a quarta etapa, com os parâmetros de resistência encontrados que geraram a zona potencial de ruptura, além dos parâmetros de deformabilidade estimados e calibrados. Reinicia-se a calibração do modelo a partir desta etapa. Entende-se, então, que até esta etapa os parâmetros de resistência encontram-se calibrados por meio da instabilidade relatada na região.

Para a última etapa, é considerada a instrumentação (o inclinômetro) presente para calibração do modelo. Ressalta-se que o histórico da instrumentação não foi levado em conta nas etapas anteriores, porque as primeiras leituras registradas desse instrumento datam de 2023, e, nesse ano, a estrutura já estava completamente construída e em operação. Nesse sentido, entende-se que o histórico de leitura dos instrumentos representa apenas a condição atual da estrutura.

A calibração do modelo seguiu com tentativas de variação dos parâmetros de resistência e deformabilidade, considerando as análises anteriores (via MEL) até que o modelo representasse a condição de campo, ou seja, comparou-se os deslocamentos encontrados pelo modelo numérico com as leituras do inclinômetro presente na estrutura.

Quando o modelo está calibrado, ou seja, os deslocamentos gerados pelo modelo estão de acordo com a instrumentação de campo, reproduz-se o procedimento para a análise que desconsidera as etapas construtivas. Ou seja, para este outro modo de inicialização do modelo, consideram-se os parâmetros de resistência e deformabilidade calibrados para o modelo que considera as etapas construtivas.

Assim, evidencia-se a diferença entre os deslocamentos lidos (com os mesmos parâmetros de resistência e deformabilidade) para as duas formas diferentes de inicialização do modelo. Destaca-se ainda que, durante as análises, consideraram-se variações das etapas construtivas e verificou-se a influência dessa divisão nos resultados. Por exemplo, observou-se a influência nos resultados, tendo em conta ou não, a construção do corpo da barragem como etapas individuais.

Os resultados encontrados para ambas as formas de inicialização consideradas são apresentados e discutidos no item subsequente.

## 11. RESULTADOS DAS ANÁLISES

Este capítulo se dedica à análise dos resultados obtidos pelas simulações numéricas aliadas a processos iterativos elaborados para os estudos paramétricos. As análises foram direcionadas, primeiramente, ao entendimento da distribuição de tensões e deslocamentos, considerando os dois métodos numéricos de análise (MEL e MEF) além das diferentes formas de inicialização do modelo (considerando ou não o faseamento construtivo). Posteriormente, os parâmetros envolvidos na análise foram retroanalisados de forma que foi possível representar o comportamento de campo no modelo numérico. Ainda, é apresentado o resultado da análise probabilística realizada em termos de probabilidade de falha do talude e comparado com a bibliografia para se verificar a criticidade.

### 11.1 SEÇÃO ESTUDADA E MODELOS CONSTITUTIVOS

A Figura 11-1 exibe a seção com estratigrafia interpretada com base nos resultados dos ensaios de campo. É importante ressaltar que informações sobre o nível d'água da estrutura são carentes com base no descrito no item 8.5 e há divergências entre as informações das sondagens e CPTus realizados.

Ainda, só foram obtidas informações nos pontos de investigação (quando não está seco), sendo a região de jusante, interpolada e interpretada pela autora. Para a região de jusante, se considerou a leitura média da régua do reservatório, conforme também descrito no item 8.5.

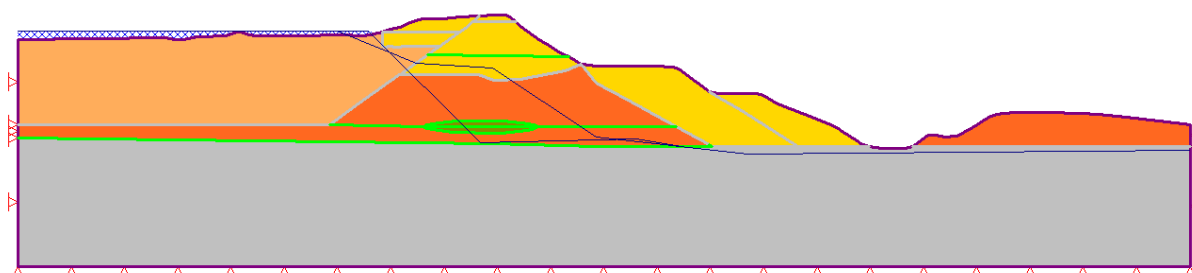


Figura 11-1: Seção de análise com NA.

Destaca-se que as duas linhas representadas na seção se referem as leituras interpoladas dos níveis d'água encontrados nos CPTus (linha superior) e sondagens realizadas (linha inferior). Para a calibração, foi considerado que o nível d'água deve

estar no limite entre essas duas linhas, tomando como referência a leitura do CPTu, de forma a se realizar uma análise mais conservadora.

Dessa forma, para a calibração da análise por tensão deformação, consideraram-se os pontos conhecidos como linhas no modelo para se alcançar, por meio da calibração, o mais próximo do lido em campo.

## **11.2 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DESLOCAMENTOS**

A distribuição de tensões e deslocamentos em barragens de rejeitos, quando modelada por métodos numéricos, revela padrões bem definidos: as tensões principais se concentram na base e no interior da barragem, especialmente sob efeitos de carregamento como *drawdown* (rebaixamento rápido) do reservatório.

Já a distribuição de deslocamentos costuma evidenciar maior deformação na face interna da estrutura, próximo à crista, resultante da soma do peso com material com as tensões induzidas pelo reservatório e o nível d'água. Por exemplo, simulações em regimes sísmicos indicam que, durante carregamentos dinâmicos, a face interna tende a deslocar-se horizontalmente em camadas, enquanto a base sofre recalques verticais, sendo este um padrão destacado como crítico em análises de estabilidade sob sismo (*Ma et al., 2018; Castillo & Karabulut, 2024*).

Nesse sentido, alinhando os conhecimentos sobre a distribuição de tensões e deslocamentos dentro de uma estrutura como a analisada, combinado com o histórico da estrutura, analisaram-se os resultados encontrados.

Para a análise que considera a configuração final como modelo de entrada, ou seja, desconsidera o faseamento, a distribuição dos deslocamentos é exibida na Figura 11-2. Destaca-se que as cores mais quentes, entre amarelo e vermelho, identificam as regiões de maiores deslocamentos, enquanto as regiões de cores mais frias identificam regiões de menores deslocamentos.

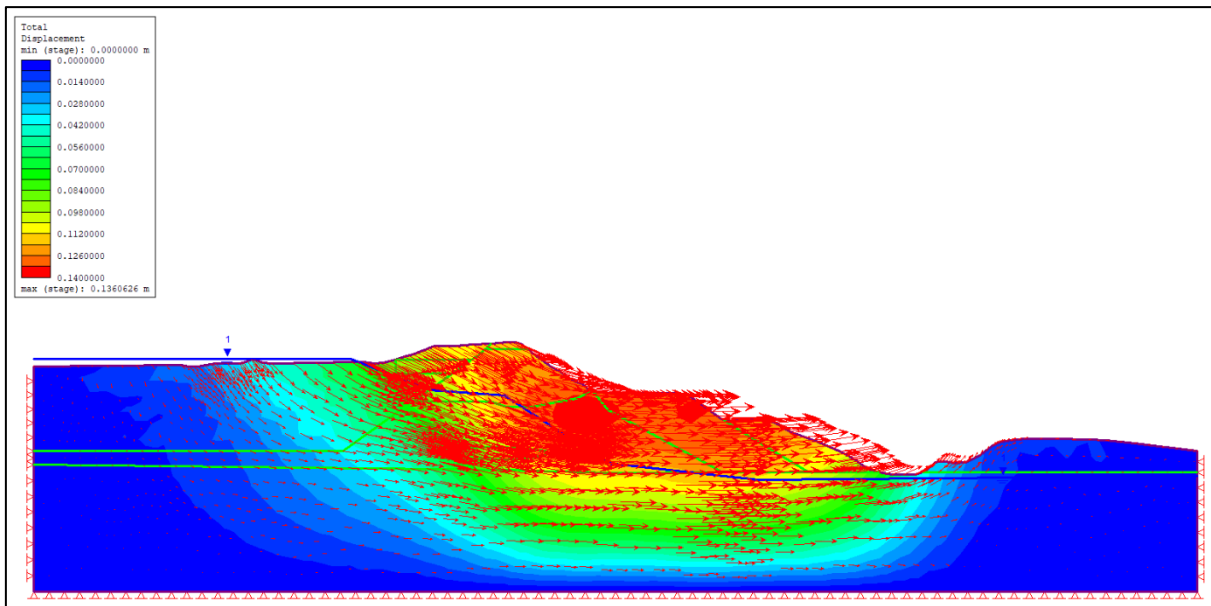


Figura 11-2: Vetores do campo de deslocamento da análise sem faseamento.

