



**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO
TOCANTINS CAMPUS PALMAS
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL**

HENRIQUE OLIVEIRA SANTOS MOREIRA DE TOLEDO SALLES

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGEM DE TERRA
POR MEIO DE MODELAGEM NUMÉRICA: Barragem da fazenda Monte Cristo-
Santa Rosa do Tocantins – TO**

PALMAS

2026

HENRIQUE OLIVEIRA SANTOS MOREIRA DE TOLEDO SALLES

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGEM DE TERRA
POR MEIO DE MODELAGEM NUMÉRICA: Barragem da fazenda Monte Cristo-
Santa Rosa do Tocantins - TO**

Trabalho de conclusão de curso (TCC-2)
apresentado como requisito parcial para
obtenção do título de Bacharel no Curso
Superior de Engenheiro Civil do Instituto
Federal do Tocantins, Campus Palmas.

Orientador: Prof. Dr. Flávio da Silva Ornelas

**PALMAS
2026**

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Bibliotecas do Instituto Federal do Tocantins

S168a Salles, Henrique Oliveira Santos Moreira de Toledo
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGEM DE
TERRA POR MEIO DE MODELAGEM NUMÉRICA: Barragem da
fazenda Monte Cristo - Santa Rosa do Tocantins-TO / Henrique Oliveira
Santos Moreira de Toledo Salles. – Palmas, TO, 2026.
110 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) –
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins, Campus
Palmas, Palmas, TO, 2026.

Orientador: Dr. Flávio da Silva Ornelas
Coorientador: Me. Gabriel Souza

1. Barragem de terra homogênea. 2. Estabilidade de Taludes. 3.
Segurança de barragens. I. Ornelas, Flávio da Silva. II. Souza, Gabriel. III.
Título.

CDD 624

A reprodução total ou parcial, de qualquer forma ou por qualquer meio, deste documento é autorizada para fins de estudo e
pesquisa, desde que citada a fonte.

Elaborado pelo sistema de geração automática de ficha catalográfica do IFTO com os dados fornecidos pelo(a)
autor(a).

FOLHA DE APROVAÇÃO

HENRIQUE OLIVEIRA SANTOS MOREIRA DE TOLEDO SALLES
ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES EM BARRAGEM DE TERRA
POR MEIO DE MODELAGEM NUMÉRICA: Barragem da fazenda Monte Cristo -
Santa Rosa do Tocantins-TO

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do curso de Engenharia Civil
Instituto Federal do Tocantins - Campus
Palmas, como exigência à obtenção do grau em
Engenheiro Civil.

Aprovado em: 19 /05 /2026

BANCA AVALIADORA

Documento assinado digitalmente
 **FLAVIO DA SILVA ORNELAS**
Data: 22/06/2026 10:43:29-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Flávio da Silva Ornelas (Orientador)
IFTO – Campus Palmas

Documento assinado digitalmente
 **GABRIEL DE SOUZA**
Data: 22/06/2026 13:19:31-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Me. Gabriel Souza (Coorientador)
IFTO – Campus Palmas

Documento assinado digitalmente
 **EVANDRO SCHMITT**
Data: 22/06/2026 11:24:22-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Me. Evandro Schmitt
IFTO – Campus Palmas

Documento assinado digitalmente
 **GUILHERME ALVES MORAIS**
Data: 22/06/2026 15:28:07-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Engenheiro Civil Guilherme Alves Morais
Técnica Engenharia

Dedico este trabalho à minha
família e amigos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Flavio da Silva Ornelas, pela sabedoria com que me guiou nesta trajetória.

Aos meus colegas de sala.

Gostaria de deixar registrado também, o meu reconhecimento à minha família e amigos, pois acredito que sem o apoio deles seria muito difícil vencer esse desafio.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

RESUMO

O território brasileiro abriga um vasto número de barragens implantadas empiricamente, sem projeto ou supervisão técnica, condição que torna indispensável a verificação de sua segurança. Este trabalho avalia a estabilidade dos taludes de uma barragem de terra homogênea localizada na Fazenda Monte Cristo, município de Santa Rosa do Tocantins - TO, erguida informalmente entre 2010 e 2012, sem documentação técnica e com histórico de colapso parcial por galgamento em abril de 2020. A metodologia compreendeu levantamento geométrico da seção transversal, batimetria do reservatório, inspeção visual e ensaios laboratoriais de caracterização geotécnica. O solo do maciço foi classificado como areia mal graduada (SP), com $\phi' = 43,6^\circ$ e $c' = 0$ kPa. A modelagem numérica foi realizada com os módulos SEEP/W e SLOPE/W do GeoStudio 2022.1, pelo método de Morgenstern-Price. Em virtude da limitação a um único corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto, a análise de estabilidade foi conduzida de forma paramétrica em três cenários de resistência: conservador ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 36^\circ$), provável ($c' = 2$ kPa, $\phi' = 38^\circ$) e superior ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 43,6^\circ$). Nos três cenários, todos os fatores de segurança atendem às referências mínimas vigentes para barragens de terra. O resultado mais crítico foi registrado no cenário conservador em cheia máxima (FS = 1,303), valor que atende marginalmente ao mínimo de referência de 1,3, evidenciando a vulnerabilidade do talude de jusante em condições de carregamento severas. Recomenda-se a implantação de drenagem interna, reparo da geomembrana, campanha complementar de ensaios geotécnicos e instrumentação geotécnica para monitoramento contínuo da estrutura.

Palavras-chave: Barragem de terra homogênea. Estabilidade de taludes. Segurança de barragens.

ABSTRACT

Brazil has many dams built empirically, without design or technical supervision, making safety verification indispensable. This study evaluates the slope stability of a homogeneous earth dam located at Fazenda Monte Cristo, in the municipality of Santa Rosa do Tocantins, TO, built informally between 2010 and 2012, without technical documentation and with a history of partial downstream slope collapse due to overtopping in April 2020. The methodology included geometric survey of the cross-section, reservoir bathymetry, visual inspection, and laboratory geotechnical characterization tests. The dam material was classified as poorly graded sand (SP), with $\phi' = 43.6^\circ$ and $c' = 0$ kPa. Numerical modeling was performed using the SEEP/W and SLOPE/W modules of GeoStudio 2022.1, employing the Morgenstern-Price method. Due to the limitation of a single test specimen in the direct shear test, the stability analysis was conducted parametrically across three resistance scenarios: conservative ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 36^\circ$), probable ($c' = 2$ kPa, $\phi' = 38^\circ$), and superior ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 43.6^\circ$). In all three scenarios, the safety factors meet the minimum references for earth dams. The most critical result was recorded in the conservative scenario under maximum flood conditions ($FS = 1.303$), which marginally meets the reference minimum of 1.3, demonstrating the vulnerability of the downstream slope under severe loading conditions. Implementation of an internal drainage system, repair of the geomembrane, complementary geotechnical testing, and geotechnical instrumentation for continuous monitoring are recommended.

Keywords: Homogeneous earth dam. Slope stability. Dam safety.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Seção de uma barragem de terra homogênea.....	20
Figura 2 – Diferentes barragens de terra e enrocamento	21
Figura 3– Representação esquemática do solo como sistema trifásico	23
Figura 4 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, gráfico $\tau \times \sigma'$	25
Figura 5 – Linha de fluxo em barragem de terra sem sistemas de drenagem.....	26
Figura 6 – Tensão resistente e tensão atuante em taludes.	28
Figura 7– Mecanismos de Ruptura em barragens de terra.	30
Figura 8 – Representação de uma ruptura de barragem por Piping.....	32
Figura 9 – Representação da ruptura de barragens por galgamento	33
Figura 10 – Métodos das fatias e suas forças atuantes.	36
Figura 11 – Representação dos esforços no método de Fellenius.	37
Figura 12 – Representação dos esforços no método de Bishop simplificado.	39
Figura 13 – Representação dos esforços no método de Jambu	40
Figura 14 – Representação dos esforços no método de Morgensten-Price.	42
Figura 15 – Representação da distância entre a sede e a estrutura em estudo.....	50
Figura 16 – Imagem completa reservatório e ao fundo a barragem.	51
Figura 17 – Polígono do espelho d’água.	52
Figura 18 – Detalhe do comprimento da barragem.	53
Figura 19 – Localização georreferenciada do barramento.	53
Figura 20 – Estrutura dos extravasores.	54
Figura 21 – Vista superior dos extravasores.....	55
Figura 22 – Vista do talude de jusante evidenciando a densa vegetação.	56
Figura 23 – Vista da crista da barragem e detalhe da borda do reservatório, indicando condições da geomembrana.....	56
Figura 24 – Vista aérea da barragem obtida por drone.....	57
Figura 25 – Levantamento batimétrico da barragem.....	59
Figura 26 – Visão aérea do reservatório	60
Figura 27 – Amostra indeformada.....	61
Figura 28 – Cravação do cilindro metálico	62
Figura 29 – Amostras teor de umidade Natural: amostras HS-1, HS-2, HS-3	63
Figura 30 – Peneiras utilizadas para o ensaio de granulometria.....	64
Figura 31 – Aparelho Casagrande para determinar o limite de liquidez	66

Figura 32 – Picnômetros utilizados para o ensaio.	67
Figura 33 – Amostra sendo esculpida no anel	69
Figura 34– Amostra esculpida	69
Figura 35 – Pedregulho na hora da moldagem do corpo de prova	71
Figura 36 – Moldagem do corpo de prova	72
Figura 37 – Caixa de cisalhamento.....	72
Figura 38 – Croqui seção transversal da barragem.....	76
Figura 39 – Curva granulométrica.....	78
Figura 40 – Gráfico Limite de Liquidez.....	79
Figura 41– Tabela classificação SUCS	83
Figura 42 – Gráfico tensão x deformação, laboratório Slopegeo Geotechnics	85
Figura 43 – SEEP/W regime normal com Linha freática plotada	87
Figura 44 – SEEP/W regime de cheia máxima	88
Figura 45 – Cenário conservador: fim de construção, talude de jusante	89
Figura 46 – Cenário conservador: regime permanente de operação, talude de jusante.....	90
Figura 47– Cenário conservador: cheia máxima, talude de jusante	90
Figura 48 – Cenário provável: fim de construção, talude de jusante	91
Figura 49 – Cenário provável: regime permanente de operação, talude de jusante	92
Figura 50 – Cenário provável: cheia máxima, talude de jusante.....	92
Figura 51 – Cenário superior (ensaio): fim de construção, talude de jusante	93
Figura 52 – Cenário superior (ensaio): regime permanente de operação, talude de jusante	94
Figura 53 – Cenário superior (ensaio): cheia máxima, talude de jusante.....	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de típicos de permeabilidade entre diferentes tipos de solo	26
Tabela 2– Coeficiente de segurança mínimos para diferentes condições de solicitações	29
Tabela 3 – Representação dos Fatores de Segurança.	29
Tabela 4 – Teor de umidade	76
Tabela 5 – Resultados da análise granulométrica (porcentagem passante em cada peneira)...	77
Tabela 6 – Limite de Liquidez.....	79
Tabela 7 – Resultados teor de plasticidade.....	80
Tabela 8 – Índice de plasticidade	80
Tabela 9 – Resultados do ensaio de peso específico dos grãos	81
Tabela 10 – Cenários de parâmetros de resistência adotados.....	86
Tabela 11 – Fatores de segurança obtidos nos três cenários paramétricos.....	95
Tabela 12– Apêndice A, ensaio granulometria 01	104
Tabela 13– Apêndice A, ensaio granulometria 02	105
Tabela 14–Apêndice A, ensaio granulometria 03	106

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AGERH	Agência Estadual de Recursos Hídricos do Espírito Santo
ANA	Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
DPA	Dano Potencial Associado
FS	Fator de Segurança
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i> (Comissão Internacional de Grandes Barragens)
LEM	Método de Equilíbrio Limite (<i>Limit Equilibrium Method</i>)
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEF	Método dos Elementos Finitos
PAE	Plano de Ação de Emergência
PC	Perfil Central
PD	Perfil Direito
PE	Perfil Esquerdo
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PSB	Plano de Segurança de Barragem
RN	Referência de Nível
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
TCC	Trabalho de Conclusão de Curso
USACE	United States Army Corps of Engineers
UTM	<i>Universal Transverse Mercator</i> (sistema de coordenadas UTM)
IP	Índice de plasticidade
SP	Solo- areia mal graduada (SUCS)
SW	Solo- areia bem graduada (SUCS)
CL	Solo- argila inorgânica de baixa plasticidade (SUCS)
Cu	Coefficiente de Uniformidade
Cc	Coefficiente de curvatura
Gs	Peso específico dos grãos
w	Teor de umidade

LISTA DE SÍMBOLOS

C_c	Coeficiente de curvatura da curva granulométrica
C_u	Coeficiente de uniformidade da curva granulométrica
D₁₀	Diâmetro efetivo correspondente a 10% de material passante
D₃₀	Diâmetro efetivo correspondente a 30% de material passante
D₆₀	Diâmetro efetivo correspondente a 60% de material passante
E	Componente horizontal das forças entre fatias método de Morgenstern-Price
FS	Fator de segurança
G_s	Peso específico dos grãos (adimensional)
H	Altura total do maciço
IP	Índice de plasticidade
L	Largura da crista do barramento
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M_s	Massa do solo seco em estufa (g)
M_w	Massa de água contida na amostra (g)
Q	Força horizontal externa aplicada à fatia - método de Janbu
T	Componente vertical das forças entre fatias - método de Morgenstern-Price
V	Volume total da amostra
W	Peso próprio da fatia / peso do solo
b	Largura da fatia
c'	Coesão efetiva do solo (kPa)
e	Índice de vazios do solo

$f(x)$	Função de variação das forças entre fatias-método de Morgenstern-Price
f_0	Fator de correção empírico-método de Janbu
h	Carga hidráulica
i	Gradiente hidráulico
k	Coeficiente de permeabilidade / condutividade hidráulica (m/s)
l	Comprimento da base da fatia
m_a	Coeficiente auxiliar do método de Bishop
n_a	Coeficiente auxiliar do método de Janbu
p	Pressão vertical resultante na base da fatia-método de Janbu
u	Pressão de água nos poros (poropressão) na base da fatia (kPa)
u_w	Campo de poro-pressões gerado pelo módulo SEEP/W (kPa)
w	Teor de umidade natural do solo (%)
α	Inclinação da base da fatia em relação à horizontal (°)
γ	Peso específico do solo (kN/m ³)
γ_{nat}	Peso específico natural do solo (kN/m ³)
γ_{sat}	Peso específico saturado do solo (kN/m ³)
γ_w	Peso específico da água - adotado como 9,81 kN/m ³
λ	Fator de escala das forças entre fatias-método de Morgenstern-Price
ρ	Massa específica aparente do solo (g/cm ³)
ρ_{nat}	Massa específica aparente natural do solo (g/cm ³)
ρ_{sat}	Massa específica aparente saturada do solo (g/cm ³)
σ'	Tensão normal efetiva na superfície de ruptura (kPa)
τ	Tensão cisalhante (kPa)
τ_d	Tensão de cisalhamento atuante / mobilizada (kPa)
τ_r	Tensão de cisalhamento resistente / disponível (kPa)

θ	Ângulo entre forças inter-fatias e a horizontal-Morgenstern-Price (°)
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo do solo (°)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
2	OBJETIVOS	18
2.1	OBJETIVO GERAL	18
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
3	REFERENCIAL TEÓRICO	19
3.1	CONCEITOS GERAIS BARRAGENS DE TERRA	19
3.2	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS	21
3.2.1	Granulometria e composição dos solos.....	22
3.2.2	Índices físicos e estados do solo	22
3.2.3	Compactação	23
3.2.4	Resistência a cisalhamento.....	24
3.2.5	Permeabilidade e Percolação do Solo	25
3.3	ESTABILIDADE E SEGURANÇA DE TALUDES EM BARRAGEM.....	27
3.4	MECANISMOS DE RUPTURA E POSSÍVEIS PATOLOGIAS.....	30
3.5	MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	34
3.5.1	Método das fatias e abordagem de equilíbrio limite	35
3.5.2	Métodos clássicos: Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price	36
3.5.3	Comparativo entre os métodos.....	43
3.6	MODELAGEM NUMÉRICA ATRAVÉS DE SOFTWARE	44
3.6.1	Análise de estabilidade de Taludes via SLOPE/W	45
3.6.2	Análise de percolação via SEEP/W	46
3.6.3	Integração entre SEEP/W e SLOPE/W e considerações finais.....	47
3.7	LEGISLAÇÃO E DIRETRIZES	48
4	METODOLOGIA.....	50
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO.....	50
4.2	LEVANTAMENTO DE CAMPO E DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA.....	57
4.2.1	Inspeção visual e seleção da seção crítica.....	57
4.2.2	Procedimento de levantamento geométrico da seção.....	58
4.2.3	Procedimento de levantamento batimétrico	59
4.3	INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E ENSAIOS LABORATORIAIS	60
4.3.1	Plano de amostragem e coleta	61
4.3.2	Ensaio de caracterização	62

4.3.2.1 Teor de Umidade Natural	63
4.3.2.2 Análise granulométrica.....	63
4.3.2.3 Limites de consistência.....	65
4.3.2.4 Peso específico dos grãos	67
4.3.2.5 Determinação da massa específica e peso específico	68
4.3.3 Ensaio de cisalhamento	70
4.4 MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	73
5 RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E GEOTÉCNICA.....	75
5.1 Geometria da seção transversal.....	75
5.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO.....	76
5.2.1 Teor de umidade natural.....	76
5.2.2 Análise granulométrica	77
5.2.3 Limites de consistência	79
5.2.4 Peso específico dos grãos.....	81
5.2.5 Resultados da massa específica e peso específico	82
5.2.6 Classificação geotécnica do solo.....	82
5.2.7 Parâmetros de resistência ao cisalhamento	84
6 RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA E DISCUSSÕES.....	87
6.1 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO (SEEP/W).....	87
6.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE TALUDES (SLOPE/W)	88
6.2.1 Cenário Conservador ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 36^\circ$)	89
6.2.2 Cenário Provável ($c'=2$ kPa; $\phi'=38^\circ$)	91
6.2.3 Cenário Superior/ensaio ($c'=0$; $\phi'=43,6^\circ$).....	93
6.3 DISCUSSÕES.....	95
7 CONCLUSÃO	97
7.1 Sugestões para trabalhos futuros.....	98
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99
9 APÊNDICE A — FICHAS BRUTAS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS.....	104
ANEXO A — LAUDO TÉCNICO DE CISALHAMENTO DIRETO — SLOPE GEO GEOTECHNICS	107

1 INTRODUÇÃO

A expansão das fronteiras agropecuárias brasileiras e a necessidade de segurança hídrica para o cultivo do campo impulsionaram, nas últimas décadas, a construção intensa e pouco supervisionada de reservatórios artificiais. A água, insumo vital tanto para a irrigação de lavouras quanto para a hidratação de rebanhos, tornou-se um artigo estratégico, levando produtores rurais a barramentos de cursos d'água como solução imediata para a regularização das vazões.

Segundo dados recentes, o Brasil possui cerca de 28.085 barragens cadastradas no Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) (Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico, 2025). Contudo, este crescimento acelerado ocorreu, majoritariamente, dissociado do rigor da engenharia. Grande parcela dessas obras, classificadas como de pequeno porte, foi erguida sob perspectivas empíricas, sem projetos executivos ou de controle tecnológico.

O cenário atual é considerado preocupante, em que a quantidade de obras não reflete a qualidade ou segurança dela. A dificuldade em mapear, catalogar e fiscalizar esse universo de barramentos reflete-se em estatísticas alarmantes, aproximadamente 45% das barragens no Brasil funcionam de forma irregular e sem a devida autorização ou documentação necessária na época (ANA, 2018).

A gestão desse risco tornou-se uma prioridade de estado com a promulgação da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), instituída pela Lei nº 12.334 (2010) e endurecida pela Lei nº 14.066 (2020). O novo marco legal reforça a responsabilidade do empreendedor pela segurança física da obra, exigindo assim análises de risco e monitoramento constante.

Neste contexto, o presente trabalho insere-se na problemática dos relatórios da “ANA”. O objeto de estudo é uma barragem de terra, localizada na zona rural, fazendo divisa entre o município de Santa Rosa do Tocantins- TO e Chapada de Natividade- TO, construída informalmente e desprovida de documentações técnicas. A estrutura carece de uma avaliação técnica que determine seu enquadramento nos critérios da PNSB e ABNT NBR 13.028 (ABNT, 2017), além de apresentar um caso de ruptura parcial de parte do talude a jusante devido a um transbordamento. Diante desta informalidade construtiva e do histórico de instabilidade, surge o problema central desta pesquisa, a incerteza sobre a resistência atual do maciço. Questiona-se qual o real fator de Segurança (FS) da barragem e como possíveis ausências de elementos técnicos impactam na probabilidade de novos colapsos.

A escolha deste estudo justifica-se pela relevância socioeconômica e ambiental que envolve a segurança de barragens rurais. Um eventual rompimento da estrutura ultrapassaria não apenas a perda patrimonial, comprometendo possíveis abastecimentos hídricos, perdas produtivas, danos no âmbito ambiental significativos, problemas logísticos com a destruição de vias de acesso, além do risco a vidas humanas.

Nesse contexto, juntamente com as exigências da Lei nº 14.066/2020 que aumentou a fiscalização sobre a segurança de barragens, faz-se necessário um diagnóstico técnico que mostre as reais condições da barragem. A aplicação de métodos de retro análise, apoiada em ferramentas de modelagem numérica como o software GeoStudio, permitirá determinar os Fatores de Segurança (FS) da obra. Os resultados esperados servirão de auxílio para uma possível regulamentação da barragem, além de fornecer subsídios para possíveis intervenções.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Analisar a estabilidade dos taludes da barragem de terra situada na fazenda Monte Cristo, no Município de Santa Rosa do Tocantins- TO, determinando os atuais Fatores de Segurança (FS), seguindo os critérios normativos vigentes.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar o estado de conservação da estrutura através de inspeções, identificando vulnerabilidades e mapeando patologias.
- Obtenção de parâmetros geotécnicos do solo que compõe barragem através de ensaios laboratoriais de amostras coletadas.
- Verificar o estado de conservação da estrutura através de inspeções, identificando vulnerabilidades e mapeando patologias.
- Determinar o Fator de Segurança (FS) do talude por meio de modelagem numérica utilizando o software GeoStudio.

3 REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 CONCEITOS GERAIS BARRAGENS DE TERRA

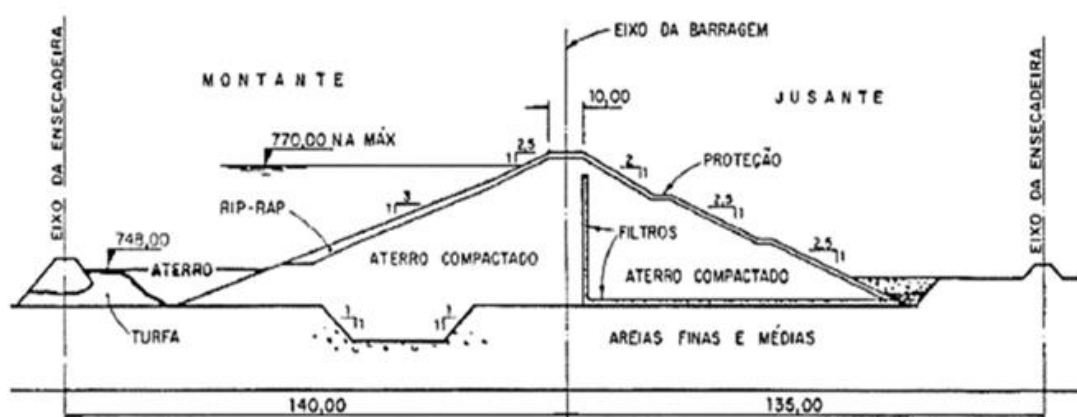
Em termos de engenharia, as barragens podem ser entendidas como estruturas projetadas para interromper o escoamento de um curso d'água, formando um reservatório destinado ao armazenamento de água para diferentes finalidades, como abastecimento público, irrigação e geração de energia elétrica (CAPUTO; CAPUTO; RODRIGUES, 2017). A própria Lei nº 12.334/2010 adota definição abrangente, considerando barragem qualquer estrutura construída em curso d'água permanente ou temporário com a finalidade de reter ou armazenar líquidos ou misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o maciço de barramento e todas as obras acessórias associadas (BRASIL, 2010).

Entre os diversos tipos de estruturas de barramento, as barragens de terra assumem papel de destaque no contexto brasileiro, por serem constituídas essencialmente por solos compactados e se adaptarem bem às condições geológicas e geomorfológicas predominantes no país. Nas configurações homogêneas, o maciço é executado com um único tipo de solo, o que torna indispensável a adoção de um sistema interno de drenagem capaz de controlar a posição da linha de saturação e evitar o afloramento de água no talude de jusante, situação que pode reduzir significativamente o fator de segurança e favorecer mecanismos de instabilidade (MASSAD, 2010). A obra de CRUZ (2004), ao reunir e analisar casos reais, reforça essa constatação ao mostrar que grande parte das barragens em operação no Brasil foi construída em terra ou em terra-enrocamento, evidenciando que, quando associadas a um projeto adequado, a critérios consistentes de compactação e a sistemas eficientes de drenagem, essas estruturas podem apresentar comportamento satisfatório e desempenho seguro ao longo da sua vida útil.

