

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA
CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

STEFANNY LAVÍNIA DA SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM SANTO
ANASTÁCIO – ESTUDO DE CASO**

**Ilha Solteira
2023**

STEFANNY LAVÍNIA DA SILVA

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM SANTO
ANASTÁCIO – ESTUDO DE CASO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira –
Unesp como parte dos requisitos para
obtenção do título de Engenheira Civil.

Prof. Dr. Marco Antônio de M. Alcântara
Orientador

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

S586a Silva, Stefanny Lavínia da.
Análise de estabilidade dos taludes da barragem Santo Anastácio: estudo de caso / Stefanny Lavínia da Silva. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2023
115 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2023

Orientador: Marco Antônio de Moraes Alcântara
Inclui bibliografia

1. Barragens. 2. Estabilidade de taludes. 3. Fator de segurança .


Raiane da Silva Santos


Stefanny Lavínia da Silva

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DOS TALUDES DA BARRAGEM SANTO
ANASTÁCIO – ESTUDO DE CASO**


Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Câmpus de Ilha Solteira.

Aprovado em 19/01/2023


Comissão Examinadora



Prof. Dr. Marco Antônio de Moraes Alcantara
UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof (a). Dr (a). Cláudia Scoton Antônio Marques
UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira



Doutorando Rodrigo Andraus Bispo
UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira

Ilha Solteira
19 de janeiro de 2023

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me guiar por toda a minha caminhada.

Aos meus pais, Valkiria e Josemir, e aos meus irmãos, Jhennyfer e Pablo, que sempre me deram suporte, apoiaram as minhas escolhas e compreenderam a minha ausência em momentos especiais durante o tempo que levei para chegar até aqui. Ao meu namorado Bruno, companheiro e melhor amigo durante toda a graduação, com quem pude dividir alegrias, angústias, dificuldades e realizações. Todas as minhas conquistas são também de vocês.

Aos amigos que fiz em Ilha Solteira, que tornaram mesmo os momentos mais difíceis em situações mais leves e divertidas e me acolheram em um período tão desafiador. Aos meus professores, que compartilharam comigo os seus conhecimentos e me tornaram uma pessoa mais crítica e sensível não só em relação aos problemas de engenharia, mas também âmbito social.

Ao professor Adriano Souza, que me orientou ao longo de todo este trabalho da melhor maneira possível e sempre esteve disposto a me ajudar, garantindo que eu o concluísse com sucesso. Ao professor Marco Antônio, que prontamente aceitou assumir a função de orientador quando o professor Adriano precisou se ausentar e assegurou que todos os prazos fossem cumpridos. À banca avaliadora, professora Cláudia Scoton e professor Rodrigo Bispo, que aceitaram fazer parte desta etapa e agregaram muito ao trabalho com as suas considerações.

Por fim, a todos os familiares, amigos e conhecidos que, de alguma forma, torceram e acreditaram em mim.

“Você tem que agir como se fosse possível transformar radicalmente o mundo. E você tem que fazer isso o tempo todo”. Angela Davis

RESUMO

Atualmente, o cenário de ruptura de barragens em âmbito mundial tem se tornado mais frequente que o esperado, sendo a escassez de informações e de documentação sobre acidentes um dos maiores fatores pelo qual esses eventos continuam ocorrendo no Brasil. A partir da criação da Lei nº 12.334/2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), passou a ser obrigatório para barragens que se enquadrem nos requisitos elencados pela legislação o Plano de Segurança de Barragens (PSB), que inclui em um de seus volumes os estudos de estabilidade dos taludes, através da determinação dos fatores de segurança para diversos cenários, principalmente para os casos de final de construção, de operação normal e de rebaixamento rápido do reservatório. Sendo assim, tendo em vista que mais da metade dos acidentes envolvendo barragens são ocasionados por condicionantes geológico-geotécnicos, foi realizado o estudo determinístico de estabilidade com apresentação dos fatores de segurança dos taludes de montante e jusante de quatro seções da Barragem Santo Anastácio, localizada na área rural do município de Presidente Prudente (SP), pertencente à Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (Sabesp) e integrante do sistema de abastecimento de água do município. Através dos documentos fornecidos pela Sabesp, foi possível determinar as características geológicas do empreendimento e definir os parâmetros hidráulicos e de resistência dos materiais que compõem seu aterro e fundação. Além disso, foram realizadas as análises de percolação teórica pelo maciço da barragem e da influência da variação do nível da água na estabilidade da estrutura. Como resultado principal, a partir das hipóteses e parâmetros adotados, foi possível concluir que as quatro seções analisadas apresentam estabilidade para os casos de final de construção, operação normal e rebaixamento rápido do reservatório, sendo que mesmo os menores fatores de segurança obtidos para cada cenário são maiores que os valores mínimos recomendados teoricamente.

Palavras-chave: Barragens; Estabilidade de taludes; Fator de segurança.

ABSTRACT

Currently, the scenario of dam failures worldwide has become more frequent than expected, and the scarcity of information and documentation on accidents is one of the biggest factors why these events continue to occur in Brazil. Since the creation of Law No. 12.334/2010, which establishes the National Policy for Dam Safety (PNSB), the Dam Safety Plan (PSB) has become mandatory for dams that meet the requirements listed in the legislation, which includes in one of its volumes the studies of slope stability, by determining the safety factors for various scenarios, especially for cases of end of construction, normal operation and rapid lowering of the reservoir. Thus, considering that more than half of the accidents involving dams are caused by geological-geotechnical conditions, a deterministic stability study was performed with presentation of safety factors for the upstream and downstream slopes of four sections of the Santo Anastácio Dam, located in the rural area of the city of Presidente Prudente (SP), belonging to the Basic Sanitation Company of the State of São Paulo (Sabesp) and part of the municipal water supply system. Through documents provided by Sabesp, it was possible to determine the geological characteristics of the enterprise and define the hydraulic and strength parameters of the materials that compose its embankment and foundation. In addition, theoretical percolation analyses were carried out through the dam massif and the influence of water level variation on the structure's stability. As a main result, based on the hypotheses and parameters adopted, it was possible to conclude that the four sections analyzed present stability for the cases of end of construction, normal operation and rapid lowering of the reservoir, with even the lowest safety factors obtained for each scenario being higher than the minimum values theoretically recommended.

Keywords: Dams; Slope stability; Safety factor.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema básico dos componentes de uma barragem.	21
Figura 2 – Exemplo de barragem de terra homogênea.	23
Figura 3 – Exemplo de barragem de terra zonada.	23
Figura 4 – Exemplo de barragem de enrocamento com núcleo central.	24
Figura 5 – Exemplo de barragem de enrocamento com núcleo inclinado.	24
Figura 6 – Exemplo de barragem de enrocamento face de concreto.	25
Figura 7 – Exemplo de barragem de enrocamento com chapa de aço.	25
Figura 8 – Exemplo de barragem de concreto de gravidade.	26
Figura 9 – Exemplo de barragem de concreto de gravidade aliviada.	26
Figura 10 – Exemplo de barragem de concreto em contraforte.	27
Figura 11 – Tipos de incidentes registrados no período 2011-2018.	31
Figura 12 – Tensões em um ponto P do plano α	38
Figura 13 – Componentes da tensão no sistema tridimensional.	39
Figura 14 – Determinação das tensões num plano genérico pelo Círculo de Mohr. ...	39
Figura 15 – Círculo de Mohr para tensões triaxiais.	40
Figura 16 – Efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo.	40
Figura 17 – Linha de fluxo em um maciço de terra.	43
Figura 18 – Valores típicos do coeficiente de permeabilidade para alguns solos.	43
Figura 19 – Esquema de resistência referente ao ângulo de atrito.	45
Figura 20 – Critério de ruptura de Coulomb.	46
Figura 21 – Critério de ruptura de Mohr.	47
Figura 22 – Determinação da envoltória de resistência pelo Critério de Mohr-Coulomb.	47
Figura 23 – Fatores de segurança mínimo para deslizamentos, segundo a NBR 11682.	51
Figura 24 – Coeficientes de segurança mínimos para diferentes condições de solicitação.	52
Figura 25 – Coeficientes de segurança mínimos para barragens de terra e/ou enrocamento para acumulação de água, segundo Sandroni e Guidicini.	52
Figura 26 – Sequência metodológica utilizada nas análises de estabilidade	59
Figura 27 – Principais estruturas da Barragem Santo Anastácio.	60

Figura 28 – Planta de localização das seções de estudo.....	62
Figura 29 – Perfil da seção 1.....	63
Figura 30 – Perfil da Seção 2.....	64
Figura 31 – Perfil da Seção 3.....	65
Figura 32 – Perfil da Seção 4.....	66
Figura 33 – Locação dos poços de inspeção.....	67
Figura 34 – Resumo dos resultados obtidos pelos ensaios.....	68
Figura 35 – Locação das sondagens percussivas.....	69
Figura 36 – Boletim da sondagem SP-1.....	70
Figura 37 – Boletim da sondagem SP-3.....	71
Figura 38 – Boletim da sondagem SP-8.....	72
Figura 39 – Boletim da sondagem SP-10.....	73
Figura 40 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 1.....	77
Figura 41 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 1;.....	77
Figura 42 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 1.....	78
Figura 43 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante– Seção 1.....	78
Figura 44 –Fator de segurança para operação normal – Seção 1.....	79
Figura 45 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 1.....	79
Figura 46 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 2.....	85
Figura 47 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 2.....	85
Figura 48 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 2.....	86
Figura 49 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 2.....	86
Figura 50 – Fator de segurança para operação normal – Seção 2.....	87
Figura 51 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 2.....	87
Figura 52 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 3.....	92

Figura 53 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 3.	92
Figura 54 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 3.	93
Figura 55 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 3.	93
Figura 56 – Fator de segurança para operação normal – Seção 3.	94
Figura 57 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 3.	94
Figura 58 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 4.	99
Figura 59 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 4.	99
Figura 60 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 4.	100
Figura 61 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 4.	100
Figura 62 – Fator de segurança para operação normal – Seção 4.	101
Figura 63 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 4.	101
Figura 64 – Gráfico de FS ao longo dos dias – Rebaixamento rápido do reservatório.	107

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Características dos métodos das fatias não rigorosos.	49
Quadro 2 – Características dos métodos das fatias rigorosos.	50
Quadro 3 – Parâmetros adotados nos estudos de percolação e estabilidade.	74
Quadro 4 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 1.	80
Quadro 5 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 2.	88
Quadro 6 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 3.	95
Quadro 7 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 4.	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de segurança gerados para cada cenário possível analisado..	106
Tabela 2 – Resumo dos mínimos fatores de segurança gerados para cada cenário possível analisado.....	108

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	17
2. OBJETIVOS	19
2.1. OBJETIVO GERAL.....	19
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
3. REVISÃO DE LITERATURA	20
3.1. CONCEITOS BÁSICOS	20
3.2. TIPOS DE BARRAGENS	21
3.2.1. Barragens de terra	22
3.2.2. Barragens de enrocamento	24
3.2.3. Barragens de concreto	25
3.2.4. Barragens mistas	27
3.3. HISTÓRIA DAS BARRAGENS.....	27
3.4. PANORAMA DA SEGURANÇA DE BARRAGENS NO BRASIL.....	29
3.4.1. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB)	32
3.4.2. Regulamentações e aperfeiçoamentos da Lei nº 12.334	34
3.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTUDOS DE ESTABILIDADE.....	35
3.6. ESTABILIDADE DE TALUDES	37
3.6.1. Tensões	37
3.6.2. Deformações	41
3.6.3. Fluxo de água	42
3.6.4. Resistência ao cisalhamento	44
3.6.5. Mecanismos de Ruptura	46
3.6.6. Análise de estabilidade pelo método das fatias	47
3.6.7. Fator de Segurança	50
3.7. DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....	52
3.7.1. Ensaios de caracterização física e granulométrica	54

3.7.2.	Ensaio triaxiais	55
3.7.3.	Ensaio de cisalhamento direto	56
3.7.4.	Ensaio de permeabilidade	56
3.7.5.	Sondagens em campo	57
4.	METODOLOGIA	59
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO	59
4.1.1	Características geológicas	60
4.1.2	Características sísmicas	61
4.2	GEOMETRIA DAS SEÇÕES DE ESTUDO	61
4.3	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS HIDRÁULICOS E DE RESISTÊNCIA	67
4.3.1	Aterro	67
4.3.2	Fundação	69
4.3.3	Enrocamento	74
4.3.4	Resumo dos parâmetros adotados	74
4.4	ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO E ESTABILIDADE	75
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	77
5.1	SEÇÃO 1	77
5.1.1	Final de construção	77
5.1.2	Operação normal	79
5.1.3	Rebaixamento rápido do reservatório	80
5.2	SEÇÃO 2	85
5.2.1	Final de construção	85
5.2.2	Operação normal	87
5.2.3	Rebaixamento rápido do reservatório	88
5.3	SEÇÃO 3	92
5.3.1	Final de construção	92
5.3.2	Operação normal	94

5.3.3	Rebaixamento rápido do reservatório	95
5.4	SEÇÃO 4	99
5.4.2	Final de construção	99
5.4.3	Operação normal	101
5.4.4	Rebaixamento rápido do reservatório	102
6	CONCLUSÕES	110
	REFERÊNCIAS	111

1. INTRODUÇÃO

De acordo com a legislação brasileira, uma barragem pode ser definida como “qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas” (BRASIL, 2010).

Até o ano de 2022, segundo o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), existiam cadastradas no Brasil 23.490 barragens, destinadas para fins como regularização de vazão, geração de energia, acumulação de rejeitos, recreação, entre outros. Do total cadastrado, pelo menos 1.852 têm como uso principal o abastecimento humano.

Conforme designado pela Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico – ANA (2022), apesar de o Brasil ser um dos países com maior disponibilidade de água no mundo, grande parte desse recurso se concentra em regiões onde há menor quantidade de pessoas. Além disso, os efeitos das variações climáticas e a forte demanda por recursos hídricos devido a densidade populacional crescente nos centros urbanos são fatores que tornam o abastecimento nas cidades um grande desafio.

Sendo assim, as barragens de acumulação de água se apresentam como um dos meios que garantem o atendimento às necessidades básicas da população, assegurando o uso do recurso em atividades produtivas e minimizando os riscos associados a secas e cheias, eventos críticos que podem interferir no abastecimento.

Embora obras dessa categoria proporcionem inúmeros benefícios para a sociedade, “impactos ambientais negativos também são associados à construção de barragens. Adicionalmente, embora pequena, a possibilidade de falha de uma barragem é um risco potencial para a população ribeirinha que ocupa o vale a jusante” (LAURIANO, 2009, p. 1). Ainda de acordo com Lauriano (2009), os eventos de ruptura de grandes barragens podem causar danos desastrosos, principalmente quando as mesmas se encontram a montante de regiões urbanizadas.

Com relação aos incidentes que acometem barragens de todos os tipos de utilização, Pereira (2017) cita que, em âmbito mundial, aproximadamente 59% são

causados por fatores geológico-geotécnicos, incluindo problemas variados nas fundações. Outros 23% ocorrem por galgamento das barragens, fenômeno decorrente de cheias excepcionais subavaliadas, e 12% por metodologia de construção deficiente.

Nesse sentido, considerando que mais da metade dos acidentes são ocasionados por condicionantes geológico-geotécnicos, o estudo determinístico de estabilidade com apresentação dos Fatores de Segurança (FS) dos taludes de montante e de jusante das barragens é fundamental para a prevenção de desastres e para a manutenção do meio ambiente, da segurança e da vida.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

Este trabalho teve como objetivo verificar a estabilidade dos taludes de montante e jusante da Barragem Santo Anastácio.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar geotecnicamente e determinar os parâmetros hidráulicos e de resistência ao cisalhamento do solo utilizado como aterro nos taludes da barragem;
- Determinar, por meio de métodos de cálculo de estabilidade de talude, o nível de segurança dos taludes;
- Determinar a interferência da variação do nível de água no fator de segurança que determina a estabilidade dos taludes.

3. REVISÃO DE LITERATURA

3.1. CONCEITOS BÁSICOS

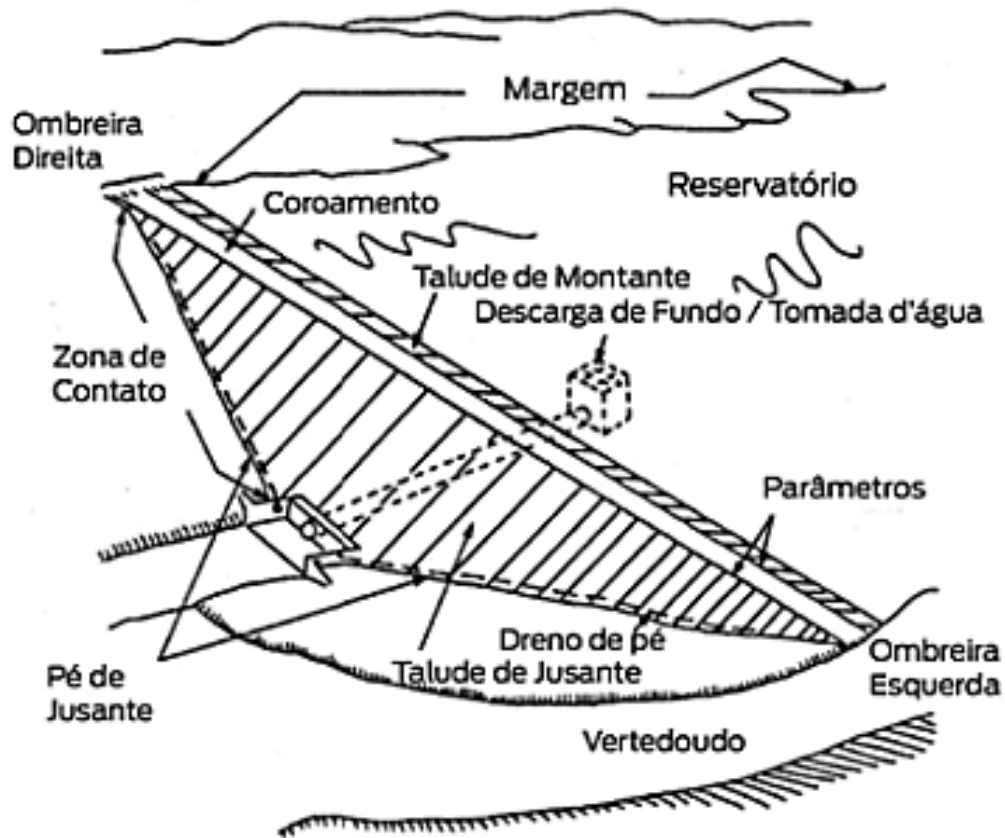
Os “principais componentes de uma barragem são a estrutura de retenção ou barramento, a sua fundação e as ombreiras, a zona vizinha a jusante, as estruturas extravasoras, as estruturas de adução e o reservatório” (ANA, 2016, p. 15).

O barramento pode ser construído a partir de diversos materiais, sendo convencional o uso de terra, enrocamento ou concreto. Essa estrutura de retenção é construída transversalmente ao curso de água e, conjuntamente com a fundação e as ombreiras, é responsável pela retenção da água. Os lados inclinados do barramento são designados por taludes ou paramentos, enquanto o topo da estrutura é denominado de coroamento ou crista da barragem.