A partir do campo de deslocamentos, observa-se que se trata de uma distribuição convencional de deslocamentos em uma estrutura deste tipo, no entanto, cabe-se atentar ao histórico da estrutura. As bermas de equilíbrio foram inseridas como elementos de reforço dessa estrutura e sanaram o problema de instabilidade. Nesse sentido, essas bermas devem atuar passivamente contra o corpo da estrutura, o que não é representado pela imagem.

Tendo em vista apenas a configuração final e desconsideradas as etapas construtivas, entende-se que toda a estrutura está se deslocando para jusante, indicando que as bermas de equilíbrio estão atuando como estruturas ativas e, portanto, gerando instabilidade no talude.

Em contrapartida, observa-se o campo de deslocamento da seção que considera o faseamento e, portanto, as etapas construtivas da estrutura. Nesta imagem, Figura 11-3, observa-se que o corpo da estrutura se comporta de acordo com o esperado (e acima descrito), enquanto as bermas registram um campo de deslocamento no sentido contrário do deslocamento do corpo da barragem, o que, de fato, representa a estrutura em campo, uma vez que funcionam como estruturas passivas e atuam como elemento de reforço da estrutura.

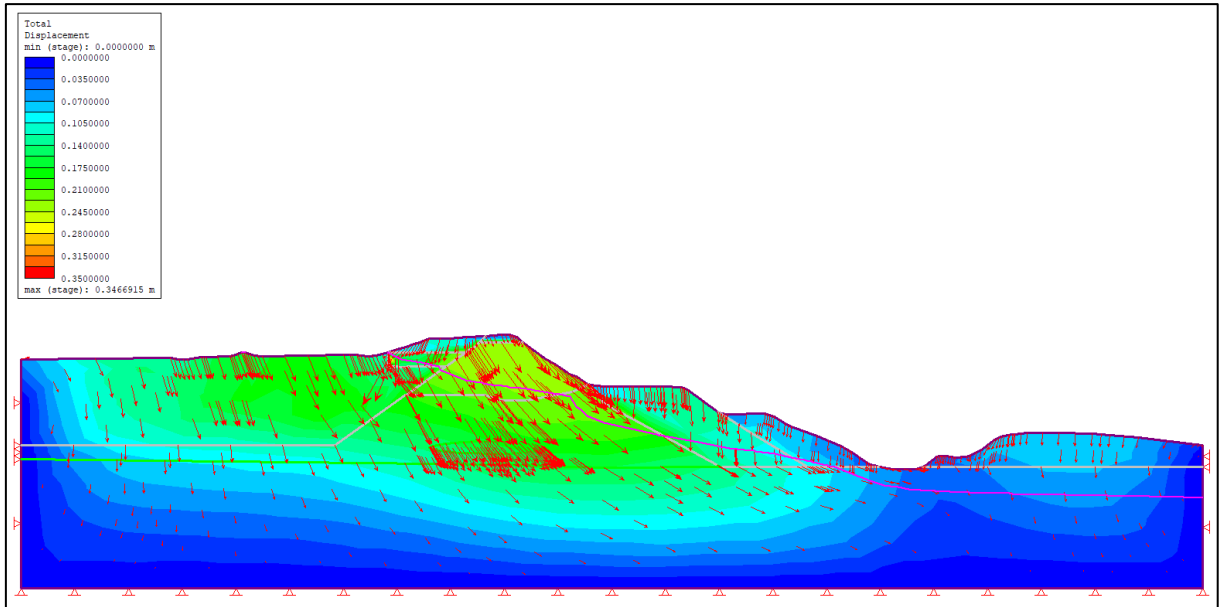


Figura 11-3: Vetores do campo de deslocamento da análise que considera o faseamento.

A análise entre as Figura 11-2 e Figura 11-3 evidencia, apenas pela comparação do campo de deslocamento, a diferença entre se considerar ou não as etapas construtivas da estrutura. A análise que considera o faseamento é mais fiel ao que a estrutura está submetida em campo de acordo com os registros históricos.

Destaca-se que, entre as análises que consideram o faseamento, ou seja, a que considera o faseamento do corpo da barragem ou não, as mudanças não foram significativas em termos vetoriais, o comportamento de ambas as análises é similar.

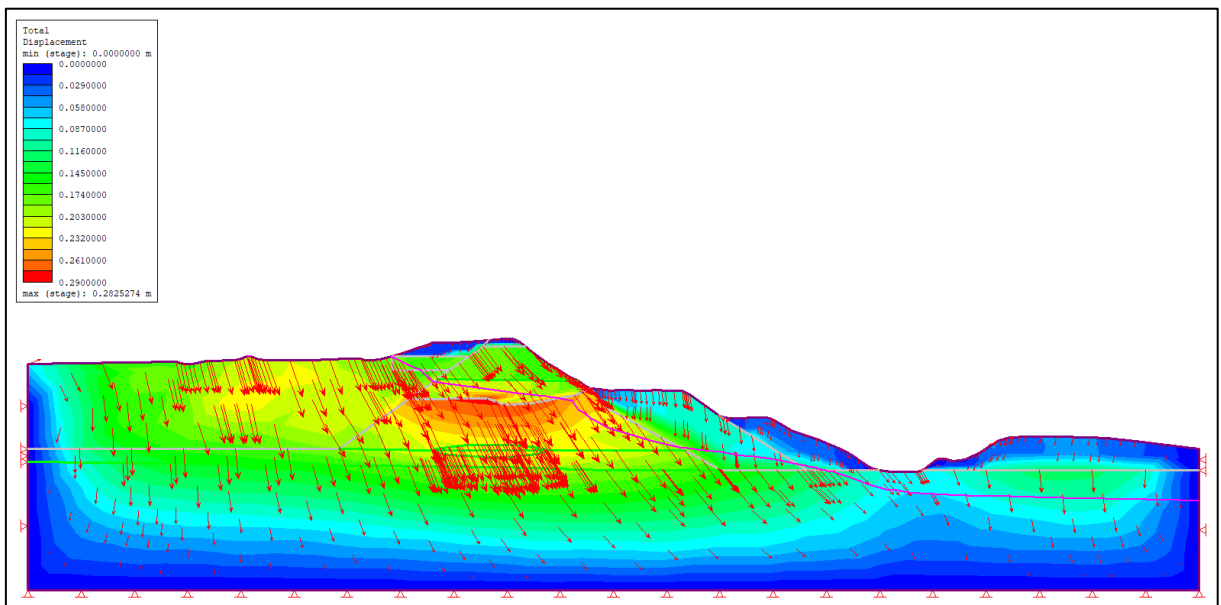


Figura 11-4: Vetores do campo de deslocamento da análise que considera o faseamento do corpo da barragem.

Dessa forma, verifica-se que as análises que consideram o faseamento e representam as etapas construtivas em função do tempo são mais condizentes com a situação de campo em termos vetoriais. O item 11.4 discute a diferença numérica em termos de deslocamento obtido nestas análises.

### 11.3 ANÁLISE POR EQUILÍBRIO LIMITE (MEL)

Conforme mencionado no item 10, a análise via MEL objetiva verificar a zona potencial de ruptura e retroanalisar os parâmetros de resistência do talude. Verificou-se a zona potencial de ruptura, ou seja, aquela que apresenta  $FS \leq 1$ .

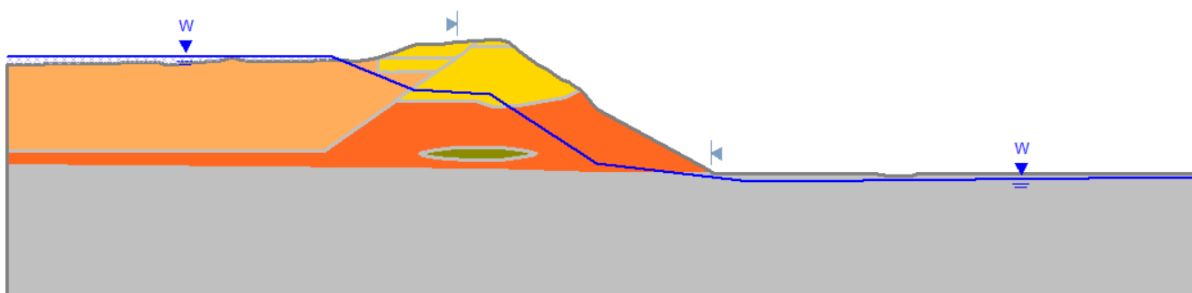


Figura 11-5: Seção analisada via MEL.