No entendimento de Carvalho (2025), a escolha por barragens de terra no Brasil é favorecida pela predominância de vales mais abertos e pela ampla disponibilidade de solos tropicais adequados à compactação, o que torna essa alternativa técnica e economicamente atrativa tanto para reservatórios de água quanto para estruturas de contenção de rejeitos (CARVALHO, 2025). O autor destaca que uma barragem de terra pode incluir, além do maciço principal, elementos como crista e borda livre, taludes de montante e jusante com suas proteções, além de dispositivos de vedação e drenagem (trincheiras de vedação, tapetes impermeáveis, drenos horizontais, verticais e de pé, poços de alívio, cortinas de injeção) que a presença depende das exigências estabelecidas em cada projeto, bem como sistemas de

extravasamento, como vertedouros e descargas de fundo (CARVALHO, 2025). Estudos de casos históricos apontados por CRUZ (2004) indicam que parcela significativa dos acidentes em barragens está associada a deficiências nesses sistemas de extravasão, especialmente em situações de galgamento e transbordamento, reforçando a importância do dimensionamento hidráulico e da operação segura dessas estruturas.

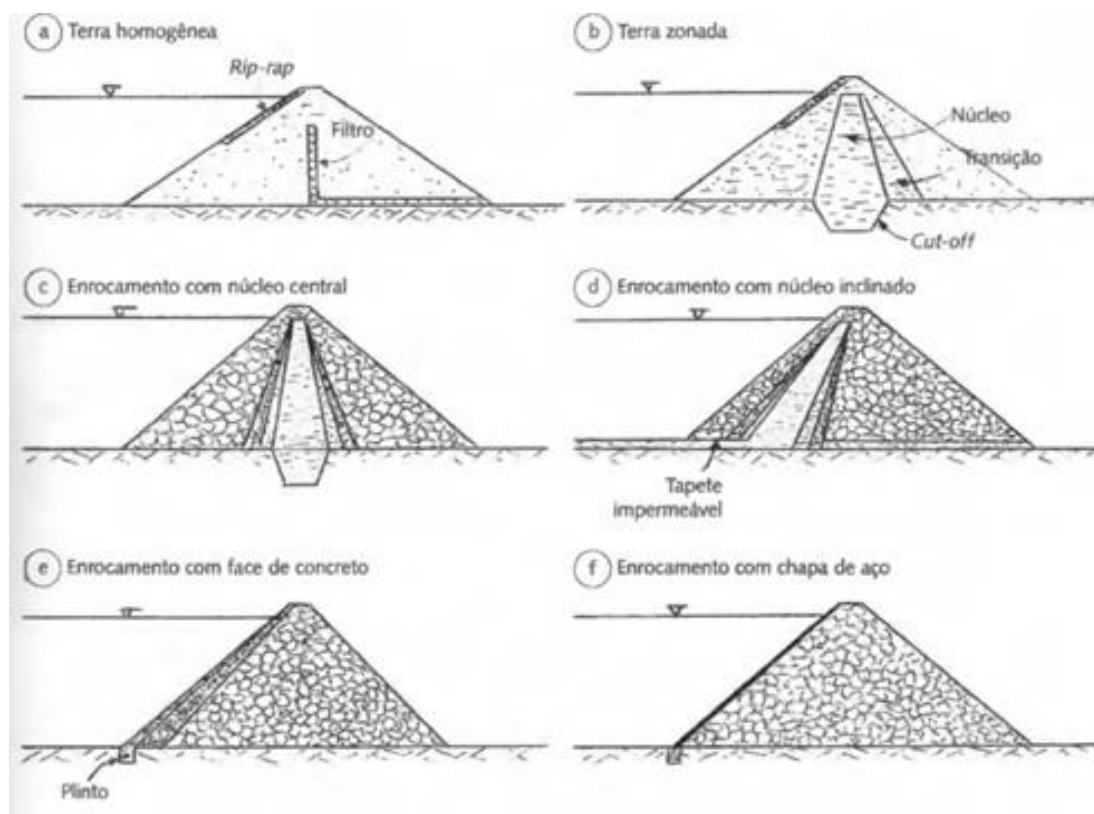
Figura 1 - Seção de uma barragem de terra homogênea



Fonte: (ANA,2014).

A seleção do tipo de barragem de terra está diretamente vinculada às características e à disponibilidade de materiais na região da obra, influenciando custos, logística e concepção do projeto. Nas barragens homogêneas, utiliza-se um único solo em todo o maciço, o qual, quando adequadamente compactado, deve apresentar baixa permeabilidade. Já as barragens zonadas são empregadas quando não há jazida suficiente de material argiloso para toda a estrutura, concentrando-se esse solo de menor permeabilidade em um núcleo central, enquanto os taludes podem ser executados com materiais mais permeáveis, desde que cumpram os critérios de estabilidade e de controle de percolação estabelecidos em projeto (CARVALHO, 2025; CRUZ, 2004). Dessa forma, as soluções adotadas refletem a busca por compatibilizar as exigências de segurança estrutural e hidráulica com as condições locais de implantação da barragem.

Figura 2 – Diferentes barragens de terra e enrocamento



Fonte: (COSTA, 2012).

3.2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DOS SOLOS

As propriedades geotécnicas dos solos utilizados em barragens de terra estão diretamente ligadas ao estado em que esses materiais se encontram, isto é, ao arranjo relativo das partículas sólidas e à forma como água e ar ocupam os vazios do meio poroso. Esse conjunto de características controla o comportamento tensão-deformação, a permeabilidade e a resistência ao cisalhamento, sendo fundamental para o desempenho do maciço e da fundação (PINTO, 2006; ABRAHÃO, 2002).

3.2.1 Granulometria e composição dos solos

O tamanho das partículas que compõem o solo varia em ampla faixa, desde pedregulhos até partículas argilosas muito finas. Em engenharia geotécnica, é usual classificar os solos em frações de pedregulho, areia, silte e argila, de acordo com limites de diâmetro de grão definidos por normas ou por sistemas de classificação consagrados na literatura (DAS, 2012; PINTO, 2006). A granulometria, associada à plasticidade, influencia diretamente a permeabilidade, a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento: solos predominantemente arenosos tendem a ser mais drenantes e menos compressíveis, enquanto solos argilosos apresentam menor permeabilidade e maior sensibilidade a variações de umidade (MASSAD, 2010).

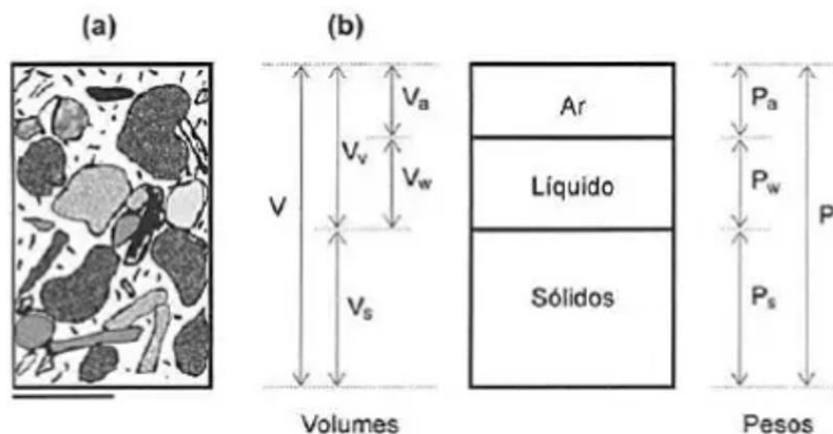
Além do tamanho de grão, a plasticidade é um parâmetro importante, especialmente em solos finos. Os limites de Atterberg permitem identificar as faixas de umidade em que o solo se comporta como material sólido, plástico ou líquido. Segundo Pinto (2006), a combinação entre curva granulométrica e índices de plasticidade é utilizada para classificar o solo em sistemas padronizados, facilitando a escolha de materiais adequados para cada zona da barragem: núcleos de vedação, filtros, drenos e zonas de transição.

Em barragens de terra, é comum empregar solos mais argilosos em regiões do núcleo, onde se deseja baixa permeabilidade, e agregados mais arenosos ou britados em filtros e drenos, onde se busca maior capacidade de condução da água e retenção de partículas finas (MASSAD, 2010; COSTA, 2012).

3.2.2 Índices físicos e estados do solo

Do ponto de vista físico, o solo pode ser visto como um sistema trifásico, em que o volume total é composto por uma fração sólida (grãos minerais) e uma fração de vazios preenchidos por água e/ou ar. Segundo Pinto (2006), a descrição desse estado é feita por meio de índices como teor de umidade, peso específico natural e seco, índice de vazios, porosidade e grau de saturação, que são determinados por ensaios de caracterização, fundamentais para interpretar o solo utilizado

Figura 3– Representação esquemática do solo como sistema trifásico



Fonte: (SOUSA PINTO, 2006).

O peso específico de um solo, por exemplo, pode ser expresso pela seguinte formula

Fórmula peso específico

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (1)$$

Onde:

γ = peso específico do solo

W = peso da amostra do solo

V = Correspondente da amostra

Em amostras saturadas, o peso é composto pelo somatório das partículas sólidas e da água que preenche totalmente os vazios; em condições parcialmente saturadas, parte dos vazios permanece ocupada por ar e o peso específico natural tende a ser menor. Índices físicos como índice de vazios e porosidade são fundamentais para realizar a interpretação da compactação e da evolução do estado do solo durante a construção e ao longo da vida útil da barragem. Reduções no índice de vazios, obtidas por compactação adequada, resultam em aumento do peso específico seco, maior resistência e, em geral, menor permeabilidade (MASSAD, 2010).

3.2.3 Compactação

A compactação é um dos processos mais importantes na execução de barragens de terra. Segundo Massad (2010), a aplicação de energia de compactação tem por objetivo reduzir o índice de vazios, aumentar o peso específico seco e melhorar, simultaneamente, a resistência

mecânica e o controle da percolação. Ensaios de Proctor são utilizados para estabelecer a relação entre o teor de umidade e o peso específico seco, permitindo identificar o teor de umidade ótimo e o peso específico seco máximo que servem de referência para a especificação de campo.

Em projetos de barragens, costuma-se exigir graus de compactação elevados, da ordem de 95% ou mais do ensaio de referência, justamente para garantir um maciço mais denso, com menores deformações, menor permeabilidade e melhor desempenho sob as variações de nível de água do reservatório (DAS, 2012; MASSAD, 2010).

3.2.4 Resistência a cisalhamento

A resistência ao cisalhamento é a capacidade do solo em resistir às tensões tangenciais que atuam ao longo de planos potenciais de ruptura. Em análises geotécnicas, essa resistência costuma ser associada ao critério de Mohr–Coulomb, segundo o qual a tensão cisalhante resistente depende de parâmetros do solo e da tensão normal efetiva (TERZAGHI; PECK, Mersi 1996; DAS, 2012). Portanto, resistência de cisalhamento é dada pela seguinte fórmula:

$$\tau = c' + \sigma' * \tan\phi' \quad (2)$$

Onde

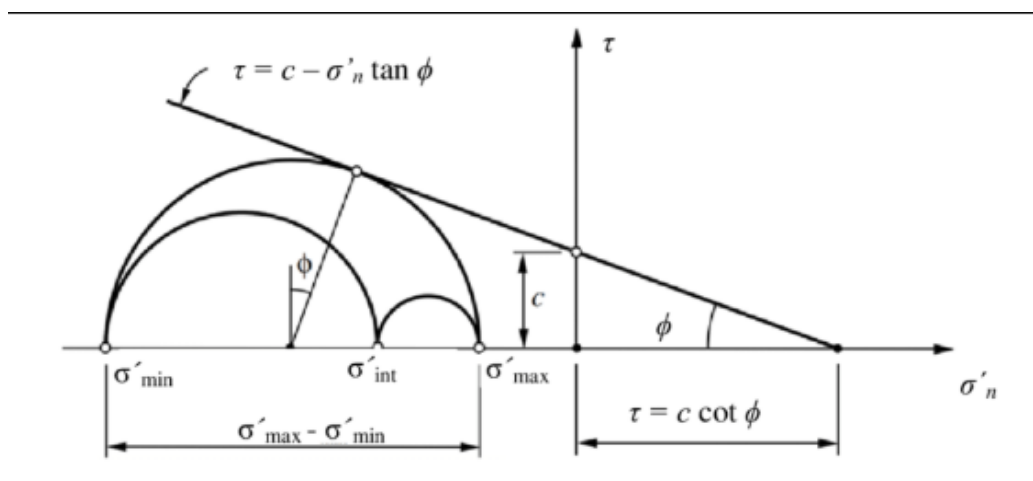
τ : tensão cisalhante

c' : coesão efetiva

σ' : tensão normal efetiva na superfície de ruptura

$\tan\phi'$: ângulo de atrito interno efetivo

Figura 4 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, gráfico τ x σ'



Fonte: (RUEDA CORDERO, OLIVEIRA E ROEHL, 2013)

Para materiais com maiores granulometrias, como areias densas, a resistência está ligada ao atrito entre partículas, representado pelo ângulo de atrito interno. Já em solos finos, a coesão também se torna relevante, associada tanto à estrutura do material quanto às forças físico-químicas entre as partículas de argila (PINTO, 2006). Em barragens de terra, valores de coesão e ângulo de atrito são obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais, realizados com amostras representativas dos materiais do maciço e da fundação.

3.2.5 Permeabilidade e Percolação do Solo

A presença de água no interior do maciço é um dos fatores que mais influenciam o desempenho de uma barragem de terra. Mesmo quando não há sinais visíveis de vazamento, existe sempre algum fluxo de água através dos vazios do solo. Em muitos casos, esse fluxo é desejado e até necessário, desde que ocorra de forma controlada por meio de filtros e drenos bem dimensionados. Quando isso não acontece, podem surgir gradientes hidráulicos elevados, surgências em taludes e processos de erosão interna (CASAGRANDE, 1961; CRUZ, 2004)

A propriedade que guia esse tipo de comportamento é a permeabilidade, que mede a facilidade com que a água atravessa o meio poroso. Solos grossos, como areias, tendem a ser muito mais permeáveis que argilas compactadas. Pinto (2006) destaca que o valor do coeficiente de permeabilidade depende não apenas do tamanho das partículas, mas também do arranjo entre os grãos, do índice de vazios e do grau de saturação. Em barragens, essa diferença é explorada de forma intencional: materiais de baixa permeabilidade são colocados em zonas

de vedação, enquanto materiais mais permeáveis são usados em filtros e drenos (MASSAD, 2010; COSTA, 2012).

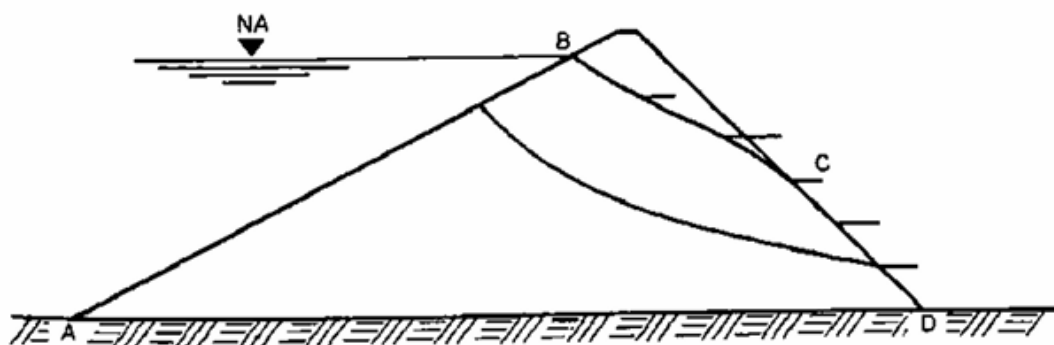
Tabela 1 – Valores de típicos de permeabilidade entre diferentes tipos de solo

Permeabilidade		Tipo de solo	k (cm/s)
Solos permeáveis	Alta	Pedregulhos	$> 10^{-3}$
	Alta	Areias	10^{-3} a 10^{-5}
	Baixa	Siltes e argilas	10^{-5} a 10^{-7}
Solos impermeáveis	Muito baixa	Argila	10^{-7} a 10^{-9}
	Baixíssima	Argila	$< 10^{-9}$

Fonte: (SOUSA PINTO, 2006)

Em termos de segurança, a percolação interessa não apenas pelo volume de água que atravessa a estrutura, mas principalmente pelo modo como esse fluxo se distribui. Se a barragem dispõe de um núcleo contínuo de baixa permeabilidade apoiado em fundação adequada e de um sistema de drenagem eficiente, as linhas de fluxo tendem a se concentrar nas zonas mais permeáveis, com gradientes relativamente baixos e baixo potencial de arraste de partículas. Em contrapartida, descontinuidades no núcleo, presença de materiais heterogêneos, fundações erodíveis ou drenos mal posicionados favorecem concentrações de fluxo em pontos específicos, com risco de início de erosão interna e Piping (CASAGRANDE, 1961; SHERARD et al., 1963).

Figura 5 – Linha de fluxo em barragem de terra sem sistemas de drenagem



Fonte: (MASSAD, 2010).

O estudo da permeabilidade e da percolação, portanto, não se limita à determinação de um valor numérico de coeficiente k . Ele envolve a compreensão do caminho que a água percorre dentro da barragem, dos gradientes existentes e da eficiência dos elementos de

drenagem. Em avaliações mais detalhadas, esse comportamento é frequentemente analisado por meio de modelos numéricos de fluxo subterrâneo, que permitem visualizar a posição da linha freática, as trajetórias de percolação e regiões onde os gradientes hidráulicos podem comprometer a estabilidade dos taludes ou favorecer a erosão interna (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012; DESAI; CHRISTIAN, 1977).

3.3 ESTABILIDADE E SEGURANÇA DE TALUDES EM BARRAGEM

A estabilidade dos taludes é um dos principais condicionantes da segurança global de uma barragem de terra. Em termos geotécnicos, considera-se estável o talude cuja resistência ao cisalhamento, ao longo de possíveis superfícies de ruptura, é suficiente para equilibrar o peso próprio do maciço, as ações hidráulicas e demais carregamentos atuantes (GERSCOVICH, 2016; CRUZ, 2004).

Em barragens de terra, o talude de montante é mais sensível às variações do nível do reservatório, enquanto o talude de jusante responde principalmente à posição da linha freática interna e à eficiência do sistema de drenagem (MASSAD, 2010; SHERARD et al., 1963).

O parâmetro mais utilizado para expressar a condição de estabilidade é o fator de segurança (FS). Em termos gerais, ele representa a razão entre a resistência disponível e as solicitações que tendem a provocar o escorregamento. sua fórmula simplificada é definida:

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_d} \quad (3)$$

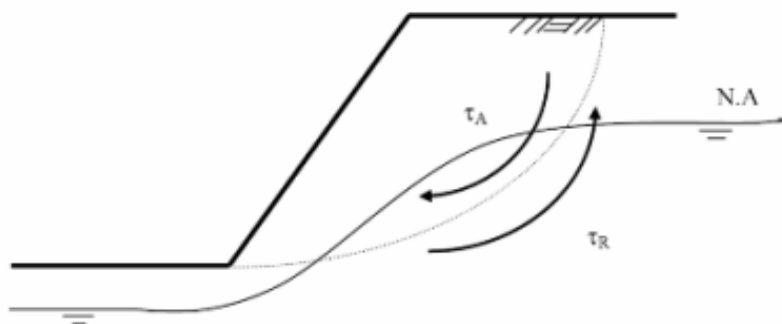
Onde:

FS = Fator de segurança

τ_r : Tensão de cisalhamento resistente do solo

τ_d : Tensão de cisalhamento atuante

Figura 6 – Tensão resistente e tensão atuante em taludes.



Fonte: (MARINHO, 2020).

Quando $FS > 1,0$, a resistência é maior que a solicitação, e o talude é considerado estável para o cenário analisado. Valores de FS muito próximos de 1,0 indicam situação de limite, com pouca margem para variações de parâmetros e ações não previstas; fatores de segurança mais elevados traduzem condições mais conservadoras. Na prática de projeto de barragens, os fatores de segurança-alvo são fixados por normas e diretrizes técnicas, levando em conta a importância da estrutura, o nível de incerteza dos parâmetros e o potencial de dano associado a uma eventual ruptura (NBR 11682, 2009; NBR 13028, 2017; ICOLD, 1988)

A estabilidade de taludes em barragens de terra é verificada em diferentes condições de carregamento, que procuram reproduzir situações críticas ao longo da vida útil. Massad (2010), Lopes (1988) e NBR 13028 (2017) destacam, entre os cenários típicos:

- **fim de construção**, quando o maciço ainda está se acomodando e as poropressões geradas pela compactação e pelo peso da barragem podem ser elevadas;
- **operação normal**, com o reservatório mantido próximo ao nível de operação e regime de percolação praticamente permanente;
- **cheia máxima**, quando o nível de água atinge cotas próximas ao vertedouro, aumentando as solicitações no talude de montante e elevando a carga hidráulica sobre o maciço;
- **rebaixamento rápido do reservatório**, especialmente crítico para o talude de montante, quando o nível de água à montante cai em pouco tempo, mas as poropressões internas não se dissipam na mesma velocidade;
- **chuvas intensas e saturação a jusante**, que podem saturar parte do talude e reduzir a sucção matricial em solos parcialmente saturado.

Cada cenário é associado a um conjunto próprio de parâmetros hidráulicos e mecânicos (tensões totais, tensões efetivas e poropressões), resultando em fatores de segurança específicos para o talude de montante e para o talude de jusante.

Normas e recomendações técnicas estabelecem **valores mínimos de FS** para cada tipo de condição de carregamento. A ABNT NBR 11682 (2009), voltada à estabilidade de taludes em geral, e a ABNT NBR 13028 (2017), específica para barragens de terra e enrocamento, fornecem referências para análise de estruturas novas e existentes. Em linhas gerais, adotam-se fatores de segurança mais elevados para situações permanentes de longo prazo e valores um pouco menores, porém ainda superiores à unidade, para casos transitórios de curto prazo (ICOLD, 1988; ANA, 2014).

Tabela 2– Coeficiente de segurança mínimos para diferentes condições de solicitações

Condição de solicitação	Talude	FS mínimos	
		Seção homogênea	Seção terra-enrocamento
Final de construção	Montante	1,3	1,2
	Jusante	1,3	1,2
Regime permanente de operação	Montante	1,5	1,3
	Jusante	1,5	1,3
Rebaixamento de reservatório	Montante	1,1	1,0
	Montante	1,0	1,0
Qualquer condição para verificação da estabilidade para resistência residual	Montante	1,2	-
	Jusante	1,2	-

Fonte: Cruz (2004).

Tabela 3 – Representação dos Fatores de Segurança.

Fator de segurança (FS)	Condição do talude
FS < 1,0	Talude instável, que deverá sofrer ruptura.
FS = 1,0	Condição limite de estabilidade associada à iminência de ruptura, também, condição adotada geralmente nos cálculos de retroanálise.
FS > 1,0 (pouco maior)	Condição estável, quanto mais próximo de 1,0 for o FS, mais precária e frágil será a condição de estabilidade do talude.
FS > 1,0 (muito maior)	Condição estável, quanto maior for o FS, menores serão as possibilidades de o talude vir a sofrer ruptura quando submetido a condições críticas (percolação d'água, etc).

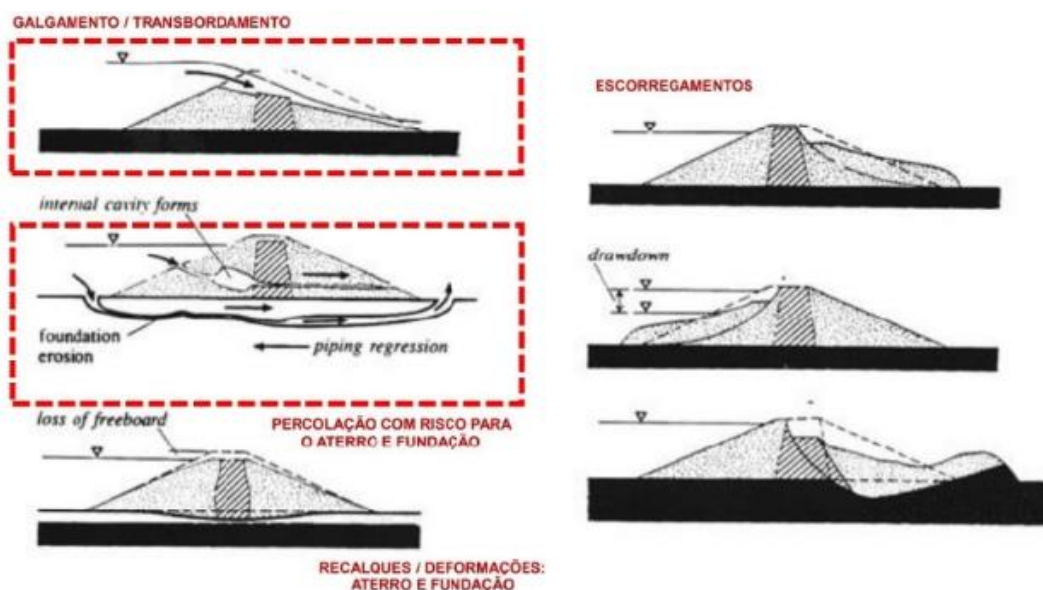
Fonte: (GEO-SLOPE 2012).