O paramento (ou talude) de montante é caracterizado por estar em contato com a água do reservatório, enquanto o lado oposto à água designado por paramento (ou talude) de jusante. A crista (ou coroamento) une transversalmente as duas margens, permitindo o acesso de pessoas e veículos aos componentes da estrutura. Quando houver tráfego de veículos pelo coroamento, o mesmo deve ser protegido por algum tipo de pavimento, de forma a prevenir a ocorrência de erosão e afundamentos. Além disso, é recomendado que a crista possua uma pequena inclinação para o reservatório, de modo a escoar a água das chuvas.

Com relação às zonas das margens que estão em contato direto com o barramento, essas são denominadas de ombreiras, dispostas na margem direita (ombreira direita) e na margem esquerda (ombreira esquerda). Para fins de padronização, a margem direita de uma barragem é definida pela direita de um observador fictício posicionado sobre a crista da barragem, de costas para o reservatório e visando a área a jusante. Analogamente, a margem esquerda será a margem oposta. A Figura 1 apresenta o esquema com os componentes básicos de uma barragem.

Figura 1 – Esquema básico dos componentes de uma barragem.



Fonte: ANA (2016).

3.2. TIPOS DE BARRAGENS

Tendo em vista que o interesse na construção de barragens decorre de demandas muito abrangentes e diferentes entre si, é possível empregar uma gama extensa de materiais no seu processo construtivo. Quanto ao tipo de barragem, é possível discriminar dois grandes grupos: convencionais e não convencionais.

Costa (2012) comenta que as barragens enquadradas no grupo convencional são as mais utilizadas, cujo mecanismo construtivo e de funcionamento é de amplo conhecimento na literatura especializada. As barragens não convencionais, assim como o nome diz, são menos utilizadas, incluindo mecanismos construtivos desenvolvidos recentemente.

Tratando especificamente das barragens do tipo convencional, as mesmas podem ser subdivididas nas seguintes categorias:

3.2.1. Barragens de terra

Fernandes (2020) menciona que a definição de “barragem de terra” (também enquadrada como “barragem de aterro”) é dada costumeiramente àquelas estruturas que possuem finalidade de contenção de água, seja para abastecimento humano, para geração de energia, ou para outros fins. Embora barragens de rejeito também possam ser construídas em aterro (terra ou enrocamento), existe uma distinção sutil em termos técnicos quanto a essa classe, uma vez que barragens em aterro possuem finalidades lucrativas e, na maior parte dos casos, as barragens de rejeito são utilizadas como destino final dos resíduos não aproveitados de um processo industrial.

Massad (2010) menciona que as barragens de terra são as mais utilizadas no Brasil por conta das condições topográficas e disponibilidade de materiais, além de tolerarem fundações mais deformáveis. No seu processo construtivo são utilizados materiais naturais como argila, areia e silte previamente processados. A implementação desse modelo de barragem é adequada, segundo a Eletrobrás (2000), para locais onde a topografia é levemente ondulada, em vales pouco encaixados e em locais onde existam áreas de empréstimo de materiais argilosos/arenosos suficientes para a execução do maciço.

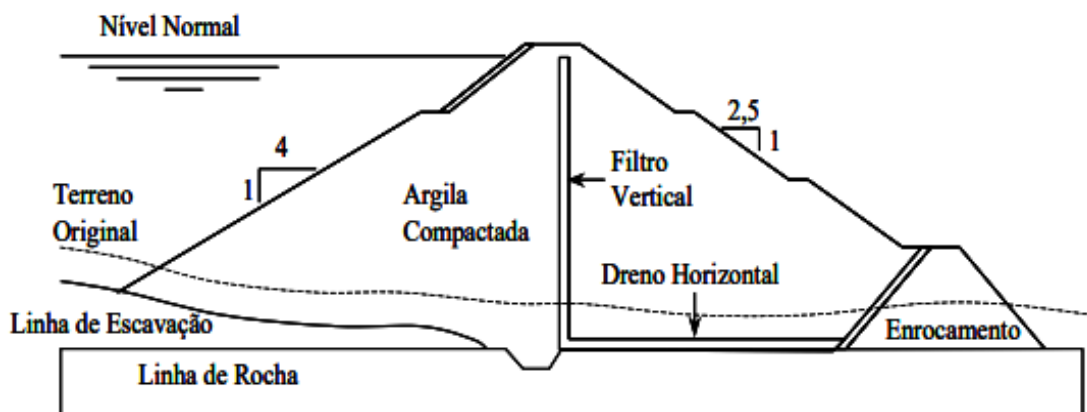
Assis (2003), citado por García (2013), afirma que a escolha pela construção de barragens de terra visa à otimização do arranjo geral do barramento como um todo, de forma que, em grande parte das vezes, soluções economicamente menos favoráveis quando analisadas separadamente são escolhidas, pois apresentam vantagens econômicas dentro do contexto global do aproveitamento.

Pode-se mencionar como um exemplo de solução inviável isoladamente, mas favorável de modo geral, o fato de barragens de terra necessitarem de maiores volumes de material para garantir menos declividade nos taludes, resultando, geralmente, em sua utilização apenas em pequenas e médias alturas. Nesse caso, embora o volume de terra utilizado seja maior, a estabilidade da barragem é favorecida pela menor inclinação dos seus taludes.

Normalmente, as barragens de terra podem ser classificadas de acordo com o tipo seção como:

- **Barragem homogênea:** “quando há predominância de um único material, embora possam ocorrer elementos diversificados como filtros, rip-rap, etc” (COSTA, 2012, p. 24). Cabe mencionar que essa classificação é uma designação simplificada, pois, em condições reais, não é possível construir uma barragem inteiramente homogênea devido a presença dos dispositivos internos de drenagem e de proteção dos taludes. Na Figura 2 está disponível um exemplo de seção de barragem de terra homogênea.

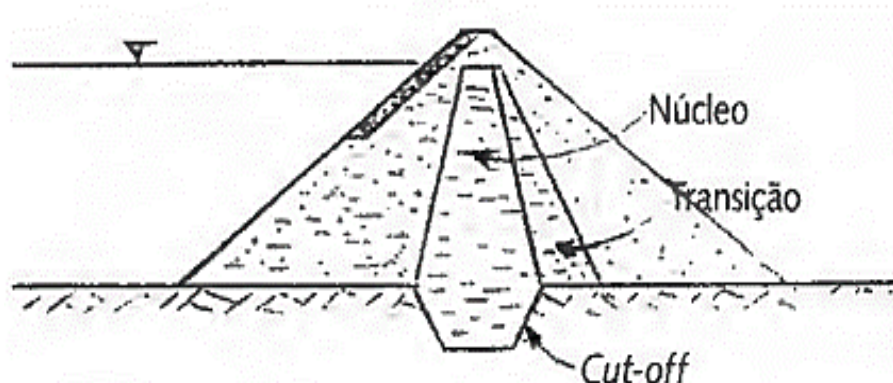
Figura 2 – Exemplo de barragem de terra homogênea.



Fonte: García (2013).

- **Barragem zonada:** “neste tipo de barragem, há um zoneamento de materiais terrosos em função de suas características de materiais e/ou permeabilidade” (COSTA, 2012, p. 24). A Figura 3 indica a seção esquemática de uma barragem de terra zonada.

Figura 3 – Exemplo de barragem de terra zonada.



Fonte: Costa (2012).

De forma geral, a escolha entre construir uma barragem de terra com seção homogênea ou zonada é definida com base nos materiais de construção disponíveis,

nos processos construtivos a serem utilizados, nos materiais que compõem a fundação e nos seus respectivos custos.

Apesar das facilidades e adaptabilidade que barragens de terra conferem a situações adversas, Meirelles *et al.* (2020) menciona que é necessário que a escolha por esse método seja estudada com cautela, uma vez que fatores climáticos afetam fortemente o seu processo construtivo, como em períodos chuvosos, onde as obras de aterro são paralisadas.

3.2.2. Barragens de enrocamento

As barragens de enrocamento, outra vertente das barragens de aterro, podem ser utilizadas, de acordo com a Eletrobrás (2000), em locais onde o capeamento do solo é pouco espesso, em função do balanceamento de materiais.

Nessas barragens, “o aterro é realizado com fragmentos de rocha ou cascalho, compactado em camadas. Devem possuir uma zona impermeável, formada por solos e filtros de materiais granular” (MEIRELLES *et al.*, 2020, p. 15). Assim como ocorre com as barragens de terra, as barragens de enrocamento podem ser subdivididas em:

- **Barragem com núcleo impermeável:** nesse método construtivo, “o material rochoso é predominante e a vedação da água é feita por meio de um núcleo argiloso, separado do enrocamento por zonas de transição, para evitar o carreamento do material fino para o interior do enrocamento” (COSTA, 2012, p. 24). Esse núcleo argiloso pode, ainda, ser posicionado no centro da barragem (Figura 4) ou inclinado para a montante (Figura 5).

Figura 4 – Exemplo de barragem de enrocamento com núcleo central.

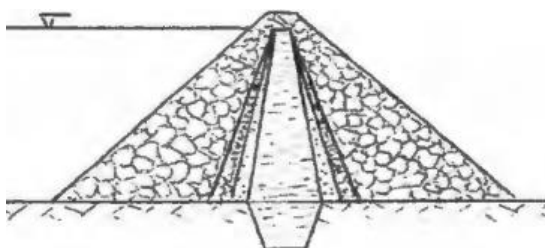
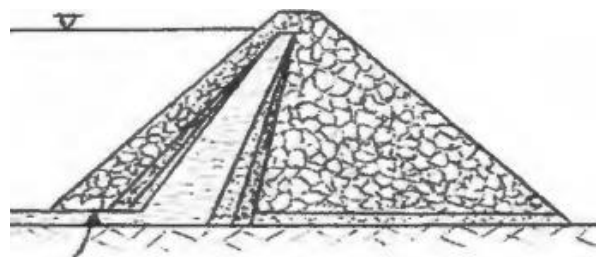


Figura 5 – Exemplo de barragem de enrocamento com núcleo inclinado.



Fonte: Costa (2012).

- **Barragem com face impermeável:** nesse caso, “a vedação da água é garantida pela impermeabilização da face de montante da barragem” (COSTA, 2012, p. 25). Essa impermeabilização pode ser feita através de uma camada de asfalto, por uma placa de concreto ou por uma chapa de aço.

Figura 6 – Exemplo de barragem de enrocamento face de concreto.

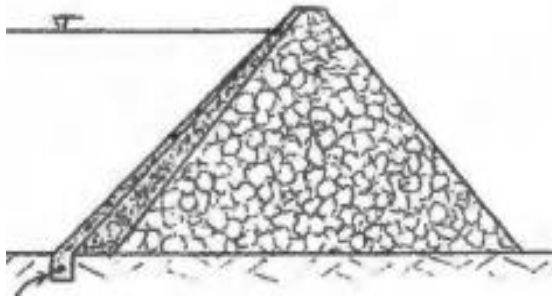
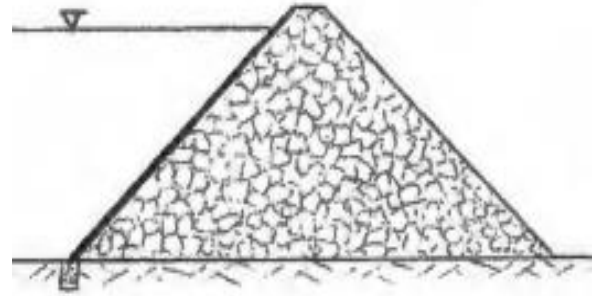


Figura 7 – Exemplo de barragem de enrocamento com chapa de aço.



Fonte: Costa (2012).

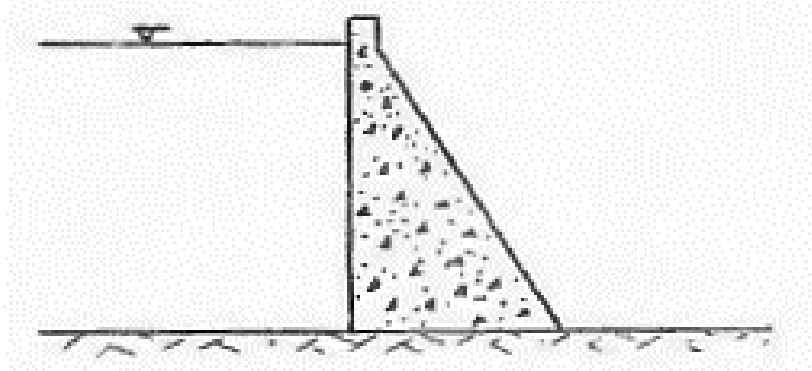
3.2.3. Barragens de concreto

Fernandes (2020) define as barragens de concreto se assemelham as barragens de terra quanto a sua principal finalidade: são, geralmente, destinadas à acumulação de água. As diretrizes propostas pela Eletrobrás (2000) recomendam que essa categoria de barragem seja utilizada em vales estreitos, muito encaixados, em maciço rochoso pouco fraturado e com boas condições de fundação.

As barragens de concreto podem ser divididas em:

- **Barragem de gravidade:** para esse processo construtivo, Fernandes (2020) determina que o peso próprio da estrutura deve resistir ao momento atuante, nesse caso, a força hidrostática da água no paramento de montante. Costa (2012) ainda caracteriza barragens de gravidade como barragens maciças, com pouca armação, cuja estrutura trabalha apenas à compressão. Seu traçado pode ser feito de forma retilínea ou em curva. A Figura 8 apresenta a seção esquemática de uma barragem de gravidade.

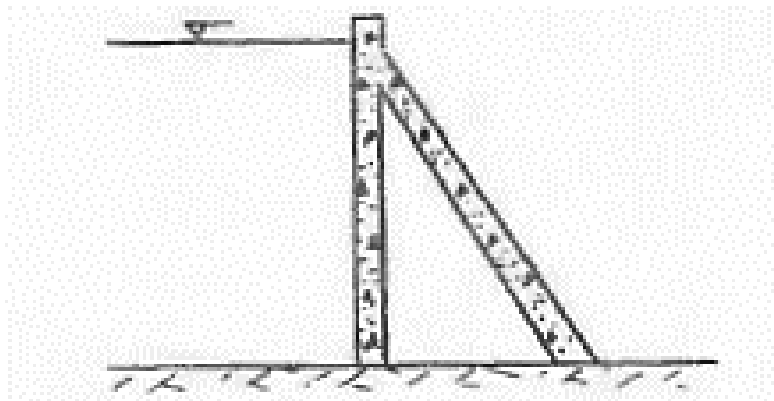
Figura 8 – Exemplo de barragem de concreto de gravidade.



Fonte: Costa (2012).

- **Barragem de gravidade aliviada:** como uma variação da barragem de gravidade convencional, esse modelo se trata de uma estrutura mais leve, com seção vazada, no intuito de provocar menores pressões na fundação e/ou economizar material. Costa (2012) comenta que esse tipo de barragem recebe também esforços de tração, de forma que é necessário aumentar o uso de armação. A Figura 9 exemplifica a sua seção típica.

Figura 9 – Exemplo de barragem de concreto de gravidade aliviada.

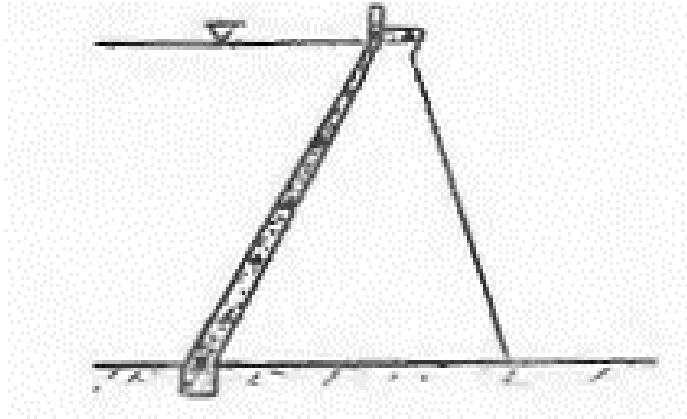


Fonte: Costa (2012).

- **Barragem de concreto em contraforte:** Para as barragens em contraforte, “a subpressão é aliviada para a menor base da estrutura, fazendo com que a força hidrostática sobre o paramento de montante seja perfeitamente equilibrada. Em contrapartida, os esforços de compressão aumentam” (FERNANDES, 2020, p. 30). Costa (2012) indica que esse método de assemelha à barragem de gravidade aliviada, porém é ainda mais leve, sendo, entre os três métodos

citados, a que apresenta melhor volume de concreto. Na Figura 10 está apresentada a seção de uma barragem de concreto em contraforte.

Figura 10 – Exemplo de barragem de concreto em contraforte.



Fonte: Costa (2012).

3.2.4. Barragens mistas

As barragens também podem ser classificadas como “mistas” quanto a sua seção ou quanto ao seu traçado. Costa (2012) comenta que as barragens de seção mista são constituídas por diferentes materiais, enquanto barragens com traçado misto apresentam traçados distintos em diferentes trechos da obra (ora retilíneo, ora em curva).

Massad (2010) afirma que barragens mistas de terra e enrocamento são mais estáveis que barragens de terra, uma vez que o ângulo de atrito das pedras do enrocamento é elevado, garantindo a estabilidade dos taludes mesmo em casos de inclinações elevadas. Barragens de enrocamento com núcleo argiloso se enquadram também na categoria de barragens mistas.

3.3. HISTÓRIA DAS BARRAGENS

Sandroni e Guidicini (2021) registraram que as barragens de terra e enrocamento têm suas origens na Antiguidade, sendo que os barramentos mais antigos que se tem conhecimento datam de cerca de 4000 a.C., no Oriente Médio.

Muitos povos da Antiguidade construíram barragens, com destaque para a Índia, a China e o Sri Lanka, onde a ampla maioria dessas barragens eram de peso,

compostas por paredes de blocos de pedra apoiadas em rocha, as quais podiam ser galgadas durante os períodos de cheia. Todavia, embora as barragens de pedra fossem maioria nos tempos remotos, existem registros de algumas barragens com partes em terra, como a barragem de Kafara, localizada em Jawa, na Jordânia, construída há aproximadamente 3000 a.C.

Massad (2010) aponta para um início, há 6,8 mil anos atrás, aonde as barragens de terra eram “homogêneas”, com o seu material construtivo transportado manualmente e compactado por pisoteamento, tanto por homens, quanto por animais. Andando um pouco à frente na linha do tempo, registros históricos mostram que:

As barragens de terra antigas da região de Sri Lanka eram homogêneas e tinham pequena altura. Uma notável exceção é a barragem de Paskanda, cuja primeira etapa, construída em 300 a.C., possuía a impressionante (para a época) altura de 17 m. Em seu terceiro alteamento, em 460 d.C., chegou a uma altura de 34 m, sem precedentes e não igualada nos 1.200 anos seguintes (SANDRONI e GUIDICINI, 2021, p. 8).

Na mesma época, os romanos utilizaram terra como contraforte de jusante em várias barragens, a exemplo da barragem Prosperina, na Espanha, datada de 300 a. C. e em operação até os dias atuais. Os romanos usaram, ainda, contrafortes na parede de montante de outras barragens, como a de Alcantarilla, também na Espanha, a qual não obteve o mesmo sucesso de Prosperina, rompendo por insuficiência desses contrafortes após ser galgada e erodida na parte central. Com a repentina descida de nível do reservatório, o empuxo da terra de jusante derrubou a parede para a montante.