A Figura 11-5 apresenta a seção de análise. Destaca-se que, visando estar em consonância com o histórico disponibilizado da estrutura, considerou-se a seção sem as bermas de reforço posteriormente construídas. A análise considerou três metodologias de análise, Morgenstern-Price, Spencer e Sarma, conforme demonstrado e uma superfície de ruptura não circular.

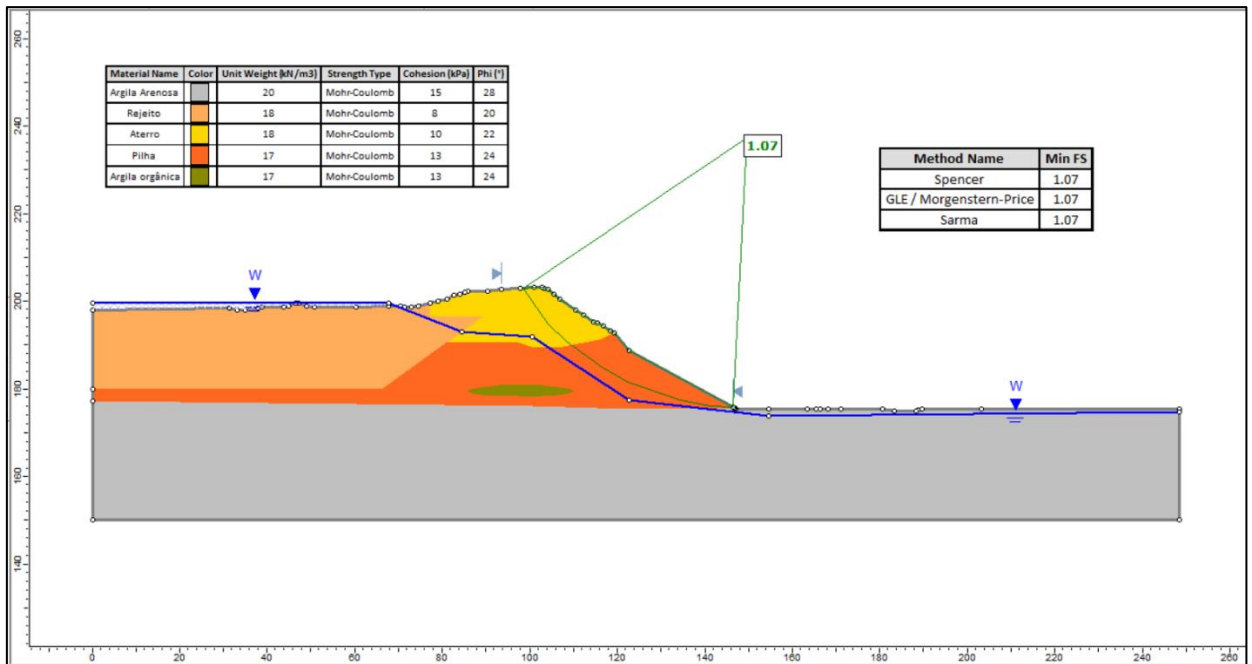


Figura 11-6: Resultado da análise via MEL.

Observa-se ainda que a cunha de ruptura para fatores de segurança menores ou iguais a 1, ou seja, que indicam ruptura do talude, pode ser analisada como uma zona potencial de ruptura. Se analisado o formato da cunha, verifica-se que a adoção de bermas de equilíbrio poderia ser uma solução para o reforço da estrutura, o que de fato foi realizado.

#### 11.4 ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Já a análise por elementos finitos teve como objetivo retroanalisar os parâmetros de deformabilidade do talude estudado até que as leituras de deslocamento retornadas pelo modelo estivessem de acordo com o que foi medido em campo pela instrumentação. Cabe ressaltar que a instrumentação foi inserida após a construção completa da estrutura, incluindo os elementos de reforço, portanto, são esperados deslocamentos pequenos, uma vez que esta configuração já tem mais de 10 anos (com o reforço).

As leituras do inclinômetro presente na estrutura são realizadas a cada 2 metros e os deslocamentos incrementais são acumulados para formar um perfil de deslocamento ao longo da profundidade. Ao comparar os perfis de diferentes momentos de leitura, é possível identificar zonas de movimento ativo e suas

magnitudes, permitindo a detecção de planos de ruptura ou deformações progressivas.

De acordo com os dados analisados da estrutura, foi observada menor movimentação da camada da fundação e maior deslocamento da camada mais superficial, denominada aterro.

Nesse sentido, foram realizados dezenas de testes de variação dos parâmetros de deformabilidade, ( $E$  e  $c$ , neste caso) e foi observada a influência de cada um nas leituras. Cabe destacar que o inclinômetro de referência não está situado na seção de análise e, portanto, foi representado na seção mantendo-se sua elevação e profundidade. Os pontos analisados no modelo correspondem exatamente a esta elevação e profundidade.

Assim, após a calibração da seção, ou seja, da primeira análise em que se registraram deslocamentos relativos coerentes com a leitura da instrumentação, foi considerada uma variação do módulo de elasticidade de todos os materiais, de maneira proporcional, para se verificar e representar a variação deste parâmetro na análise. Vale ressaltar que estas variações foram realizadas dentro dos intervalos confiáveis.

A Figura 11-7 exibe a representação das leituras registradas pelo modelo (marcos com linha contínua) com as leituras de campo da instrumentação. Destaca-se que as linhas do valor de  $E$  médio e do  $E$  máximo considerados estão sobrepostas. Verifica-se, assim, que essa variação do módulo de elasticidade tem baixa influência sobre o deslocamento após o longo tempo. No entanto, ao se reduzir o módulo de elasticidade, percebe-se o aumento do deslocamento que passa, na elevação de 186m de 0,25mm para 0,9mm.

A Figura 11-7 ilustra os resultados encontrados para a análise que considera o faseamento do corpo da barragem.

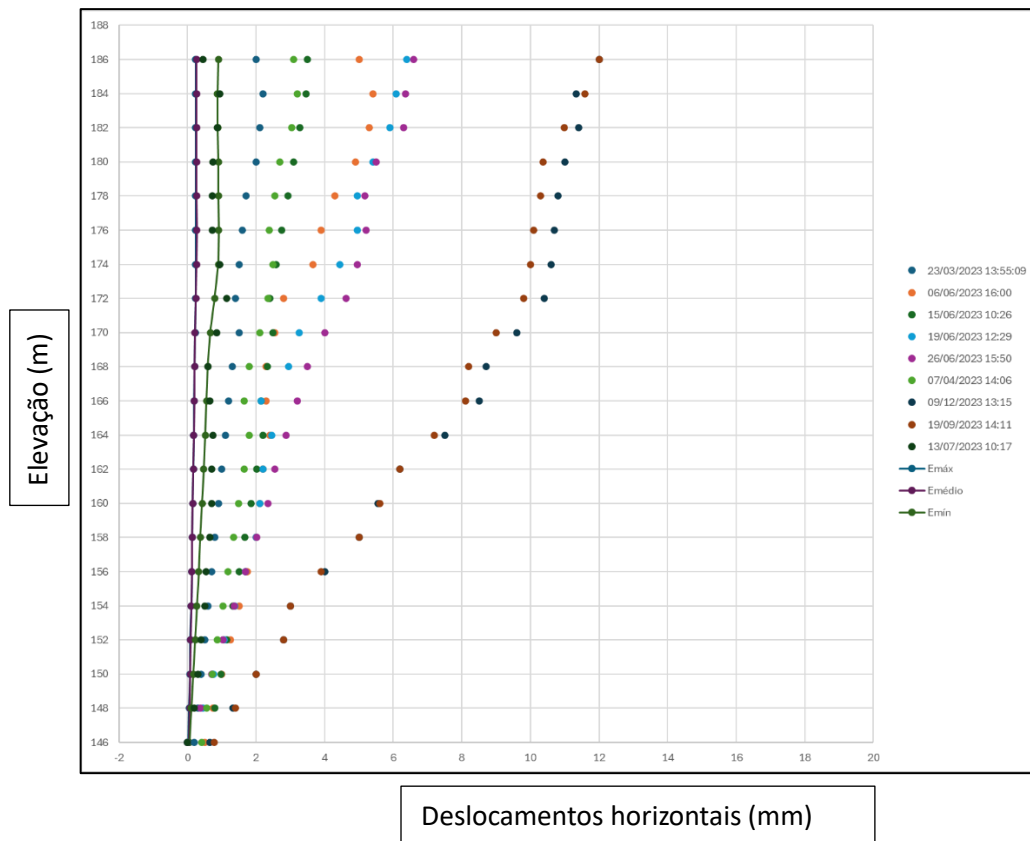


Figura 11-7: Comparação entre as leituras do inclinômetro e as calibração realizada.