Duncan (1996) diz que esses valores devem ser interpretados em conjunto com a qualidade da investigação geotécnica, a confiabilidade dos métodos de cálculo e o nível de monitoramento disponível. Pois fatores de segurança altos não conseguem compensar parâmetros mal definidos, logo Fatores de Segurança mais modestos podem ser aceitáveis quando ocorre diversas instrumentações e históricos que favoreçam o desempenho da barragem.

3.4 MECANISMOS DE RUPTURA E POSSÍVEIS PATOLOGIAS

Os taludes de barragens de terra estão sujeitos a diferentes mecanismos de ruptura, condicionados por fatores geotécnicos, hidráulicos, construtivos e por questões de operação e manutenção ao longo da vida útil da estrutura. Esses mecanismos podem envolver escorregamentos no corpo da barragem ou na fundação, processos de erosão interna associados à percolação de água e situações nas quais o vertimento inadequado provoca erosão progressiva a partir do coroamento e do talude de jusante. A identificação correta do tipo de ruptura e de suas causas é essencial para a definição de medidas de prevenção e de recuperação adequadas (CRUZ, 2004; MASSAD, 2010; GERSCOVICH, 2016).

Figura 7– Mecanismos de Ruptura em barragens de terra.



Fonte: ANA (2017).

Os mecanismos de ruptura dizem respeito aos processos que conduzem à perda de estabilidade, podendo envolver alterações nas condições de carregamento hidráulico, aumento de poropressões, percolação concentrada e erosão de materiais internos, entre outros fatores. Entre os mecanismos mais relevantes para barragens de terra destacam-se:

- a instabilidade de taludes associada às condições de percolação e de nível do reservatório (incluindo rebaixamento rápido);
- a erosão interna (piping);
- e o galgamento (Transbordamento) com erosão progressiva do coroamento e do talude de jusante

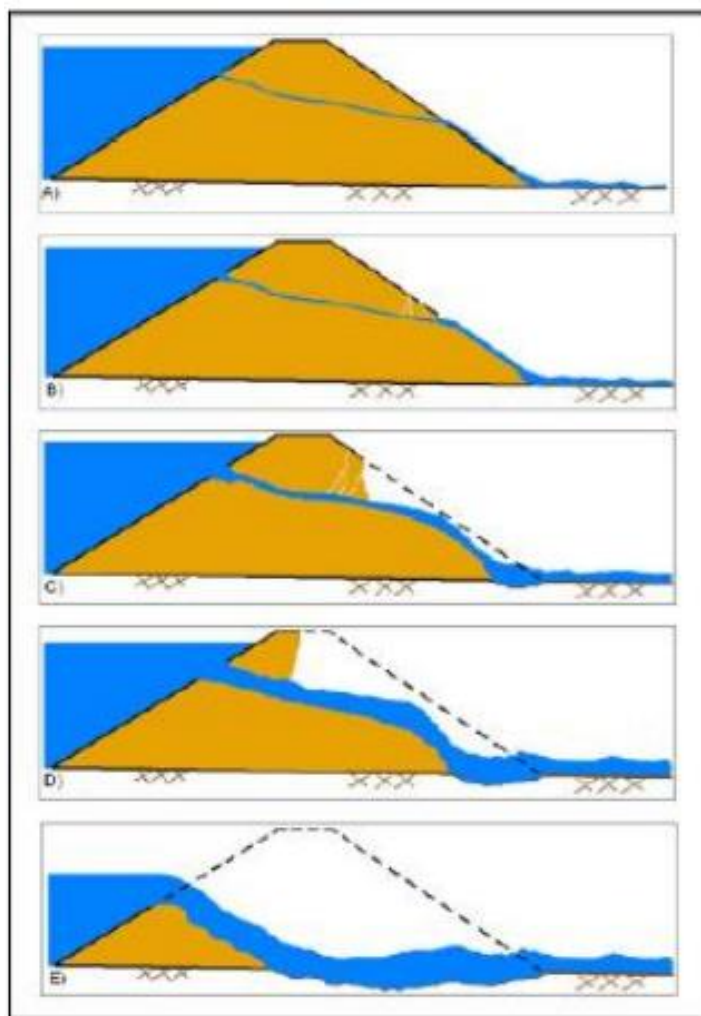
Inicialmente será abordado a questão da instabilidade de taludes, associada às condições hidráulicas. Onde a presença de água no interior do maciço influencia diretamente as tensões efetivas no solo, podendo reduzir a resistência disponível e alterar a posição da superfície crítica de ruptura. A percolação excessiva, o funcionamento inadequado de drenos internos e variações bruscas de nível do reservatório podem elevar poropressões e comprometer o equilíbrio do talude (MASSAD, 2010; GERSCOVICH, 2016).

Um caso particularmente desfavorável é o rebaixamento rápido do nível d'água no talude de montante. Nessa situação, o reservatório é esvaziado em curto intervalo de tempo, reduzindo a contenção exercida pela água, enquanto o maciço permanece saturado e com poropressões ainda elevadas. Essa combinação pode levar a fatores de segurança reduzidos, sobretudo em taludes de montante com solos de menor permeabilidade ou com baixa capacidade de dissipação de poropressões (MEIRELLES, 2013).

A ruptura por erosão interna (Piping) é um mecanismo no qual o fluxo de água exerce gradientes hidráulicos suficientemente elevados para iniciar o arraste de partículas finas do solo, abrindo caminhos preferenciais e formando condutos internos. À medida que o processo evolui, esses condutos podem se ampliar, provocar abatimentos localizados no coroamento, surgências turvas no talude de jusante e, em estágio avançado, levar à ruptura parcial ou total da barragem (CASAGRANDE, 1961; SHERARD et al., 1963; CRUZ, 2004; ANA, 2014).

No contexto de barragens de terra, o Piping está intimamente ligado a materiais inadequados, compactação deficiente, drenagem insuficiente e fundação fraca ou com materiais de fácil erosão. Materiais de núcleo com granulometria inadequada, ausência de filtros graduados, zonas mal compactadas e contatos com solos ou rochas com fácil erosão favorecem a concentração de fluxo e o início da erosão interna. Sistemas de drenagem mal dimensionados ou obstruídos dificultam o controle da percolação e aumentam os gradientes hidráulicos, ampliando o risco de Piping (MASSAD, 2010; COSTA, 2012; MEIRELLES, 2013).

Figura 8 – Representação de uma ruptura de barragem por Piping



Fonte: USACE (2014).

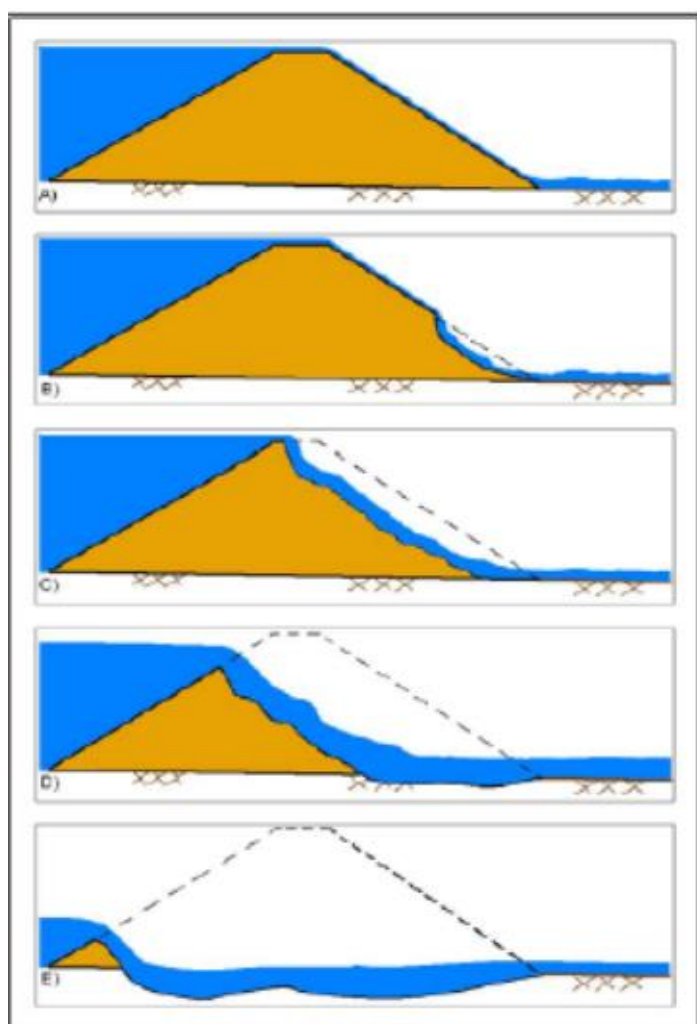
A ruptura por liquefação ocorre quando um solo saturado suscetível sofre perda abrupta de resistência ao cisalhamento devido ao aumento das poropressões, aproximando-se do estado em que o material se comporta como um fluido pesado. Esse mecanismo é mais comum em areias fofas saturadas e em aterros compactados de forma inadequada, submetidos a carregamentos dinâmicos, como sismos, vibrações intensas ou variações rápidas de tensões (Seed & Idriss, 1971).

Em barragens de terra, a possibilidade de liquefação deve ser considerada em situações em que o maciço ou a fundação sejam constituídos por materiais potencialmente liqueficáveis e em regiões sujeitas a atividade sísmica relevante. A utilização de materiais adequados, a compactação correta dos aterros e a adoção de critérios conservadores de projeto reduzem significativamente a probabilidade desse tipo de ruptura (MASSAD, 2010; NBR 13028, 2017).

A ruptura por transbordamento (galgamento) está relacionada à incapacidade do sistema extravasor de escoar as vazões de cheia, permitindo que o nível do reservatório ultrapasse a cota da crista da barragem. Nessas condições, a água escoar sobre a crista e sobre o talude de jusante, provocando erosão superficial intensa e erosão regressiva em direção ao eixo da barragem, com potencial de ruptura total em intervalo de tempo reduzido (CRUZ, 2004; ANA, 2014; ICOLD, 1988).

Esse mecanismo de ruptura está fortemente associado a dimensionamento inadequado do vertedouro, evolução das condições hidrológicas não acompanhada por reavaliação do projeto, obstrução de estruturas de descarga e ausência de proteção resistente à erosão no coroamento e no talude de jusante. A adoção de vertedouros adequadamente dimensionados, a manutenção preventiva e a implantação de revestimentos resistentes à erosão são medidas fundamentais para mitigar o risco de ruptura por transbordamento (CRUZ, 2004; ANA, 2014).

Figura 9 – Representação da ruptura de barragens por galgamento



Fonte: USACE (2014).

Os mecanismos de ruptura descritos estão diretamente relacionados a um conjunto de causas, seja ela: geotécnicas, construtiva e operacional. As principais são: o uso de materiais inadequados, para núcleos, filtros, drenos e zonas de transição. Compactação deficitária do maciço, gerando assim locais com maior permeabilidade e zonas desconexas. Vertedouros e extravasores subdimensionados ou mal operados, não conseguindo descarregar devidamente as vazões do projeto. Problemas nas fundações, podendo apresentar baixas camadas de resistência ou serem suscetíveis a erosão interna. Erros ou faltas de projeto. essas causas se refletem em um conjunto de patologias observáveis em campo, que funcionam como sinais de alerta para a segurança dos taludes. Entre as manifestações mais comuns em barragens de terra destacam-se:

- trincas longitudinais e transversais no coroamento ou próximas ao eixo, indicativas de recalques diferenciais, deformações internas ou deficiência de compactação;
- abatimentos e depressões localizadas no coroamento ou nos taludes, que podem estar associados à erosão interna, perda de suporte ou colapso de condutos formados por piping;
- manchas úmidas persistentes e surgências no talude de jusante, sugerindo elevação da linha freática, percolação concentrada e possível início de erosão interna; aumento de vazão ou turbidez em drenos, sinalizando alteração do regime de fluxo, arraste de finos e evolução de processos de piping;
- sulcos, ravinas e descalçamento do pé do talude, relacionados à erosão pluvial, ao escoamento concentrado ou a episódios de transbordamento;
- presença de tocas de animais, raízes de árvores de grande porte e intervenções não controladas no corpo da barragem, que criam caminhos preferenciais de percolação e zonas de fraqueza.

A identificação e o monitoramento sistemático dessas patologias, associados aos dados de instrumentação e às análises numéricas de estabilidade, constituem instrumentos essenciais para a gestão da segurança de barragens de terra.

3.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

A estabilidade de taludes em barragens de terra é usualmente avaliada através de métodos de equilíbrio limite, onde se admite uma superfície potencial de ruptura e se compara

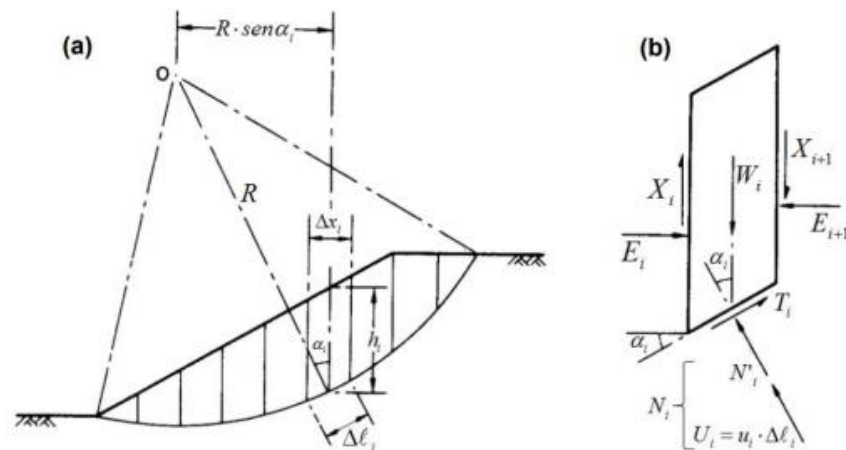
a resistência ao cisalhamento disponível com as solicitações atuantes ao longo dessa superfície. O resultado é expresso pelo fator de segurança (FS), definido como a razão entre a resistência mobilizável e a tensão cisalhante requerida. Valores de FS superiores à unidade indicam condição estável, já valores próximos de 1,0 apontam situações críticas, devendo ser analisados juntamente com critérios adotados para projeto e segurança (DUNCAN, 1996; DAS, 2012; GERSCOVICH, 2016).

Entre os métodos de equilíbrio limite, destaca-se o chamado método das fatias, onde o maciço potencialmente instável é “cortado” em elementos verticais (fatias) e o equilíbrio global é avaliado a partir das forças e momentos atuantes. Diferentes formulações dessa abordagem, como as propostas por Fellenius, Bishop simplificado, Janbu e Morgenstern–Price, variam principalmente quanto ao tratamento das forças entre fatias, da geometria da superfície de ruptura e do procedimento numérico adotado para obtenção do FS. Estes métodos estão implementados em programas de análise como o SLOPE/W, permitindo comparar, para uma mesma seção de barragem, os fatores de segurança obtidos em distintas abordagens (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012; NETTO, 2019).

3.5.1 Método das fatias e abordagem de equilíbrio limite

No método das fatias, é considerado que o volume de solo acima de uma superfície de ruptura pré-definida pode ser representado por um conjunto de fatias verticais, delimitada por planos laterais e por uma base coincidente com a superfície potencial de escorregamento. Sobre cada fatia atuam o peso próprio, as pressões neutras ao longo da base, as forças normais e tangenciais na superfície de ruptura e, dependendo do método, as forças de interação com as fatias adjacentes (DUNCAN, 1996; DAS, 2012).

Figura 10 – Métodos das fatias e suas forças atuantes.



Fonte: Netto (2019).

A resistência ao cisalhamento ao longo da base é calculada utilizando o critério de Mohr–Coulomb, que usa os parâmetros efetivos c' e φ' e as tensões normais efetivas, já descontadas as poropressões. O fator de segurança é obtido a partir da razão entre a soma das resistências mobilizáveis e a soma das solicitações cisalhantes ao longo da superfície de ruptura. O que diferencia os métodos de Fellenius, Bishop simplificado, Janbu e Morgenstern–Price é o conjunto de hipóteses de equilíbrio adotadas: em alguns casos, as forças entre fatias são desprezadas; em outros, considera-se apenas a componente normal; e, nos métodos mais completos, são incluídas tanto as componentes normais quanto as tangenciais, satisfazendo simultaneamente as equações de equilíbrio de forças e de momentos (FELLENIOUS, 1936; BISHOP, 1955; JANBU, 1954; MORGENSTERN; PRICE, 1965; GERSCOVICH, 2016).

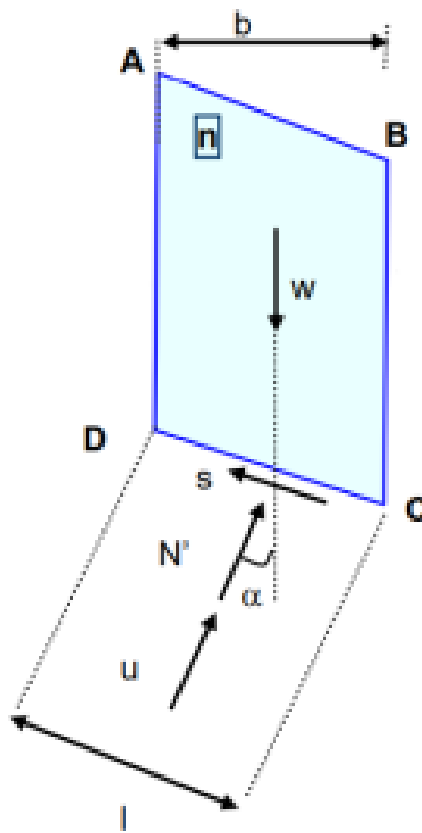
3.5.2 Métodos clássicos: Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern-Price

- **Método de Fellenius (método sueco)**

O método de Fellenius, ou método das fatias ordinário é uma das formulações mais antigas e simples. O talude é subdividido em fatias e se considera uma superfície de ruptura circular. O equilíbrio é estabelecido apenas em termos de momentos em torno do centro do círculo considerando então apenas o peso próprio e as forças atuantes na base, desprezando as forças de interação entre fatias (tanto normais quanto cisalhantes) (FELLENIOUS, 1936; DUNCAN, 1996).

Essa simplificação torna o método de aplicação relativamente direta e o torna útil em análises preliminares e em taludes homogêneos. Entretanto, por não considerar explicitamente as interações entre fatias, o método tende a fornecer valores de FS levemente menores, sendo considerado um método conservador. Podendo não capturar adequadamente a resposta em geometrias mais complexas ou em situações em que a distribuição de tensões é fortemente influenciada por heterogeneidades internas.

Figura 11 – Representação dos esforços no método de Fellenius.



Fonte: ADAPTADO DE GERSCOVICH (2009).

Fator de segurança (FS) é entregue pela seguinte formula:

$$FS = \frac{\sum(C'l + (W\cos\alpha - ul)\tan\phi}{\sum W\sin\alpha}$$

(4)

Onde:

FS = Fator de segurança

c' = coesão do solo

l = comprimento da base da fatia

w_i = peso da i -ésima fatia

u = força de percolação

α = inclinação da base da fatia

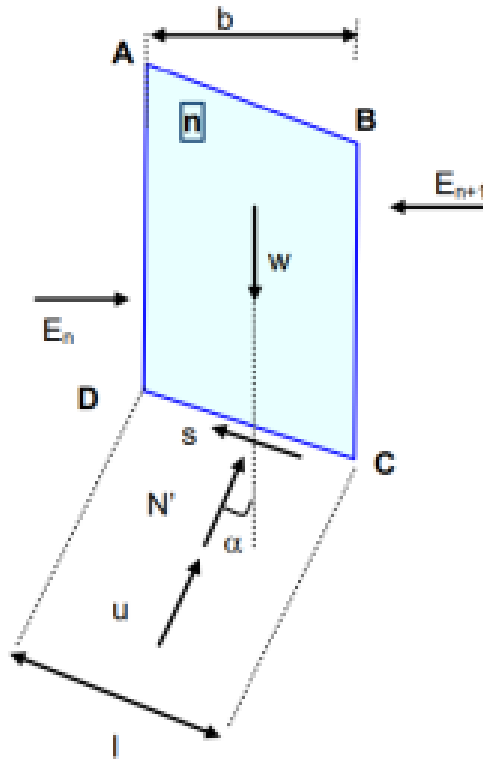
ϕ = ângulo de atrito

- **Método de Bishop Simplificado**

O método de Bishop simplificado representa uma evolução importante em relação ao método de Fellenius. Também admite uma superfície de ruptura circular, mas passa a considerar as forças normais entre fatias, mas ainda sim desconsiderando as forças cisalhantes entre fatias. O equilíbrio é escrito em termos de momentos, e a equação do FS torna-se implícita, exigindo solução iterativa (BISHOP, 1955; DUNCAN, 1996).

Por levar em conta a componente normal das forças de interação entre fatias, o método de Bishop simplificado oferece uma representação mais realista do equilíbrio interno do maciço, mantendo, ao mesmo tempo, uma formulação relativamente simples. Diversos estudos mostram que, para superfícies circulares, os valores de FS obtidos por Bishop são próximos aos de métodos mais rigorosos, o que explica sua ampla utilização em análise de barragens de terra. Em comparação com Fellenius, os fatores de segurança tendem a ser levemente maiores, refletindo o tratamento mais completo das forças entre fatias.

Figura 12 – Representação dos esforços no método de Bishop simplificado.



Fonte: ADAPTADO DE GERSCOVICH (2009).

Fator de segurança (FS) pelo método de Bishop simplificado é entregue pela seguinte formula:

$$FS = \frac{\sum (c' b + (w - ub) \tan \phi') \frac{1}{m\alpha}}{\sum W \sin \alpha} \quad (5)$$

Onde $m\alpha$ é definido pela seguinte formula:

$$m\alpha = \cos \alpha \frac{\sin \phi' \tan \alpha}{FS} \quad (6)$$

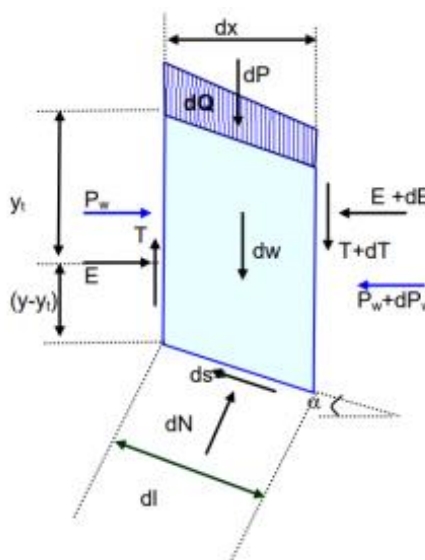
Logo a expressão final do FS não é linear, tendo que realizar uma correlação entre as expressões, pois o FS estará em ambos os lados da igualdade.

- **Método de Janbu**

O método de Janbu foi desenvolvido com o objetivo de permitir a análise de superfícies de ruptura gerais, não se restringindo à geometria circular. Na versão simplificada, o equilíbrio é estabelecido principalmente em termos de forças na direção horizontal, e o resultado é ajustado por um fator de correção empírico para obtenção do FS global. Na versão rigorosa, o método busca satisfazer simultaneamente o equilíbrio de forças e de momentos para o conjunto de fatias (JANBU, 1954; NETTO, 2019).

Essa formulação torna o método de Janbu particularmente adequado para taludes com geometrias complexas, presença de bermas, camadas inclinadas ou interfaces bem definidas entre materiais de resistência distinta. Além disso, por admitir superfícies não circulares, permite investigar mecanismos de ruptura que seriam mal representados se apenas curvas circulares fossem consideradas.

Figura 13 – Representação dos esforços no método de Janbu



Fonte: ADAPTADO DE GERSCOVICH (2009).

Já o Fator de segurança (FS) pelo método de Janbu simplificado é entregue pela seguinte fórmula:

$$FS = fo \frac{\sum \frac{c'b + (p - u)\tan\phi'}{n\alpha}}{\sum W\tan\alpha + Q} \quad (7)$$

Sendo:

$$n\alpha = \cos^2 \alpha \left(1 + \frac{\tan\phi'}{FS} \tan\alpha\right) \quad (8)$$

Onde:

Q - Empuxo da água

b - largura da base da fatia

$n\alpha$ – Coeficiente entregue pela equação

u - poropressão

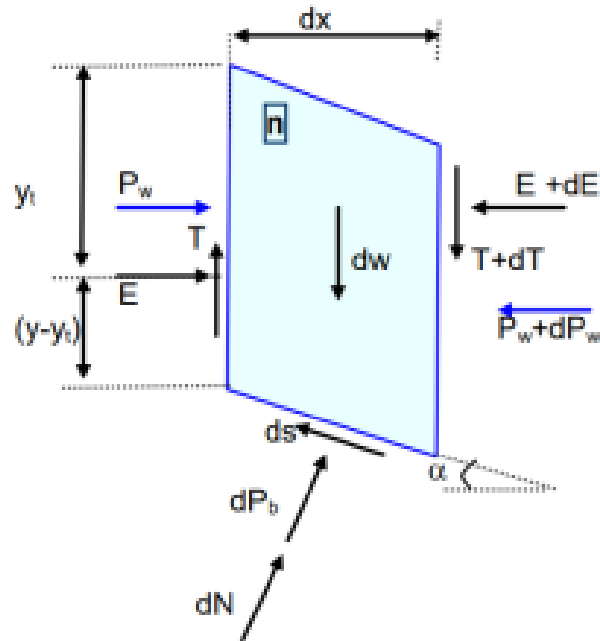
- **Método Morgenstern-Price**

O método de Morgenstern–Price é um dos mais completos entre os métodos de equilíbrio limite para análise de taludes. Diferentemente de Fellenius e de Bishop simplificado, esse método considera explicitamente as forças entre fatias, tanto em termos normais quanto tangenciais, servindo então simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e de momentos para o conjunto do maciço. Por essa razão, é classificado como um método de equilíbrio rigoroso, capaz de fornecer resultados consistentes para superfícies de ruptura de forma geral (MORGENSTERN; PRICE, 1965; DUNCAN, 1996).