Sandroni e Guidicini (2021) relatam que os povos pré-colombianos da América Central se destacaram como grandes construtores de barragens, e no período entre os anos de 300 e 1800, as civilizações de Bizâncio e Pérsia, os mulçumanos e os espanhóis se consolidaram na construção das barragens de alvenaria, sendo que é somente a partir do fim do século XIX que a engenharia civil de barragens começa a tomar forma como nos moldes atuais.

Em 1820, segundo Massad (2010), Telford introduziu o uso de núcleos de argila para garantir a estanqueidade das barragens, enquanto o uso de enrocamento foi iniciado por volta 1850, na Califórnia, devido a carência de material terroso à disposição. Nessa época, os blocos de rocha eram simplesmente empilhados, sem nenhuma compactação, o que gerou recalques bruscos em diversas barragens após

o seu primeiro enchimento. A compactação mecânica só foi iniciada por volta do século XX, antes ainda da Mecânica dos Solos estabelecer bases científicas.

Albuquerque e Garcia (2022) enfatizam que nesse contexto relacionado às dificuldades existentes para lidar com o solo, surgiu a mecânica dos solos criada por Karl Terzaghi, a qual proporcionou diversos avanços nos estudos e entendimentos sobre o comportamento dos solos, principalmente no que se diz respeito ao processo de deformação por adensamento. Entre os princípios gerais de projeto a serem atendidos na construção das barragens atualmente, Cruz (2004) cita o princípio do controle de fluxo, o princípio da estabilidade e o princípio da compatibilidade das deformações, todos relacionados à mecânica dos solos de Terzaghi.

Atualmente, a construção e a operação de barragens no Brasil são regulamentadas por leis federais, normas técnicas e resoluções estaduais/locais que fixam os critérios mínimos a serem atendidos para garantir a segurança e a funcionalidade da estrutura. Existem, ainda, diretrizes orientativas para a elaboração de projetos e construção de barragens dado o seu uso principal, fornecidas por entidades públicas como a Agência Nacional de Águas – ANA, a Agência Nacional de Mineração – ANM e a Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL, e por empresas do setor energético, como a ELETROBRÁS.

3.4. PANORAMA DA SEGURANÇA DE BARRAGENS NO BRASIL

Por quase um século, o International Commission on Large Dams – ICOLD (Comissão Internacional de Grandes Barragens - CIGB) tem tornado a Segurança de Barragens um de seus principais compromissos organizacionais.

Antes da criação da ICOLD (CIGB) em 1928, o conhecimento sobre segurança de barragens não era uniforme, enquanto que a necessidade de construir infraestrutura para acumular água era muito alta e crescente. Por isso, tornou-se prioritário para a ICOLD (CIGB) disseminar a compreensão sobre projeto e operação de barragens, com base na experiência da comunidade global de engenharia de barragens (COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB, 2020, p. 6).

Fernandes (2020), por sua vez, comenta que o cenário de ruptura de barragens em âmbito mundial tem se tornado mais frequente do que o esperado, ocorrendo uma média de dois eventos de falha por ano. A falta de compromisso da alta administração

das empresas, perceptível pela implementação de procedimentos de gestão inadequados, é um dos fatores que fomenta a ocorrência de novos acidentes.

Para as barragens de rejeitos, o cenário costuma ser ainda pior, visto que a manutenção de barragens para a acumulação dos resíduos gera gastos ao invés de lucros. A tendência, nesse caso, é que uma vez que não existe retorno financeiro, os custos com manutenção sejam reduzidos ao mínimo, refletindo na diminuição de equipes e investimentos em monitoramento e segurança. Considerando todos os tipos de rupturas, em 2014 o Brasil ocupava o oitavo lugar nos casos de rupturas muito graves de barragens de rejeitos, subindo para o quinto lugar em 2016 ao contabilizar no novo levantamento a ruptura ocorrida na Barragem de Fundão.

A escassez de informações e de documentação sobre acidentes no Brasil também reflete uma das causas pelo qual o número de incidentes em barragens continua ocorrendo. Mello, Sandroni e Guidicini (2021) discorrem que muitas barragens de pequeno e médio porte foram implantadas sem registros de projeto, sendo muitas vezes desprovidas de planos e procedimentos de operação e manutenção.

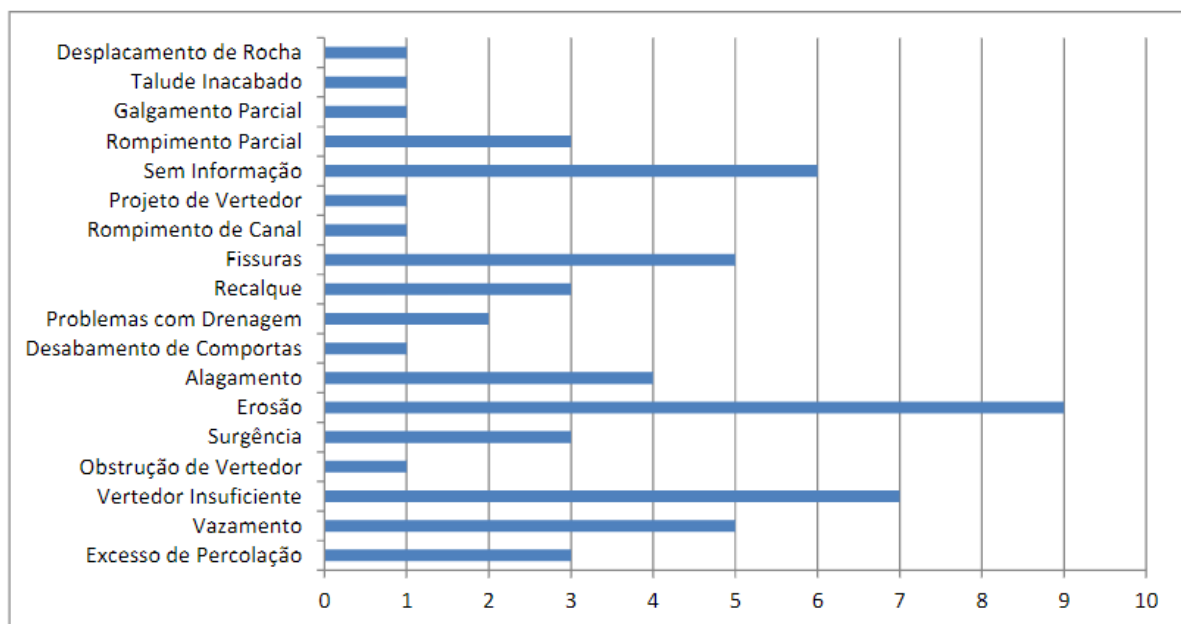
Historicamente, a falta de documentação sobre acidentes é comprovada estatisticamente por um levantamento que indica que “para um total aproximado de 700 grandes barragens construídas até 1990, registraram-se pouco mais de 10 acidentes” (MELLO; SANDRONI; GUIDICINI; 2021 p. 29). Esses acidentes, em sua maioria, dizem respeito a casos emblemáticos que não passariam despercebidos pela mídia e não refletem a situação real da segurança de barragens no país, visto que ocorrem inúmeros acidentes concentrados em reservatórios pequenos, em períodos chuvosos, os quais geralmente possuem características de desastre, mas não são noticiados por não afetarem regiões com grande densidade populacional. Nota-se, ainda, que na maioria dos casos de acidentes e incidentes que afetam anualmente as barragens do Brasil, os registros são divulgados por cobertura jornalística e, em seguida, esquecidos, sendo apenas a minoria dos casos (aqueles de maior repercussão) objeto de estudos e investigações aprofundadas.

Baseado nos dados disponíveis nos Relatórios de Segurança de Barragens da ANA para o período entre os anos de 2011 a 2018, Silva *et al.* (2021) identifica um total de 85 eventos adversos entre as barragens cadastradas, e menciona que a

quantidade de eventos citados pelos relatórios anuais ainda é pequena frente ao total de barragens existentes enquadradas na Política Nacional de Segurança de Barragens.

Silva *et al.* (2021) mostram em seu estudo que as regiões sudeste e nordeste são as que mais contribuem para os casos reportados, sendo que, entre os tipos de incidentes registrados, os casos de erosão são os mais comuns. A Figura 11 apresenta a quantidade dos diversos tipos de incidentes registrados.

Figura 11 – Tipos de incidentes registrados no período 2011-2018.



Fonte: Silva *et al.* (2021).

Silva *et al.* (2021) destacam também a grande ocorrência de eventos adversos ocorridos em barragens de terra frente às demais (58%), material frequentemente associado a barragens de pequeno porte, nas quais as ações de manutenção e fiscalização são mais deficientes.

Com a finalidade de promover o gerenciamento da segurança de barragens e o fomento da cultura de gestão de riscos, o Brasil dispõe de uma legislação que, ainda que seja recente em relação a outros países como a Inglaterra e os Estados Unidos da América é tida como um avanço para a área de barragens no país. Atualmente, “o sistema legislativo referente à Segurança de Barragens no Brasil é constituído pelas leis elaboradas pelo Congresso Nacional e sancionadas pela Presidência da República” (FERNANDES, 2020, p. 35).

“As leis nacionais são uma referência para os órgãos fiscalizadores, como no caso da ANM e da Fundação Estadual do Meio Ambiente – FEAM, no que diz respeito a normatização do gerenciamento de disposição de rejeitos e acumulação de água” (FERNANDES, 2020, p. 35). Destaca-se que a FEAM só possui abrangência para o estado de Minas Gerais.

As Deliberações Normativas do Conselho Estadual de Política Ambiental – COPAM vigoram de forma regional, sendo aplicáveis a FEAM na regulação da disposição de rejeitos, ao passo que as Resoluções do Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH têm abrangência nacional, sendo aplicadas conjuntamente com as Leis Nacionais para águas e rejeitos.

Existem, ainda, as portarias do extinto Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM e Resoluções ANM, que regulam em âmbito nacional as barragens de rejeitos. Para as barragens de acumulação de água, as Deliberações Normativas da ANEEL e da ANA vigoram também em escala nacional.

A seguir, serão apresentadas de forma resumida as leis, normativas e diretrizes que tangem a questão da Segurança de Barragens no Brasil, especialmente para as barragens destinadas à acumulação de água, independentemente da sua finalidade de uso.

3.4.1. Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB)

Como consequência da evolução legislativa, foi criada a Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010, alterada pela Lei nº 14.066 de 30 de setembro de 2020, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), destinada a barragens de acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais.

De acordo com a legislação, a segurança da barragem é responsabilidade do empreendedor, enquanto a responsabilidade pela fiscalização é dividida entre quatro grupos, de acordo com a finalidade da barragem. São eles:

- i. Barragens para geração de energia: Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL);

- ii. Barragens para contenção de rejeitos minerais: Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM);
- iii. Barragens para contenção de rejeitos industriais: Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (Ibama) ou órgãos ambientais estaduais, a depender da emissão da Licença Ambiental; e
- iv. Barragens de usos múltiplos: Agência Nacional de Águas (ANA) ou de órgãos gestores estaduais de recursos hídricos.

O documento estabelece que a segurança de uma barragem deve ser considerada em suas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e vertimento, operação, desativação e de usos futuros, sendo partes integrantes da PNSB:

- i. O sistema de classificação de barragens por categoria de risco e por dano potencial associado;
- ii. O Plano de Segurança de Barragem (PSB), incluindo o Plano de Ação de Emergência (PAE);
- iii. O Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB);
- iv. O Sistema Nacional de Informações sobre o Meio Ambiente (SINIMA);
- v. O Cadastro Técnico Federal de Atividades e Instrumentos de Defesa Ambiental;
- vi. O Cadastro Técnico Federal de Atividades Potencialmente Poluidoras ou Utilizadoras de Recursos Ambientais;
- vii. O Relatório de Segurança de Barragens;
- viii. O Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH);
- ix. O monitoramento das barragens e dos recursos hídricos em sua área de influência;
- x. Os guias de boas práticas em segurança de barragens.

Inserem-se na PNSB barragens que apresentem ao menos uma das seguintes características:

- i. Altura do maciço, contada do ponto mais baixo da fundação até a crista, maior ou igual a 15 m;
- ii. Capacidade total do reservatório maior ou igual a 3 milhões de m³;

- iii. Reservatório que contenha resíduos perigosos conforme normas técnicas aplicáveis;
- iv. Categoria de dano potencial associado médio ou alto, em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas;
- v. Categoria de risco alto, a critério do órgão fiscalizador.

3.4.2. Regulamentações e aperfeiçoamentos da Lei nº 12.334

Estabelecida a PNSB, os órgãos reguladores ficaram responsáveis por elaborar regulamentações que detalhassem alguns artigos da referida lei. Entre essas regulamentações, se destacam:

- **Resolução ANA nº 742/2011:** Com base no Art. 9º da Lei nº 12.334, estabelece a periodicidade, qualificação da equipe responsável, conteúdo mínimo e nível de detalhamento das inspeções de segurança regular de barragem;
- **Resolução ANA nº 91/2012:** Com base nos artigos 8º, 10º e 19º da Lei nº 12.334, estabelece a periodicidade de atualização, qualificação dos responsáveis técnicos, conteúdo mínimo e nível de detalhamento do Plano de Segurança de Barragem (PSB) e da Revisão Periódica de Segurança de Barragem (RPSB);
- **Resoluções CNRH nº 143 e nº144 de 2012:** Com base nos artigos 7º e 20º da Lei nº 12.334/2010, define parâmetros como os critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e volume, e diretrizes para a implementação da PNSB, aplicação de seus instrumentos e atuação do SNISB;
- **Resolução Normativa ANEEL nº 696/2015:** Estabelece regras para a definição de critérios de classificação, formulação do Plano de Segurança e do PAE, realização de inspeções de segurança regular e especial, e a realização da Revisão Periódica de Segurança para barragens de geração de energia elétrica;
- **Resolução ANA nº 236/2017:** Substitui as resoluções 742/2011 e 91/2012 e determina o padrão das fichas de inspeção, extratos de inspeção e relatórios de inspeção regulares.

3.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTUDOS DE ESTABILIDADE

“O projeto de uma barragem de terra deve pautar-se por dois princípios básicos: segurança e economia. Este último inclui os custos de manutenção da obra, durante a sua vida útil” (MASSAD, 2010, p. 185). Para o autor, a segurança da barragem é o princípio preponderante, sendo que um dos critérios a serem garantidos para a preservação de vidas humanas, bens comunitários e individuais, é a estabilidade quanto à ruptura dos taludes de montante de jusante.

Cruz (2004) instaurou que a verificação das análises de estabilidade deve estabelecer os mecanismos potenciais de ruptura, os quais devem ser analisados separadamente ou em uma combinação de superfícies a serem pesquisadas, podendo-se recorrer a programas computacionais para efetuar os cálculos, desde que as hipóteses analisadas sejam cuidadosamente verificadas para cada caso.

Fernandes (2022a) tem ideia semelhante a de Cruz (2004), onde a autora cita que um dos cenários críticos a ser considerado para a estabilidade de barragens é a ruptura dos taludes de montante e jusante em termos de estabilidade global e local das estruturas. Na estabilidade global, considera-se a atuação de todos os elementos que compõem o barramento, levando em conta a criticidade das variáveis. A estrutura precisa ser segura ao tombamento e ao deslizamento, em qualquer plano ou combinação dos planos, na base ou na fundação. Na estabilidade local, um conjunto menor de fatores pode ser considerado, sendo possível verificar rupturas menores, localizadas, que podem progredir para cenários de instabilidade global.

Ainda, é preciso considerar os parâmetros de entrada e características dos vários materiais envolvidos, sendo necessário avaliar três casos de solicitações: período construtivo, operação e rebaixamento do reservatório. Como a condição de operação é a que prevalece durante a vida útil da barragem, “é desejável que as exigências de segurança se fixem nesta condição. As duas outras condições devem ser verificadas, mas na medida do possível, não devem resultar em modificações na seção da barragem” (CRUZ, 2004, p. 100)

De acordo com as Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas da Eletrobrás (2000), para barragens com altura inferior a 10 m, a

estabilidade dos taludes pode ser garantida através da inclinação dos taludes, caracterizada por um coeficiente de inclinação “m” que indica quantas vezes a projeção horizontal é maior que a vertical. Esse coeficiente possui valores usuais tabelados para casos em que o material da fundação não condiciona a estabilidade do talude, ou seja, quando o material da fundação é mais resistente que o material do maciço compactado.

Para barragens com altura maior que 10 m, esses coeficientes ainda podem ser utilizados, no entanto, a estabilidade dos taludes deve ser verificada para os casos correntes de carregamento descritos por Cruz (2004): final de construção, operação normal e esvaziamento rápido. O documento sugere, ainda, que seja utilizada a metodologia de cálculo do US Army Corps of Engineers – USACE, descrita no Manual EM 1110-2-1902 – April 1970 – Stability of Earth and Rockfill Dams.

Segundo uma versão mais atualizada do Manual EM 1110-2-1902, denominado "Slope Stability", de outubro de 2003, fica designada as seguintes etapas para a realização dos estudos de estabilidade:

- i. Investigar amostras de fundação e de áreas de empréstimo;
- ii. Caracterizar a resistência do solo. Isso envolve testar amostras representativas conforme descrito, de forma que a seleção de amostras para testes requer muito cuidado;
- iii. Estabelecer a seção transversal 2D, incluindo as geometrias de superfície e subsuperfície limites entre os diferentes materiais;
- iv. Estabelecer as condições de percolação e águas subterrâneas na seção transversal conforme medido ou previsto para as condições de carga de projeto;
- v. Estabelecer as condições de carregamento da análise;
- vi. Selecionar as superfícies de deslizamento e calcular o fator de segurança utilizando o método de Spencer, ou, em casos adequados, o método de Bishop Simplificado ou o método de equilíbrio de forças;
- vii. Repetir o passo “vi” até que a superfície de deslizamento crítica (superfície que apresenta o menor fator de segurança) tenha sido localizada, ou seja, que representa o mecanismo de falha mais provável;

As etapas vi e vii são automatizadas na maioria dos programas de computador de estabilidade de taludes, mas vários pontos de partida e critérios de busca diferentes devem ser usados para garantir que a superfície de deslizamento crítica foi localizada com precisão (USACE, 2003, p. 1-5).

- viii. Comparar o fator de segurança calculado com critérios baseados em experiência.

Em concordância com o item vi do manual da USACE (2003), Cruz (2004) e Fernandes (2022a) também estabelecem como critério inicial em suas obras que as análises de estabilidade sejam realizadas com base nos métodos de equilíbrio limite, podendo-se escolher entre as metodologias de Bishop Simplificado, Spencer, Janbu, Morgenstern e Price, ou outro equivalente e compatível com o mecanismo de ruptura previsto.

3.6. ESTABILIDADE DE TALUDES

“Talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada de um maciço de solo ou rocha. Ele pode ser natural, também denominado encosta, ou construído pelo homem, como, por exemplo, os aterros e cortes” (GERSCOVICH, 2016, p. 11). Dada a relevância de se determinar a estabilidade dos taludes de montante e jusante em barragens, a mecânica dos solos define alguns conceitos básicos que embasam os estudos de estabilidade.