Ressalta-se, mais uma vez, que as leituras fornecidas compreendem as primeiras aferições desse instrumento após a instalação. Acredita-se que as leituras que registram deslocamentos maiores podem ser provenientes de interferências de campo, uma vez que o histórico da estrutura não relata patologias provenientes de movimentações (como trincas, por exemplo) ou eventos como deposição de material no reservatório.

Vale destacar, ainda, a diferença paramétrica entre os modelos analisados que consideram ou desconsideram o faseamento.

Na análise com faseamento, a modelagem segue a sequência real de construção da estrutura e considera o tempo decorrido desde o início da construção das obras até a data da leitura do instrumento em campo. Como o instrumento foi instalado apenas após a conclusão da estrutura, a comparação com os dados de campo é feita a partir da etapa final de construção. Para isso, é utilizada uma análise transiente, com o tempo inserido no modelo, o que permite simular corretamente os

efeitos do carregamento e da dissipação de poropressão ao longo do tempo a partir do momento da instrumentação.

Por outro lado, na análise que desconsidera o faseamento, o modelo calcula automaticamente o deslocamento acumulado desde o início da construção, sem distinguir quando o instrumento passou a medir os dados. Isso faz com que os deslocamentos simulados sejam muito superiores aos observados em campo, já que acumulam deformações desde etapas que não foram monitoradas. Para que esses resultados se ajustem aos dados reais de leitura (obtidos anos após a construção), seria necessário atribuir parâmetros irrealisticamente altos de deformabilidade e resistência aos materiais, o que compromete a representatividade do modelo.

Caso esta análise fosse representada na Figura 11-8, considerando os mesmos parâmetros e resistência e deformabilidade das análises apresentadas anteriormente, o deslocamento seria maior que o limite apresentado na imagem (20mm), dificultando a visualização das leituras de referência e das análises realizadas considerando o faseamento construtivo.

Por isso, para melhor representação visual, os módulos de elasticidade de todos os materiais analisados foram aumentados em 10 vezes, os deslocamentos obtidos estão representados na linha vermelha da Figura 11-8.

Essa variação da análise visa mostrar que os resultados encontrados pela análise que desconsidera o faseamento construtivo apresenta valores de deslocamento muito distante dos valores lidos pelo instrumento. Ainda, para se atingir os deslocamentos lidos, seria necessário aumentar significativamente o módulo de elasticidade, dessa forma, o valor ficaria incoerente com os valores típicos dos materiais analisados.

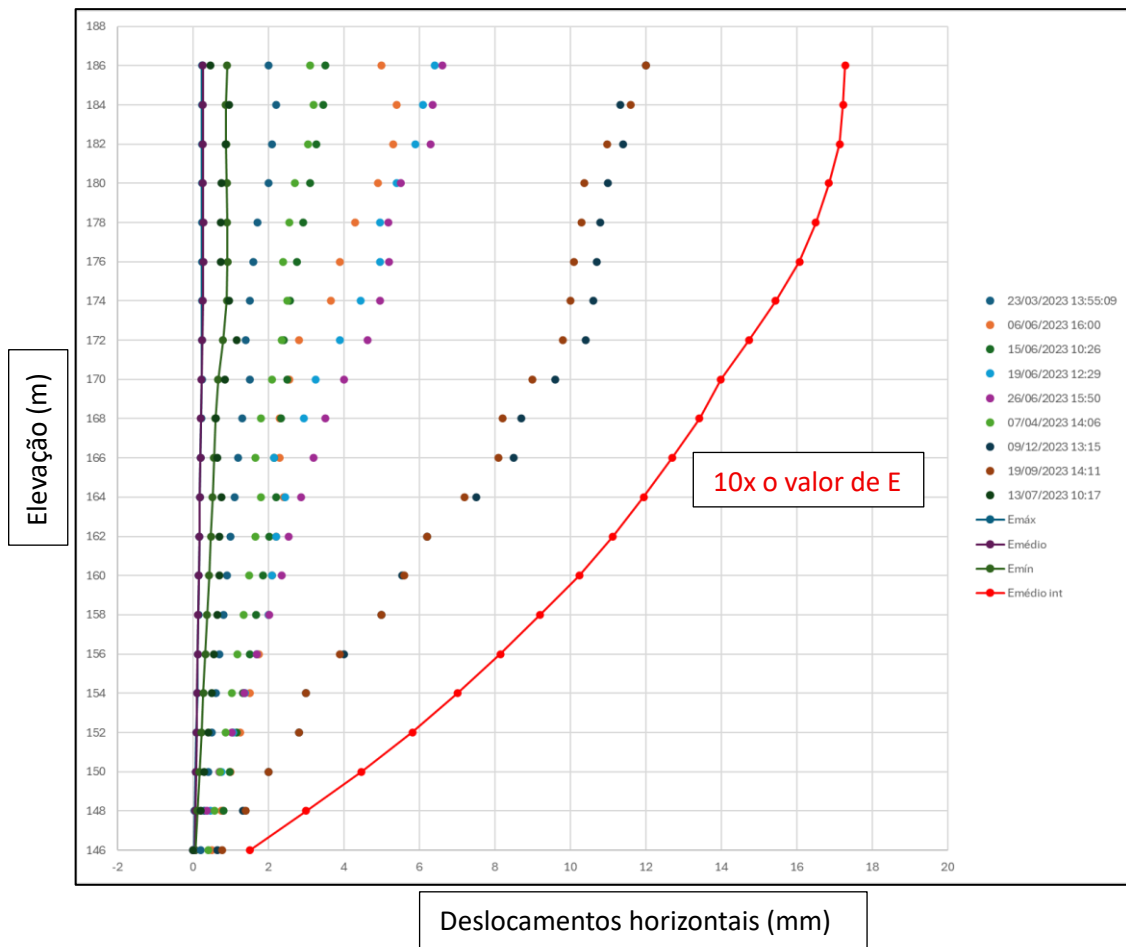


Figura 11-8: Comparação entre as leituras obtidas pelo inclinômetro e a calibração, pelo modelo que considera o faseamento e pela análise que não considera o faseamento.

É possível observar que os valores de deslocamento retornados pelo modelo, embora com os módulos de elasticidades dos materiais 10 vezes maiores do que os adotados nas análises com faseamento, está fora da faixa de valores lida pelos inclinômetros. Dessa forma, a análise que não considera o faseamento não é representativa para o modelo, tanto em termos de valores de deslocamentos medidos quanto em termos de parâmetros de deformabilidade representativos para os materiais. Além disso, pelos vetores de deslocamentos verificados no modelo.

Adicionalmente, foi considerada a análise do faseamento do corpo da barragem e a sua influência nas leituras dos deslocamentos medidos. Como a diferença no deslocamento medido é relativamente pequena, foi considerado um intervalo menor de análise do gráfico para representar essa diferença, como mostra a Figura 11-9. Vale destacar que, para efeitos de comparação, foram utilizados os mesmos parâmetros de resistência e deformabilidade.