Uma característica importante do método é a possibilidade de adotar diferentes funções de variação da razão entre as componentes tangenciais e normais das forças entre fatias, desta maneira é permitido representar esquemas diferentes de interação interna. Essas funções são pré-definidas em programas de análise, e o cálculo do FS é realizado de forma iterativa, em geral com esforço computacional maior que nos métodos de Fellenius, Bishop ou Janbu. Desta maneira, o método de Morgenstern–Price é frequentemente utilizado como referência de comparação, por fornecer resultados considerados mais próximos da solução “exata” dentro do

conceito de equilíbrio limite (MORGENSTERN; PRICE,1965; GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012; GERSCOVICH, 2016).

Figura 14 – Representação dos esforços no método de Morgensten-Price.



Fonte: ADAPTADO DE GERSCOVICH (2019).

Onde:

dW = peso da fatia

P_w = poropressão no controno da fatia

dP_b = poropressão na base da fatia

E e T = esforços entre fatias

ds = resistência da base

Devido ao fato de ser considerado um método de equilíbrio rigoroso, sua abordagem decide não ignorar as forças existentes nas faces da fatia, utilizando então uma função para expressar os esforços entre as fatias mostrada na fórmula abaixo:

$$\tan\theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x)$$

(9)

Deste modo “ λ ” é um parâmetro que vai ser definido após o cálculo de um fator de segurança e $f(x)$ consiste em uma função arbitrária. A escolha da função faz com que seja

necessário avaliar como a inclinação das forças podem variar no talude, sendo representado pela seguinte formula:

$$T = \lambda f(x)E \quad (10)$$

3.5.3 Comparativo entre os métodos

A comparação entre os métodos de equilíbrio limite é importante porque, para um mesmo talude, eles podem fornecer valores distintos de Fator de Segurança, em função das hipóteses adotadas sobre o equilíbrio estático e sobre as forças entre fatias. Entender essas diferenças permite escolher, com mais critério, quais métodos utilizar em projetos e reavaliações de barragens de terra (DUNCAN, 1996; NETTO, 2019).

De forma sintética, as principais características podem ser organizadas da seguinte maneira:

- **Fellenius**
 - Despreza as forças entre fatias;
 - Satisfaz apenas o equilíbrio global de momentos;
 - É simples de aplicar e útil em análises preliminares;
 - Em taludes relativamente homogêneos e com superfícies circulares, tende a produzir Fatores de Segurança mais conservadores (FS menores), justamente por adotar um modelo mais simplificado.
- **Bishop simplificado**
 - Considera as forças normais entre fatias, mantendo desprezadas as componentes cisalhantes;
 - Satisfaz o equilíbrio de momentos, com solução iterativa para o “FS”;
 - Apresenta, em geral, “FS” muito próximos aos obtidos por métodos de equilíbrio completo, quando a superfície de ruptura é circular;
 - Por combinar boa precisão com formulação relativamente simples, é um dos métodos mais empregados em taludes de barragens de terra.
- **Janbu**
 - Admite superfícies de ruptura gerais, não se limitando a arcos de círculo;

- Na forma simplificada, baseia-se no equilíbrio de forças, com fator de correção empírico;
- Na forma rigorosa, busca satisfazer simultaneamente o equilíbrio de forças e de momentos;
- Mostra-se especialmente adequado para geometrias complexas, presença de bermas ou interfaces inclinadas entre materiais com propriedades distintas.
- **Morgenstern–Price**
 - Satisfaz, de maneira explícita, o equilíbrio global de forças e momentos;
 - Modela as forças entre fatias (normais e cisalhantes) por meio de uma função de interação ao longo das interfaces;
 - Admite superfícies de ruptura gerais e diferentes padrões de distribuição de esforços;
 - É considerado um dos métodos mais rigorosos, sendo frequentemente adotado como método de referência em análises de segurança.

Dessa forma, os métodos de equilíbrio limite constituem a base conceitual para a avaliação de estabilidade de taludes em barragens de terra, permitindo quantificar o fator de segurança em diferentes cenários de carregamento. No tópico seguinte, essa abordagem é integrada à modelagem numérica com o GeoStudio, que utiliza os campos de poropressões obtidos em análises de fluxo para refinar a estimativa da estabilidade dos taludes da barragem estudada.

3.6 MODELAGEM NUMÉRICA ATRAVÉS DE SOFTWARE

A utilização de modelos numéricos no estudo de barragens de terra tem se tornado cada vez mais frequente, sobretudo quando se busca uma avaliação mais refinada das condições de segurança ao longo da vida útil da estrutura. Diferentemente de análises puramente manuais ou baseadas em hipóteses muito simplificadas, a modelagem numérica permite representar de forma integrada a geometria da barragem, as propriedades dos materiais, as condições hidráulicas de operação e os métodos de verificação de estabilidade. Neste trabalho, essa abordagem é desenvolvida por meio do pacote GeoStudio, com o emprego combinado dos módulos SEEP/W e SLOPE/W, amplamente utilizados em estudos de fluxo em meios porosos e estabilidade de taludes (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012; DUNCAN, 1996).

No contexto da barragem estudada, o GeoStudio é utilizado para construir um modelo numérico bidimensional da seção típica, representando os taludes de montante e jusante, o coroamento, as diferentes zonas constituintes do maciço (quando existentes) e a fundação. A

partir dessa representação geométrica, são definidos os parâmetros hidráulicos e geotécnicos de cada material e são impostas as condições de contorno compatíveis com os níveis de operação do reservatório. O objetivo principal é obter, inicialmente, a distribuição de pressões de água nos poros e, em seguida, utilizar essas informações em análises de equilíbrio limite, resultando em fatores de segurança que reflitam, de maneira mais realista, as condições de fluxo no interior da barragem (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012).

3.6.1 Análise de estabilidade de Taludes via SLOPE/W

O módulo SLOPE/W é utilizado para a análise de estabilidade de taludes, por meio de diferentes métodos de equilíbrio limite, como Fellenius, Bishop, Janbu e Morgenstern–Price, discutidos no tópico 3.5.2. Nessa etapa, o objetivo principal é determinar o fator de segurança dos taludes de montante e de jusante para diferentes condições de carregamento, verificando se os valores obtidos atendem aos critérios adotados para a barragem em estudo (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012; DUNCAN, 1996).

A geometria utilizada no SLOPE/W é a mesma definida anteriormente para o modelo numérico, com a representação dos taludes, do coroamento, de eventuais zonas internas e da fundação. Sobre essa geometria, são atribuídas as propriedades geotécnicas dos materiais, expressas em termos dos parâmetros de resistência ao cisalhamento efetiva (c' e φ') e dos pesos específicos. Quando necessário, podem ser consideradas sobrecargas atuando no coroamento ou na região dos taludes, como tráfego, estruturas ou acúmulo de materiais.

O SLOPE/W permite a definição de diferentes cenários de análise, que representam situações de interesse para a segurança da barragem, tais como operação normal, nível máximo de cheia ou rebaixamento do reservatório. Para cada cenário, o programa realiza uma busca sistemática por superfícies potenciais de ruptura, que podem ser circulares ou de forma geral, de acordo com o método selecionado. Para cada superfície candidata, são calculadas as forças resistentes e solicitantes, e o fator de segurança é determinado conforme a formulação do método de equilíbrio limite escolhido.

Além de trabalhar com valores característicos de resistência, o SLOPE/W pode incorporar o campo de poropressões obtido em análises de fluxo, de modo que as tensões efetivas sejam calculadas de forma coerente com as condições hidráulicas consideradas. Assim, torna-se possível avaliar, por exemplo, a variação do fator de segurança entre um cenário de operação normal e uma condição de nível elevado ou de rebaixamento mais rápido, mantendo

a base geométrica e de parâmetros geotécnicos (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012).

Os resultados gerados pelo SLOPE/W podem ser apresentados tanto como mapas de superfícies críticas, evidenciando a região mais suscetível à ruptura em cada condição analisada, quanto como gráficos de síntese, relacionando o fator de segurança a parâmetros como o nível do reservatório, o tempo (em análises transitórias) ou o método de equilíbrio limite adotado. Esses produtos facilitam a comparação entre cenários e a identificação daqueles que representam maior risco para a estrutura.

3.6.2 Análise de percolação via SEEP/W

O módulo SEEP/W é destinado à simulação do escoamento de água em meios porosos, em regime permanente ou transitório. A formulação é baseada na lei de Darcy, que estabelece que a vazão de água que atravessa o solo é proporcional ao gradiente hidráulico aplicado e à permeabilidade do material. Na modelagem por elementos finitos, essa relação é escrita para todo o domínio da barragem e da fundação, permitindo determinar a distribuição da carga hidráulica e das pressões de água nos poros ao longo da seção analisada (DAS, 2012; GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012).

Na aplicação à barragem em estudo, o SEEP/W é utilizado, inicialmente, para representar a geometria da seção transversal, incluindo taludes, coroamento, eventuais zonas internas com materiais de características distintas e a fundação. Em seguida, são atribuídas as propriedades hidráulicas dos materiais, em especial o coeficiente de permeabilidade, que pode variar entre o maciço compactado, filtros, drenos e a fundação (MASSAD, 2010; CRUZ, 2004).

Depois de definidos geometria e materiais, são impostas as condições de contorno hidráulicas. O nível d'água do reservatório, a montante, é representado por uma linha de carga hidráulica conhecida; em jusante, são especificadas superfícies de saída ou pressões nulas, simulando o escoamento para o vale ou rio. Drenos internos, se existentes, são modelados como regiões ou linhas com pressão atmosférica ou com carga hidráulica prescrita, enquanto partes da fundação ou das laterais da seção são tratadas como limites impermeáveis (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012; OSB SOFTWARE, 2019).

A análise pode ser realizada em regime permanente, quando se pretende representar uma condição de operação estabilizada, ou em regime transitório, quando se busca avaliar o comportamento da barragem diante de variações de nível no reservatório, como enchimento ou

rebaixamento. Em ambos os casos, o SEEP/W fornece como resultado o campo de poropressões, a posição aproximada da linha freática e o traçado das linhas de fluxo. Esses resultados permitem identificar regiões com gradientes hidráulicos elevados e trajetórias de percolação potencialmente críticas, associadas, por exemplo, a riscos de erosão interna (Piping) e surgências na face de jusante (CASAGRANDE, 1961; SHERARD et al., 1963; CRUZ, 2004).

3.6.3 Integração entre SEEP/W e SLOPE/W e considerações finais

Embora SEEP/W e SLOPE/W sejam módulos distintos, a **integração entre ambos** é um dos pontos fortes do GeoStudio. Os resultados de poropressão obtidos na análise de fluxo com o SEEP/W podem ser diretamente importados pelo SLOPE/W, permitindo que a verificação de estabilidade seja realizada com base em tensões efetivas calculadas a partir de um campo de escoamento numericamente determinado, e não apenas por meio de linhas freáticas idealizadas. Essa integração torna a análise mais coerente com as condições reais de operação da barragem e melhora a qualidade da avaliação de segurança (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012).

Por outro lado, é importante reconhecer que a modelagem numérica não elimina as **incertezas** inerentes aos parâmetros de entrada, à representação da geometria e à definição das condições de contorno. Os resultados obtidos dependem da qualidade dos dados geotécnicos e hidráulicos, da malha de elementos empregada e das hipóteses adotadas na construção do modelo (DESAI; CHRISTIAN, 1977; ZIENKIEWICZ et al., 1977). Assim, os valores de fator de segurança fornecidos pelo SLOPE/W devem ser interpretados à luz da experiência do engenheiro, das inspeções de campo e, quando disponíveis, de informações de instrumentação, como leituras de piezômetros e marcos superficiais.

No caso específico desta pesquisa, a combinação entre SEEP/W e SLOPE/W é utilizada com a finalidade de suportar a análise de estabilidade da barragem em diferentes condições de operação, permitindo comparar cenários, identificar situações mais críticas e discutir os resultados à luz dos mecanismos de ruptura e das patologias descritos nos tópicos anteriores. Dessa forma, a modelagem numérica deixa de ser um fim em si mesma e passa a atuar como ferramenta de apoio à avaliação global da segurança da barragem de terra estudada.

3.7 LEGISLAÇÃO E DIRETRIZES

A segurança de barragens no Brasil é disciplinada por um conjunto de instrumentos legais e normativos que estabelecem princípios, responsabilidades e procedimentos mínimos para projeto, operação, monitoramento e descomissionamento dessas estruturas. Em âmbito federal, o principal marco é a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), instituída pela Lei nº 12.334/2010 e atualizada pela Lei nº 14.066/2020, complementada por resoluções do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), atos normativos da Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA) e normas técnicas da ABNT, além de diretrizes internacionais da International Commission on Large Dams – ICOLD (BRASIL, 2010; BRASIL, 2020; ANA, 2014; ICOLD, 1988; 2001; 2012).

A Lei nº 12.334/2010 define a PNSB, aplicável a barragens de acumulação de água, disposição de rejeitos e resíduos industriais, e estabelece como diretriz central a prevenção de acidentes por meio de padrões mínimos de segurança, classificação de estruturas e fortalecimento da fiscalização (BRASIL, 2010; ANA, 2014). Entre os principais instrumentos previstos destacam-se o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), o Plano de Segurança de Barragem (PSB) e o Plano de Ação de Emergência (PAE) para empreendimentos com maior risco ou dano potencial associado.

A Lei nº 14.066/2020 reforça essas disposições, ampliando obrigações do empreendedor, estabelecendo critérios mais rigorosos para classificação de barragens por categoria de risco e dano potencial associado e vedando determinados métodos construtivos em barragens de rejeitos. A legislação confirma que a responsabilidade primária pela segurança da barragem é do empreendedor, cabendo a esse agente implementar o PSB, manter registros de inspeções, comunicar anomalias e garantir que a estrutura seja operada dentro das condições de projeto (BRASIL, 2020; ANA, 2016).

A PNSB estabelece que as barragens sejam classificadas segundo categoria de risco, dano potencial associado (DPA) e volume do reservatório, de forma a orientar prioridades de fiscalização e de gestão da segurança (BRASIL, 2010; ANA, 2014). A categoria de risco considera aspectos técnicos do projeto, estado de conservação, condições operacionais e atendimento aos requisitos do PSB, enquanto o DPA avalia consequências de uma eventual ruptura, incluindo perda de vidas humanas e impactos socioambientais e econômicos (BRASIL, 2010; CNRH, 2012).

Resoluções e manuais da ANA detalham os critérios de enquadramento, especificando faixas de altura, volume, presença de ocupação a jusante e periodicidade mínima das inspeções

de segurança, além de indicar quando é obrigatória a elaboração do “PAE” (ANA, 2014; ANA, 2016). Nesses casos, o PAE deve contemplar mapeamento da área potencialmente inundada, procedimentos de alerta e comunicação com a Defesa Civil e órgãos municipais, integrando a gestão da barragem à gestão do risco em nível local.

Além da legislação federal, a segurança de barragens é apoiada por normas técnicas e guias de boas práticas. No contexto brasileiro, destaca-se a ABNT NBR 13028(2017), que define requisitos mínimos para projetos de barragens de mineração voltados à disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água, tratando de critérios de estabilidade, monitoramento, instrumentação e documentação técnica (ABNT, 2017). Embora voltada ao setor mineral, a norma oferece diretrizes que podem ser estendidas, por analogia, à análise de segurança de barragens de terra para usos múltiplos, sobretudo quanto ao registro de projeto, definição de critérios de desempenho e planejamento de inspeções e manutenções.

Em nível estadual, manuais como o Guia de Segurança de Barragens da Agência Estadual de Recursos Hídricos do Espírito Santo (AGERH) exemplificam a adaptação da PNSB para contextos regionais, reforçando a necessidade de inspeções periódicas, classificação adequada das estruturas e manutenção de um histórico de ocorrências e intervenções (AGERH, 2019). Esses documentos ajudam a traduzir as exigências federais em procedimentos operacionais aplicáveis a empreendimentos de diferentes portes.

Desta maneira, a combinação entre marco legal, normas técnicas nacionais e recomendações internacionais tem a função de guiar a abordagem de segurança para este trabalho, na qual a análise de estabilidade de taludes por modelagem numérica é entendida como um dos instrumentos para atendimento às exigências da PNSB e para a gestão integrada do risco em barragens de terra (BRASIL, 2010; BRASIL, 2020; ANA, 2014; ABNT, 2017; ICOLD, 2012).

4 METODOLOGIA

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO OBJETO DE ESTUDO

A barragem em estudo está localizada na Fazenda Monte Cristo, no município de Santa Rosa do Tocantins — TO, em zona rural com acesso por estradas vicinais internas. A distância entre a sede da fazenda e a estrutura é de aproximadamente 1.750 metros por via, com desnível altimétrico de 17 metros, conforme a Figura 4.1. Construída entre 2010 e 2012 de maneira empírica, sem registros técnicos e sem projeto de engenharia geotécnica formal, a estrutura é classificada como barragem de terra homogênea, com talude a montante revestido por geomembrana de PEAD. Atualmente o reservatório destina-se à piscicultura e atividades de lazer.

Figura 15 – Representação da distância entre a sede e a estrutura em estudo.



Fonte: AUTOR (2026)

A região apresenta clima com duas estações bem definidas: período chuvoso de outubro a abril, com pico em dezembro e janeiro, e período de seca de maio a setembro, com precipitação média anual entre 1.500 e 1.800 mm. Essas variações condicionam oscilações sazonais no nível do reservatório, como pode ser observado na Figura 4.2.

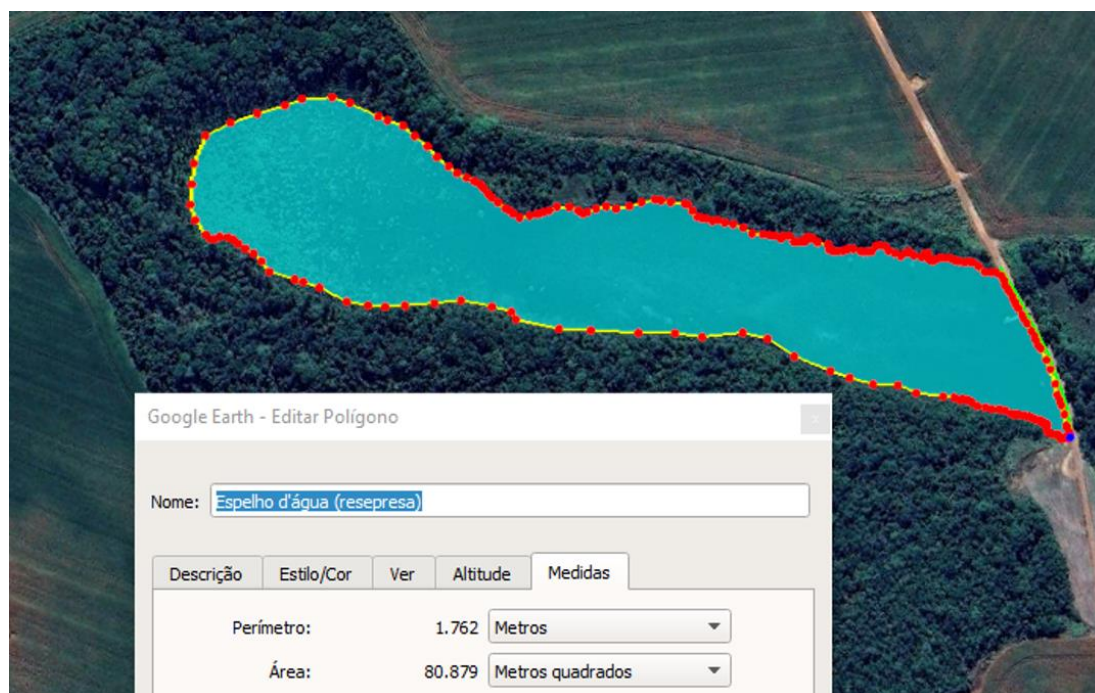
Figura 16 – Imagem completa reservatório e ao fundo a barragem.



Fonte: AUTOR (2026)

Na ausência de documentos técnicos da obra, realizou-se uma caracterização espacial prévia por sensoriamento remoto, utilizando o software Google Earth Pro e processamento no QGIS. A vetorização do perímetro da área alagada sobre imagens de satélite, conforme a Figura 4.3, permitiu obter o perímetro total do reservatório de 1.762 metros e a área de espelho d'água de 80.879 m².

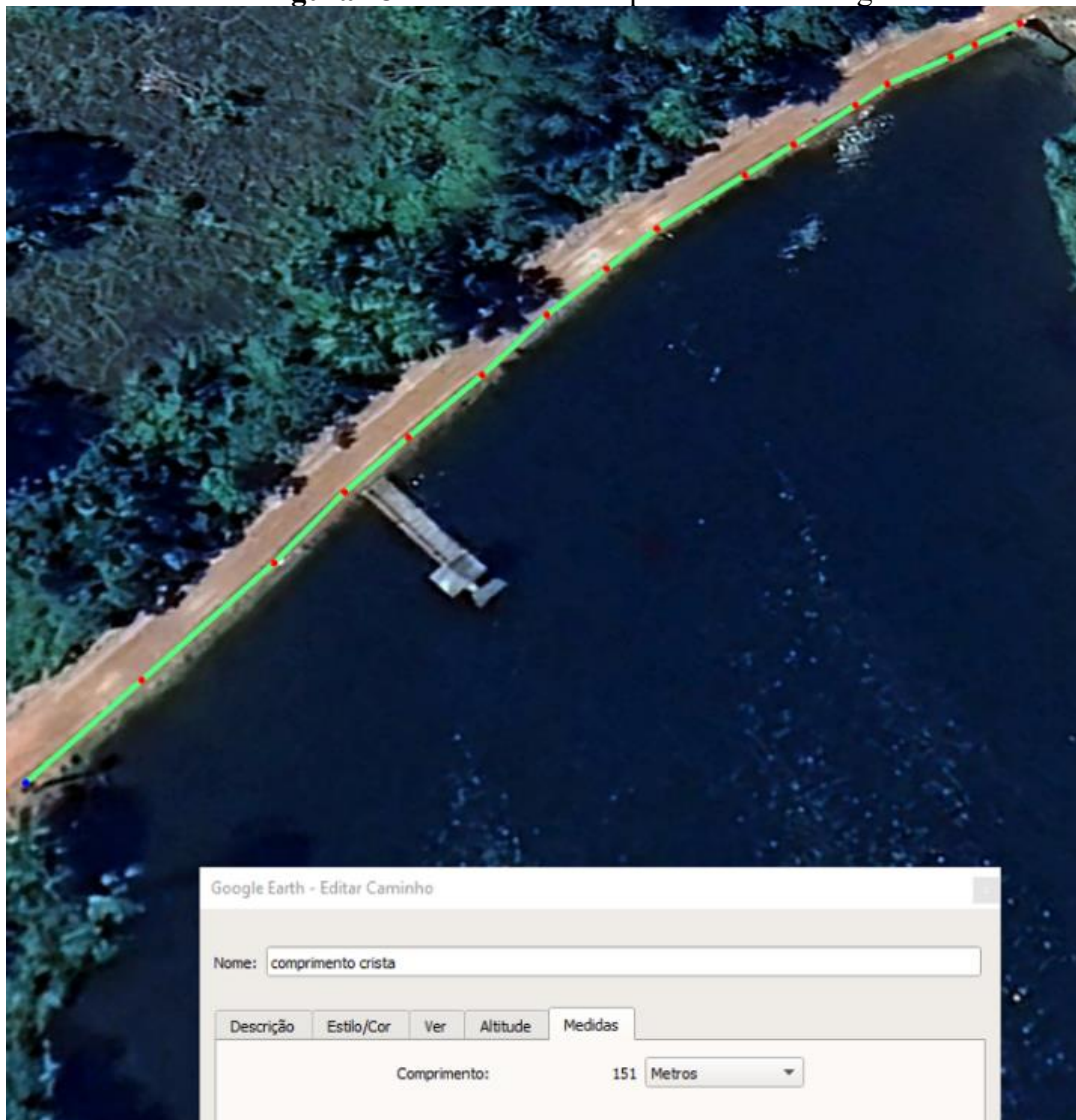
Figura 17 – Polígono do espelho d'água.