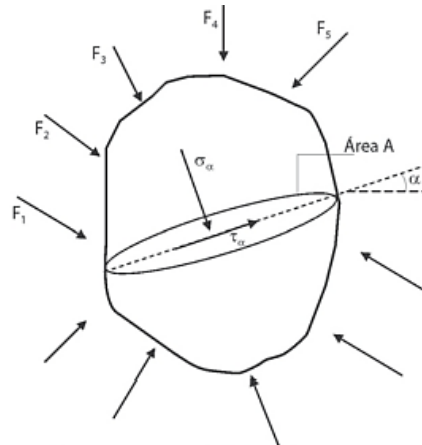
3.6.1. Tensões

De acordo com Pinto (2006), a aplicação da mecânica dos solos deformáveis aos solos parte do conceito de tensões, considerando que os solos são constituídos de partículas, e que todas as forças aplicadas são transmitidas de partícula a partícula, além das que são suportados pela água presente nos vazios. No caso de partículas maiores, como os grãos de siltes e areias, a transmissão das forças se dá pelo contato direto de mineral a mineral, enquanto que no caso de partículas pequenas, como os grãos de argila, sendo elas em número muito grande, a transmissão de esforços pode ocorrer através da água quimicamente adsorvida, dado que as forças em cada contato são muito pequenas.

Gerscovich (2016) comenta que qualquer ponto no interior da massa de solo está sujeito a esforços, devidos ao peso próprio ou aos gerados pela ação de forças externas. Pinto (2006) cita que as tensões devidas ao peso têm valores consideráveis, e não podem ser desconsideradas, enquanto para Fiori (2015), as forças externas importantes a serem consideradas são denominadas forças superficiais, pois atuam em superfícies de contato entre partes adjacentes de um sistema de solo ou rocha.

Todos esses esforços podem ser representados pela sua componente resultante atuante na direção normal (R_α) e tangencial (T_α), que definem, respectivamente, os estados de tensão normal (σ_α) e de tensão cisalhante (τ_α), como indicado na Figura 12.

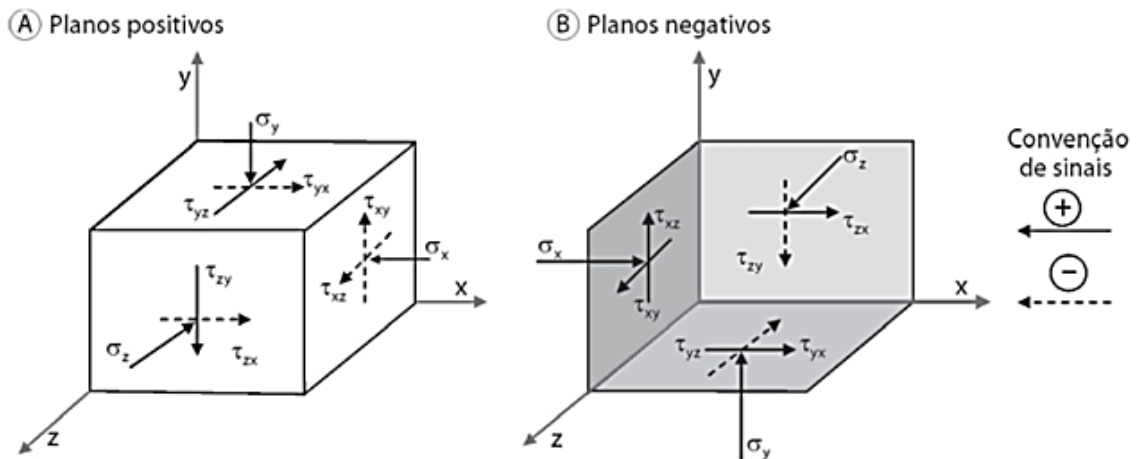
Figura 12 – Tensões em um ponto P do plano α .



Fonte: Gerscovich (2016).

Ampliando esse conceito para um sistema tridimensional, Gerscovich (2016) indica que as componentes de tensão passam a ser definidas em nove parcelas, como apresentado na Figura 13.

Figura 13 – Componentes da tensão no sistema tridimensional.

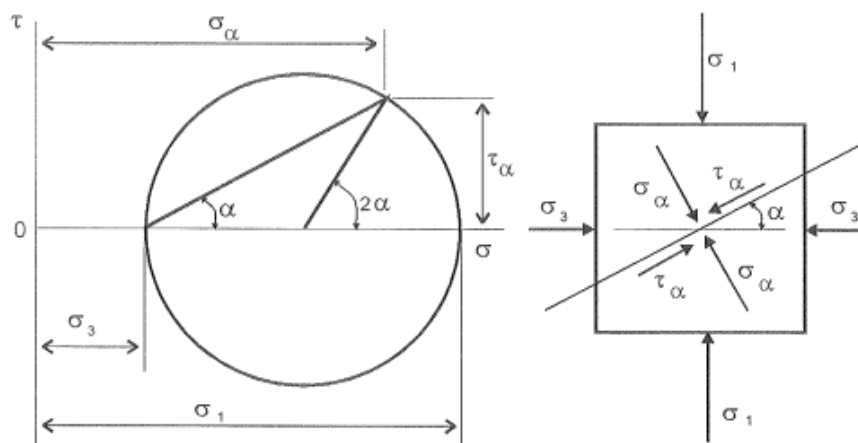


Fonte: Gerscovich (2016).

Como colocado por Fiori (2015), ao se analisar as tensões atuando em uma superfície inclinada em relação aos eixos principais, é possível utilizar o Círculo de Mohr para a determinação das tensões triaxiais.

Pinto (2006) e Gerscovich (2016) apresentam em suas obras o Círculo de Mohr como sendo um método de solução gráfica, onde o estado de tensões atuantes em todos os planos que passam por um ponto é representado num sistema de coordenadas, adotando que as tensões normais são representadas no eixo das abscissas e as tensões cisalhantes no eixo das ordenadas, como representado na Figura 14.

Figura 14–Determinação das tensões num plano genérico pelo Círculo de Mohr.



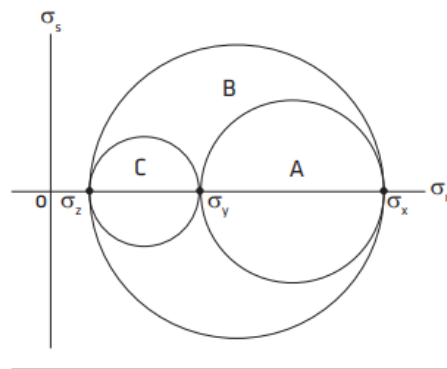
Fonte: Pinto (2006).

O Círculo de Mohr pode ser “facilmente construído quando são conhecidas as duas tensões principais ou as tensões normais e de cisalhamento em dois planos quaisquer” (PINTO, 2006, p. 245). “A grande vantagem do uso desse conceito é que,

uma vez definida a posição do pólo, é possível determinar não só todos os estados de tensão em um determinado ponto, como também os planos em que atuam” (GERSCOVICH, 2016, p. 40).

Uma forma mais visual de se enxergar o método de definição das tensões através do Círculo de Mohr na prática é definida por Fiori (2015) na Figura 15, em que os raios dos três círculos representam as tensões máximas de cisalhamento para cada plano, enquanto a tensão máxima absoluta é definida pelo raio do círculo maior.

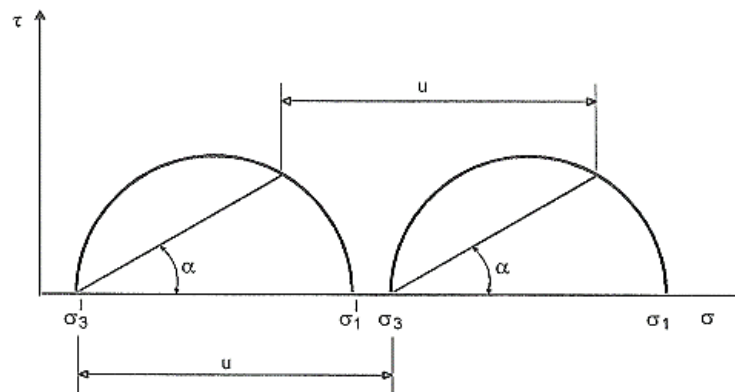
Figura 15 – Círculo de Mohr para tensões triaxiais.



Fonte: Fiori (2015).

Ainda, o estado de tensões pode ser dado tanto em termos de tensões totais quanto em termos de tensões efetivas. Pinto (2006) mostra que, considerando as tensões principais σ_1 e σ_3 e a pressão neutra u em um solo, é possível construir os dois círculos apresentados pela Figura 16.

Figura 16 – Efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo.



Fonte: Pinto (2006).

Pinto (2006) observa que o círculo de tensões efetivas aparece deslocado para a esquerda, em relação ao círculo de tensões totais, o mesmo valor que a pressão neutra. Esse comportamento se dá pelo fato de a pressão neutra atuar hidrostáticamente, reduzindo em um valor igual ao seu as tensões normais em todos

os planos. Analogamente, no caso de pressões neutras negativas, o deslocamento é dado para a direita. Com relação às tensões cisalhantes, essas são independentes da pressão neutra em qualquer plano, visto que a água não transmite esforços de cisalhamento.

Cruz (2004) aponta que a “Shear Strength Conference”, realizada no Colorado em 1960, consagrou o uso da pressão efetiva nos cálculos de estabilidade de barragens, embora no caso de argilas moles, o cálculo ainda seja feito em termos de tensões totais.

3.6.2. Deformações

De acordo com Gerscovich (2016), as deformações em um elemento podem ser causadas por variações tanto nas tensões normais quanto nas tensões cisalhantes. As deformações geradas por tensões normais ocasionam em uma deformação volumétrica, enquanto as deformações originadas por tensões cisalhantes acarretam uma distorção angular.

Na construção de barragens de aterro, é de grande interesse determinar as deformações devidas a carregamentos verticais, ou seja, os recalques nos aterros construídos sobre os terrenos. “Essas deformações podem ser de dois tipos: as que ocorrem rapidamente após a construção e as que se desenvolvem lentamente após a aplicação das cargas” (PINTO, 2006, p. 173). O autor ainda observa que as deformações rápidas costumam ocorrer em solos arenosos ou solos argilosos não saturados, enquanto as deformações lentas acontecem em solos argilosos saturados, visto que é necessário que a água saia dos vazios do solo para que a deformação se desenvolva.

O comportamento dos solos quanto às deformações por carregamentos verticais está diretamente ligado à constituição do solo e o estado em que o mesmo se encontra. Cruz (2004) menciona que a sucção (pressão negativa) nos solos desempenha um papel significativo com relação à deformabilidade, pois diversos solos porosos e colapsíveis são capazes de suportar tensões verticais elevadas, com uma deformação muito pequena, e ao serem submersos em água, colapsam quase instantaneamente.

A determinação da deformabilidade dos solos é costumeiramente realizada através de dois ensaios principais: os ensaios de compressão axial e ensaios de compressão edométrica.

É interessante observar que no caso dos solos, a relação tensão x deformação não é linear, sendo que o módulo de Young (E) varia em função do nível de tensão e da trajetória de tensões aplicadas no ensaio. Entretanto, “apesar do comportamento não linear da curva $\sigma \times \varepsilon$, muitos métodos de dimensionamento adotam como hipótese simplificadora o modelo linear elástico” (GERSCOVICH, 2016, p. 45).

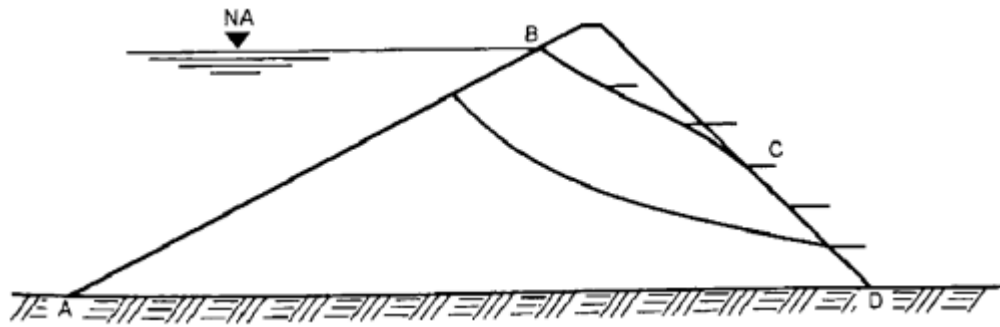
3.6.3. Fluxo de água

Para Cruz (2004), o controle de fluxo de água pelas ombreiras, maciço e fundação de uma barragem é um dos elementos principais com relação à segurança e estabilidade da estrutura, visto que as estatísticas mostram que a causa majoritária para a ocorrência de acidentes e rupturas em barragens é a falta de um sistema eficiente de controle de fluxo.

Com relação à percolação de água em obras de terra, Massad (2010) adota as mesmas duas hipóteses estabelecidas por Pinto (2000), as quais indicam, respectivamente, que a estrutura do solo é rígida, não havendo deformações nem carreamento de partículas durante o fluxo, e que é válida a Lei de Darcy, de forma que o fluxo é laminar.

“Em problemas de percolação, é necessária a determinação, a priori, das linhas-limite ou condições de contorno” (MASSAD, 2010, p. 15). A Figura 17 indica o comportamento das linhas de fluxo em uma barragem de terra, onde AD e BC são linhas de fluxo-limite.

Figura 17 – Linha de fluxo em um maciço de terra.



Fonte: Massad (2010).

Massad (2010) ainda estabelece que a linha BC também pode ser conhecida como linha de saturação, visto que ela separa a parte saturada da não saturada no maciço. Além disso, ela também se comporta como linha freática, de modo que a pressão neutra (u) ao longo dela é nula. Ao longo das linhas BC e CD, tem-se que $H = z$, ou seja, a carga é exclusivamente altimétrica. Baseando-se em tais condições de contorno, pode-se definir que a rede de fluxo é única.

“A permeabilidade de um meio poroso pode ser interpretada como a facilidade (ou a dificuldade) que o meio oferece à passagem de um fluido pelos seus poros ou vazios” (CRUZ, 2004, p. 258). Cruz (2004) ainda diferencia os conceitos de “permeabilidade” e “condutividade”, onde o primeiro termo é referente ao fluxo que ocorre em um meio poroso, enquanto o segundo é designado aos meios confinados. Entretanto, o autor cita que embora exista essa diferença conceitual, o termo “condutividade hidráulica” tem sido usado para ambos os meios.

Como colocado por Pinto (2006), os coeficientes de permeabilidade são menores em solos com menores índices de vazios e nos quais as apresentam menores tamanhos de partículas. Alguns valores típicos do coeficiente de permeabilidade são usualmente adotados, como indicado pela Figura 18.

Figura 18 – Valores típicos do coeficiente de permeabilidade para alguns solos.

argilas	$< 10^{-9}$ m/s
siltos	10^{-6} a 10^{-9} m/s
areias argilosas	10^{-7} m/s
areias finas	10^{-5} m/s
areias médias	10^{-4} m/s
areias grossas	10^{-3} m/s

Fonte: Pinto (2006).

ANA (2016) determina que a percolação se torna um problema e pode ser vista como uma anomalia quando, através do fluxo interno de água, passa a acontecer um arrastamento dos materiais do aterro ou da fundação, gerando fenômenos de erosão interna (também conhecida como *piping*). Também pode-se considerar um problema o aumento excessivo das pressões intersticiais no corpo do aterro ou das fundações, acompanhado pela perda de resistência dos materiais do aterro e a saturação desses materiais, o que potencializa as condições de instabilidade dos taludes.

Assim, em termos gerais, o princípio do controle de fluxo em uma barragem pode ser resumido de tal forma que

Considerando o eixo de uma barragem, todo o esforço deve ser concentrado no sentido de vedar ao máximo a barragem e a sua fundação a montante do eixo, introduzindo todos os sistemas de vedação necessários; e por outro lado, todo o esforço deve ser concentrado em facilitar ao máximo a saída da água a jusante do eixo, introduzindo todos os sistemas de drenagem na barragem e na fundação que sejam necessários (CRUZ, 2004, p. 280).

3.6.4. Resistência ao cisalhamento

García (2013) atesta que a resistência ao cisalhamento de um solo depende diretamente da tensão normal efetiva aplicada, que é função da poropressão e do índice de vazios, e do grau de orientação das partículas do solo. Gerscovich (2016) complementa essa ideia ao dizer que os solos são capazes de resistir a esforços cisalhantes através da resistência gerada pelo contato entre os grãos e pela interferência do arranjo estrutural quando ocorre um descolamento relativo entre partículas. Dessa forma, a capacidade dos grãos de resistir a esforços cisalhantes é o que possibilita a execução de carregamentos ou descarregamento em obras de terra sem que ocorram instabilidades.

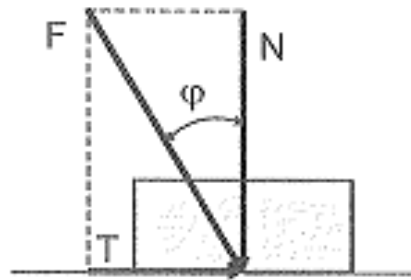
Massad (2010) observa que além das componentes citadas, a resistência ao cisalhamento ainda pode ser relacionada às condições de drenagem, a trajetória de tensões (sequência de carregamentos) e a história das tensões (pressão de pré-adensamento).

Pinto (2006) indica que a ruptura de um solo quase sempre é decorrente do cisalhamento, sendo que antes de analisar o processo de cisalhamento, é necessário

entender o mecanismo de deslizamento entre corpos sólidos, que envolve os fenômenos de atrito e coesão.

De forma simplificada, a resistência devida ao atrito entre partículas pode ser demonstrada de forma análoga a um problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal. “O ângulo de atrito (φ) é o ângulo máximo que a força transmitida pelo corpo à superfície pode fazer com a normal ao plano de contato sem que ocorra deslizamento” (PINTO, 2006, p. 248). Dessa forma, ao atingir esse ângulo limite, a componente tangencial passa a ser maior que a resistência ao cisalhamento. O esquema da Figura 19 ilustra o comportamento da resistência proporcionada ao corpo pelo ângulo de atrito, sendo F a força aplicada, N a componente vertical relativa à força normal e T a componente horizontal que se refere à força tangencial.

Figura 19 – Esquema de resistência referente ao ângulo de atrito.



Fonte: Pinto (2006).

Com relação à coesão (c), Pinto (2006) aborda que para solos sedimentares em geral, essa parcela é muito pequena quando comparada à influência do atrito, entretanto, existem alguns solos naturalmente cimentados, como solos evoluídos pedologicamente, que apresentam parcelas de coesão real com valores significativos. Além disso, o autor pondera que a coesão real é diferente da coesão aparente. No primeiro caso, existe uma parcela de resistência ao cisalhamento em solos úmidos, mas não saturados, causada pela tensão entre partículas devida a pressão da água capilar existente. No segundo caso, o que se manifesta na realidade é um fenômeno de atrito, onde ao se saturar o solo, a resistência desaparece, e por isso é chamada de “aparente”.