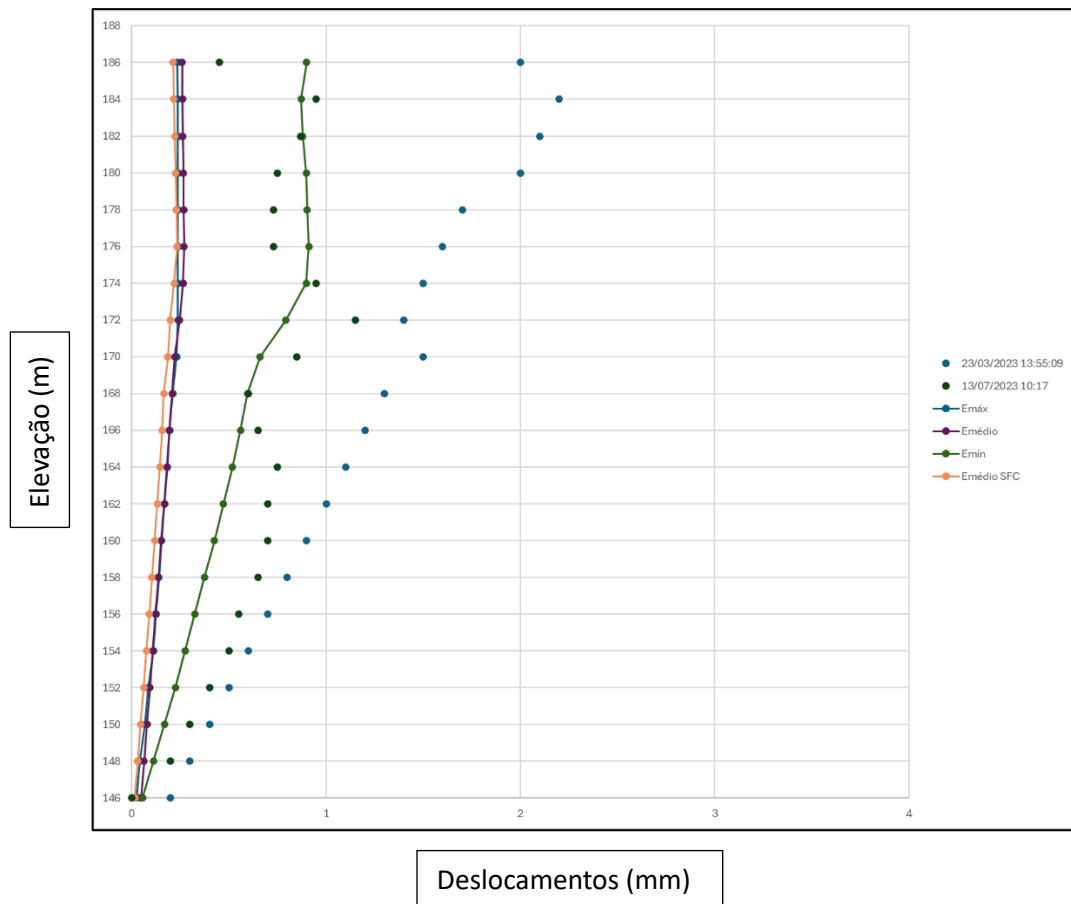


Figura 11-9: Comparação entre as análises que consideram o faseamento do corpo e a que não considera estas etapas.

É possível observar que a análise que considera o faseamento do corpo da barragem apresenta deslocamentos mais elevados em comparação àquela que desconsidera esse processo construtivo (em torno de 20% maior). Essa diferença se deve ao fato de que, ao se considerar o faseamento, o modelo leva em conta o histórico de aplicação de cargas e a evolução do estado tensional ao longo do tempo. A cada etapa de construção, novas cargas são aplicadas progressivamente, permitindo que o solo responda gradualmente, acumulando deformações. Por outro lado, na análise sem faseamento, a carga do corpo da barragem é aplicada de forma instantânea, como se a estrutura estivesse totalmente construída desde o início. Isso induz uma resposta mais rígida e imediata do solo, sem refletir adequadamente os efeitos do histórico de tensões e deformações, o que tende a subestimar os deslocamentos reais.

## 12. COMPARAÇÃO ENTRE FS E SRF

Buscando se estabelecer uma relação entre as metodologias adotadas foi realizada uma comparação entre os métodos considerados nesta pesquisa, MEF e MEL por meio do fator de segurança e pelo fator de redução de cisalhamento em ambas os momentos de análise realizados, antes e depois da construção das bermas de reforço.

A comparação entre o Fator de Segurança (FS), tradicionalmente obtido por métodos de Equilíbrio Limite (MEL) e Fator de Redução de Resistência (SRF) derivado de análises com Elementos Finitos (MEF) tem sido objeto de estudo em diversos trabalhos recentes e é relevante para taludes de barragens. Primeiramente, vale destacar que o método de redução de resistência (SRF) foi concebido para ligar diretamente os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) a um fator multiplicativo até o ponto de colapso do modelo, o que permite capturar mecanismos progressivos de ruptura de forma mais realista que o MEL (Frontiers, 2024).

Em estudos aplicados a barragens de rejeito, comparações entre FS e SRF mostram que em condições simples e homogêneas, os valores de segurança calculados por ambos os métodos convergem. Por exemplo, Wu, Fei e Shen (2015) realizaram simulações de barragens com diferentes alturas e foi observado que os métodos MEL e MEF geram conclusões consistentes para a estabilidade quando os modelos são bem definidos.

Por outro lado, quando a geometria da barragem é mais complexa, como, por exemplo, quando há maior estratificação de materiais, presença de materiais menos competentes ou variação de poropressão, são observadas variações significativas entre FS e SRF. Isso ocorre porque o MEF, por meio do SRF, é capaz de rastrear a redistribuição de tensões e a plastificação localizada durante o carregamento progressivo, enquanto o MEL assume superfícies rígidas e não considera necessariamente essas redistribuições (Brandão *et al.*, 2020).

A condição de drenagem representa outro aspecto chave na comparação. Em barragens saturadas ou em condições não drenadas, a resposta pode ser fortemente influenciada pela poropressão. A bibliografia mostra que o SRF em modelos não drenados pode apontar para falhas que o MEL subestima, uma vez que este último

pode não incorporar adequadamente efeitos de poropressão dinâmica (*Frontiers, 2024*).

Além disso, a sensibilidade numérica do SRF é amplamente documentada por meio de fatores como: a malha utilizada no modelo, o critério de ruptura e modelo constitutivo, bem como a análise de redução (incremental ou não) impactam fortemente no valor crítico do SRF (*Li, Zhang & Yang, 2021*).

Em aplicações de barragens de rejeito, outro ponto relevante é o efeito tridimensional. Em vales estreitos ou taludes côncavos, por exemplo, a análise tridimensional (3D) pode produzir resultados de FS (ou SRF) significativamente diferentes das análises bidimensionais (2D), justamente porque a ruptura pode se propagar de maneira complexa em três dimensões.

Quanto ao modelo constitutivo, quando se utilizam modelos com pós-pico ou comportamento dependente de histórico tensional, o SRF tende a ser mais conservador, pois capta a redução de resistência após pico e a possível degradação. Em contrapartida, o LEM que assume superfícies rígidas pode não refletir essa degradação, o que reforça a utilidade de uma abordagem comparativa.

Do ponto de vista prático de engenharia, muitos autores defendem que FS e SRF sejam usados de forma complementar. O MEL proporciona rapidez e transparência (superfícies candidatas explícitas), enquanto o MEF oferece uma visão mais profunda da redistribuição de tensões e da progressão da falha, especialmente em barragens críticas (*Brandão et al., 2020*).

Em termos de confiabilidade, foi observado que diferenças superiores a 10 % entre FS (LEM) e SRF (FEM) não são incomuns em barragens complexas, e tais discrepâncias devem gerar investigações extras — por exemplo, estudos de sensibilidade, refinamento de modelo, calibração com ensaios de laboratório e campo (*Frontiers, 2024*).

Para efeitos de comparação foram calculados os valores de FS e SRF para a seção de estudo em duas etapas analisadas: antes da construção das bermas e na configuração final.

Na condição em que a seção é analisada anteriormente a implantação das bermas, o SRF encontrado foi de 1,01, como mostra a Figura 12-1 enquanto o FS foi de 1,07,

como mostra a Figura 11-6, indicando uma diferença de 5,6%. Observa-se ainda que a região de plastificação mostrada pelo MEF é semelhante a cunha de ruptura apresentada na Figura 11-6.

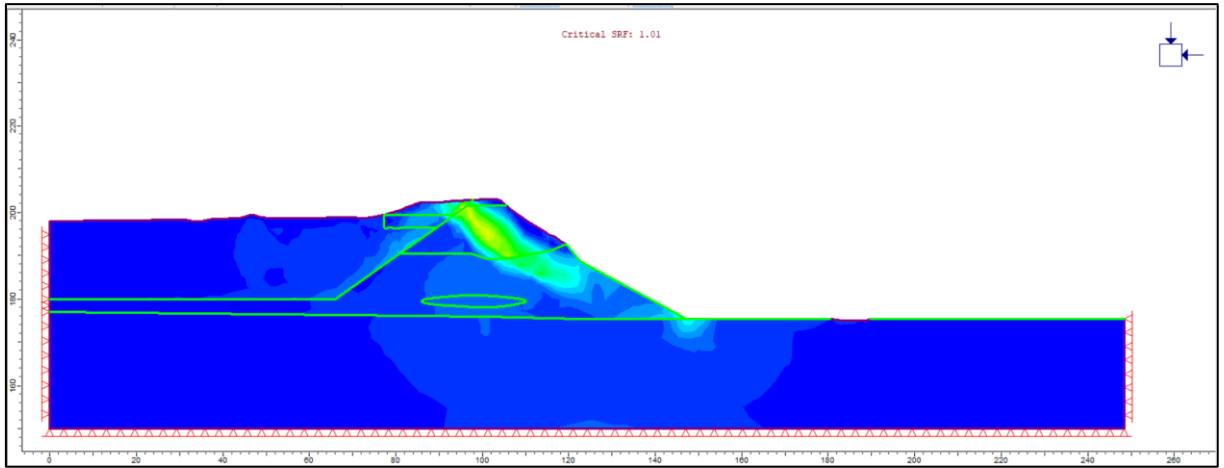


Figura 12-1: SRF da seção de análise antes da implantação das bermas.