Fonte: GOOGLE EARTH PRO (2026)

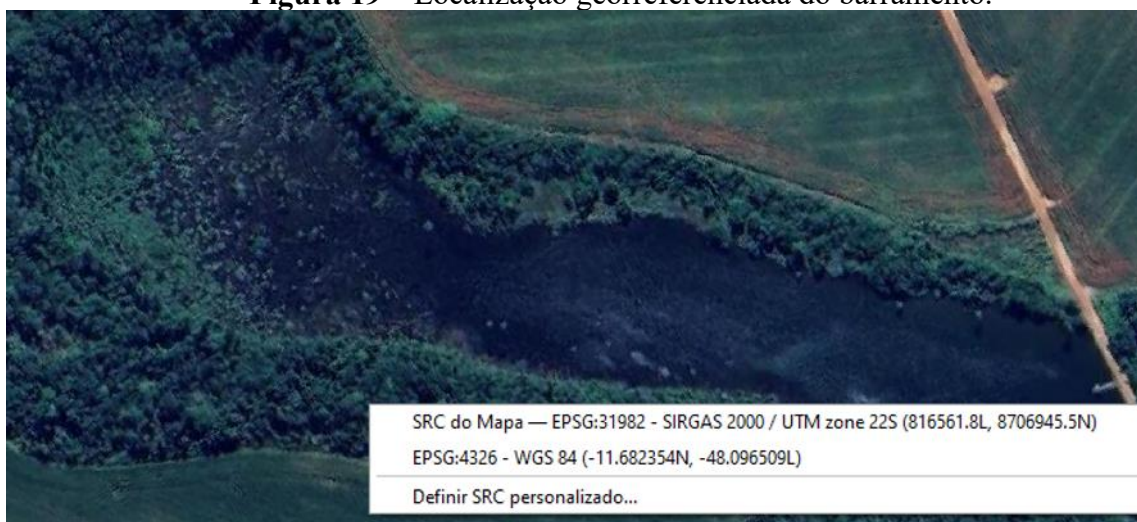
A extensão longitudinal da crista de 151 metros está indicada na Figura 4.4. Os dados posicionais foram georreferenciados ao Datum SIRGAS 2000, sistema UTM Zona 22S, como demonstrado na Figura 4.5.

Figura 18 – Detalhe do comprimento da barragem.



Fonte: GOOGLE EARTH PRO (2026)

Figura 19 – Localização georreferenciada do barramento.



Fontes: SOFTWARE QGIS (2026)

Desta forma, os parâmetros obtidos remotamente permitiram o dimensionamento da magnitude do reservatório da crista, auxiliando assim a obtenção de uma medição confiável, onde estas informações posteriormente servirão como base para a modelagem numérica da barragem além de poder auxiliar na identificação de pontos críticos que exigem atenção na análise da estabilidade.

O controle hidráulico da barragem é assegurado por dois dispositivos extravasores. O primeiro é um sangrador fixo em concreto, instalado desde a construção, destinado ao escoamento automático das vazões excedentes, porém com capacidade insuficiente em situações críticas. O segundo, instalado após o episódio de galgamento de 2020, consiste em extravasor de escoamento automático que permite um escoamento mais rápido do reservatório em emergências, conforme as Figuras 4.6 e 4.7. O talude a montante é revestido por geomembrana de Pead; constatou-se que a manta não alcança a altura total do talude até a crista e apresenta pontos de perfuração na superfície.

Figura 20 – Estrutura dos extravasores.



Fonte: AUTOR (2026)

Figura 21 – Vista superior dos extravasores



Fonte: AUTOR (2026)

A patologia de maior severidade registrada ocorreu em abril de 2020, quando o galgamento da estrutura resultou no escorregamento parcial do talude de jusante com deslizamento de massa e processos erosivos. Além da presença de vegetação arbustiva densa cobrindo integralmente o talude de jusante conforme a figura 4.8 e irregularidades na geomembrana que compromete sua função hidráulica, conforme a Figura 4.9.

Figura 22 – Vista do talude de jusante evidenciando a densa vegetação.



Fonte: AUTOR (2026)

Figura 23 – Vista da crista da barragem e detalhe da borda do reservatório, indicando condições da geomembrana.



Fonte: AUTOR (2026)

4.2 LEVANTAMENTO DE CAMPO E DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA

O levantamento de campo teve como objetivo a obtenção das grandezas físicas da barragem necessárias para a construção do modelo numérico representativo. As atividades foram conduzidas em campanha única e organizadas em sequência cronológica: inicialmente realizado uma inspeção visual da estrutura para identificação e seleção da seção crítica; em seguida o levantamento geométrico da seção selecionada; e por fim o levantamento batimétrico do reservatório.

4.2.1 Inspeção visual e seleção da seção crítica

A inspeção de campo foi conduzida em duas fases. Na primeira fase, utilizou-se de um veículo Aéreo Não Tripulado (drone), com o objetivo de obter cobertura fotográfica aérea completa da estrutura, mapeando a disposição dos elementos construtivos como os dispositivos de extravasamento, o barramento e o reservatório, conforme a figura 4.10.

Figura 24 – Vista aérea da barragem obtida por drone



Fonte: AUTOR (2026)

Na segunda fase, foi realizado uma inspeção visual direta em campo, com o objetivo de selecionar a seção transversal crítica a ser avaliada. A seleção baseou-se no critério de pior cenário, avaliando dois fatores, primeiro o histórico de instabilidade documentado na estrutura e segundo a maior altura do maciço em relação ao terreno natural. Os resultados da inspeção e a identificação crítica são apresentados na seção 5.1.

4.2.2 Procedimento de levantamento geométrico da seção

Uma vez delimitada a seção de estudo, procedeu-se as medições das dimensões gerais do barramento, tamanho e inclinação dos taludes, altura da barragem e largura da crista integrando métodos de medições manuais e batimetria direta para fechar o polígono da seção transversal.

- **Definição da altura máxima**

Para a definição da cota altimétrica total da barragem, aplicou-se a metodologia da transferência de nível, utilizando a estrutura do píer existente como Referência de Nível (RN), pois foi averiguado que o guarda-corpo do píer estava nivelado com a crista da barragem. Deste modo o cálculo da altura foi composto pela somatória de duas parcelas aferidas individualmente. inicialmente através de uma batimetria com uma trena de fibra lastreada, ela foi posicionada e solta lado a lado com o pilar da fundação do píer, pois ele está localizado exatamente no pé do talude, posteriormente foi averiguado a medição da distância vertical entre o topo do guarda corpo e o nível d'água atual

- **Geometria do talude a montante**

Para o trecho do talude a montante, devido a submersão, utilizou-se novamente do guarda corpo como plataforma nivelada, estendeu-se a trena horizontalmente sob a partir do alinhamento da borda crista até a projeção vertical da fundação do píer (coincide com o a base do talude), obtendo-se a estimativa da distância horizontal da base do talude de montante.

- **geometria da crista e talude a jusante**

A largura da crista foi aferida linearmente em múltiplos pontos utilizando uma trena de fita de aço de 10 metros, para a obtenção de uma média representativa. Já para o talude de jusante, devido a densa vegetação tanto arbustiva quando arbórea, a medição foi realizada através de um ponto que estava nivelado a crista da barragem, Apartir dele e com o auxílio de uma régua e a uma trena de aço, obteve-se a estimativa da distância do talude de jusante.

4.2.3 Procedimento de levantamento batimétrico

A continuidade do perfil geotécnico abaixo do nível d'água é um parâmetro determinante para a análise de fluxo e distribuição da poro-pressão de maneira correta no maciço. O levantamento foi realizado com o auxílio de uma embarcação de pequeno porte (caiaque) e para a sondagem de profundidade, adotou o uso de uma trena de fita de fibra de vidro devidamente lastreada, conforme a figura 4.11. O lastro fixado em sua extremidade inferior minimiza erros, pois garante a verticalidade da fita, minimiza o erro de catenária (curvatura da fita) e neutraliza o efeito de deriva causado por eventuais correntes subaquáticas.

Figura 25 – Levantamento batimétrico da barragem



Fonte: AUTOR (2026)

O protocolo de aquisição de dados constituiu no levantamento por seções transversais, técnica que permite mapear a variação do leito através de perfis de amostragens. O protocolo de campo foi estruturado da seguinte maneira, com o intuito de assegurar a representatividade global do reservatório, estabeleceram-se três vetores de sondagem perpendiculares ao eixo

longitudinal da barragem, o primeiro eixo, chamando de perfil esquerdo (PE) situado mais próximo a faixa esquerda da barragem, já o Perfil Centro (PC), localizado mais ao centro, onde apresenta a estrutura do píer e é a zona de transição ao talvegue. E por último o Perfil Direito (PD) localizado entre a zona de transição do talvegue e a margem direita da represa. Realizou-se posteriormente uma média de todos os pontos catalogados.

Figura 26 – Visão aérea do reservatório



Fonte: AUTOR (2026)

4.3 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E ENSAIOS LABORATORIAIS

Uma correta definição das propriedades físicas e mecânicas do solo que compõem o maciço é indispensável para a validação do modelo numérico. Deste modo foram realizadas investigações geotécnicas nos taludes da barragem, através de coletas de amostras e realização de ensaios laboratoriais. A metodologia foi executada seguindo as prescrições da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), replicando o protocolo experimental adotado em trabalhos de referência para barragens de terra na região. Os ensaios foram realizados no

laboratório de mecânica dos solos do IFTO-Campus Palmas. E os devidos resultados serviram para alimentar os parâmetros de entrada do modelo numérico no Software GeoStudio.

4.3.1 Plano de amostragem e coleta

A coleta de solo foi realizada em pontos estratégicos localizados no talude de jusante, adotando procedimentos distintos, conforme a finalidade dos ensaios a ser realizados. Inicialmente para a caracterização física básica do solo, procedeu-se à retirada de amostras deformadas com o auxílio de ferramentas manuais (pá, picareta).

Figura 27 – Amostra indeformada



Fonte: AUTOR (2026)

Porém, para a determinação de parâmetros de resistência mecânica, a integridade da estrutura natural do solo é vital. Desta forma, foi empregada a técnica de coleta de amostras

indeformadas através da cravação de cilindros metálicos de borda cortante (anéis de amostragem). Este processo foi executado com extremo cuidado e rigor técnico, evitando o amolgamento do corpo de prova.

Figura 28 – Cravação do cilindro metálico



Fonte: AUTOR (2026)

4.3.2 Ensaio de caracterização

A caracterização física do solo que constitui o maciço foi conduzida por meio de um conjunto de ensaios laboratoriais amparados pelas normas da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS(ABNT), com o intuito de garantir uma padronização e reprodutibilidade dos ensaios. Os ensaios de Teor de umidade natural, granulometria, limites de consistência, peso específico dos grãos, determinação de massa específica foram realizados no laboratório de solos do Instituto Federal do Tocantins (IFTO-Palmas), já o ensaio de cisalhamento foi realizado no laboratório da empresa SLOPEGEO GEOTECHNICS. com o

objetivo de identificar as propriedades físicas do material e realizar sua classificação geotécnica. Os procedimentos dos ensaios são apresentados individualmente nos itens a seguir.

4.3.2.1 Teor de Umidade Natural

O ensaio de teor de umidade natural das amostras de solo foi executado seguindo as diretrizes do anexo A da ABNT NBR 6457 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016). Foram realizadas três determinações a partir do material deformado coletado da barragem. O procedimento foi realizado por meio da pesagem de 3 capsulas metálicas devidamente numeradas contendo a amostra úmida, posteriormente foi realizada a secagem em estufa a temperatura de 105°C pelo período de 24 horas e realizada uma nova pesagem após o resfriamento da amostra. Então o teor de umidade de cada amostra foi calculado por meio da razão entre a massa de água que evaporou (massa do solo úmido menos a massa do solo seco) e a massa de solo seco desta amostra, conforme a expressão:

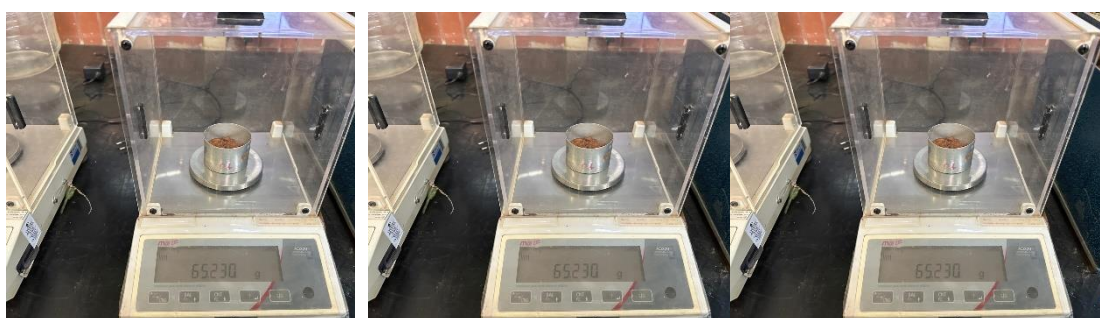
$$w = \left(\frac{M_w}{M_s} \right) \times 100$$

w : teor de umidade do solo, dado em porcentagem (%);

M_w : Massa de água contida na amostra, expressa em gramas(g);

M_s : Massa do solo seco em estufa, expressa em gramas(g).

Figura 29 – Amostras teor de umidade Natural: amostras HS-1, HS-2, HS-3



Fonte: AUTOR (2026)

4.3.2.2 Análise granulométrica

O ensaio de análise granulométrica foi realizado seguindo os parâmetros da NBR 7181(ABNT, 2018), para realizar o ensaio inicialmente ocorreu a secagem da amostra

deformada em estufa a 105 °C pelo período de 24 horas, foram retiradas 3 amostras menores e devidamente pesadas em uma balança (resolução de leitura de 0,1g). O ensaio foi executado por peneiramento da fração grossa, utilizando serie de peneiras estipuladas em norma variando a abertura de 25mm a 0,075mm, abrangendo as peneiras de: 25mm, 19mm, 9,5mm, 4,75mm, 2,0mm, 1,20mm, 0,6mm, 0,425mm, 0,3mm, 0,250mm, 0,150mm, 0,075mm e o fundo. Foi então colocado o material nesta série de peneiras e realizada uma agitação mecânica com tempo padronizado de 15 minutos, posteriormente foi também realizada uma agitação manual para cada peneira com tempo padronizado de 1 minuto, com isso as massas retidas em cada peneira foram pesadas e registradas, as partículas que passaram foram devolvidas para a peneira de menor abertura e realizado novamente o processo até a última peneira. Este ensaio foi executado para as 2 amostras restantes. Foi então calculado as porcentagens passantes calculada de forma acumulada e posteriormente realizado o traçado da curva granulométrica em escala semilogarítmica.

Figura 30 – Peneiras utilizadas para o ensaio de granulometria



Fonte: AUTOR (2026)

Tendo em vista o reduzido teor de finos identificados nas amostras inferior ao limiar normativo recomendado para a realização do ensaio complementar de sedimentação, não foi executado o ensaio complementar de sedimentação por hidrômetro. A partir da curva granulométrica média, foi obtido o diâmetro característico D10, D30, D60 por interpolação linear entre peneiras adjacentes, com o objetivo de calcular o coeficiente de uniformidade (C_u) e o coeficiente de curvatura (C_c), conforme Das (2012).

4.3.2.3 Limites de consistência

Os limites de consistência foram determinados sobre a fração de solo passante na peneira #40 (0,425 mm). O limite de liquidez foi obtido com o aparelho de Casagrande, conforme NBR 6459 (ABNT, 2017). O procedimento consistiu na distribuição do solo na concha do aparelho, execução da ranhura com o cinzel padronizado e registro do número de golpes padronizados a 1 cm de altura de queda necessários para o fechamento da ranhura em 13 mm de comprimento. Após cada fechamento da ranhura uma porção do material foi coletada e levada à estufa para determinação do teor de umidade correspondente. Foram realizadas cinco determinações com teores de umidade distintos, mantendo o número de golpes entre 10 e 40, conforme exigência normativa. Os resultados foram plotados em gráfico semilogarítmico teor de umidade no eixo vertical e número de golpes em escala logarítmica no eixo horizontal e o limite de liquidez foi obtido graficamente como o teor de umidade correspondente a 25 golpes.

Figura 31 – Aparelho Casagrande para determinar o limite de liquidez



Fonte: AUTOR (2026)

O limite de plasticidade foi determinado pelo método do rolamento manual, conforme a NBR 7180 (ABNT, 2016). O procedimento é realizado inicialmente com a amostra que passa pela peneira #40 (0,425mm). Onde primeiramente o solo foi homogeneizado com água destilada em uma capsula de porcelana, com o intuito de alcançar sua consistência plástica. Em seguida pequenas porções desta massa foram moldadas e roladas sobre uma placa de vidro com a palma da mão, o limite de plasticidade é atingido no momento em que o cilindro moldado começou a se fragmentar ao alcançar 3mm de diâmetro e aproximadamente 10 cm de comprimento. Estes fragmentos foram colocados na estufa a 105 °C por 24 horas para determinar o teor de umidade. O ensaio foi repetido mais 2 vezes.

O índice de plasticidade foi calculado pela diferença:

$$I_p = L_L - L_p$$

I_p : Índice de plasticidade (%)

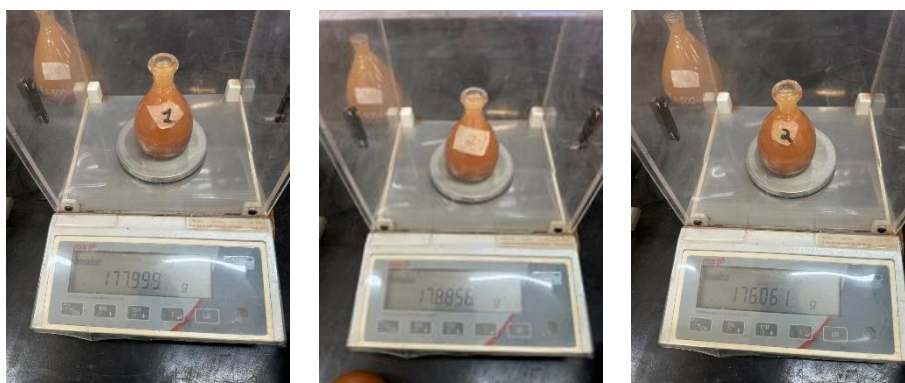
L_L : Limite de Liquidez (%)

L_p : Limite de plasticidade (%)

4.3.2.4 Peso específico dos grãos

O ensaio foi determinado conforme a NBR 6508(ABNT, 1984). Uma fração do solo foi devidamente submetida a secagem prévia em estufa a 105°C, pelo período de 24 horas, na sequência o material foi destorroado e passado na peneira de abertura de 2,0mm (#10), o material que passou por ela foi recolhido como a amostra. Introduziu cerca de 30 gramas de solo no interior do picnômetro de 100 ml previamente pesado e adicionou água destilada até cobrir o material, o picnômetro foi levado a placa vibratória aquecida a uma temperatura de 110 °C fazendo com que a água realize a ebulição por um período de 15 minutos, retirando assim o ar confinado nos vazios. Após o resfriamento natural do conjunto até a temperatura ambiente do laboratório, o picnômetro teve seu volume completado com água destilada até a marca de referência. Feito isso realizou-se a pesagem do conjunto (picnômetro + solo + água) em uma balança com resolução de 0,001g.

Figura 32 – Picnômetros utilizados para o ensaio.



Fonte: AUTOR (2026)

Posteriormente foi registrado também de forma isolada a massa do picnômetro preenchido apenas com a água destilada na mesma temperatura aferida do ensaio.

Deste modo a determinação do valor final foi obtida através de uma média aritmética de duas amostras cuja diferença entre as duas foi inferior ou igual a 0,009.

$$G_s = \frac{M_s}{(M_4 - M_1) - (M_3 - M_2)}$$

Onde:

G_s : Peso específico dos grãos (g/cm³);

M_s : Massa do solo seco(g), obtida pela diferença ($M_2 - M_1$);

M_1 : Massa do picnômetro limpo e seco(g);

M_2 : Massa do picnômetro contendo a amostra de solo seco(g);

M_3 : Massa do picnômetro contendo a amostra de solo e completado de água (g);

M_4 : Massa do picnômetro cheio apenas com água na temperatura do ensaio (g)

4.3.2.5 Determinação da massa específica e peso específico

Inicialmente, procedeu-se à remoção da camada superficial do talude, eliminando materiais orgânicos e solo em estado solto, com o intuito de expor o material com estrutura natural preservada. Em seguida o cilindro foi cravado verticalmente com o intuito de coletar a amostra indeformada do talude, após a cravação o amostrador foi cuidadosamente escavado ao seu redor, removido e suas faces foram devidamente rasadas. As faces do cilindro foram devidamente vedadas com o auxílio de parafina e plástico filme e transportado para que não tivesse risco de acontecer alguma perda de suas propriedades durante o transporte até o laboratório.

Já em laboratório, o ensaio de massa específica aparente foi executado sobre esta amostra indeformada, utilizando um anel de seção quadrada com dimensões de 5x5cm e 2 cm de altura, em adaptação ao método direto in situ previsto por norma, em razão da disponibilidade de equipamentos no laboratório. As dimensões do anel foram devidamente aferidas com o paquímetro e seu volume foi calculado. Com o auxílio de uma balança com resolução de 0,01g, realizou-se a pesagem do anel. E posteriormente com a amostra já retirada, foi realizada uma nova pesagem, agora do anel mais o solo natural.

Figura 33 – Amostra sendo esculpida no anel



Fonte: AUTOR (2026)

Figura 34– Amostra esculpida



Fonte: AUTOR (2026)

massa específica natural (γ_{nat}):

$$\rho_{nat} = \frac{(M_{conjunt} - M_{cilindro})}{V}$$

Onde:

ρ_{nat} : Massa específica natural do solo (kN/m^3);

$M_{conjunt}$: Massa do cilindro preenchido com solo (g);

$M_{cilindro}$: Massa do cilindro vazio (g);

Peso específico natural (γ_{nat})

$$\gamma_{nat} = \rho_{nat} * g$$

Onde:

γ_{nat} = peso específico natural (kN/m^3);

ρ_{nat} = massa específica aparente natural (g/cm^3);

g = aceleração da gravidade = 9,81 m/s.

Peso específico saturado (γ_{sat}):

$$\gamma_{sat} = \left(\frac{\rho_s + e}{1 + e} \right) * \gamma_w$$

Onde:

γ_{sat} : Peso específico do solo saturado (kN/m^3);

ρ_s : Massa específica das partículas sólidas (g/m^3);

e : índice de vazios do solo;

γ_w : Peso específico da água (adotado como 9,81 kN/m^3).

4.3.3 Ensaio de cisalhamento

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado conforme a ASTM D3080 (2011), com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência efetiva ao cisalhamento do solo que constitui o maciço, este teste entregou os parâmetros de coesão efetiva c' e o ângulo de atrito interno ϕ' , dados utilizados para alimentar o software para analisar a estabilidade dos taludes.

O plano de amostragem enfrentou restrições logísticas devido à distância geográfica entre o ponto de coleta e o laboratório. Durante o transporte rodoviário, a trepidação das vias acarretou o amolgamento de parte das amostras, inviabilizando sua moldagem como corpos de prova indeformados. Após 3 tentativas conseguiu-se chegar ao laboratório do IFTO-Palmas

com as amostras devidamente preservadas, contudo, problemas operacionais na hora de executar a moldagem dos corpos de prova apontados na figura 4.22 e falhas mecânicas nos equipamentos do laboratório inicial, acarretaram a perda de três corpos de prova da amostra AM 01.

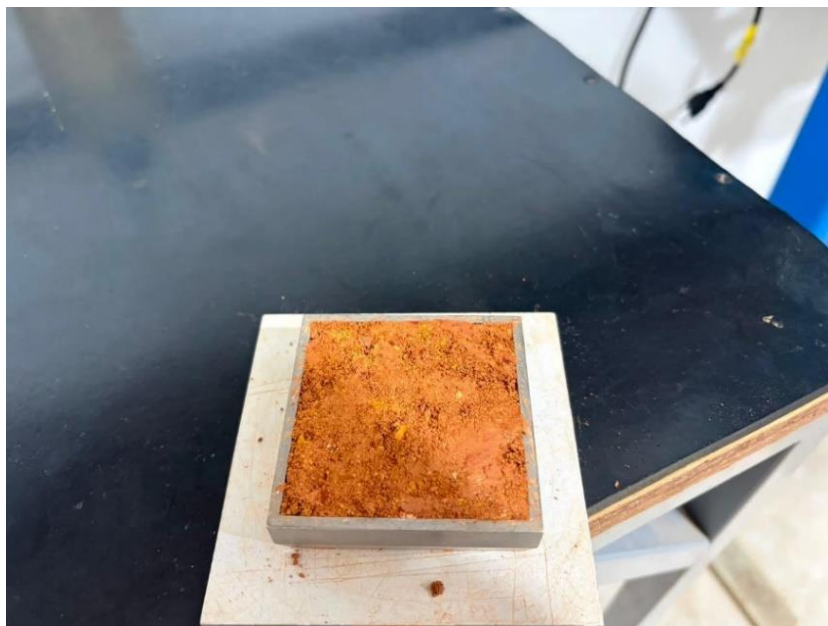
Figura 35 – Pedregulho na hora da moldagem do corpo de prova



Fonte: AUTOR (2026)

Diante da impossibilidade de nova coleta em tempo hábil e da escassez de material intacto, a amostra foi encaminhada ao laboratório Slopegeo Geotechnics, localizado em Palmas-TO, aproveitando o material remanescente preservado, para a realização do ensaio.