Gerscovich (2016) apresenta o mecanismo de coesão como uma cola, equivalente a uma ligação efetiva entre as partículas, e cita que a coesão real pode

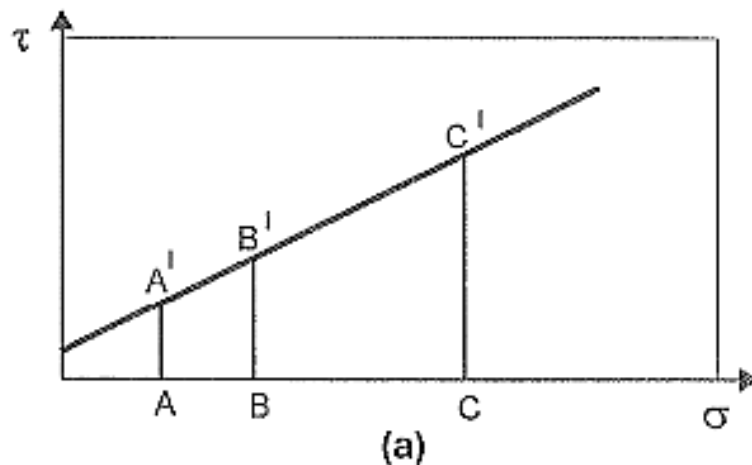
ser observada não só em solos cimentados, mas também em solos argilosos (argilominerais).

3.6.5. Mecanismos de Ruptura

“A ruptura é um estado de tensões arbitrário, definido pela curva tensão x deformação, e que varia segundo o critério adotado” (GERSCOVICH, 2016, p. 81). Entre os diversos critérios de ruptura adotados na engenharia, é possível citar os critérios de Rankine e de Tresca, os quais mais se assemelham no estabelecimento da curva tensão x deformação, porém admitem diferentes estados de tensão possíveis.

No critério de Coulomb (Figura 20), são determinados os parâmetros: “f” (coeficiente de atrito interno) e “c” (coesão), expressos pela tangente de um ângulo determinado como ângulo de atrito interno.

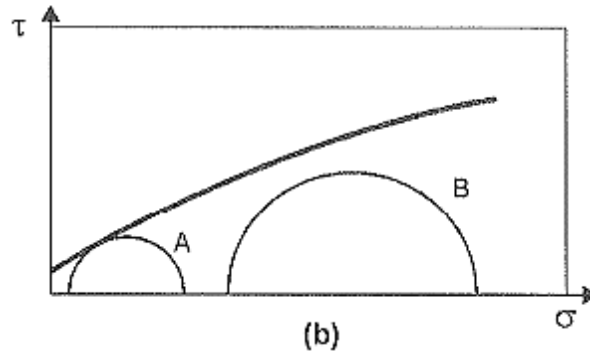
Figura 20 – Critério de ruptura de Coulomb.



Fonte: Pinto (2006).

No critério de Mohr, a ruptura é dependente de uma combinação de tensões normais e cisalhantes, onde a envoltória de Mohr (Figura 21) é definida por uma curva, onde o círculo B representa um estado de tensões onde não há ruptura e o círculo A, tangente à envoltória, representa um estado de tensões na ruptura.

Figura 21 – Critério de ruptura de Mohr.

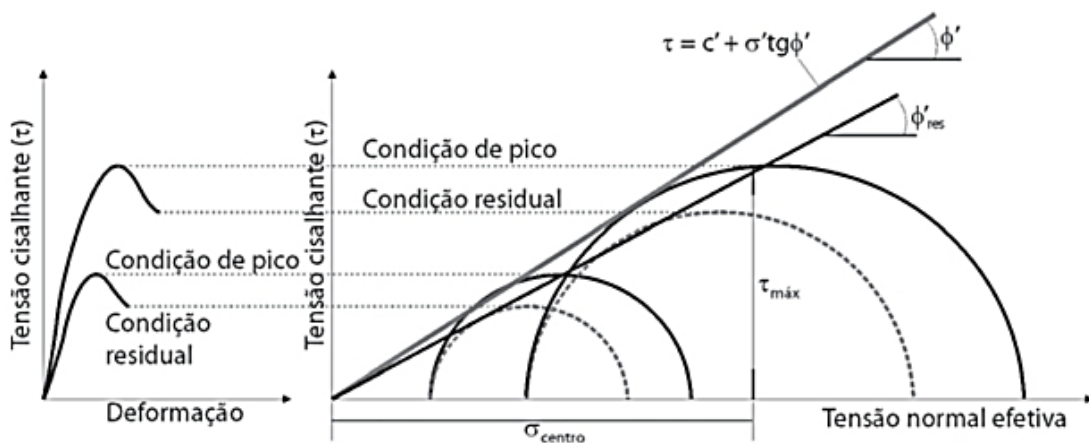


Fonte: Pinto (2006).

A associação dos métodos de Coulomb e Mohr, nomeado como Critério de Mohr-Coulomb, lineariza a envoltória de Mohr, que passa a ser definida por uma reta onde c' é o intercepto de coesão e Φ' é a inclinação da reta. Pinto (2006) aponta que esse é o critério que melhor representa o comportamento dos solos, e por isso é amplamente utilizado na geotecnia.

“A determinação da envoltória de Mohr-Coulomb é feita a partir do traçado da reta que melhor envolve as tensões de ruptura traçadas experimentalmente” (GERSCOVICH, 2016, p. 82), como indicado pela Figura 22.

Figura 22 – Determinação da envoltória de resistência pelo Critério de Mohr-Coulomb.



Fonte: Gerscovich (2016).

3.6.6. Análise de estabilidade pelo método das fatias

De acordo com Fernandes (2022a), de maneira geral, existem duas abordagens metodológicas a serem consideradas nas análises de estabilidade: o método dos elementos finitos (MEF) e o método do equilíbrio limite (MEL).

Independentemente da abordagem, as análises podem ser auxiliadas por softwares computacionais que auxiliam na determinação do fator de segurança mínimo da massa analisada.

Comparando os dois métodos, “percebe-se que os dois modelos propostos apresentam grande concordância entre si, permitindo assim que um resultado de análise valide o outro” (FERNANDES, 2022a, p. 392). Chuquimuni (2005) concorda em sua obra que os fatores de segurança obtidos pelos dois métodos são “razoavelmente coincidentes entre si”, mas aponta que, na geotecnia, são os métodos de equilíbrio limite que têm sido amplamente empregados nas análises de estabilidade de taludes, principalmente devido à simplicidade matemática com que são formulados.

Cheng e Lau (2014), citados por Fernandes (2022a), definem que o método do equilíbrio limite considera o estado limite último do solo, não fornecendo informações sobre as deformações que podem ocorrer. “As forças instabilizantes e as forças resistentes são estimadas, permitindo a formação de equações relativas ao equilíbrio de forças ou equilíbrio de momentos ou ambos da provável massa ativa e deslizante” (CHOWDHURY *et al.*, 2010 citado por FERNANDES, 2022a). As informações obtidas através dessas equações são referentes ao fator de segurança de uma superfície de ruptura escolhida, sendo necessário repetir os cálculos até que haja uma concordância sobre qual é a superfície de ruptura mais crítica, ou seja, a que resulta no menor fator de segurança.

A maioria dos métodos de equilíbrio limite subdivide a região de solo delimitada pela superfície potencial de ruptura em um número qualquer de fatias verticais, analisando-se as condições de equilíbrio em cada fatia isoladamente. Este procedimento constitui o chamado método das fatias, com várias versões propostas na literatura dependendo das hipóteses adotadas para satisfazer parcial ou totalmente as equações de equilíbrio de forças e de momentos (CHUQUIMUNI, 2005, p. 63).

Fernandes (2022a) aponta que não existe uma definição de superfícies de ruptura e contornos de deformações cisalhantes máximas que podem ser comparadas, no entanto, quanto menor for a largura das fatias, menor será o erro do resultado. As superfícies de ruptura podem ser avaliadas através de diversas metodologias de cálculo, havendo os “modelos puramente por equilíbrio limite”, onde o momento de colapso é considerado através de uma superfície circular, nos quais se englobam os métodos de Fellenius (1936), Bishop (1955) e Spencer (1967), e os “modelos puramente por equilíbrio limite revisados”, que abrangem os métodos de

Janbu (1954) e Morgenstern e Price (1965) e consideram superfícies de ruptura de qualquer tipo (circular ou não).

Chuquimuni (2005) comenta que os diferentes métodos de fatias propostos na literatura se diferenciam pelas simplificações adotadas no processo de cálculo, geralmente em relação à força entre as fatias e o modo de se determinar a força normal na base da fatia.

O método de Morgenstern e Price (1965), muito utilizado em análises de estabilidade, é considerado como uma metodologia rigorosa, a qual satisfaz todas as condições de equilíbrio (tanto as de força quanto as de momento). Além disso, diferente de outros métodos que consideram o valor da inclinação da resultante das forças de interação entre as fatias como uma constante, em Morgenstern e Price (1965) considera-se uma função, refletindo melhor as condições reais do talude. Os quadros 1 e 2 listam as principais características de alguns dos diversos métodos de análise por fatias existentes.

Quadro 1 – Características dos métodos das fatias não rigorosos.

Método	Hipóteses	Comentários (Tipos de Superfície de Ruptura)
Fellenius (1927) (fatias)	Não considera forças entre fatias	(Circular)
Bishop Simplificado (1955) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal	(Circular) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude das forças tangenciais entre fatias. FS determinado a partir da consideração de equilíbrio de momentos.
Janbu Simplificado (1968) (fatias)	Resultante das forças entre fatias é horizontal. Um fator de correção empírico f_0 é usado para levar em conta os efeitos das forças tangenciais.	(Qualquer) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais entre fatias. Posição da última não é usada, com o equilíbrio de momentos não sendo satisfeito na última fatia. FS determinado a partir do equilíbrio de forças e de momentos.

Fonte: Adaptado de Chuquimuni (2005).

Quadro 2 – Características dos métodos das fatias rigorosos.

Método	Hipóteses	Comentários (Tipos de Superfície de Ruptura)
Spencer (1967) (fatias)	Resultantes das forças entre fatias têm inclinações constantes através da massa do solo.	(Qualquer) - Método semelhante ao de Morgenstern - Price com $f(x) = 1$
Morgenstern - Price (1965) (fatias)	Direção da resultante de forças entre fatias definidas usando uma função arbitrária $f(x)$. A parcela de $f(x)$ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e de momentos é calculada.	(Qualquer) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação da força normal e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças entre fatias. Uma incógnita λ é introduzida. Fatias são de espessura infinitesimal.
Sarma (1973) (fatias)	Resistência interna entre fatias é mobilizada. Distribuição das resultantes das forças tangenciais entre fatias definidas com base em função arbitrária. A porcentagem da função λ necessária para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos é calculada.	(Qualquer) - n hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais e (n-1) sobre a magnitude relativa das forças tangenciais entre fatias. Incógnita λ é introduzida.
Sarma (1979) (cunhas)	Assume que a resistência ao cisalhamento é mobilizada nos lados de todas as cunhas. A inclinação das interfaces das cunhas é variada para produzir uma condição crítica de equilíbrio.	(Qualquer) - (n-1) hipóteses sobre o ponto de aplicação das forças normais ou das forças tangenciais entre cunhas e (n-1) sobre o valor relativo das forças entre cunhas. Solução obtida na forma de um fator de aceleração crítico K_c .

Fonte: Adaptado de Chuquimuni (2005).

3.6.7. Fator de Segurança

Dados os mecanismos de ruptura e os métodos de análises de estabilidade disponíveis, a comparação entre as tensões cisalhantes solicitantes e a resistência ao cisalhamento é realizada visando determinar um fator de segurança (FS). A obtenção de um valor de FS maior que 1,0 indica estabilidade da estrutura, enquanto valores de FS = 1,0 apontam a ruptura da massa analisada. Valores de FS menores que 1,0 não têm significado físico, pois indicam que as forças cisalhantes solicitantes são maiores que as forças de resistência ao cisalhamento, ou seja, a massa de solo analisada não apresenta estabilidade.

“Esse tipo de abordagem é denominado determinística, pois estabelece um determinado valor para o “FS”. O “ FS_{min} ” de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função do tipo de obra e vida útil” (GERSCOVICH, 2016, p. 85).

A norma NBR 11682 (ABNT, 2009), que trata sobre estabilidade de encostas, estabelece valores mínimos requeridos para o FS com base em níveis de segurança definidos a partir dos riscos de perdas humanas e materiais, como apresentado na Figura 23.

Figura 23 – Fatores de segurança mínimo para deslizamentos, segundo a NBR 11682.

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10 %. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: ABNT (2009)

Entretanto, embora esses valores possam ser adotados como referência para estudos de estabilidade de barragens, a norma referida indica que não estão incluídos requisitos “específicos” aplicáveis a taludes de barragens ou qualquer situação que não envolva encostas. Dessa forma, com base em casos históricos e estudos de projetos de 100 barragens brasileiras, Cruz (2004) apresenta valores mínimos de coeficientes de segurança resultantes de análises de estabilidade por equilíbrio limite a serem garantidos (Figura 24), considerando as condições de solicitação a serem analisadas durante a vida útil da barragem: final de construção, operação normal e rebaixamento rápido do reservatório.

Figura 24 – Coeficientes de segurança mínimos para diferentes condições de solicitação.

Condição de solicitação	Talude	C.S. 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 NA máx NA mín	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).

Os valores apresentados por Cruz (2004) são usualmente adotados no segmento de segurança de barragens e se assemelham aos valores propostos por Sandroni e Guidicini (2021) (Figura 25), sendo a principal diferença entre os valores definidos pelos autores a abordagem mais conservadora de Sandroni e Guidicini (2021) para casos de estabilidade no rebaixamento rápido do reservatório.

Figura 25 – Coeficientes de segurança mínimos para barragens de terra e/ou enrocamento para acumulação de água, segundo Sandroni e Guidicini.

Situação	Talude analisado	Coefficiente de segurança
Final de construção (reservatório vazio)	Montante e jusante	1,3
Durante a operação (reservatório cheio)	Talude de jusante	1,5
Perante rebaixamento rápido (reservatório rebaixado)	Talude de montante	1,3

Fonte: Sandroni e Guidicini (2021).

3.7. DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Para Fernandes (2022a), é possível definir três pilares que sustentam as verificações das condições de estabilidade de um talude: a sua geometria, as condições de carregamento e os parâmetros do solo.

A respeito da geometria, caracterizada pela seção transversal de estudo, Fernandes (2022a) indica que a mesma pode influenciar as condições de estabilidade através da inclinação dos seus taludes, alterando o estado de tensões ou mesmo influenciando nas condições de fluxo e percolação da água.

Quanto às condições de carregamento, podem-se analisar os casos correntes definidos por Cruz (2004) como o final de construção, período em que a barragem não conta com carga hidráulica devido ao reservatório ainda não ter sido formado, a operação normal, onde a barragem opera a maior parte do tempo, em regime permanente e com deformações e redes de fluxo estabilizadas, e o rebaixamento rápido do reservatório, análise de fluxo transiente onde a carga hidráulica do reservatório é diminuída, mas não há tempo suficiente para a dissipação das pressões neutras dentro do maciço. Ainda podem ser realizadas análises que incluam carregamentos excepcionais como a “aplicação de cargas externas, geração de excesso de poropressão e carga sísmica” (FERNANDES, 2022a, p. 362).

Com relação aos parâmetros do solo, objeto principal deste item, é possível afirmar que esse é o pilar que mais influencia o cálculo de estabilidade, visto que são eles que caracterizam geotecnicaamente o material que compõe o talude e que determinam o comportamento das tensões cisalhantes e da resistência ao cisalhamento do solo. A definição das características dos materiais deve ser feita de forma rigorosa, visto que parâmetros ruins levam a resultados que não representam as condições reais do talude, independentemente do software ou métodos utilizados.

Para se obter resultados razoáveis, recomenda-se que, no mínimo, seja considerado avaliar rigorosamente os parâmetros físicos e de resistência a serem utilizados nas análises. Tal avaliação se inicia na campanha de investigação, ao programar as quantidades e as locações dos ensaios, bem como avaliar com critério os resultados dos ensaios de campo e laboratório. Ressalta-se que, quanto menos dados e informações sobre o solo, maiores são as incertezas de projeto e maiores as chances de obtenção de resultados não reais (FERNANDES, 2022a, p. 426).

Para Cruz (2004), é necessário ensaiar os materiais que constituem a barragem para definir os parâmetros de cálculo relevantes para os estudos, determinando também índices físicos, de granulometria e de compactação além dos ensaios de resistência ao cisalhamento.

As resistências ao cisalhamento são geralmente determinadas a partir de testes de laboratório realizados em amostras preparadas por compactação em laboratório ou amostras não perturbadas obtidas de sondagens de solo

exploratórias. Os dados de teste de laboratório podem ser complementados com testes de campo in situ e correlações entre parâmetros de resistência ao cisalhamento e outras propriedades do solo, como tamanho de grão, plasticidade e valores de resistência à penetração padrão (N) (USACE, 2003, p. D-1).

3.7.1. Ensaios de caracterização física e granulométrica

A identificação dos solos é feita através da análise das partículas que os constituem, empregando-se dois tipos de ensaios: o ensaio de análise granulométrica e o ensaio dos índices de consistência.

A análise granulométrica é realizada em duas etapas, sendo a primeira o peneiramento e a segunda, a sedimentação. Pinto (2006) define que a relação entre o peso do material que passa em cada peneira e o peso seco da amostra da amostra total é considerada como a “porcentagem que passa” e a abertura nominal da peneira são consideradas como o diâmetro equivalente das partículas, visto que elas não são esféricas.

A limitação da análise por peneiramento é dada pela abertura da malha das peneiras, que pode não ser tão pequena quanto o diâmetro de interesse. Nos casos em que é necessário conhecer a distribuição granulométrica da porção mais fina dos solos, ou seja, a que passa na peneira de menor diâmetro (geralmente a de nº 200, com abertura de 0,075 mm), é empregada a técnica de sedimentação, baseada na Lei de Stokes. No Brasil, a norma NBR 7181 (ABNT, 2018) padroniza os ensaios de análise granulométrica e sedimentação.

Os ensaios de índices de consistência (Limites de Atterberg) são uma forma de análise indireta baseada no comportamento do solo na presença de água, definidos como Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP). “O limite de liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha” (PINTO, 2006, p. 25). “O limite de plasticidade é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão” (PINTO, 2006, p. 26). Atualmente, o procedimento de ensaio para determinação do limite de liquidez é dado pela norma brasileira NBR 6459 (ABNT, 2017), enquanto a determinação do limite de plasticidade é padronizada pela NBR 7180 (ABNT, 2016).

3.7.2. Ensaio triaxiais

De acordo com Fernandes (2022b), o ensaio triaxial é realizado aplicando-se um estado hidrostático de tensões e um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico, que é colocado dentro de uma câmara de ensaio e envolto por uma membrana de borracha. Após a preparação do corpo de prova no equipamento, a câmara é cheia de água e aplicada uma força crescente através de um pistão que penetra na câmara, cuja deformação é controlada pela velocidade de deslocamento constante na prensa. As tensões são denominadas: σ_3 (tensão confinante – principal menor) e σ_1 (tensão axial – principal maior). As tensões desviadoras são representadas em função da deformação específica, através do traçado do círculo de Mohr-Coulomb.

O ensaio pode ser realizado permitindo a drenagem do corpo de prova ou não, dessa forma, o estado de tensões que atua sobre o corpo de prova pode ser dado em termos de trajetórias de tensões totais ou efetivas. Dentre as diferentes formas de se executar os ensaios triaxiais, as principais são: ensaio triaxial CD, ensaio triaxial CU e ensaio triaxial UU.