De maneira análoga, foi analisada a estrutura na condição final. A Figura 12-2 exhibe o FS encontrado, enquanto a Figura 12-3 apresenta o valor de SRF calculado.

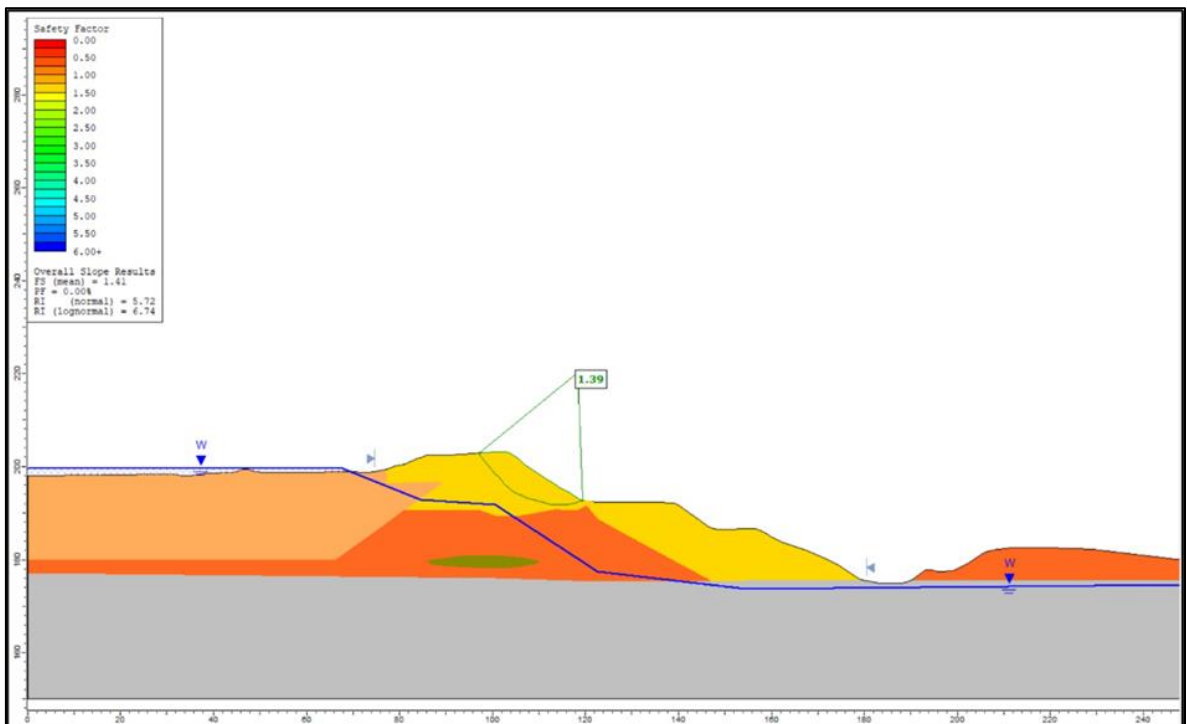


Figura 12-2: FS da seção de análise na condição final.

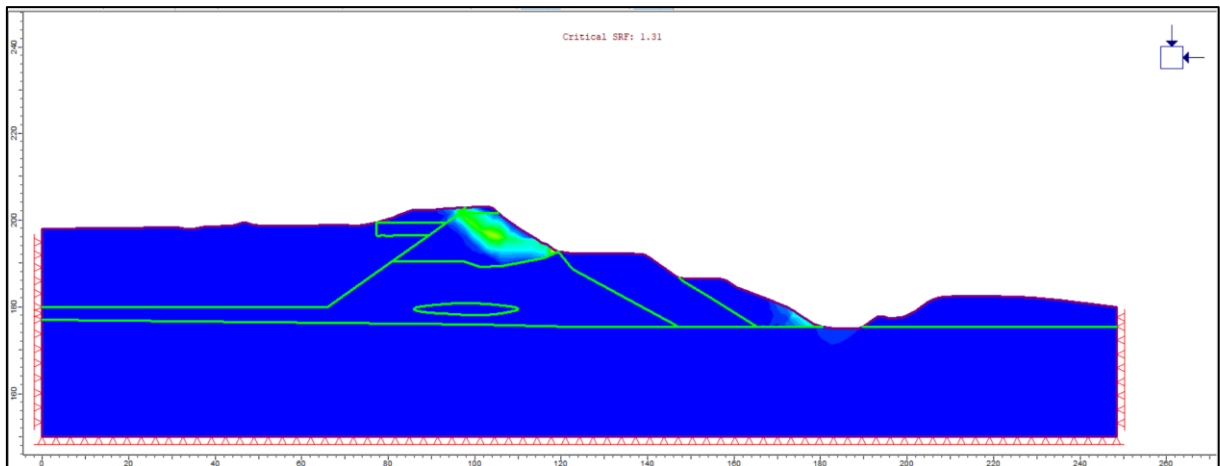


Figura 12-3: SRF da seção de análise na condição final.

De forma semelhante, é observado um valor de FS superior ao SRF encontrado, neste caso, variando em 5,7%, valor muito próximo ao verificado na análise sem as bermas de reforço.

A comparação entre os valores obtidos por MEF (SRF) e por métodos de equilíbrio limite (FS) evidencia uma boa consistência entre os dois procedimentos, tanto na condição anterior à implantação das bermas quanto na condição final da estrutura. Antes das bermas, a diferença de apenas 5,6% entre o SRF (1,01) e o FS (1,07) demonstra que, embora o método de elementos finitos capture com maior detalhe a progressão da plastificação, ambos os métodos convergem para um mesmo entendimento de estabilidade local.

Na condição final, após a implantação das bermas, o comportamento se repete: o FS mantém-se superior ao SRF em aproximadamente 5,7%, valor muito próximo ao obtido na análise anterior. Essa estabilidade na diferença percentual entre os métodos sugere que a geometria alterada pela presença das bermas não introduziu discrepâncias significativas na interpretação da estabilidade, confirmando que o reforço aumentou a segurança sem modificar substancialmente o mecanismo de ruptura previsto. Assim, a comparação integrada dos resultados demonstra que a combinação MEL e MEF fornece uma avaliação robusta, com diferenças pequenas e sistemáticas, validando o uso conjunto dos dois métodos como procedimento confiável de verificação da estabilidade do talude.

### **13. CONCLUSÃO**

O presente trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento geotécnico de uma estrutura de contenção de rejeitos por meio de retroanálises numéricas, com foco na comparação entre diferentes abordagens de modelagem — com e sem faseamento construtivo — e na aplicação de métodos determinísticos e probabilísticos. A partir das simulações realizadas no software RS2 e do Slide2 e da calibração dos modelos com base em dados instrumentais, foi possível obter resultados relevantes para a compreensão da evolução dos deslocamentos e da estabilidade ao longo do tempo.

Verificou-se que a consideração do faseamento da construção da estrutura exerce influência significativa nos deslocamentos obtidos. A análise com faseamento apresentou deslocamentos acumulados maiores, o que se mostrou condizente com o comportamento esperado, dado que essa abordagem incorpora o histórico tensional e a progressividade do carregamento. Por outro lado, a análise sem faseamento resultou em deslocamentos subestimados, não refletindo de forma adequada os efeitos da evolução construtiva sobre a resposta do solo.

A aplicação da análise probabilística permitiu quantificar as incertezas associadas aos parâmetros geotécnicos, fornecendo estimativas de probabilidade de falha para diferentes condições de carregamento e configurações do modelo. Essa abordagem demonstrou-se mais representativa da realidade, especialmente em contextos em que há grande variabilidade nos dados disponíveis e elevada sensibilidade do solo, como é o caso de materiais rejeitados.