Figura 36 – Moldagem do corpo de prova



Fonte: AUTOR (2026)

Em laboratório, a amostra indeformada foi cuidadosamente extraída do cilindro de amostragem e moldada em corpo de prova com dimensões de 60 mm × 60 mm e altura de 20 mm, compatível com a caixa de cisalhamento disponível, conforme a Figura 4.24.

Figura 37 – Caixa de cisalhamento



Fonte: AUTOR (2026)

Previamente ao ensaio, o corpo de prova foi saturado e consolidado sob a respectiva tensão normal, garantindo a obtenção de parâmetros efetivos. O deslocamento horizontal foi então aplicado a velocidade constante, registrando continuamente a tensão cisalhante mobilizada. Do material remanescente foi possível obter apenas um corpo de prova, desta forma o ensaio foi realizado em estágio único sob tensão normal de 100 KPa. Os parâmetros de resistência obtidos são apresentados na seção 5.2.7

Os parâmetros de coesão efetiva e ângulo de atrito interno foram obtidos, conforme o critério de resistência de Mohr-Coulomb expresso por:

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan \varphi'$$

Onde:

τ = tensão cisalhante de ruptura (kPa)

c' = coesão efetiva (kPa)

σ' = tensão normal efetiva (kPa)

φ' = ângulo de atrito interno efetivo (°)

4.4 MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A verificação da estabilidade global da barragem e a validação dos cenários de ruptura observados foram realizadas através de simulação computacional determinística, utilizando o pacote de software GeoStudio 2022.1. A metodologia proposta consiste na integração de análises de percolação e equilíbrio limite, aplicadas à geometria da seção crítica definida no levantamento de campo.

A estruturação do modelo numérico foi iniciada com a importação da geometria da seção transversal para o ambiente computacional, onde foi procedido à criação da malha por meio da divisão do domínio elementos finitos (mesh). Esta malha foi submetida a um refinamento automático nas zonas de maior interesse.

Para a determinação do regime de fluxo no interior do maciço, foi utilizado o módulo SEEP/W, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). O modelo considerou a condutividade hidráulica estimada na caracterização física e as condições de contorno reais, como os níveis operacionais. O objetivo desta etapa foi gerar o campo de distribuição de poro-pressões (u_w) que serviu de condição inicial para as verificações subsequentes.

A geomembrana de PEAD identificada no talude de montante não foi incorporada ao modelo como uma barreira impermeabilizante. Considerando que o maciço possui

aproximadamente 15 anos desde a sua construção, que a geomembrana está parcialmente submersa e inacessível para realizar uma inspeção direta, e que em alguns pontos isolados foram identificados pontos de deterioração na faixa acima do nível d'água. Não é possível atestar a real integridade da geomembrana por toda sua extensão. Diante dessa incerteza, optou-se por desconsiderar sua contribuição como uma barreira impermeabilizante, deste modo adotou-se um cenário mais conservador para a análise.

Na sequência, a análise de estabilidade foi processada no módulo SLOPE/W, alimentada pelos parâmetros de resistência ao cisalhamento (Coesão efetiva c' e Ângulo de Atrito interno ϕ') obtidos no ensaio de cisalhamento direto e pelo peso específico saturado. A determinação do Fator de Segurança (FS) foi realizada através do Método de Equilíbrio Limite (LEM). Adotou-se o método de Morgenstern-Price (1965). Esta escolha justifica-se pela precisão superior em relação a métodos simplificados (como Bishop ou Fellenius), já que o Morgenstern-Price satisfaz completamente as condições de equilíbrio de forças e momentos entre as fatias verticais.

Por fim, visando a conformidade com a ABNT NBR 13028 (2017), a estabilidade global do talude de jusante foi identificada como o elemento mais vulnerável da estrutura, deste modo foi analisada em três cenários críticos de carregamento: fim de construção, regime permanente de operação e cheia máxima. Em razão da limitação de corpos de prova disponíveis para o ensaio de cisalhamento direto, descrita no item 4.3.3, cada cenário de carregamento foi simulado para três conjuntos distintos de parâmetros de resistência, totalizando nove análises de estabilidade. Os parâmetros adotados e sua justificativa técnica são apresentados na seção 5.2.7.

5 RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E GEOTÉCNICA

5.1 GEOMETRIA DA SEÇÃO TRANSVERSAL

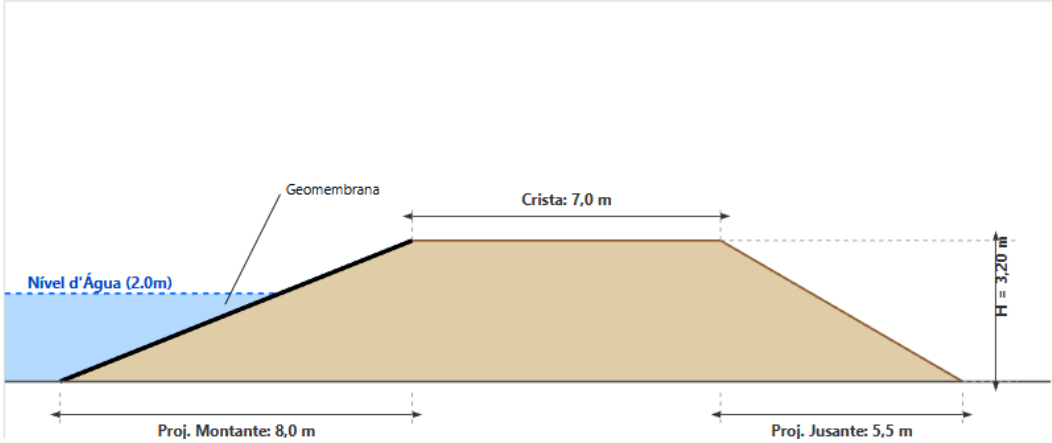
A seção transversal crítica analisada está localizada entre Estaca 0+40 e Estaca 0+60, identificada durante a inspeção de campo como a região de maior altura do maciço e de histórico de instabilidade. As dimensões obtidas pelo levantamento são apresentadas a seguir, conforme a Figura 5.1.

A aplicação do nivelamento geométrico permitiu definir as dimensões reais da estrutura apresentadas a seguir:

- **Altura Total do Maciço (H):** Definiu-se a cota máxima em **3,20 metros**. Este valor compreende o desnível total entre a plataforma da crista e a cota do nível d'água no pé do talude (batimetria), somada à borda livre. No momento da inspeção, esta altura era composta por uma coluna d'água de 2,00 m e uma borda livre de 1,20 m.
- **Largura da Crista (L):** A aferição linear da plataforma de coroamento resultou em uma dimensão média de **7,00 metros**. Esta largura, superior às seções típicas para barramentos de terra deste porte (usualmente entre 4,0 e 5,0 m), confirma a adaptação da estrutura para função rodoviária, permitindo o tráfego de veículos e maquinário agrícola.
- **Taludes e Assimetria:** O levantamento revelou uma distinção geométrica relevante entre os paramentos:
 - **Talude de Montante:** Apresentou uma projeção horizontal de 8,00 metros. Relacionando esta distância à altura útil, resulta-se em uma inclinação média suave de **1(V):2,5(H)**.
 - **Talude de Jusante:** Apresentou uma projeção horizontal de 5,50 metros. Relacionando esta distância com a altura da seção, obtém-se uma inclinação média de **1(V):1,7(H)**.
- **Batimetria:** retirada após a média de série de pontos coletados, de 2,53 metros

Figura 38 – Croqui seção transversal da barragem
Seção Transversal da Barragem

H = 3.20m | N.A. = 2.00m | Geomembrana a Montante



Fonte: AUTOR (2026)

5.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DO SOLO

5.2.1 Teor de umidade natural

Tabela 4 – Teor de umidade

1	HS - 1	HS - 2	HS - 3
PESO DA CÁPSULA + SOLO ÚMIDO (g)	65,23	65,49	73,43
PESO DA CÁPSULA + SOLO SECO (g)	58,79	59,02	66,66
PESO DA CÁPSULA (g)	13,84	16,87	23,24
PESO DA ÁGUA (g)	6,445	6,467	6,769
PESO DO SOLOS SECOS (g)	44,947	42,154	43,421
TEOR DE UMIDADE (%)	14,34%	15,34%	15,59%
TEOR DE UMIDADE MÉDIO (%)	15,09%		

Fonte: AUTOR (2026)

O teor de umidade natural médio foi calculado através dos valores das medias individuais das três amostras, HS-1:14,34%, HS-2:15,34%, HS-3:15,59%. Seu valor obtido foi de 15,09%

5.2.2 Análise granulométrica

Com os resultados em mãos, percebeu-se que as três análises granulométricas apresentaram boa reprodutibilidade entre si. Onde realizando uma média das três amostras, temos que aproximadamente 28,2% do solo é composto por pedregulho, 67,1% de areia e 4,7% de finos passantes na peneira de #200.

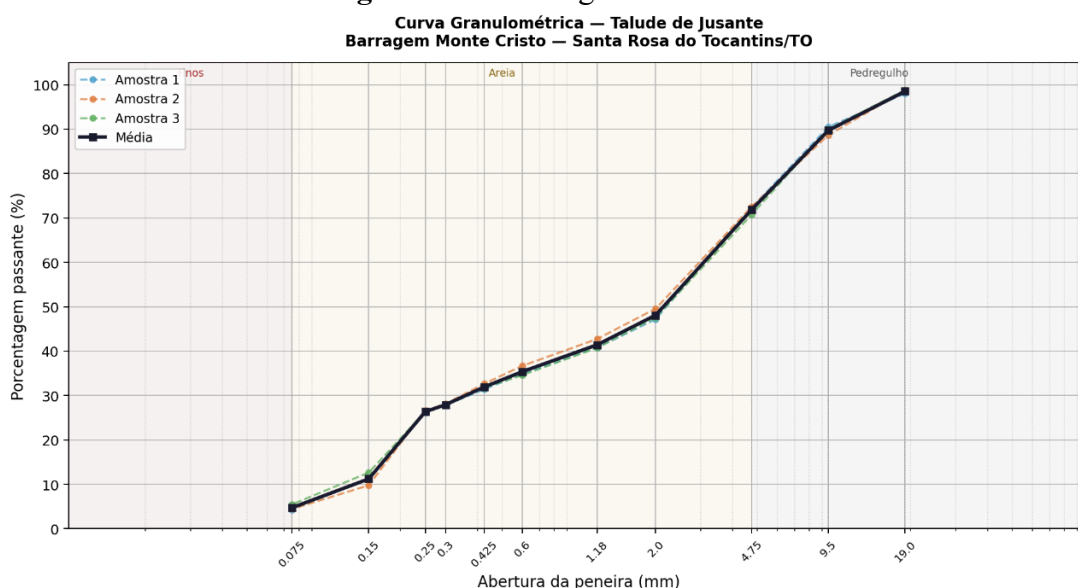
Tabela 5 – Resultados da análise granulométrica (porcentagem passante em cada peneira)

Peneira	Abertura (mm)	% passante A1	% passante A2	% passante A3	%passante Média
3/4	19,000	98,03%	98,71%	98,82%	98,52%
3/8	9,500	90,48%	88,67%	89,94%	89,70%
#4	4,750	72,27%	72,49%	70,70%	71,82%
#10	2,000	47,19%	49,56%	47,56%	48,10%
#16	1,180	40,77%	42,74%	40,76%	41,42%
#30	0,600	34,84%	36,68%	34,58%	35,37%
#40	0,425	31,37%	32,64%	31,73%	31,91%
#50	0,300	27,81%	28,10%	27,86%	27,92%
#60	0,250	26,11%	26,61%	26,33%	26,35%
#100	0,150	11,24%	9,76%	12,64%	11,21%
#200	0,075	4,27%	4,42%	5,46%	4,72%

Fonte: AUTOR (2026)

Deste modo percebeu-se que a curva granulométrica apresenta uma distribuição continua entre os tamanhos, porém com uma concentração expressiva na faixa de areia média a grossa. Entre as peneiras #10(2,0mm) e #4(4,75mm) observou-se uma variação de 48,1% para 71,8% no percentual de material passante, que indica uma maior concentração de material nesta faixa e uma ausência de material nas frações intermediárias, o que contribuiu para uma certa descontinuidade na curva granulométrica.

Figura 39 – Curva granulométrica



Fonte: AUTOR (2026)

Já os diâmetros característicos obtidos pela interpolação linear entre as peneiras adjacentes foram de $D_{10} \approx 0,136$ mm, $D_{30} \approx 0,365$ mm e $D_{60} \approx 3,38$ mm. Deste modo foi possível calcular o coeficiente de uniformidade onde $C_u=24,9$ e o coeficiente de curvatura $C_c=0,29$. Com este elevado resultado de C_u , aponta um indicativo de uma ampla distribuição de tamanho de grãos, porém, o C_c fora do intervalo entre 1 e 3, mostra a descontinuidade apresentada na curva, fazendo com que este solo não possa ser classificado como uma areia bem graduada (Das,2012).

Além disso, a fração de finos (4,7% na peneira #200), foi classificada apenas pelo peneiramento, não executando o ensaio complementar de sedimentação por hidrômetro. Acabando por restringir a identificação detalhada dos minerais argilosos presentes na fração fina, embora a baixa proporção minimize seu impacto sobre a classificação do solo. Os dados brutos de cada peneira e os percentuais passantes individuais, encontram-se no Apêndice A

5.2.3 Limites de consistência

Inicialmente o limite de liquidez foi obtido graficamente a partir da curva plotada em escala semilogarítmica das 5 amostras, tendo um teor de umidade de 27% aos 25 golpes. Já o limite de plasticidade foi determinado pela média de três amostras resultando em um limite de plasticidade (LP) de 19,8%, e o índice de plasticidade (LL-LP) calculado foi de 7,2%.

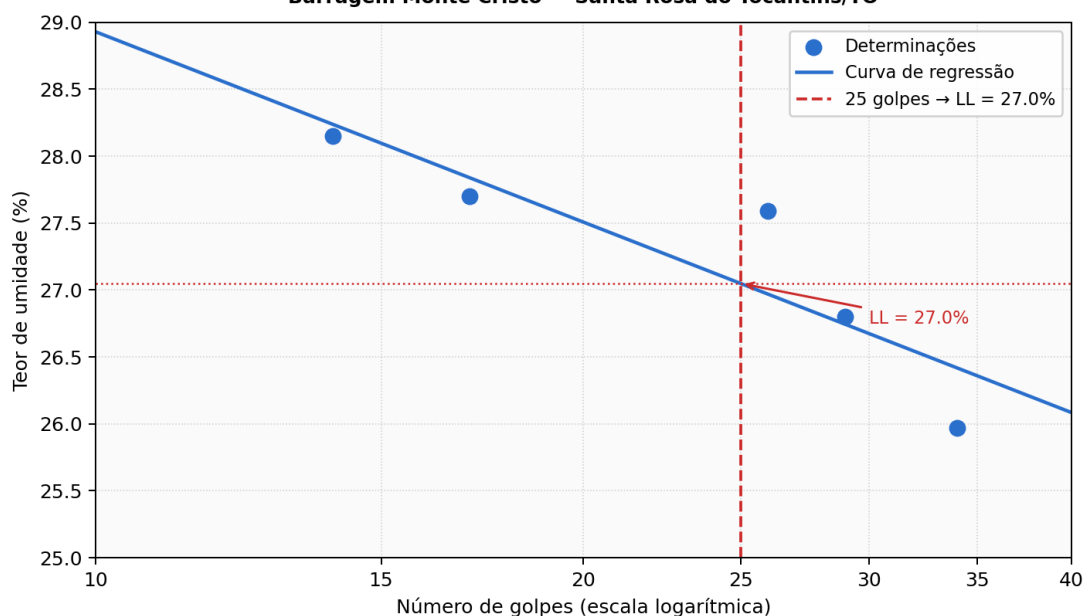
Tabela 6 – Limite de Liquidez

CAPSULA Nº	HS - 1	HS - 2	HS - 3	HS - 4	HS - 5
Nº DE GOLPES	34	29	26	17	14
PESO DA CÁPSULA + SOLO ÚMIDO (g)	15,59	19,01	10,18	17,69	20,38
PESO DA CÁPSULA + SOLO SECO (g)	13,79	16,26	9,38	15,25	17,36
PESO DA CÁPSULA (g)	6,86	6,00	6,48	6,44	6,63
PESO DA ÁGUA (g)	1,80	2,75	0,80	2,44	3,02
PESO DO SOLOS SECOS (g)	6,93	10,26	2,9	8,81	10,73
TEOR DE UMIDADE (%)	25,97%	26,80%	27,59%	27,70%	28,15%

Fonte: AUTOR (2026).

Figura 40 – Gráfico Limite de Liquidez

**Determinação do Limite de Liquidez — Aparelho de Casagrande
Barragem Monte Cristo — Santa Rosa do Tocantins/TO**



Fonte: AUTOR (2026)

Tabela 7 – Resultados teor de plasticidade

CAPSULA Nº	HS -1	HS -2	HS -3
PESO DA CÁPSULA + SOLO ÚMIDO (g)	19,93	26,77	18,67
PESO DA CÁPSULA + SOLO SECO (g)	19,51	26,23	18,38
PESO DA CÁPSULA (g)	17,35	23,43	16,97
PESO DA ÁGUA (g)	0,42	0,54	0,29
PESO DO SOLOS SECOS (g)	2,16	2,8	1,41
TEOR DE UMIDADE (%)	19,44%	19,29%	20,57%
	MÉDIA LP		19,77%

Fonte: AUTOR (2026)

Tabela 8 – Índice de plasticidade

Graficamente o LL em 25 golpes é:	27,0%
Limite de plasticidade (L.P)%	19,8%
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (I.P)%	7,2%

Fonte: AUTOR (2026)

Analisando os resultados apresentados e correlacionado com a carta de plasticidade de Casagrande, a fração fina do solo apresenta baixa plasticidade (sufixo L), pois o limite de liquidez apresentado é inferior a 50%(PINTO,2006). O ponto correspondente a LL=27% e IP=7,2%, está situado acima da linha A, calculada pela expressão $IP = 0,73 \times (LL - 20)$, onde o valor de referência para o LL=27% é IP=5,11%, sendo confirmado que os finos apresentam um caráter predominante argiloso (PINTO,2006).

Complementando, percebe-se que o ponto se localiza no limite inferior da zona de transição hachurada da carta ($4\% \leq IP \leq 7\%$), logo a fração fina enquadra-se no campo das

argilas inorgânicas de baixa plasticidade (CL). Esta constatação é corroborada pela classificação citada por Caputo (1988, p.56), que classifica este material no limite inferior da faixa mediantemente plástica ($7\% \leq IP \leq 15\%$).

Ressalta-se que a classificação CL se refere exclusivamente ao comportamento da fração fina do solo que representa apenas 4,7% da composição total não alterando a classificação SUCS do solo como um todo, devido ao fato de finos inferiores a 5% não recebem sufixo duplo, pois não apresentam quantidade suficiente para controlar o comportamento do solo, que permanece SP-areia mal graduada, conforme apresentado no item 5.2.6.]

5.2.4 Peso específico dos grãos

Tabela 9 – Resultados do ensaio de peso específico dos grãos

Determinação da densidade das partículas sólidas - picnômetro					
nº ensaio	P1 (g)	P2 (g)	P3 (g)	P4 (g)	p2 - p1 (p4-p1) - (p3- p2)
	Peso pic	Peso pic + solo seco	Peso pic cheio + solo	Peso pic cheio	
1	43,92	66,732	171,847	158,091	2,519
2	43,948	68,871	174,594	158,636	2,780
3	43,168	71,232	174,551	158,085	2,420
4	43,225	75,843	178,856	158,107	2,748
5	43,937	75,572	176,061	157,752	2,374
6	45,367	74,072	177,999	159,603	2,784
				média geral	2,60
* a diferença entre duas não pode diferir mais que 0,009g					
		média dois ensaios com diferença menor que 0,009g			2,782

Fonte: AUTOR (2026)

Foram executadas 6 determinações onde foi observada uma elevada dispersão nos resultados, com valores variando de 2,374 a 2,784. Porém resultados inferiores a 2,60 (apontados em vermelho na tabela) fica fora do padrão característico do solo da amostra, indicando erro na realização do ensaio, provavelmente pela presença de ar residual no interior do picnômetro no momento da pesagem evidenciando assim um erro na hora de realizar a expulsão do ar. Esta situação superestima o volume de água aparente e subestima o Gs calculado, desta maneira as estas determinações tornam-se invalidas. Conforme a DNER – ME 093/94, adotou-se a média dos dois ensaios cujos resultados apresentaram diferença inferior a

0,009, ensaios 3 e 7, com $G_s=2,780$ e $G_s=2,784$ respectivamente, resultando então em um G_s médio de 2,782.

5.2.5 Resultados da massa específica e peso específico

O anel de cravação de seção quadrada utilizado apresentou dimensões de 5x5 CM e 2 cm de altura, apresentando um volume interno de 50cm^3 . A massa de solo indeformado contido no anel foi obtida pela diferença entre a massa do conjunto anel mais solo (174,60g) e a massa do anel vazio (78,07g), resultando então em uma massa de 96,53 g de úmido natural.

A massa específica aparente natural obtida foi de $\rho_{nat} = 1,931 \text{ g/cm}^3$, correspondendo a um peso específico natural de $\gamma_{nat} = 18,94 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_{sat} = 20,54 \text{ kN/m}^3$. O resultado do peso específico apresentado é coerente com o comportamento típico dos solos, segundo Pinto (2006, p.37), situa-se em torno de 19 a 20,0 kN/m^3 , podendo variar entre 17 e 21 kN/m^3 . o valor obtido foi utilizado como um parâmetro de entrada para a modelagem numérica.

Ressalta-se que o ensaio foi realizado com o anel de seção quadrada em adaptação ao método previsto pela ABNT NBR 9813:2016, em razão da disponibilidade de equipamentos no laboratório. O volume interno foi calculado pelas dimensões reais aferidas do anel, para garantir a confiabilidade do ensaio.

5.2.6 Classificação geotécnica do solo

Através dos dados obtidos pelos ensaios laboratoriais foi possível realizar a classificação do solo pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), seguindo os critérios descritos por Pinto (2006). Foi constatado que o material apresenta 4,72% de material passante pela peneira 0,075mm, valor inferior ao limite de 5% e 71,82% passante na peneira #4, dos quais 67,10 é considerado fração arenosa, caracterizando este solo como granular arenoso. Embora o coeficiente de uniformidade $C_u=24,9$ atenda ao critério mínimo de aceitação, o coeficiente de curvatura $C_c=0,29$, não satisfaz o intervalo exigido entre 1 e 3. Esta variação impede que o solo seja classificado como bem graduado (SW). Desta maneira afirma-se que o solo se enquadra na classificação de areia mal graduada (SP).

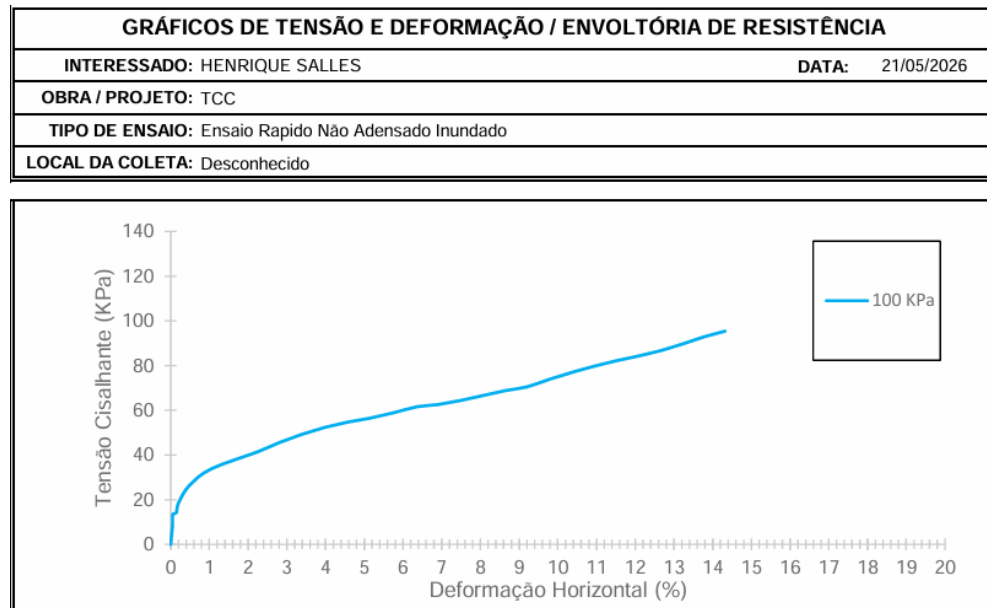
Conforme mostrado na tabela 3.1 deste trabalho, solos classificados como areia apresentam uma elevada permeabilidade, onde situando-se tipicamente entre 10^{-3} a 10^{-5} cm/s (10^{-5} a 10^{-7} m/s). deste modo em estruturas homogêneas com este tipo de solo, pode favorecer o desenvolvimento de gradientes hidráulicos elevados e o surgimento de processos de erosão interna (piping), colocando a estabilidade do barramento em risco (Cruz,2004).

A adoção da geomembrana de PVC no talude de montante pode ser interpretada como medida empírica compensatória para a possível alta permeabilidade inerente ao material utilizado no maciço. Quanto à coesão, solos SP tendem a apresentar valores reduzidos ou tendentes a zero.