- **Ensaio triaxial CD:** simula a condição normal de operação de barragens e permite a drenagem do corpo de prova, dissipando a pressão neutra e obtendo resultados em termos de tensão efetiva. Geralmente, é indicado para materiais arenosos, pois em materiais argilosos o tempo de dissipação da poropressão pode ser de dias ou até meses.
- **Ensaio triaxial CU:** simula as condições do solo para a estabilidade de um aterro certo tempo após a sua construção e também é conhecido como ensaio rápido pré-adensado, não permitindo o adensamento adicional na ruptura do corpo de prova e sendo os seus resultados obtidos em termos de tensões totais e efetivas. Em comparação com o ensaio CD, o ensaio CU é mais rápido e é indicado para análises de curto e longo prazo, para solos com baixa permeabilidade.
- **Ensaio triaxial UU:** utilizado para análises de curto prazo, como em situações de rebaixamento rápido do reservatório, onde não há tempo suficiente para a drenagem do maciço e estabilização de uma nova situação de estado de tensões. Uma de suas vantagens é a simplicidade, pois não há dissipação de

poropressão e a ruptura ocorre de forma rápida, sendo os seus resultados dados em termos de tensões totais.

3.7.3. Ensaio de cisalhamento direto

Para determinar a resistência ao cisalhamento dos solos, o ensaio de cisalhamento direto consiste na “aplicação de uma tensão normal no corpo de prova, que possibilita verificar a tensão cisalhante relacionada ao momento de ruptura, baseando-se nos critérios de Mohr-Coulomb” (FERNANDES, 2022b, p. 297).

Fernandes (2022b) ainda cita que, através do ensaio, também é possível obter um deslocamento relativo horizontal muito maior de uma parte do solo sobre a outra quando comparado aos ensaios triaxiais. O resultado dos ensaios de cisalhamento direto são curvas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal e curvas de deslocamento horizontal por deslocamento vertical. Sua vantagem é a simplicidade com a qual a resistência e o seu plano de ruptura são obtidos, no entanto, não é possível controlar a drenagem, medir poropressão ou parâmetros de deformabilidade do corpo de prova, de forma que o Círculo de Mohr não pode ser traçado.

3.7.4. Ensaio de permeabilidade

Os ensaios de permeabilidade são baseados na Lei de Darcy, que relaciona a carga de água dissipada (h) com a distância ao longo da qual a carga se dissipa (L). Fernandes (2022b) comenta que o coeficiente de permeabilidade pode ser dado em laboratório através de dois tipos de ensaio: o ensaio de permeabilidade com carga constante, indicado para solos granulares ou com alta permeabilidade, e o ensaio de permeabilidade com carga variável, para os materiais argilosos.

A norma NBR 13292 (ABNT, 2021) determina o procedimento de ensaio de permeabilidade com carga constante, sendo que os resultados do coeficiente de permeabilidade devem ser expressos exponencialmente na base 10, com dois algarismos significativos, na unidade m/s ou cm/s . A norma ainda fixa que devem ser apresentados os parâmetros massa específica dos grãos, teor de umidade da amostra seca ao ar e índice de vazios do corpo de prova do material ensaiado, além da sua curva granulométrica e do gráfico de velocidade de infiltração à temperatura de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Para o ensaio de permeabilidade com carga variável, o procedimento de ensaio é dado pela norma NBR 14545 (ABNT, 2021), e visto que o ensaio é indicado para solos com baixa permeabilidade, os coeficientes obtidos devem ser da ordem de 10^{-5} ou menores. Devem ser apresentados a análise tátil-visual da amostra, o coeficiente médio de permeabilidade à 20 °C obtido a partir da média de, no mínimo, 4 determinações relativamente próximas, o processo de compactação aplicado ao corpo de prova, os índices físicos e as dimensões do corpo de prova, além da origem da água utilizadas e gradientes hidráulicos utilizados.

Deve-se considerar que os ensaios de permeabilidade em laboratório não fornecem um valor exato para o coeficiente de permeabilidade (k) do solo, principalmente pelo fato de que o solo, no permeâmetro, nunca possui a mesma posição que se encontra em campo (FERNANDES, 2022b, p. 297).

Dada tal diferença entre os valores obtidos em laboratório com a situação real, na tentativa de determinar coeficientes mais próximos das condições em que o solo se encontra em campo, é possível realizar ensaios de permeabilidade *in situ* a partir de furos de sondagem ou de furos específicos para esses ensaios, conhecidos como ensaio de perda d'água. Mesmo os ensaios em campo são fundamentados pela Lei de Darcy, considerando a velocidade de percolação de água no solo como sendo diretamente proporcional ao gradiente hidráulico.

3.7.5. Sondagens em campo

De acordo com Fernandes (2022b), as sondagens em campo têm o objetivo de caracterizar os materiais da região determinada, geralmente através de amostras de solo e/ou rocha em determinadas profundidades através de um furo cilíndrico, à medida que são realizados ensaios de penetração, de permeabilidade e medições de nível d'água.

Diversas normas brasileiras auxiliam na execução das sondagens para reconhecimento do solo, no entanto, tendo em vista as particularidades de cada projeto e que cada solo apresenta em determinada região, é importante que haja uma análise crítica com relação à aplicabilidade de cada referência normativa. “Atender as referências normativas não significa garantir estabilidade e, nesse sentido, a experiência e senso crítico em relação ao que deve ser considerado é muito relevante para o caso das obras geotécnicas” (FERNANDES, 2022b, p. 129).

Para solos de baixa e média resistência, é costumeira a utilização de sondagens a trado, tipo de perfuração manual, geralmente com instrumento constituído por uma concha metálica dupla ou em espiral, que perfura o solo e mantém em seu interior amostras deformadas do material perfurado. A norma NBR 9603 (ABNT, 2015) determina os procedimentos a serem seguidos na execução de sondagens a trado.

As sondagens percussivas, no entanto, constituem o método de investigação geotécnica mais utilizada, pois além da simplicidade do equipamento e de execução, apresenta baixo custo e pode ser utilizada independentemente da posição da linha freática no solo. Ainda, a sondagem a percussão é um método direto que além de possibilitar a coleta de amostras do solo investigado, também permite a determinação da resistência do solo a partir de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), cujo procedimento de ensaio é normatizado pela NBR 6484 (ABNT, 2020). Entre os equipamentos utilizados nas sondagens percussivas, estão o tripé, as ferramentas de corte do solo (amostrador e trado), hastes, martelo e tanque de água.

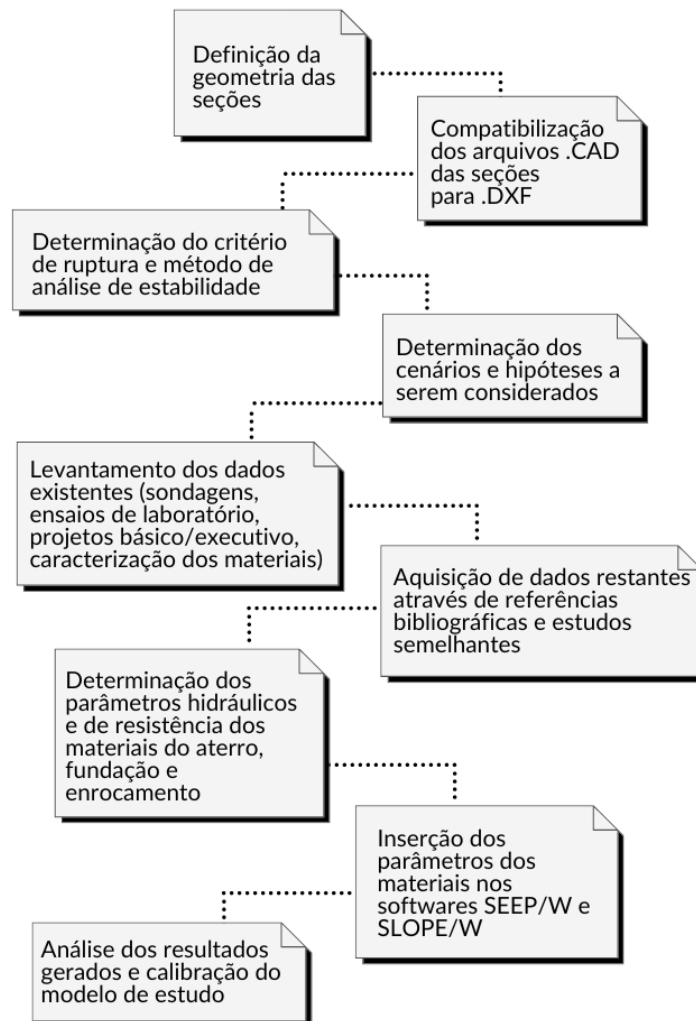
Existem, ainda, as sondagens rotativas, cujo método de investigação se utiliza de um barrilete com coroa cortante que perfura o solo através de movimentos rotativos. Esse tipo de sondagem costuma ser empregado para reconhecimento de rochas e solos de alta resistência ou quando a sondagem percussiva atinge a camada impenetrável. As sondagens rotativas também permitem a preservação de testemunhos do material amostrado, sendo o seu equipamento composto por sonda motorizada, bomba de água, hastes, coroas e barriletes. A NBR 15492 (ABNT, 2007) padroniza as categorias na qual a sondagem rotativa é subdividida e seus métodos de execução.

Por fim, as sondagens mistas combinam os métodos de investigação percussiva (para trechos em solo) com sondagens rotativas (para trechos em rochas), aplicando-se os mesmos procedimentos padronizados para sondagens percussivas e rotativas, inclusive com relação ao ensaio SPT e a amostragem do material investigado.

4. METODOLOGIA

As análises de estabilidade dos taludes da Barragem Santo Anastácio pautaram-se na sequência metodológica apresentada pela Figura 26. Com base nesta sequência de procedimentos, foi possível determinar o modelo de estudo e, posteriormente, analisar os resultados gerados pelo mesmo.

Figura 26 – Sequência metodológica utilizada nas análises de estabilidade



Fonte: Elaborado pela autora.

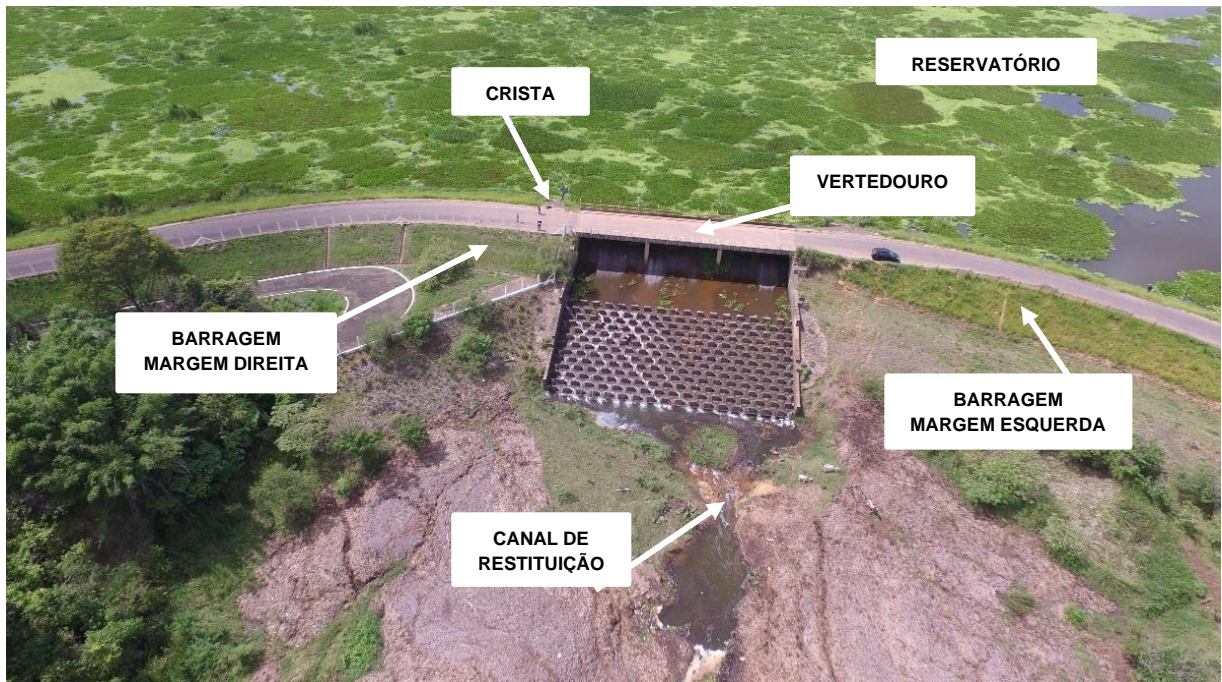
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

A Barragem Santo Anastácio está localizada na área rural do município de Presidente Prudente, no estado de São Paulo – SP. O empreendimento pertence à Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo – Sabesp e faz parte do sistema de abastecimento de água do município.

O barramento está implantado no Rio Santo Anastácio, pertencente a Bacia Hidrográfica do Paraná, com seu entorno imediato sendo caracterizado por predomínio de vegetação, áreas de pasto e algumas edificações a montante e a jusante. A sua estrutura é composta por terra homogênea e possui 270 metros de comprimento, sendo a altura máxima do talude principal de 11,80 metros e as inclinações do talude a jusante e montante 1V:6H e 1V:2,5H, respectivamente.

Em relação ao sistema de drenagem, o aterro homogêneo é resistente ao *piping*, mas não há controle de drenagem interna através de filtros verticais ou tapetes drenantes. A Figura 27 apresenta a disposição das estruturas principais da barragem Santo Anastácio.

Figura 27 – Principais estruturas da Barragem Santo Anastácio.



Fonte: Acervo da autora.

4.1.1 Características geológicas

De acordo com o Volume I do PSB da Barragem Santo Anastácio (SABESP, 2020a), 92% da área na qual o empreendimento está implantado é composta por argissolo. Os argissolos são solos minerais com nítida diferenciação entre as camadas ou horizontes. Essas camadas são reconhecidas em campo especialmente pelo aumento, por vezes abrupto, nos teores de argila em profundidade.

Os solos dessa categoria podem ser arenosos quando próximos à superfície, de textura média, e em profundidade apresentam cor mais forte (amarelada ou avermelhada), maior coesão e maior plasticidade, devido ao maior teor de argila.

Os outros 2% da área do empreendimento são caracterizados por gleissolos, solos minerais formados em condições de saturação com água, em consequência de cheias dos cursos d'água ou da elevação do lençol freático. Os Gleissolos têm coloração pouco viva, com tendência às cores acinzentadas, devido à redução do ferro após o contato prolongado com a água. Sua textura pode variar de arenosa à argilosa.

Tais características geológicas, descritas pelos estudos realizados para a elaboração do PSB, foram utilizadas como referência para a determinação dos parâmetros hidráulicos e de resistência dos materiais que compõem a fundação da barragem. A determinação desses parâmetros será apresentada no item 4.3.

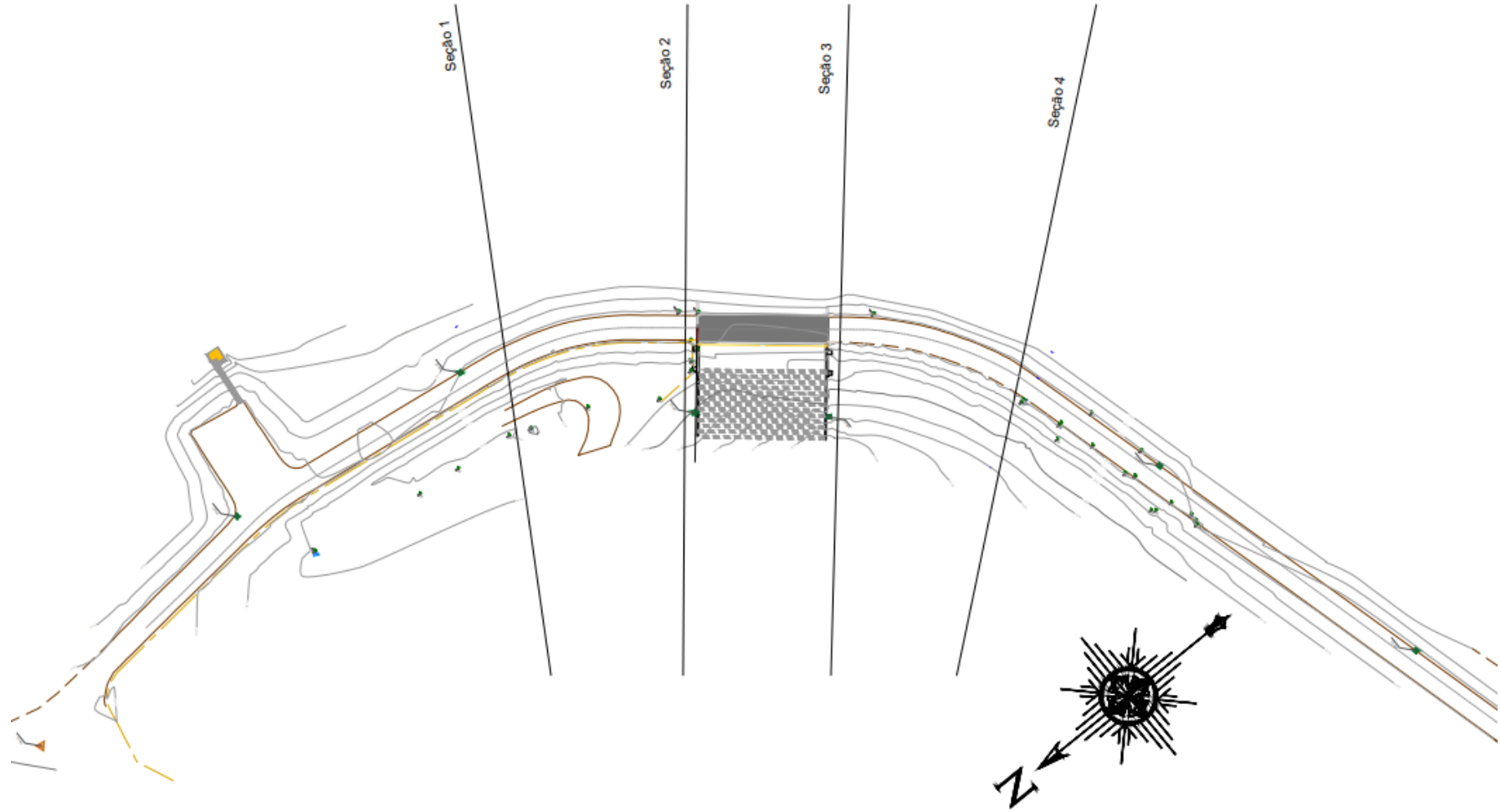
4.1.2 Características sísmicas

O Volume I do PSB da Barragem Santo Anastácio (SABESP, 2020a) indica que, no local onde se encontra implantada a barragem, não há registros de epicentros de sismos, podendo a área ser classificada como de baixo risco sísmológico. Dessa forma, não foi realizada a análise de estabilidade dos taludes considerando carregamentos sísmicos.