Conclui-se, portanto, que a adoção de modelos mais realistas, que consideram o histórico construtivo e a variabilidade dos parâmetros, é essencial para garantir avaliações de segurança mais robustas e coerentes com o comportamento observado em campo. Além disso, destaca-se a importância de integrar informações experimentais e instrumentais às simulações numéricas, promovendo análises mais consistentes e com maior respaldo técnico para a tomada de decisão em projetos e monitoramento de estruturas geotécnicas.

#### 14. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AGUILERA, C. E. T. Aplicação de Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração. 2009. 167 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2009.

ALMEIDA, G. G.; OLIVEIRA, R. P. Avaliação de métodos de análise probabilística aplicados à estabilidade de taludes. *Revista Brasileira de Geotecnia*, São Paulo, v. 152, p. 35–50, 2018.

ALTAY, G.; KAYADELEN, C.; TAŞKIRAN T.; KAYA, Y. Z. A laboratory study on pull-out resistance of geogrid in clay soil. *Measurement*, Turkey, v. 139, p. 301-307, 2019.

ANDRADE, Vanessa; FILHO, Rodrigo; PUPPI, Rogério K.; JOHANN, Amanda; ROSE, Juliana Lundgren; IZZO, Ronaldo Santos. Taludes de barragem: análises determinísticas e probabilísticas – estudo de caso. *Geotecnia*, Lisboa, n. 136, p. 99–112, mar. 2016. DOI: 10.24849/j.geot.2016.136.03.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. *Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering*. 2. ed. Hoboken: Wiley, 2007. 406 p.

AZEVEDO, J. H. Fluxos subterrâneos e recarga do Sistema Aquífero Alter do Chão em lateritos amazônicos: estudo de caso em Porto Trombetas, Pará. Tese de doutorado - Programa de Pós-Graduação em Geociências Aplicadas e Geodinâmica da Universidade de Brasília. Brasília, fevereiro, 2019.

BEIRANVAND, Behrang; KOMASI, Mehdi. An investigation on dam settlement during and end of construction using instrumentation data and numerical analysis. *SN Applied Sciences*, v. 3, n. 3, p. 306, 2021.

BEIRIGO, E. Comportamento Filtro-drenante de Geotêxteis em Barragens de Rejeito de Mineração. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

BESSA, Linda Inêz G.; GITIRANA JR., Gilson de F. N.; FREDLUND, Murray D. Two-dimensional probabilistic slope stability analysis of Fundão dam. In:

GEONIAGARA, Niagara Falls, ON, Canada, set. 2021. *Proceedings of GeoNiagara 2021*, 2021.

BESSA, W. A. O. et al. Two-dimensional probabilistic slope stability analysis of Fundão Dam. *Proceedings of the Tailings and Mine Waste Conference*, Vancouver, 2021.

BOUAZZA, A. Foreword to special issue on geosynthetics in mining applications. *Geotextiles and Geomembranes, Australia*, v. 28, 2010.

CASTILLO, W.; GALLARDO-SEPÚLVEDA, R.; ATENCIO, E.; MOFFAT, R.; NUÑEZ, O. *Numerical Modeling of One-Dimensional Consolidation Theory in Saturated and Unsaturated Tailings Using the Soft Soil and Hardening Soil Constitutive Models*. *Applied Sciences*, v. 15, n. 6, art. 3111, 2025. DOI: 10.3390/app15063111

CARROL, R. G.; CURTIS, V. C. Geogrid reinforcement in landfill closures. *Geotextiles and Geomembranes, Georgia*, v. 10, p. 89-104, 1991.

COLMANETTI, Janaina Provásio. Estudos sobre a aplicação de geomembranas na impermeabilização da face de montante de barragens de enrocamento. 2006. 303 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

DAS, Sourav; PRIYADARSHANA, Anuradha; GREBBY, Stephen. Monitoring the risk of a tailings dam collapse through spectral analysis of satellite InSAR time-series data. *arXiv*, 1 feb. 2023.

DAS, T.; ALI, S. M.; SINGH, H. K. Probabilistic analysis of slope stability of a tailings dam using reliability index method. *Geotechnical and Geological Engineering*, [s.l.], v. 41, n. 1, p. 389–403, 2023. DOI: 10.1007/s10706-022-02191-4.

DO, Tan Manh et al. Numerical analysis of an upstream tailings dam subjected to pond filling rates. *Applied Sciences*, v. 11, n. 13, p. 6044, 2021.

DU, Changbo et al. Experimental study of reasonable mesh size of geogrid reinforced tailings. *Scientific Reports*, v. 12, n. 1, p. 10037, 2022.

DU, Changbo et al. Effects of geosynthetic reinforcement on tailings accumulation dams. *Water*, v. 13, n. 21, p. 2986, 2021.

DU, Changbo; TAO, Han; YI, Fu. Seepage stability analysis of geogrid reinforced tailings dam. *Scientific Reports*, v. 14, n. 1, p. 1814, 2024.

FARIA, André de Oliveira *et al.*, Comparative evaluation of constitutive models for stress-strain analysis of an iron ore tailings from the Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil. *Soils and Rocks*, v. 47, p. e2024011022, 2023.

FERNANDES, Rafaela Baldi. Manual para elaboração de planos de ação emergencial para barragens de mineração. Belo Horizonte: Rem: Ver Instituto Minere. 2017. Livro.

Ferreira, S.R.M. et al. 2017. Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. *Matéria (Rio J.)*, 22(supl. 1): e 11930.

GEPPETTI, Andrea et al. Calibration of Constitutive Models for Tailings Material with OpenSees. In: *Eurasian Conference on OpenSees*. Cham: Springer Nature Switzerland, 2022. p. 182-191.

GEPPETTI, Alessandro; et al. Uso do modelo de Mohr–Coulomb em solos não-liquefáveis: estudo teórico-prático. *Revista de Engenharia Geotécnica*, v. 19, n. 2, p. 45–58, 2015.

GOMES, L. M. Ferreira; LADEIRA, F. L. Equações para determinar o índice de compressão. *Engenharia Civil – Universidade do Minho*, Braga, n. 2, p. 17–28, 1995.

HALLIDAY, Alexandra et al. Limitations of Classic Constitutive Soil Models and Their Suitability to Represent Tailings Behaviour. In: *International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Cham: Springer International Publishing, 2022. p. 102-109.

HEDGE, A.; DAS, T. Finite element-based probabilistic stability analysis of rock-fill tailing dam considering regional seismicity. *Innovative Infrastructure Solutions*, [s.l.], v. 4, p. 37, 2019. DOI: [10.1007/s41062-019-0223-2](https://doi.org/10.1007/s41062-019-0223-2).

Horpibulsuk, S. et al. 2010. Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations. *Construction and Building Materials*, 24: 2011-2021.

ILDEFONSO, A.; SUAREZ, C. Evaluation of the stress history in a tailings dam raising stages. *European Journal of Engineering and Technology Research*, 2025.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO – IBRAM. Informações e Análises da Economia Mineral Brasileira. 14ª edição. 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO – IBRAM. Informações e Análises da Economia Mineral Brasileira. 11ª edição. 2016.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. *Soil liquefaction: a critical state approach*. London: Taylor & Francis, 2006.

JING, Xiaofei et al. Overtopping failure of a reinforced tailings dam: laboratory investigation and forecasting model of dam failure. *Water*, v. 11, n. 2, p. 315, 2019.

JÓNATAS, R. J. L. Rotura de barragens de aterro por galgamento: Ensaio experimentais com aterros homogêneos. 2013. 96p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Lisboa. 2013.

KOERNER, R. M. Landfill closures: geosynthetics, interface friction and new developments. USA: Library of congress cataloging-in-publication data, v. 10, n. 5-6, 2013. 252 p.

KOERNER, Robert M. et al. *Designing with geosynthetics*. Upper Saddle River, NJ, USA: Pearson Prentice Hall, 2005.

KOLYMBAS, D. I. H. D. An outline of hypoplasticity. *Archive of applied mechanics*, v. 61, n. 3, p. 143-151, 1991.

KNUTSSON, Lennart; et al. Comparison of soil constitutive models for soft soils in geotechnical applications. *Bentley Systems Blog*, 2021.

LADD, C. C.; FOOTT, R.; ISHIBASHI, I.; SCHNEEBELI, F. H. Stress-deformation and strength characteristics. In: *State-of-the-Art Report, Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tóquio, 1977. v. 1, p. 421–494.

LAURIANO, A. W. Estudo de Ruptura de Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAY e HEC-RAS. 2009. 203 f. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos). Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2009.