5.2.7 Parâmetros de resistência ao cisalhamento

O ensaio de cisalhamento direto foi executado sob tensão normal de 100 kPa, resultando em uma tensão cisalhante máxima mobilizada de 95,37 kPa ao término dos 50 minutos do ensaio.

Em razão da limitação de um único corpo de prova, decorrente de problemas operacionais descritos no item 4.3.3, não foi possível realizar o traçado da envoltória de Mohr-Coulomb pelo método convencional, que exige no mínimo dois pontos de ruptura sob tensões normais distintas para a determinação simultânea de c' e ϕ' . Perante esta restrição matemática, a determinação dos parâmetros exige a adoção de uma condição de contorno. Foi adotado $c' = 0$ kPa, que é tecnicamente sustentado por dois fatores complementares, primeiro a natureza predominantemente friccional do solo SP, cujos finos representam apenas 4,72% da composição total e a coesão aparente em solos granulares tende a se dissipar em condições saturadas, que são exatamente as condições de operação da barragem nos cenários simulados (Vargas, 1977; Massad,2010).

Figura 42 – Gráfico tensão x deformação, laboratório Slopegeo Geotechnics

Fonte: LABORATÓRIO SLOPEGEO GEOTECHNICS (2026)

Com $c' = 0$ kPa, o ângulo de atrito interno foi determinado diretamente pela expressão:

$$\tau = \sigma' \times \tan \phi'$$

Resultando em:

$$\tan \phi' = \frac{95,37}{100} = 0,9537 \rightarrow \phi' = 43,6^\circ$$

O resultado é compatível com o intervalo típico reportado por Pinto (2006, p.285) para solos arenosos mal graduados de grãos angulares apresentando um intervalo entre 35° a 43° .

Diante da impossibilidade de construção da envoltória de Mohr-Coulomb mediante determinação única, a adoção de um único conjunto de parâmetros como base exclusiva para as conclusões representaria uma fragilidade técnica do trabalho. Para conferir maior robustez e credibilidade a análise, e em consonância com a recomendação de Duncan (1996) discutida no item 3.5.1, optou-se pela realização de análise paramétrica abrangendo três cenários de resistência, conforme Tabela 5.7. Os cenários foram definidos a partir do intervalo típico reportado na literatura para solos arenosos mal graduados de grãos angulares — Pinto (2006, p. 285) indica ϕ' entre 35° e 43° — e do resultado direto do ensaio executado. O cenário conservador ($\phi' = 36^\circ$, $c' = 0$ kPa) adota o limite inferior desse intervalo. O cenário provável ($\phi' = 38^\circ$, $c' = 2$ kPa) incorpora coesão residual compatível com a presença dos 4,7% de finos identificados na granulometria. O cenário superior ($\phi' = 43,6^\circ$, $c' = 0$ kPa) corresponde diretamente ao valor obtido no ensaio de cisalhamento direto realizado.

Tabela 10 – Cenários de parâmetros de resistência adotados

Cenário	c' (kPa)	ϕ' (°)
Conservador	0	36
Provável	2	38
Superior (ensaio)	0	43,6

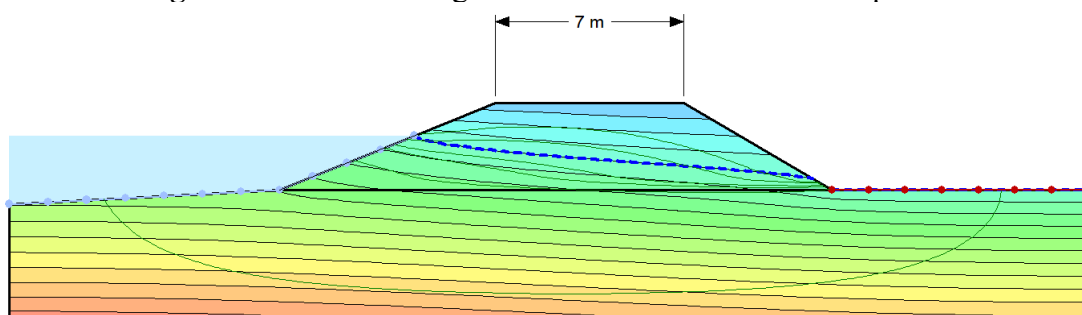
Fonte: AUTOR (2026)

6 RESULTADOS DA MODELAGEM NUMÉRICA E DISCUSSÕES

6.1 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO (SEEP/W)

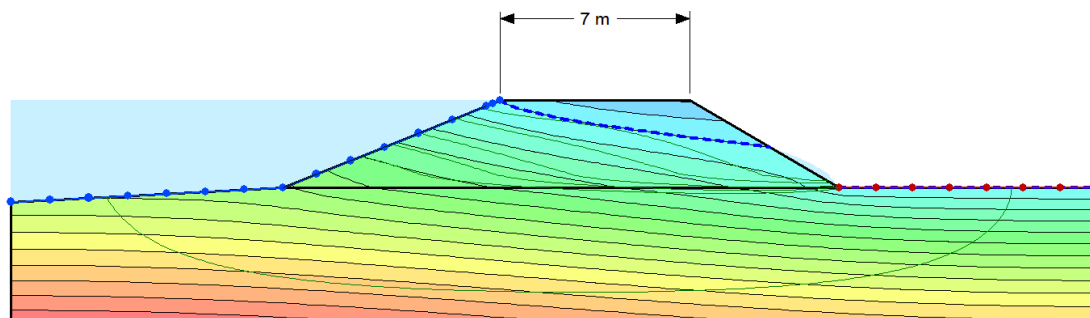
A análise de percolação foi realizada através do modulo SEEP/W do software GeoStudio 2022.1, considerando dois cenários hidráulicos, primeiramente foi considerado o regime normal de operação com o nível d'água a dois metros e o segundo em regime de cheia máxima com o nível d'água à cota da crista (3,2 metros). Em ambos o cenário, o talude de montante foi modelado sem apresentar restrição de fluxo, devido ao fato de que a estrutura já possui aproximadamente cerca de 15 anos de operação e a geomembrana está parcialmente submersa e inacessível para uma inspeção direta. Diante desta impossibilidade de atestar com exatidão a integridade hidráulica da geomembrana, optou-se por uma abordagem mais conservadora, desconsiderando então sua contribuição como barreira impermeabilizante.

Figura 43 – SEEP/W regime normal com Linha freática plotada



Fonte: AUTOR (2026)

No cenário de regime normal, conforme ilustrado na figura 6.1, a linha freática penetra pelo talude de montante e percorre o interior do maciço em posição elevada, aflorando na ponta do talude de jusante. Este comportamento é característico de barragens homogêneas sem os devidos sistemas de drenagem interna, em que falta de drenos horizontais ou filtros não consegue realizar o rebaixamento da linha freática antes que atinja o parâmetro de jusante (Massad, 2010; cruz, 2004). O afloramento da linha freática no talude de jusante tende a reduzir as tensões efetivas nessa região, diminuindo a resistência ao cisalhamento disponível. Já as linhas equipotenciais distribuídas ao longo da seção indicam um gradiente hidráulico contínuo no interior do barramento e na fundação, sem concentrações pontuais de fluxo.

Figura 44 – SEEP/W regime de cheia máxima

Fonte: AUTOR (2026)

Já na condição de cheia máxima conforme ilustrado na Figura 6.2, a linha freática apresenta uma significativa elevação em relação ao cenário anterior, atingindo a posição próxima ao topo do barramento. As linhas de fluxo concentram-se de forma mais intensa no talude de jusante, indicando um aumento expressivo dos gradientes hidráulicos nesta região em comparação com o regime normal. A saturação quase total do maciço nesta condição representa o cenário mais desfavorável para a estabilidade do talude de jusante.

6.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE TALUDES (SLOPE/W)

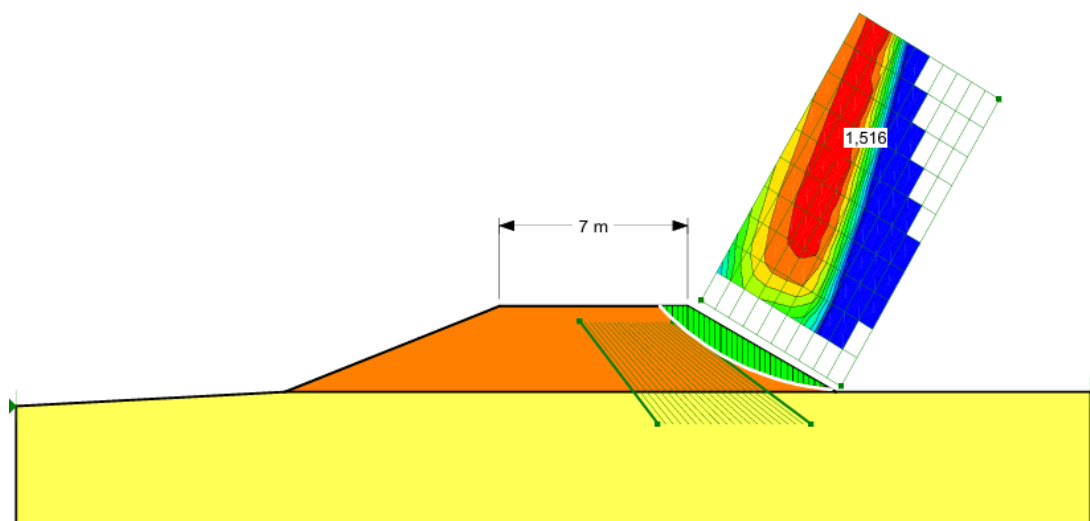
A análise de estabilidade foi realizada pelo modulo SLOPE/W do GeoStudio 2022.1, pelo método de Morgenstern-Price (1965), que satisfaz simultaneamente as condições de equilíbrio de forças e momentos entre as fatias verticais, sendo considerado o método referência para análises de segurança de barragens de terra (GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD., 2012). Em decorrência da impossibilidade de construção da envoltória de Mohr-Coulomb, discutida no item 5.2.7, a análise foi conduzida de forma paramétrica, considerando os três cenários de resistência definidos na Tabela 5.7. O peso específico natural $\gamma_{nat} = 18,94 \text{ kN/m}^3$ e saturado $\gamma_{sat} = 20,54 \text{ kN/m}^3$ foram mantidos constantes nos três cenários. Os resultados são apresentados nas subseções a seguir, organizados por cenário de resistência, e consolidados na Tabela 6.1.

6.2.1 Cenário Conservador ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 36^\circ$)

O cenário conservador adota $c' = 0$ kPa e $\phi' = 36^\circ$, correspondente ao limite inferior do intervalo típico para solos SP (PINTO, 2006). Os resultados para as três condições de carregamento são apresentados nas Figuras 6.3 a 6.5.

A Figura 6.3 apresenta o cenário de fim de construção, com $FS = 1,516$, atendendo ao mínimo de 1,3.

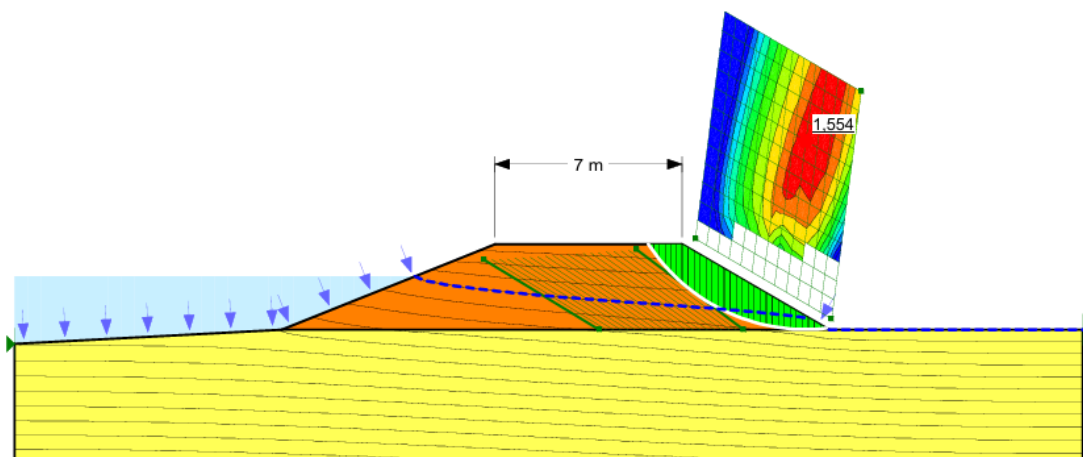
Figura 45 – Cenário conservador: fim de construção, talude de jusante



Fonte: AUTOR (2026)

Em regime permanente (Figura 6.4), o FS de 1,554 supera marginalmente o mínimo de 1,5, reflexo da linha freática elevada característica de barragens sem drenagem interna.

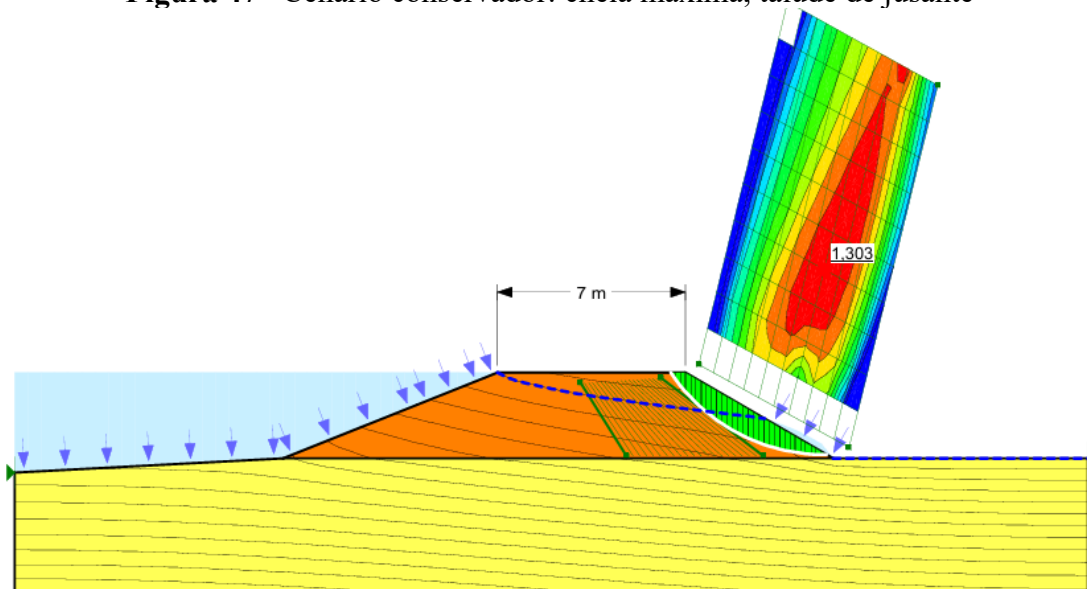
Figura 46 – Cenário conservador: regime permanente de operação, talude de jusante



Fonte: AUTOR (2026)

Na cheia máxima (Figura 6.5), o FS de 1,303 é o resultado mais crítico de toda a análise paramétrica, atendendo marginalmente ao mínimo de referência de 1,3 e evidenciando a vulnerabilidade do talude de jusante em condições de máximo enchimento.

Figura 47– Cenário conservador: cheia máxima, talude de jusante



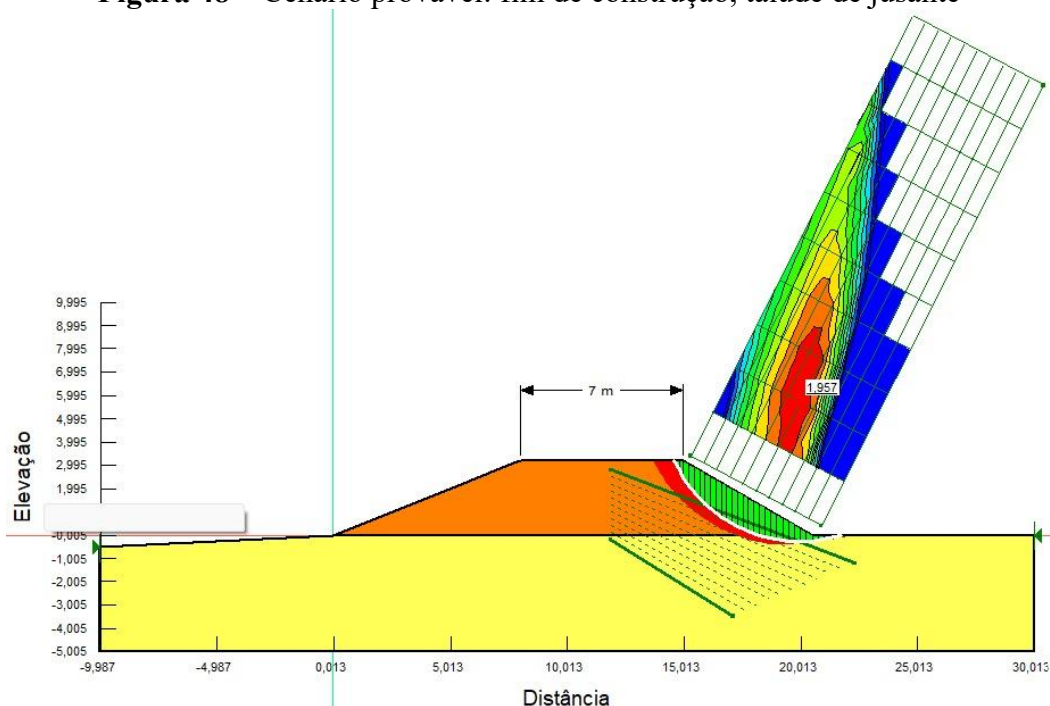
Fonte: AUTOR (2026)

6.2.2 Cenário Provável ($c'=2$ kPa; $\phi'=38^\circ$)

O cenário provável adota $c' = 2$ kPa e $\phi' = 38^\circ$, incorporando coesão residual compatível com os 4,7% de finos da granulometria. As Figuras 6.6 a 6.8 apresentam os resultados.

No fim de construção (Figura 6.6), o FS de 1,957 evidencia o impacto da coesão residual e do maior ângulo de atrito, superando com ampla margem o mínimo de 1,3.

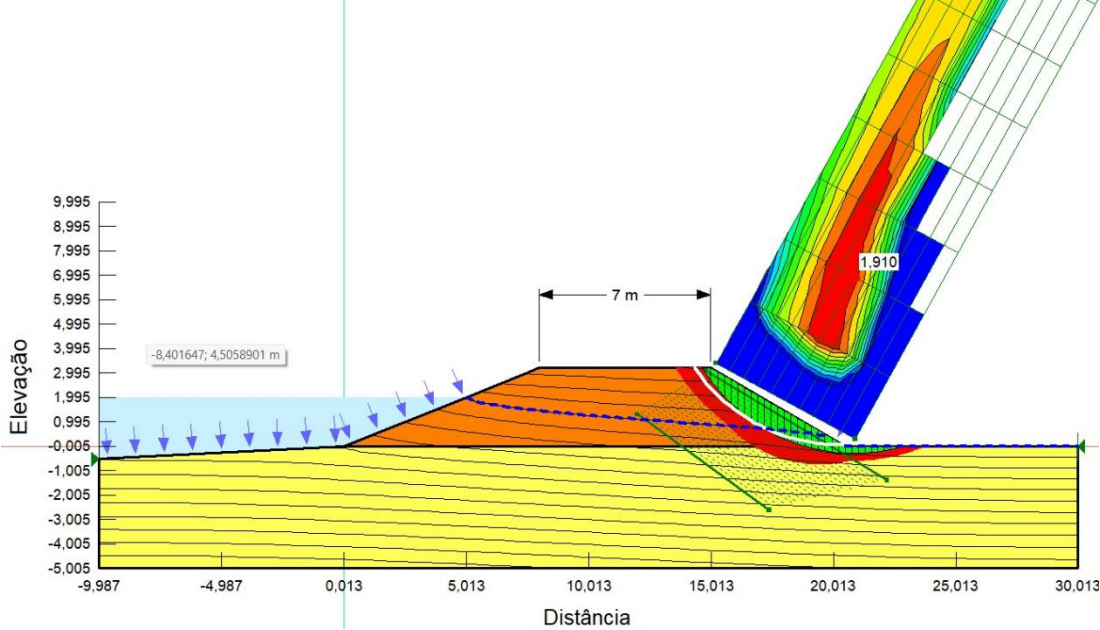
Figura 48 – Cenário provável: fim de construção, talude de jusante



Fonte: AUTOR (2026)

Em regime permanente (Figura 6.7), o FS de 1,910 atende ao mínimo de 1,5 com folga satisfatória.

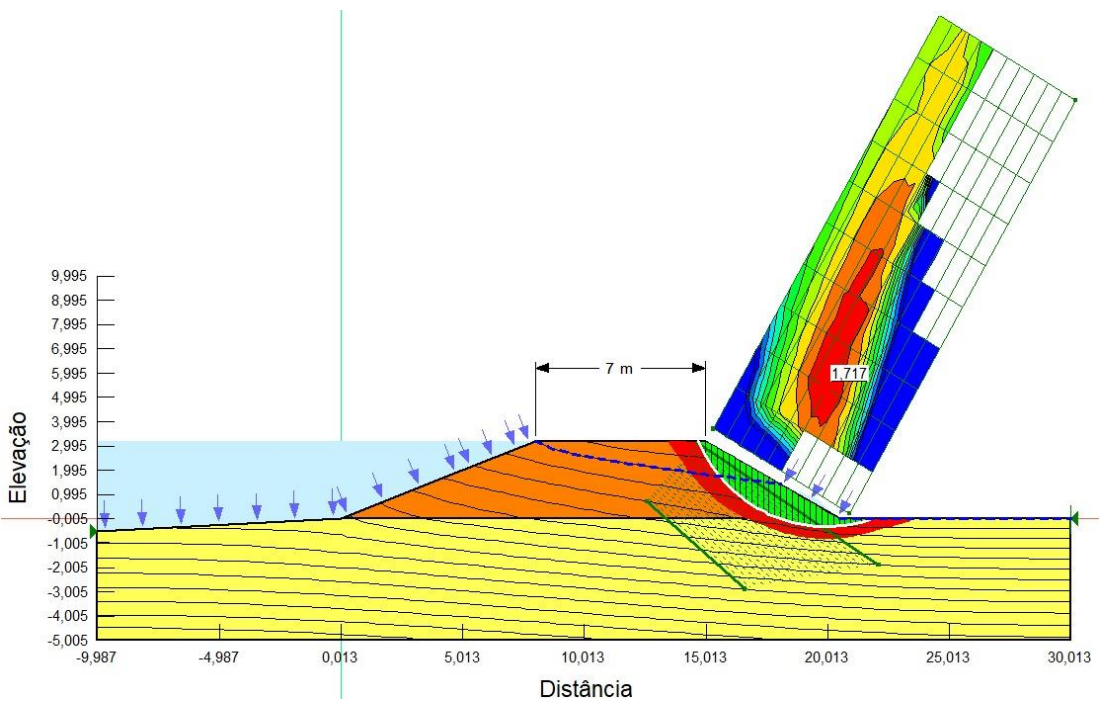
Figura 49 – Cenário provável: regime permanente de operação, talude de jusante



Fonte: AUTOR (2026)

Na cheia máxima (Figura 6.8), o FS de 1,717 mantém margem confortável acima do mínimo de 1,3.

Figura 50 – Cenário provável: cheia máxima, talude de jusante



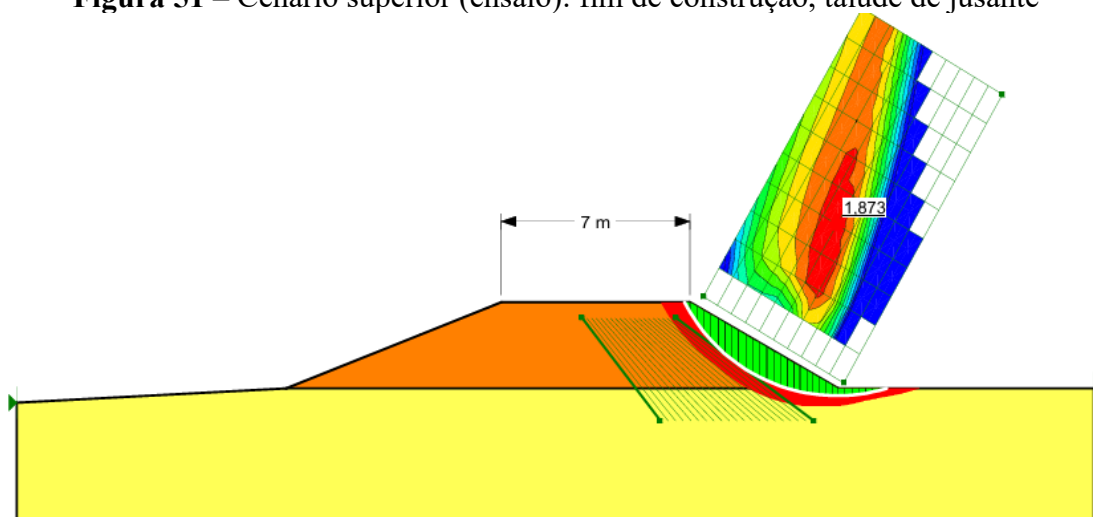
Fonte: AUTOR (2026)

6.2.3 Cenário Superior/ensaio ($c'=0$; $\phi'=43,6^\circ$)

O cenário superior adota os parâmetros obtidos diretamente no ensaio de cisalhamento direto realizado pelo laboratório Slopegeo Geotechnics ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 43,6^\circ$), constituindo a referência experimental primaria desta análise. Os resultados são apresentados nas Figuras 6.9 a 6.11.