4.2 GEOMETRIA DAS SEÇÕES DE ESTUDO

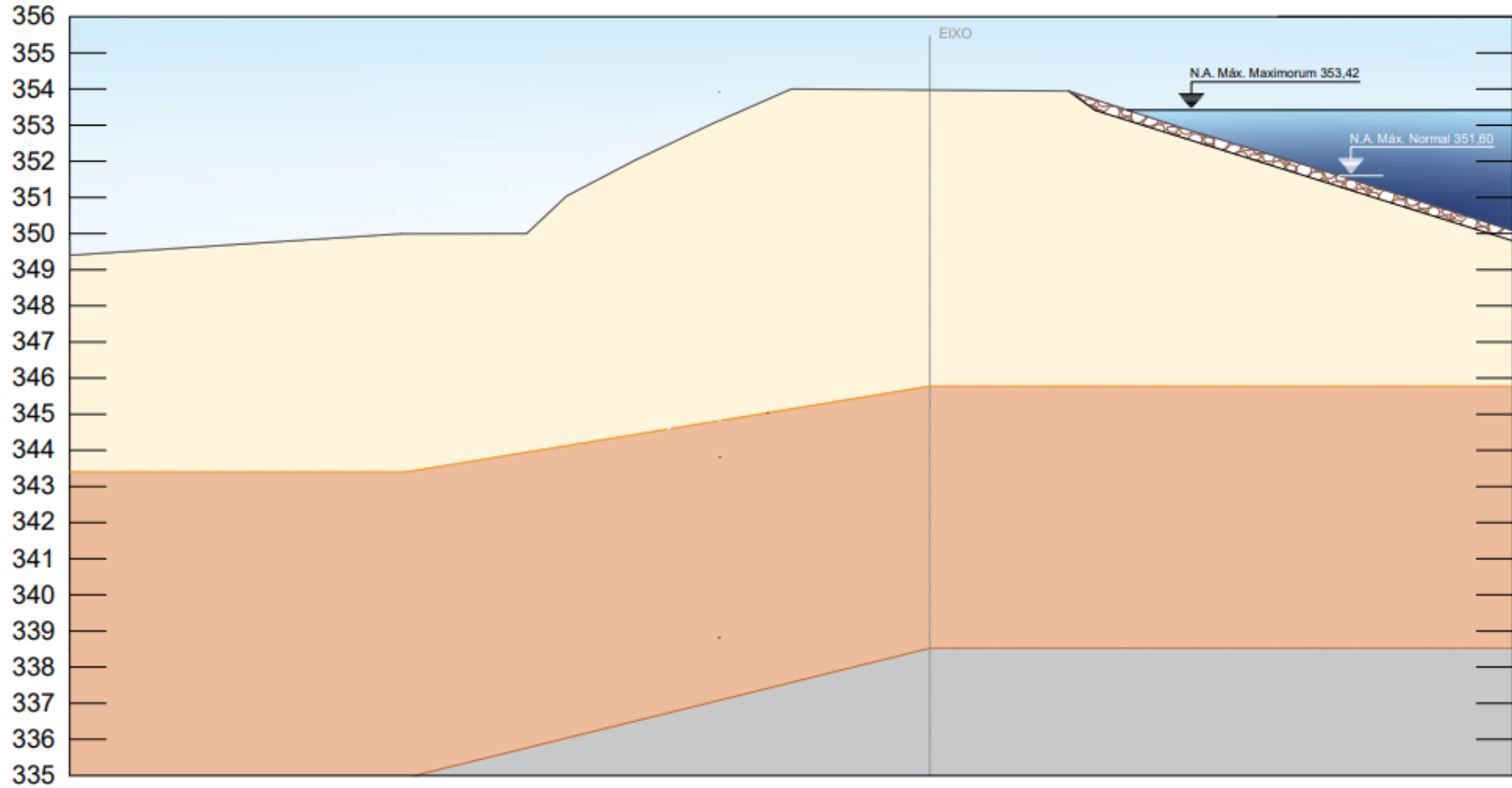
Com base no Projeto Executivo de Instrumentação (2022) da Barragem Santo Anastácio, disponibilizado pela Sabesp, foi possível obter quatro seções de estudo a serem analisadas com relação à estabilidade, duas na margem direita e duas na margem esquerda do empreendimento. A planta de localização das seções está apresentada na Figura 28, enquanto o perfil transversal de cada seção está relacionado nas figuras de 29 a 32.

Figura 28 – Planta de localização das seções de estudo.



Fonte: Sabesp (2022).

Figura 29 – Perfil da seção 1.

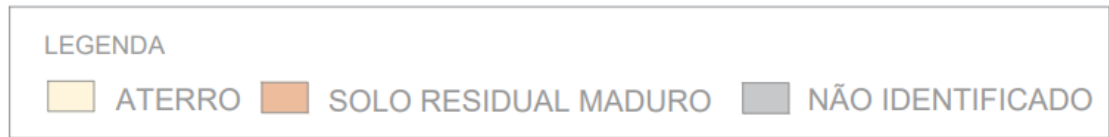
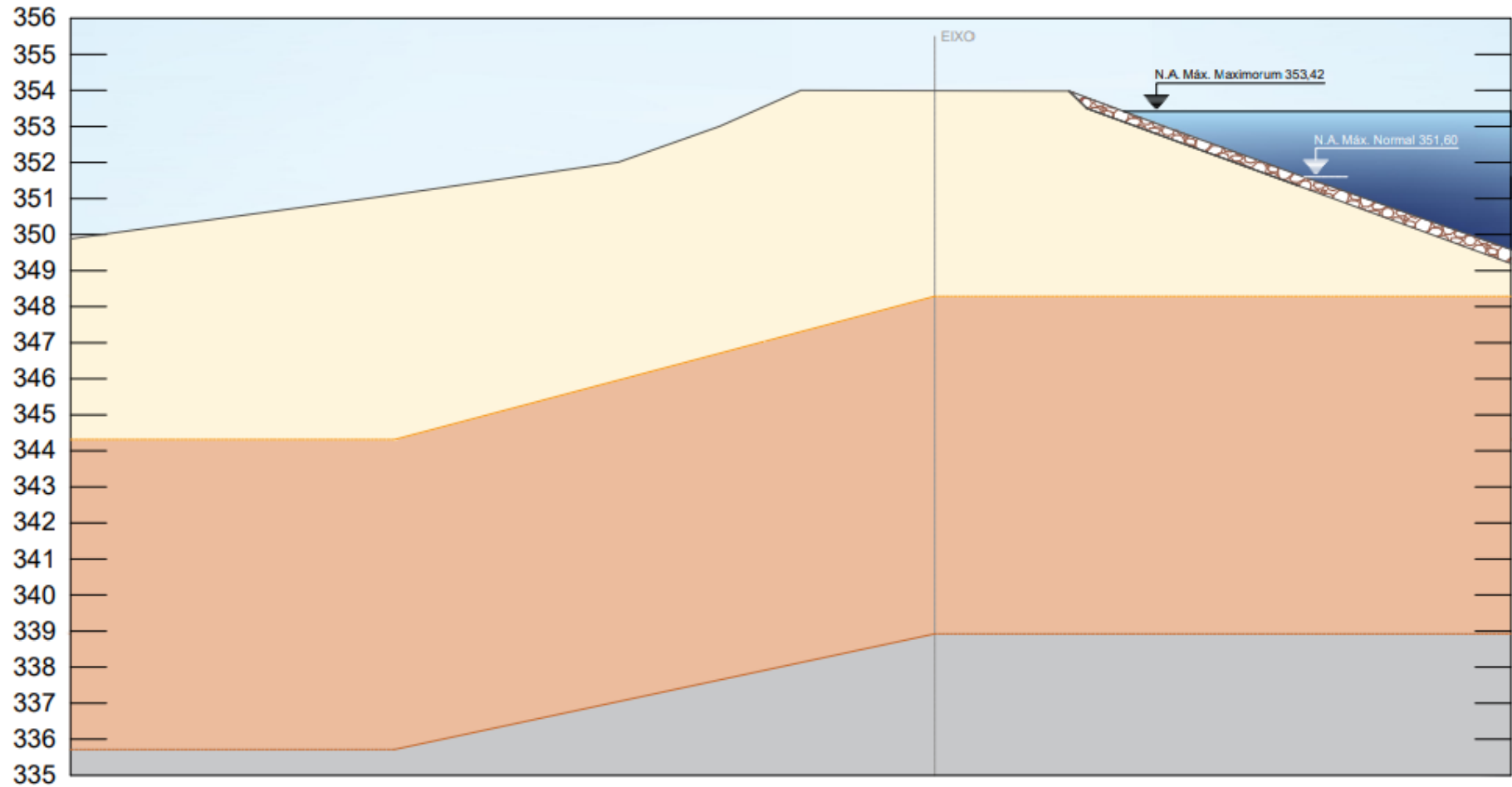


LEGENDA

ATERRO	SOLO RESIDUAL MADURO	NÃO IDENTIFICADO
--------	----------------------	------------------

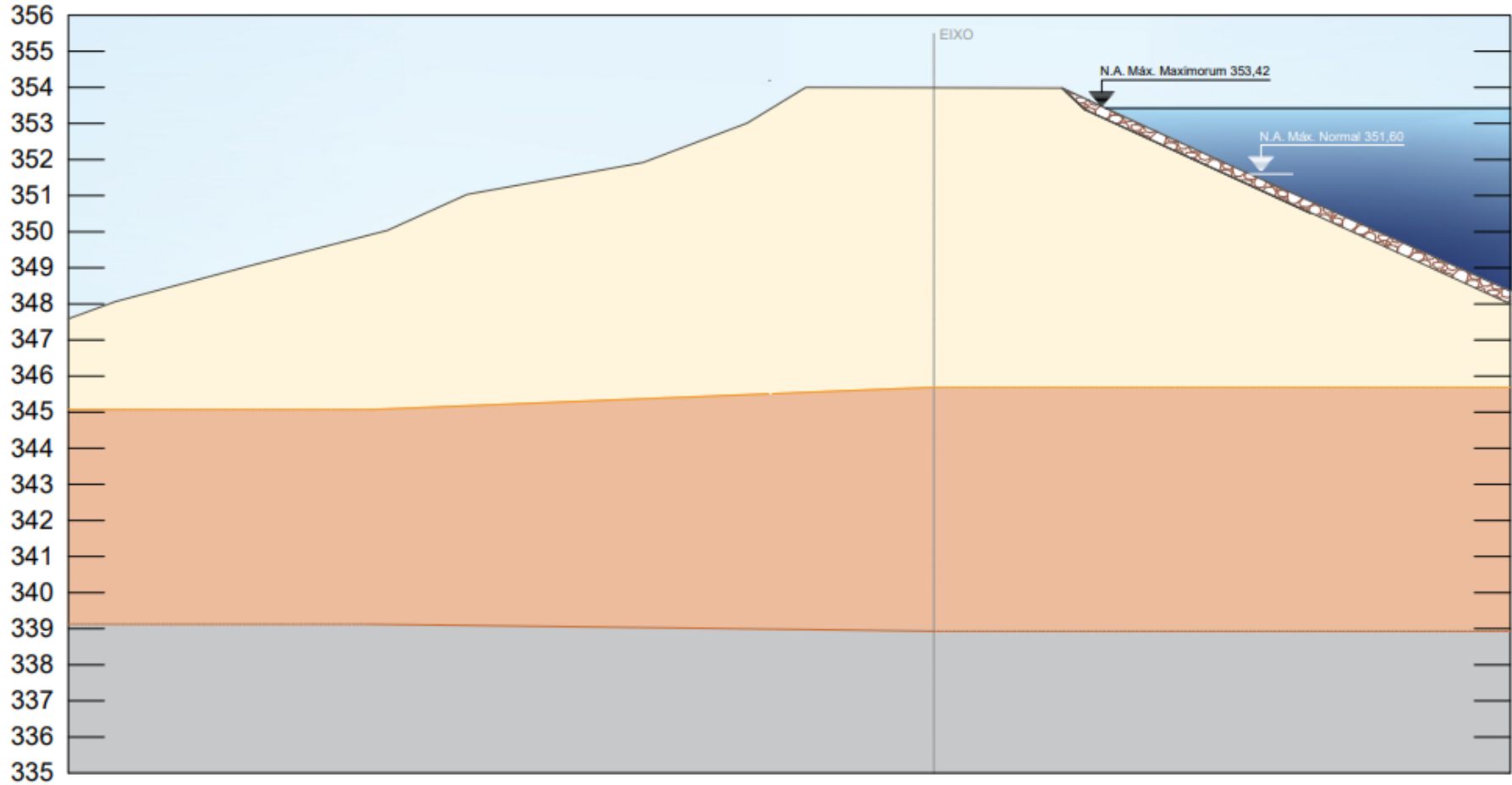
Fonte: Sabesp (2022).

Figura 30 – Perfil da Seção 2.




Fonte: Sabesp (2022).

Figura 31 – Perfil da Seção 3.

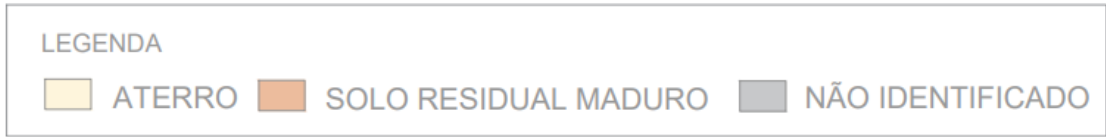
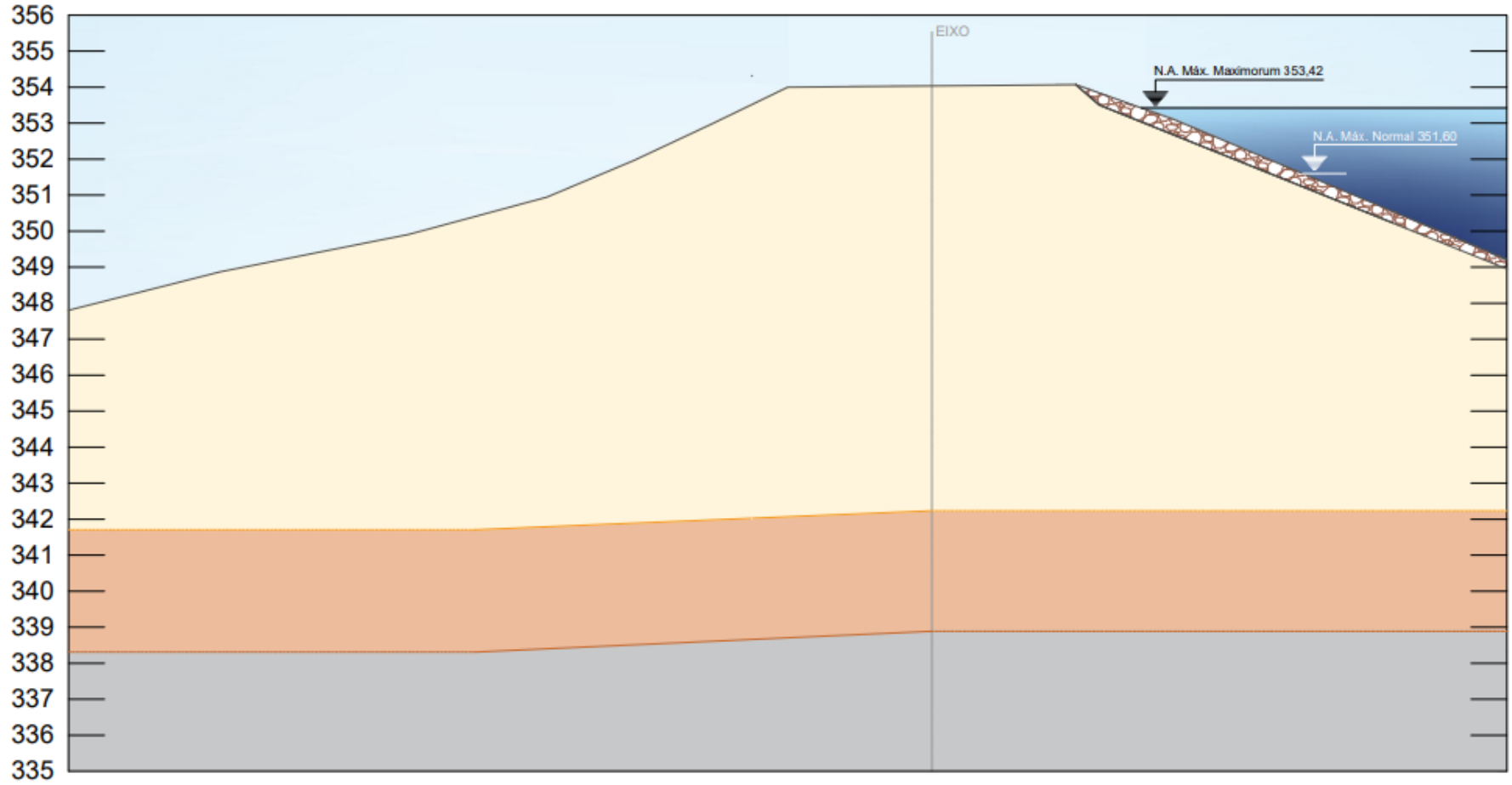


LEGENDA

	ATERRO		SOLO RESIDUAL MADURO		NÃO IDENTIFICADO
---	--------	---	----------------------	---	------------------

Fonte: Sabesp (2022).

Figura 32 – Perfil da Seção 4.



Fonte: Sabesp (2022).

4.3 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS HIDRÁULICOS E DE RESISTÊNCIA

4.3.1 Aterro

Adotando-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, foram utilizados os resultados de ensaios triaxiais CU fornecidos pela Sabesp para a determinação dos parâmetros c e Φ . Os ensaios foram realizados a partir de poços de inspeção executados em 2020 ao longo do aterro da barragem, dos quais foi possível obter os parâmetros que definem a envoltória de resistência e o coeficiente de permeabilidade K do material que compõe os taludes da barragem.

De acordo com o Volume I do PSB da Barragem Santo Anastácio (SABESP, 2020a), o aterro da barragem se caracteriza por ser constituído de terra homogênea. Dessa forma, embora os poços de inspeção tenham sido realizados com apenas 1,5 m de profundidade, considerou-se que os parâmetros obtidos pelos ensaios geotécnicos realizados em laboratório representam todo o material do aterro.

A partir da locação dos poços de inspeção (Figura 33), verificou-se que os poços PI-1, PI-3, PI-5 e PI-6 eram os mais próximos das quatro seções de estudo. A Figura 34 resume os principais parâmetros obtidos pelos ensaios para os poços de inspeção escolhidos.

Figura 33 – Locação dos poços de inspeção.



Fonte: Sabesp (2020a).

Figura 34 – Resumo dos resultados obtidos pelos ensaios.

POÇOS	Material Tipo	Classificação MCT	Ângulo de Atrito Interno ϕ (°)	Coesão Efetiva c' (kPa)	Índice de Vazios e	Massa Específica Seca ρ_d (g/cm ³)	Coefficient e de Permeabilidade K (cm/s)	Umidade (%)	Grau de Saturação (%)
PI-01	Areia fina, argilo-siltosa, marrom avermelhada	LA' – Solo Arenoso Laterítico	30,6	0,38	0,580	2,162	2,125 E-5	7,9	85
PI-03	Areia fina, siltosa, pouco argilosa, marrom avermelhada	LA' – Solo Arenoso Laterítico	31,7	4,12	0,475	1,786	1,6713 E-4	12,1	62
PI-05	Areia fina, argilo-siltosa, marrom avermelhada	LA' – Solo Arenoso Laterítico	30,6	18,54	0,427	0,021	5,03 E-6	8,2	0,2
PI-06	Areia fina siltosa, marrom-avermelhada	LA' – Solo Arenoso Laterítico	31,5	19,50	0,410	2,442	9,9796 E-5	8,0	181,5

Fonte: Sabesp (2020a).