Las Obras Civiles (Diseno Referencial) 6425G-TR-G00-007-R.a, Enero/2008. VIDAL, D. (1992). Geossintéticos: Terminologia e Normalização de Geossintéticos. Seminário sobre aplicações de Geossintéticos em Geotécnica, GEOSSINTETICOS'92, UNB, Brasília, DF, pp 21-34.

Li, Q. Y., Ma, G. W. & Lu, Y. L. An experimental and theoretical study on the tailings dam with geotextile bags. *Sustainability* 15(6), 4768 (2023).

LOZANO, Fernando Arturo Erazo. Seleção dos Locais para Barragens de Rejeito usando o Método de Análise Hierárquica. Escola Politécnica da Universidade do Estado de São Paulo. São Paulo. 2006.

MACHADO, João Lira da Matta; VILLAR, Lúcio. Análise probabilística de estabilidade do talude de jusante de uma barragem de rejeitos de minério de ferro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 2020, [s.l.]. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 2020. DOI: 10.4322/cobramseg.2022.0852.

MARUYAMA, N. et al. Construction of a geogrid-reinforced counter-weight fill to increase the seismic stability of an existing earth dam. In: *Geosynthetics, Volumes 1-4. Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics (8ICG)*, Yokohama, Japan, 18-22 September 2006. Millpress Science Publishers, 2006. p. 643-646.

MAYNE, P. W. *Interpreting the cone penetration test: a geotechnical perspective*. 2006. (CPT '06 Keynote Lecture). In: *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing – CPT'06*, Vol. 2, Amsterdam, Netherlands. Rotterdam: Taylor & Francis Group, 2006. p. 2–38.

MENDES, A. C.; TRUCKENBROD, W. & NOGUEIRA, A. C. R. Análise faciológica da Formação Alter do Chão (Cretáceo, Bacia do Amazonas), próximo à cidade de Óbidos, Pará, Brasil. *Revista Brasileira de Geociências*: 42(1): 39-57, março de 2012.

MONTE-MOR, R. C. de A. Mapeamento de áreas inundáveis associadas à ruptura de barragens – Estudo de caso: Barragem de Ninho da Águia – MG. 2004. 129 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004.

MUDENGE, S. T. et al. Landslide Disaster Risk Reduction Through Slope Stabilization: A Case Study of eThekweni, KwaZulu Natal, South Africa. In: *Rocscience International Conference (RIC 2023)*. Atlantis Press, 2023. p. 127-133.

Passos, N. C. S. T. (2009). Barragem de Rejeito: Avaliação dos Parâmetros Geotécnicos de Rejeito de Minério de Ferro utilizando Ensaio de Campos–Um

Estudo de Caso. Trabalho de Conclusão de Curso Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil

PACHECO, P. G. M. Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre. 2005. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2005.

PERBONI, Jane Paula. Análise de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles – caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381). 2003. 140 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2003.

PEREIRA, Publio Reis. Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra: estudo de caso da UHE de São Simão. 2014.

QUISPE, E. M. Análise Dinâmica de um Aterro Reforçado com Geossintéticos. 2008. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2008.

ROBERTSON, P. K. Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v. 46, n. 11, p. 1337–1355, 2009. DOI: <https://doi.org/10.1139/T09-065>.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*. 5. ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2012.

SAJJIDKOSIMOV, S. S.; RAIMDZHANOV, B. R.; UMAROV, F. Ya.; RAHIMOVA, M. H. Predictive stress–strain analysis of tailings dams from 3D FEM-based model. *Mining Informational and Analytical Bulletin*, n.9, p.38–55, 2023. DOI: 10.25018/0236\_1493\_2023\_9\_0\_38.

SCHNAID, F. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2. ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2008.

SEED, R. B. et al. *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework*. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 2003. (EERC Report No. 2003-06).

SIEIRA, Ana Cristina Castro et al. Revisiting Brumadinho Dam Failure: A Methodology Study. *European Journal of Engineering and Technology Research*, v. 9, n. 3, p. 16-24, 2024.

SILVA, D. S. Estudo de filtro aplicado ao controle de erosão interna em barragens. 2016. 161 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto-Mg, 2016.

SINGH, Surender; KUMAR, Abhishek; SITHARAM, T. G. Stability Assessment of a Tailings Pond Considering the Effect of Staged Construction and Embankment Raising Rate: a Numerical Study. *Mining, Metallurgy & Exploration*, v. 40, n. 2, p. –, maio 2023. DOI:10.1007/s42461-023-00772-8

SODRÉ, Wyllyam Washington Borges. Estudo da utilização da berma de equilíbrio – reforço em barragens de rejeitos: revisão bibliográfica. *Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento*. Ano 06, Ed. 12, Vol. 07, pp. 121-140. Dezembro de 2021.

SODRÉ, A. N. Análise probabilística aplicada à estabilidade de taludes: comparação entre métodos numéricos e empíricos. 2018. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

SORDO, Brent; RATHJE, Ellen; KUMAR, Krishna. *A hybrid Finite Element and Material Point Method for modeling liquefaction-induced tailings dam failures*. 2024. <https://doi.org/10.48550/arXiv.2412.08040>.

SOTTILE, Mauro G. et al. Stability assessment of a tailings storage facility using a non-local constitutive model accounting for anisotropic strain-softening. In: *International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*. Cham: Springer International Publishing, 2021. p. 334-342.

Vicente, G. Oliveira. Estabilização de solo com adição de resíduo de celulose para aplicação em pavimentação rodoviária. 2022. 68f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de construção civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP, 2022.

TANG, J. X. et al. Model test study about fine grained tailings dam of longdu tailings pond. *China Mining Magazine*, v. 13, n. 1, p. 54-56, 2004.

TEIXEIRA, S. H. C. Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados. 2003. 236 f. Dissertação (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2003.

TIPLER, Paul A.; MOSCA, Gene. *Física para cientistas e engenheiros*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009. v. 1.

Wan, Q. et al., 2018. Chemical forms of lead immobilization in alkali-activated binders based on mine tailings. *Cem. Concr. Compos.*, 92 pp. 198-204, 10.1016/j.cemconcomp.2018.06.011.

WANG, C.; HARBOTTLE, D.; LIU Q.; XU, Z. Current state of fine mineral tailings treatment: a critical review on theory and practice. *Minerals Engineering, Canada*, v. 58, p. 113-131, 2014.

WHITTLE, Andrew J. et al. Stability analysis of upstream tailings dam using numerical limit analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 148, n. 6, p. 04022035, 2022.

YI Fu, YU Ben, YU Huize, DU Changbo, JIN Hongsong. Pull-out test study on interface characteristics of triaxial geogrid and fine tailings. *China Safety Science Journal*, 2021, 31(1): 67-74.









Zhang, D.; LI, S.; WANG, X.; HE, Y. Super large-scale filtered tailing disposal on coalmining subsidence land. *Polish Journal of Environmental studies, Poland*, v. 16, n. 4, p. 1855-1863, 2017.

Zhang, H. Z., Wang, L. G., & Feng, M. S. (2011). Stability Study of the Geogrids Reinforced Tailings. *Advanced Materials Research*, 327, 1–5.

Zheng, B. B., Zhang, D. M., Liu, W. S., Yang, Y. H. & Yang, H. Use of basalt fiber-reinforced tailings for improving the stability of tailings dam. *Materials* 12(8), 1306 (2019).

Zhou, Y. X. et al. Comprehensive analysis of the stability of tailings-geotextile composite: Iron Mine Tailings Dam in Gushan, Anhui, China. *Front. Earth Sci.* 10, 931714 (2022).

## 15. ANEXOS E APÊNDICES

 Anexo A - Investigações Geológ	ANEXO A – INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO- GEOTÉCNICAS Formato: Microsoft Word (125 páginas)
 Apêndice A - Planilha de tratament	APÊNDICE A – Planilha de tratamento das investigações Formato: Microsoft Excel
 Apêndice B - Triaxial CIU - BT-ATR-01.xlsx	APÊNDICE B – Triaxial CIU – BL-ATR-01 Formato: Microsoft Excel
 Apêndice C - análise estatística - param. at	APÊNDICE C – Análise estatística – parâmetros do aterro Formato: Microsoft Excel
 Apêndice D - análise estatística - param. pi	APÊNDICE D – Análise estatística – parâmetros da pilha Formato: Microsoft Excel
 Apêndice E - análise estatística - param. ar	APÊNDICE E – Análise estatística – parâmetros da fundação Formato: Microsoft Excel
 Apêndice F - Potencial de Liquefaç	APÊNDICE F – Potencial de Liquefação Formato: Microsoft Word
 Apêndice G - Análise probabilística.docx	APÊNDICE G – Análise Probabilística Formato: Microsoft Word