No fim de construção (Figura 6.9), o FS de 1,873 confirma estabilidade satisfatória ao término da fase construtiva com os parâmetros do ensaio.

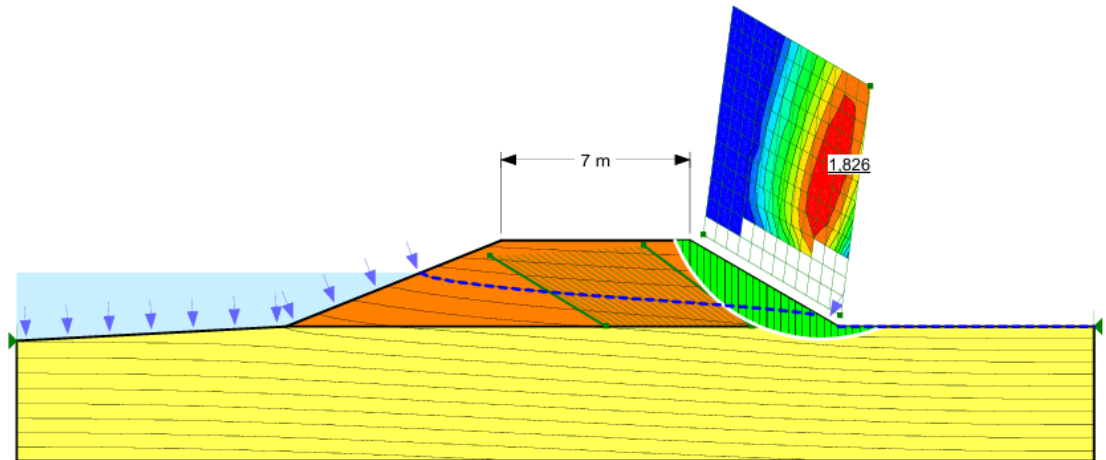
Figura 51 – Cenário superior (ensaio): fim de construção, talude de jusante



Fonte: AUTOR (2026)

Em regime permanente (Figura 6.10), o FS de 1,826 atende ao mínimo de 1,5 com margem adequada.

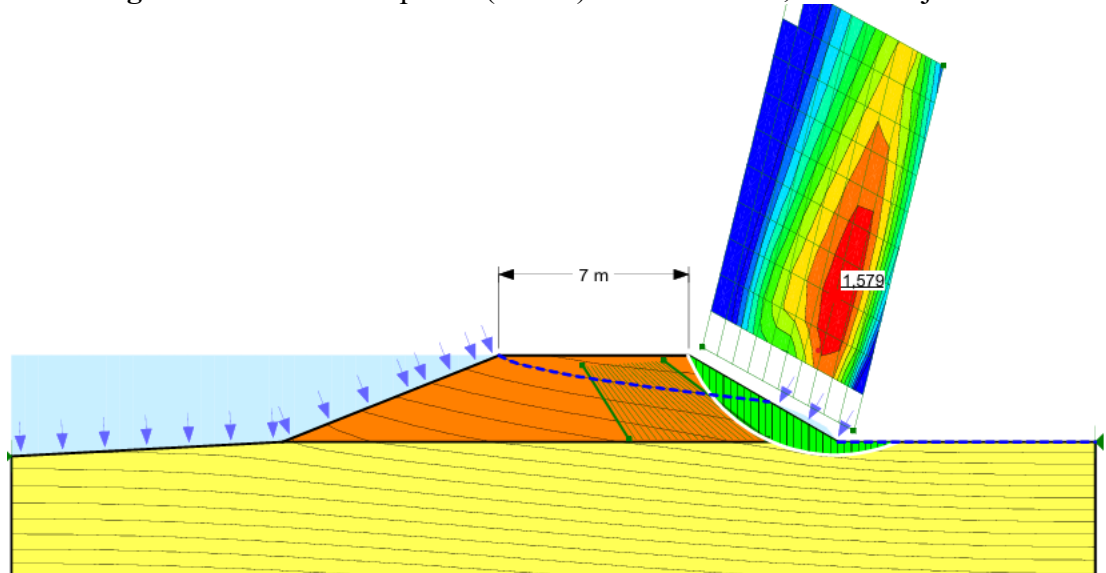
Figura 52 – Cenário superior (ensaio): regime permanente de operação, talude de jusante



Fonte: AUTOR (2026)

Na cheia máxima (Figura 6.11), o FS de 1,579 supera o mínimo de 1,3, consolidando que, com os parâmetros do ensaio, a estrutura apresenta estabilidade satisfatória em todas as condições simuladas

Figura 53 – Cenário superior (ensaio): cheia máxima, talude de jusante



Fonte: AUTOR (2026)

Abaixo é apresentado a tabela 6.1 que contém um resumo dos Fatores de segurança obtidos para os três cenários

Tabela 11 – Fatores de segurança obtidos nos três cenários paramétricos

Situação de carregamento	FS min. (NBR 13028)	Conservador ($c'=0$; $\phi'=36^\circ$)	Provável ($c'=2\text{kPa}$; $\phi'=38^\circ$)	Superior/ensaio ($c'=0$; $\phi'=43,6^\circ$)
Fim de construção	1,3	1,516	1,957	1,817
Regime permanente	1,5	1,554	1,910	1,826
Cheia máxima	1,3 *	1,303	1,717	1,579

Fonte: AUTOR (2026)

6.3 DISCUSSÕES

Os resultados obtidos pela análise paramétricas demonstram que a barragem da Fazenda Monte Cristo atende aos fatores de segurança mínimos de referência da ABNT NBR 13028 (2017) nos três cenários e em todas as condições de carregamento simuladas, resultado expressivo para uma estrutura erguida empiricamente sem projeto geotécnico formal. No cenário conservador, que representa o limite inferior do intervalo típico para solos SP, as margens de segurança mais estreitas foram registradas no regime permanente (FS = 1,554 frente ao mínimo de 1,5) e na cheia máxima (FS = 1,303 frente ao mínimo de referência de 1,3), evidenciando a sensibilidade da estrutura a variação dos parâmetros de resistência nas condições de carregamento mais severas. Segundo a classificação apresentada na Tabela 3.3, um FS dessa magnitude enquadra-se na categoria de condição estável, porém precária e frágil, na qual qualquer solicitação adicional, como o galgamento registrado em abril de 2020, tende a aproximar o sistema do limite de equilíbrio, condição associada a iminência de ruptura.

O talude de jusante, identificado como o elemento mais vulnerável da estrutura, apresentou variação expressiva de FS em função dos parâmetros adotados: na condição de cheia máxima, os valores oscilaram entre 1,303 no cenário conservador e 1,717 no cenário provável, com o cenário superior registrando FS = 1,579. Nos cenários provável e superior, todos os fatores de segurança atendem as referências normativas com margens adequadas, indicando que, dentro do intervalo tecnicamente fundamentado para o solo SP identificado, a estrutura apresenta comportamento estável. O resultado mais crítico do cenário conservador na condição de cheia máxima (FS = 1,303) é coerente com o colapso parcial registrado em abril de 2020,

quando o galgamento por condições hidráulicas extraordinárias provocou erosão superficial e cedimento do talude de jusante, paramento que, conforme demonstrado, opera com margem reduzida nessa condição crítica de carregamento.

A análise de percolação mostrou um afloramento da linha freática na face do talude de jusante mesmo no regime normal de operação, comportamento característico de barragens homogêneas que não apresentam um sistema de drenagem interna. A ausência de drenos e filtros mantém a linha freática em posição elevada no maciço, reduzindo as tensões efetivas e os fatores de segurança do talude de jusante (Massad, 2010; Cruz, 2004). A concentração de linhas de fluxo nessa região especialmente no cenário de cheia máxima também indica uma condição favorável ao desenvolvimento de erosões internas (piping), vulnerabilidade estrutural que deve ser monitorada (Casagrande, 1961; Cruz, 2004).

A desconsideração de da geomembrana como uma área impermeável possibilitou que os fatores de segurança fossem obtidos em uma condição conservadora, mesmo assim ainda se mostrou acima dos mínimos estipulados pela norma, reforçando a robustez do maciço.

Diante dos resultados, é recomendado como intervenções prioritárias, a implantação de sistema de drenagem interna no talude de jusante, inspeção e reparo da geomembrana, remoção controlada da vegetação arbórea do talude de jusante e instalação de instrumentação geotécnica para monitoramento contínuo. Além da regularização da estrutura junto aos órgãos competentes conforme exigências da Lei nº 14.066/2020.

7 CONCLUSÃO

O presente trabalho realizou o primeiro diagnóstico técnico da barragem de terra da Fazenda Monte Cristo, Santa Rosa do Tocantins-TO, estrutura construída empiricamente, sem projeto geotécnico formal, sem documentação técnica e sem qualquer histórico de avaliação de segurança. Trata-se de uma realidade comum a milhares de barragens rurais brasileiras, e este trabalho demonstra que é possível e necessário reverter esse cenário por meio de metodologia científica rigorosa e acessível.

O processo conduzido percorreu etapas fundamentais da engenharia geotécnica: identificação e caracterização geométrica da estrutura, levantamento batimétrico do reservatório, coleta e ensaios laboratoriais do material do maciço, modelagem numérica da percolação e da estabilidade dos taludes. Cada etapa gerou dados reais sobre uma estrutura que até então era completamente desconhecida do ponto de vista técnico.

Os fatores de segurança obtidos atenderam aos mínimos estabelecidos pela NBR 13028 (ABNT, 2017) em todos os cenários simulados, confirmando que a barragem apresenta estabilidade estrutural satisfatória em condições normais de operação. Contudo, a análise paramétrica revela sensibilidade relevante da estrutura a variação dos parâmetros de resistência. Nos cenários provável e superior, todos os fatores de segurança atendem as referências normativas com folga adequada. No cenário conservador, as condições mais críticas foram o regime permanente ($FS = 1,554$, marginalmente acima do mínimo de 1,5) e a cheia máxima ($FS = 1,303$, no limite do mínimo de referência de 1,3), evidenciando que a estrutura opera com baixa margem de segurança em condições hidráulicas severas apresentando um resultado coerente com o episódio de ruptura parcial registrado em 2020.

Ressalta-se que os resultados estão sujeitos a limitações inerentes ao método empregado. Os parâmetros de resistência foram determinados a partir de um único corpo de prova no ensaio de cisalhamento direto, em razão da perda durante o transporte das amostras e de problemas operacionais descritos no item 4.6.3, impedindo a construção da envoltória de Mohr-Coulomb pelo método convencional. A integridade da geomembrana não pôde ser averiguada ao longo de toda a extensão submersa, razão pela qual foi adotado cenário conservador desconsiderando sua contribuição como barreira impermeabilizante. Esses fatores reforçam a necessidade de instrumentação e monitoramento contínuo da estrutura.

Com os resultados obtidos, o empreendedor passa a dispor, pela primeira vez, de embasamento técnico concreto sobre a situação atual da barragem conhecendo seus pontos

vulneráveis, os cenários críticos de operação e as intervenções prioritárias necessárias. A implantação de sistema de drenagem interna, a remoção da vegetação arbórea do talude de jusante, o reparo e extensão da geomembrana e a regularização da estrutura junto aos órgãos competentes, conforme a Lei nº 14.066/2020, são as medidas mais urgentes para elevar o nível de segurança operacional da estrutura.

Por fim, este trabalho reafirma que a aplicação de ferramentas de modelagem numérica em barragens rurais sem documentação técnica é viável, replicável e indispensável. Com conhecimento teórico e prático, é possível praticar boa engenharia mesmo em estruturas negligenciadas e este trabalho é prova disso. Que sirva de referência para as inúmeras estruturas semelhantes existentes no país que ainda carecem de avaliação geotécnica formal.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base nos resultados e limitações identificados neste trabalho, sugere-se para estudos futuros:

- Elaboração de projeto de instrumentação e monitoramento geotécnico contínuo da barragem, com instalação de piezômetros, marcos superficiais e medidores de vazão no dreno de pé;
- Elaboração de projeto de controle da percolação e de manutenção preventiva do maciço, contemplando sistema de drenagem interna e proteção dos taludes;
- Elaboração de projeto de vertedouro aberto dimensionado para a vazão máxima de projeto, eliminando o risco de galgamento em eventos de precipitação intensa.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo: Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 9 p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2017. 5 p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 3 p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2018. 12 p.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de taludes. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13028**: Elaboração e apresentação de projetos de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ABRAHÃO, M. **Mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Relatório de segurança de barragens 2014**. Brasília: ANA, 2014.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Relatório de segurança de barragens 2016**. Brasília: ANA, 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Relatório de segurança de barragens 2017**. Brasília: ANA, 2018. Disponível em: <https://snisb.gov.br>. Acesso em: 26 maio 2026.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Relatório de segurança de barragens 2024-2025**. Brasília: ANA, 2025.

AGERH – AGÊNCIA ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS. **Segurança de barragens: diretrizes para fiscalização e gestão**. Vitória: AGERH, 2019.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080/D3080M-11**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken: ASTM, 2011.

ANTHROPIC. **Claude** (versão Sonnet 4.6). Ferramenta de inteligência artificial generativa. San Francisco: Anthropic, 2025. Disponível em: <https://claude.ai>. Acesso em: maio 2025.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Géotechnique**, v. 5, n. 1, p. 7–17, 1955.

BRASIL. **Lei nº 12.334**, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. Diário Oficial da União, Brasília, 21 set. 2010.

BRASIL. **Lei nº 14.066**, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334/2010 e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 1º out. 2020.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. v. 2. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

CARNEIRO, A. **Comentários à ABNT NBR 13028:2017 – Projetos de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água**. [S.l.]: [s.n.], 2023.

CARVALHO, D. de. **Barragens de terra: uma introdução para graduação – um roteiro bibliográfico para estudos**. Campinas: UNICAMP, 2025.

CASAGRANDE, A. Control of seepage through foundations and abutments of dams. **Géotechnique**, v. 11, n. 3, p. 161–182, 1961.

CNRH – CONSELHO NACIONAL DE RECURSOS HÍDRICOS. **Resoluções sobre critérios de classificação de barragens por categoria de risco e dano potencial associado**. Brasília, 2012.

COSTA, Walter Duarte. **Geologia de Barragens**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

CRUZ, P. T. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2004.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2012.

DESAI, C. S.; CHRISTIAN, J. T. **Numerical methods in geotechnical engineering**. New York: McGraw-Hill, 1977.

DUNCAN, J. M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 122, n. 7, p. 577–596, 1996.

FELLENIUS, W. **Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen**. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1936.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. **Stability modeling with SLOPE/W**. Calgary, Alberta, Canada: GEO-SLOPE International, 2012.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila estabilidade de taludes**. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila estabilidade de taludes**. Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Bulletin 52: Dam safety guidelines**. Paris: ICOLD, 1988.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Bulletin 106: Risk assessment in dam safety management**. Paris: ICOLD, 2001.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Bulletin 148: Dam maintenance and rehabilitation**. Paris: ICOLD, 2012.

JANBU, N. Application of composite slip surfaces for stability analysis. In: EUROPEAN CONFERENCE ON STABILITY OF EARTH SLOPES, 1954, Stockholm. **Proceedings...** Stockholm, 1954.

LOPES, F. R. **Manual de barragens**. São Paulo: IPT, 1988.

MARINHO, Filipe. Estabilidade de taludes: deslizamentos de terra. **Guia da Engenharia**, 22 maio 2020. Disponível em: <https://www.guiadaengenharia.com/estabilidade-taludes-deslizamentos/>. Acesso em: 10 abr. 2026.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MEIRELLES, F. S. C. **Barragens: aspectos legais, técnicos e socioambientais – barragens de terra e enrocamento**. Curso Segurança de Barragens. Brasília: ANA, 2013.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. **Géotechnique**, v. 15, n. 1, p. 79–93, 1965.

NETTO, A. S. **Análise de estabilidade de taludes: abordagens determinística e probabilística**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Guarapuava, 2019.

OSB SOFTWARE. **GEO-SLOPE SEEP/W – descrição do software**. [S.l.], 2019. Disponível em: <https://www.osbsoftware.com.br/produto/geo-slope-seep-w>. Acesso em: 28 nov. 2019.

PEREIRA, A. N. et al. Análise de estabilidade da Barragem do Lago Norte em Palmas – TO. **[VERIFICAR NOME DO PERIÓDICO]**, v. 10, n. 1, p. 34–56, 2024.

PINTO, C. de S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RUEDA CORDERO, J. A.; OLIVEIRA, M. F. F. de; ROEHL, D. de M. Geological fault reactivation with discrete and distributed numerical models. In: IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING, 34., 2013, Pirenópolis. **Proceedings...** Pirenópolis: ABMEC, 2013. p. 1–15.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 97, n. 9, p. 1249–1273, 1971.

SHERARD, J. L. et al. **Earth and earth-rock dams: engineering problems of design and construction**. New York: John Wiley & Sons, 1963.

STARK, T. D.; EID, H. T. Drained residual strength of cohesive soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, n. 5, p. 856–871, 1994.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3rd ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.

UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA (UDESC). Centro de Ciências Tecnológicas (CCT). **Classificação SUCS**. Joinville: UDESC, 2017. Disponível em: https://www.cct.udesc.br/arquivos/id_submenu/1470/classificacao_sucs_2017.pdf. Acesso em: 26 maio 2026.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hydrologic Engineering Center. **Training Documents – Using HEC-RAS for Dam Break Studies**. TD-39. Washington, DC: USACE, ago. 2014.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos: segunda parte, hidráulica dos solos**. [S. l.]: McGraw Hill, 1977.

ZIENKIEWICZ, O. C. et al. **The finite element method**. 3rd ed. London: McGraw-Hill, 1977.

9 APÊNDICE A — FICHAS BRUTAS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

Tabela 12– Apêndice A, ensaio granulometria 01

ASTM USS	Abertura das Peneiras (mm)	Massa Retida em cada Peneira (g)	Percentual solo retido em cada peneira	Percentual acumulado	Porcentagem que passa nas peneiras
3/4	19,000	19,7	1,97%	1,97%	98,03%
3/8	9,500	75,6	7,55%	9,52%	90,48%
4	4,750	182,3	18,21%	27,73%	72,27%
10	2,000	251,1	25,08%	52,81%	47,19%
16	1,180	64,3	6,42%	59,23%	40,77%
30	0,600	59,4	5,93%	65,16%	34,84%
40	0,425	34,7	3,47%	68,63%	31,37%
50	0,300	35,70	3,57%	72,19%	27,81%
60	0,250	17,00	1,70%	73,89%	26,11%
100	0,150	148,90	14,87%	88,76%	11,24%
200	0,075	69,70	6,96%	95,73%	4,27%
FUNDO	-	42,80	4,27%	100,00%	0,00%
<i>totais:</i>		1.001,20	100%		

Fonte: AUTOR (2026)

Tabela 13– Apêndice A, ensaio granulometria 02

ASTM USS	Abertura das Peneiras (mm)	Massa Retida em cada Peneira (g)	Percentual solo retido em cada peneira	Percentual acumulado	Porcentagem que passa nas peneiras
3/4	19,000	13,5	1,29%	1,29%	98,71%
3/8	9,500	105,2	10,04%	11,33%	88,67%
4	4,750	169,5	16,18%	27,51%	72,49%
10	2,000	240,2	22,93%	50,44%	49,56%
16	1,180	71,5	6,83%	57,26%	42,74%
30	0,600	63,4	6,05%	63,32%	36,68%
40	0,425	42,4	4,05%	67,36%	32,64%
50	0,300	47,50	4,53%	71,90%	28,10%
60	0,250	15,60	1,49%	73,39%	26,61%
100	0,150	176,60	16,86%	90,24%	9,76%
200	0,075	55,90	5,34%	95,58%	4,42%
FUNDO	-	46,30	4,42%	100,00%	0,00%
	<i>totais:</i>	1.047,60	100%		

Fonte: AUTOR (2026)

Tabela 14–Apêndice A, ensaio granulometria 03

ASTM USS	Abertura das Peneiras (mm)	Massa Retida em cada Peneira (g)	Percentual solo retido em cada peneira	Percentual acumulado	Porcentagem que passa nas peneiras
3/4	19,000	11,8	1,18%	1,18%	98,82%
3/8	9,500	88,5	8,88%	10,06%	89,94%
4	4,750	191,7	19,23%	29,30%	70,70%
10	2,000	230,7	23,15%	52,44%	47,56%
16	1,180	67,7	6,79%	59,24%	40,76%
30	0,600	61,6	6,18%	65,42%	34,58%
40	0,425	28,4	2,85%	68,27%	31,73%
50	0,300	38,60	3,87%	72,14%	27,86%
60	0,250	15,30	1,54%	73,67%	26,33%
100	0,150	136,40	13,69%	87,36%	12,64%
200	0,075	71,60	7,18%	94,54%	5,46%
FUNDO	-	54,40	5,46%	100,00%	0,00%
	<i>totais:</i>	996,70	100%		

Fonte: AUTOR (2026)

**ANEXO A — LAUDO TÉCNICO DE CISALHAMENTO DIRETO —
SLOPEGEO GEOTECHNICS**



CONTRATANTE: HENRIQUE SALLES

DATA: 21/05/2026

OBRA / PROJETO: TCC

AMOSTRA: AM 01

Nº RELATÓRIO: RE-CD-IN-108-AM 03-2026

**RELATÓRIO DE ENSAIOS GEOTÉCNICOS
CISALHAMENTO DIRETO DE AMOSTRAS DE SOLOS**

**PALMAS - TO
2026**



ÍNDICE

<u>ENSAIO DE CISALHAMENTO 100 KPa</u>	<u>04</u>
<u>GRÁFICOS DE TENSÃO DEFORMAÇÃO/ENVOLTÓRIA</u>	<u>05</u>

PAGINA 02



ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO		CP
INTERESSADO: HENRIQUE SALLES	DATA: 21/05/2026	01
OBRA / PROJETO: TCC		100 KPa
TIPO DE ENSAIO: CISALHAMENTO DIRETO		
LOCAL DA COLETA: Desconhecido		

TEMPO			HORIZONTAL (mm)	DEFORMAÇÃO HORIZONTAL (%)	DEFORMAÇÃO VERTICAL (%)	TENSÃO NORMAL (KPa)	TENSÃO CISALHANTE (KPa)
s	min.	h					
0	0.000	-	0.000	0.00	0.05	96.15	0.00
15	0.250	-	0.030	0.05	0.15	96.20	8.80
30	0.500	-	0.090	0.15	0.20	96.30	13.21
-	1	-	0.120	0.20	0.45	96.34	14.31
-	2	-	0.290	0.48	1.10	96.62	18.50
-	4	-	0.630	1.05	1.65	97.16	26.37
-	6	-	0.980	1.63	2.10	97.73	33.79
-	8	-	1.340	2.23	2.45	98.33	41.30
-	10	-	1.680	2.80	2.75	98.89	45.49
-	12	-	2.030	3.38	2.95	99.48	49.17
-	14	-	2.390	3.98	3.20	100.10	52.34
-	16	-	2.740	4.57	3.20	100.70	54.67
-	18	-	3.090	5.15	3.30	101.31	56.45
-	20	-	3.450	5.75	3.40	101.95	58.84
-	22	-	3.820	6.37	3.40	102.62	61.57
-	24	-	4.140	6.90	3.40	103.20	62.51
	26	-	4.500	7.50	3.45	103.86	64.39
	28	-	4.840	8.07	3.45	104.49	66.58
	30	-	5.190	8.65	3.45	105.15	68.80
	32	-	5.520	9.20	3.45	105.78	70.42
	34	-	5.880	9.80	3.50	106.47	73.92
	36	-	6.290	10.48	3.55	107.28	77.55
	38	-	6.580	10.97	3.55	107.85	79.81
	40	-	6.910	11.52	3.55	108.51	82.16
	42	-	7.250	12.08	3.55	109.20	84.24
	44	-	7.600	12.67	3.55	109.92	86.68
	46	-	7.950	13.25	3.60	110.65	89.79
	48	-	8.270	13.78	3.60	111.33	92.88
	50	-	8.590	14.32	0.00	112.01	95.37
	52	-	0.000	0.00	0.00	96.15	0.00
	54	-	0.000	0.00	0.00	96.15	0.00
	56	-	0.000	0.00	0.00	96.15	0.00
	58	-	0.000	0.00	0.00	96.15	0.00
	60	1	0.000	0.00	0.00	96.15	0.00

LABORATORISTA: Jeferson Marcos	5
ENGENHEIRO RESPONSÁVEL: Marcos Milhomem	

Quadra 103 Sul, Rua SO 03, Lote 23, Plano Diretor Sul, Palmas – TO, CEP 77.015-016 / Tel.: (63) 3026-2230 / (63) 9217-0510 / CNPJ: 21.567.644/0001-36 / E-mail: engenharia@slopegeo.eng.br



GRÁFICOS DE TENSÃO E DEFORMAÇÃO / ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA	
INTERESSADO: HENRIQUE SALLES	DATA: 21/05/2026
OBRA / PROJETO: TCC	
TIPO DE ENSAIO: Ensaio Rapido Não Adensado Inundado	
LOCAL DA COLETA: Desconhecido	