Assim como colocado por Pinto (2006), é preciso diferenciar a coesão real da coesão aparente, sendo que a coesão real representa uma parcela menos expressiva nas condições de estabilidade dos solos quando comparada com o ângulo de atrito. Ainda, assim como citado por Gerscovich (2016), solos naturalmente cimentados e alguns solos argilosos podem apresentar parcelas maiores de coesão real. No caso da Barragem Santo Anastácio, em que o material que compõe o aterro é predominantemente arenoso, a parcela de coesão real tende a ser muito pequena.

Observa-se, pela Figura 34, que os valores obtidos para a coesão são muito diferentes entre si. Dessa forma, utilizou-se a média entre os valores obtidos para a coesão entre os quatro poços de inspeção ($c = 10,64$ kPa). A mesma metodologia foi mantida para a determinação do ângulo de atrito, sendo adotado o valor de $\Phi = 31,1^\circ$.

Para o coeficiente de permeabilidade K , os valores obtidos nos ensaios também divergem entre si. Nesse caso, adotou-se o limite superior entre eles ($K = 9,9796$ E-5 cm/s), de modo a garantir uma abordagem a favor da segurança, baseando-se na hipótese de permeabilidade mais alta no material.

Para o peso específico (γ), dado pelo produto entre a massa específica (ρ) e a aceleração da gravidade (g), utilizou-se o valor médio da massa específica entre os quatro poços de inspeção analisados, obtendo-se um valor médio de $\gamma = 16$ kN/m³.

4.3.2 Fundação

Para o material da fundação, não foram disponibilizados ensaios geotécnicos que definissem os parâmetros hidráulicos e de resistência, de modo que os valores adotados foram consultados na literatura.

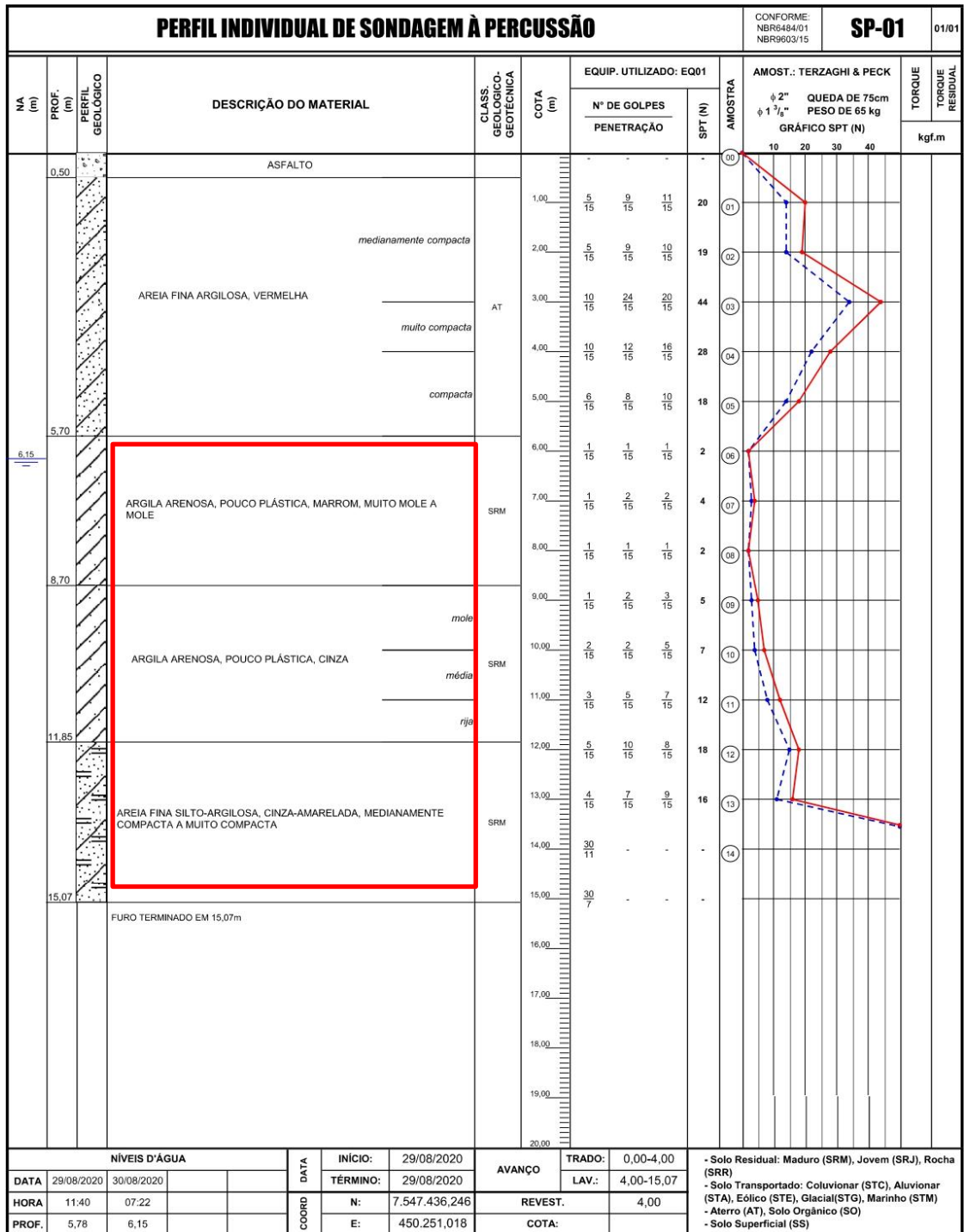
Através de sondagens percussivas realizadas ao longo do corpo da barragem em diferentes profundidades (Figura 35), foi possível identificar o material que compõe a fundação. As sondagens SP-1, SP-3, SP-8 e SP-10 são as mais próximas das seções de estudo, e indicam que a fundação é composta por argila-arenosa, na camada mais superficial, e areia siltosa/argilosa em profundidade. As figuras de 36 a 39 apresentam os boletins obtidos através das sondagens indicadas.

Figura 35 – Localização das sondagens percussivas.



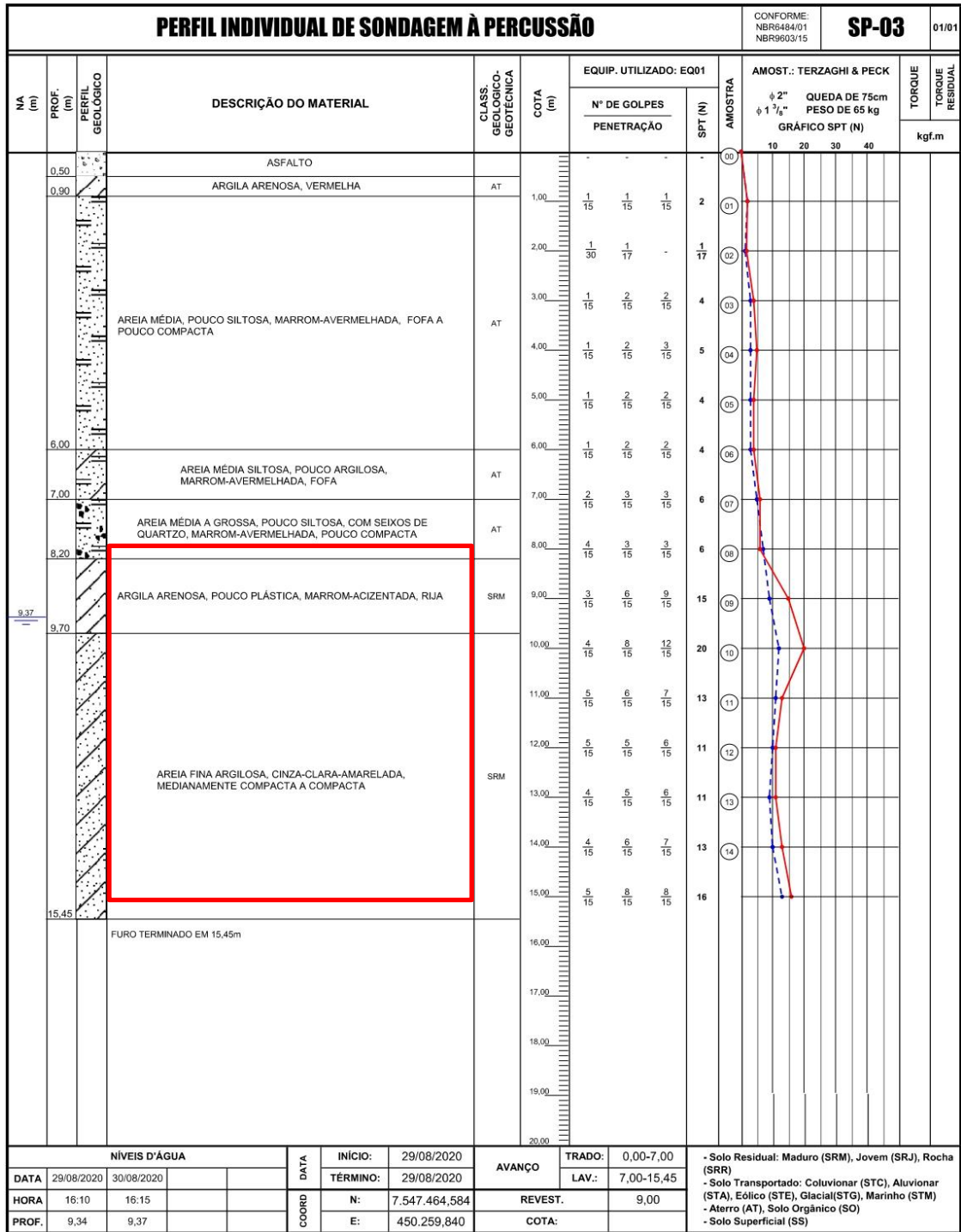
Fonte: Sabesp (2020a).

Figura 36 – Boletim da sondagem SP-1.



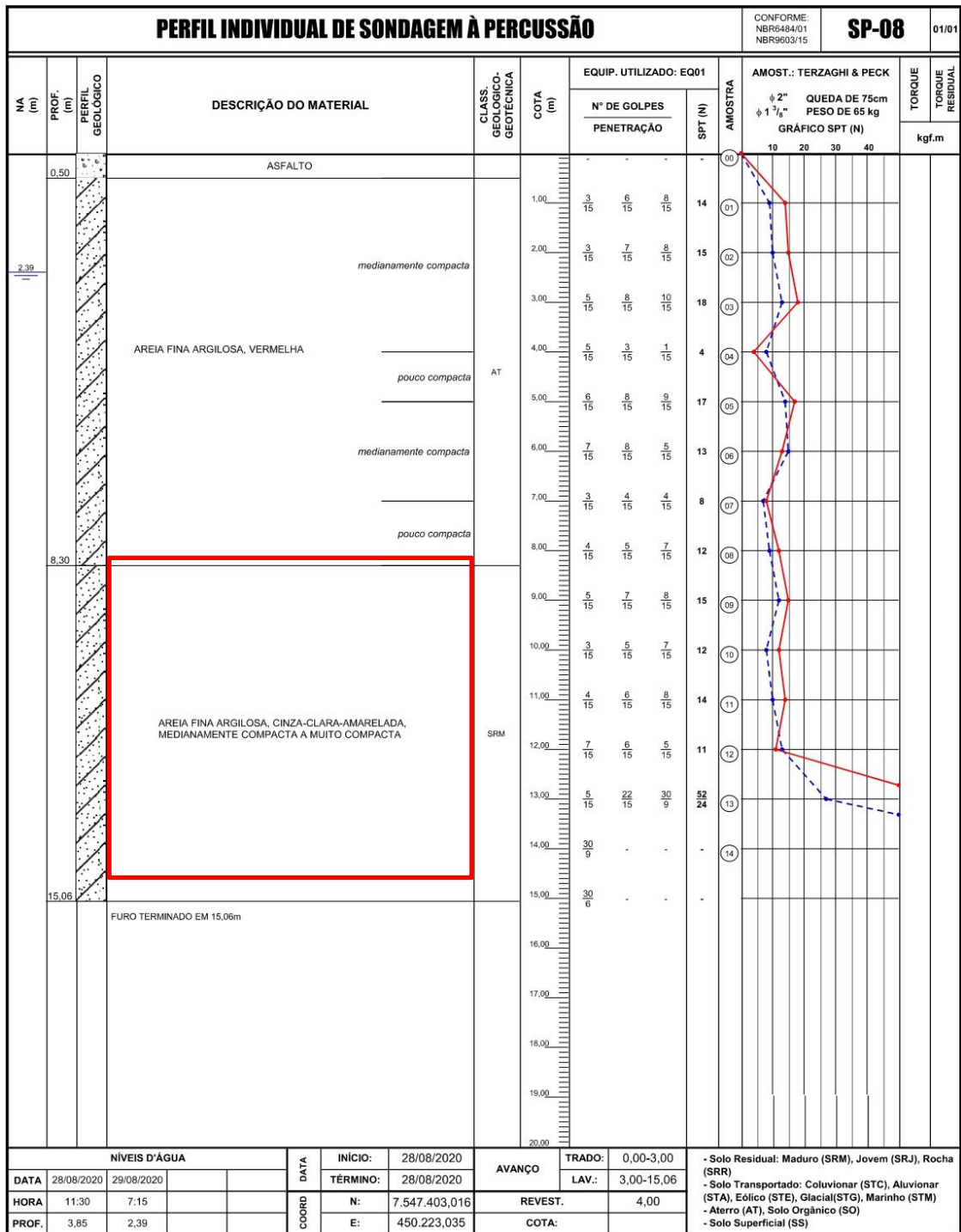
Fonte: Sabesp (2020b).

Figura 37 – Boletim da sondagem SP-3.



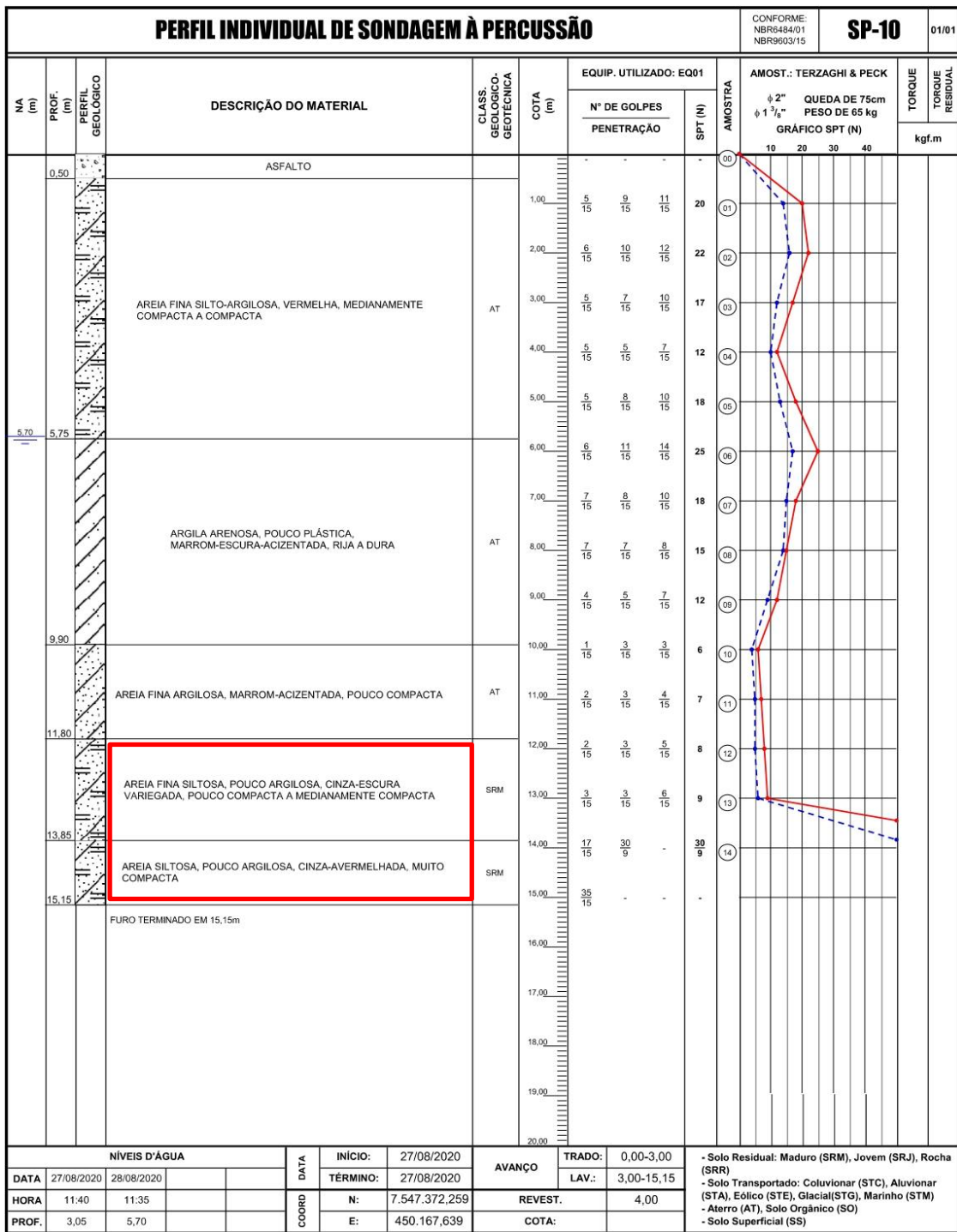
Fonte: Sabesp (2020b).

Figura 38 – Boletim da sondagem SP-8.



Fonte: Sabesp (2020b).

Figura 39 – Boletim da sondagem SP-10.



Fonte: Sabesp (2020b).

Com base nessas informações, foi realizada uma simplificação no modelo de estudo, considerando uma fundação homogênea composta por areia siltosa/argilosa. Tal simplificação também foi realizada a favor da segurança, visto que a coesão da camada de areia é menor que a da camada argilosa.

Assim, para o ângulo de atrito, considerou-se o valor definido por Pinto (2006) de $\Phi = 35^\circ$ para areias de grãos arredondados, mal graduados e compactados. Com relação à coesão, tendo em vista que areias puras apresentam coesão nula, mas que as sondagens indicam que existe uma pequena fração de argila, adotou-se um valor de $c = 5,00$ kPa. O peso específico foi utilizado com base nos estudos de Silva e Silva (2012) para uma areia siltosa, sendo adotado o valor de $\gamma = 19,48$ kN/m³. Por fim, para o coeficiente de permeabilidade, adotou-se o valor de $K = 10E-3$ cm/s definido por Cruz (2004) para areias finas.

4.3.3 Enrocamento

Para o material do enrocamento, adotaram-se os valores definidos por Almeida (2005) para a coesão e o peso específico ($c = 0$ kPa e $\gamma = 26$ kN/m³). Para o ângulo de atrito, utilizou-se o valor de $\Phi = 41^\circ$ determinado por Cruz, Materón e Freitas (2014). O valor do coeficiente de permeabilidade foi baseado no determinado por Cruz (2004) para enrocamento sem finos ($K = 1$ cm/s).

4.3.4 Resumo dos parâmetros adotados

O Quadro 3 apresenta um resumo dos parâmetros utilizados como base para a modelagem das condições de percolação e estabilidade para as quatro seções de estudo da Barragem Santo Anastácio.

Quadro 3 – Parâmetros adotados nos estudos de percolação e estabilidade.

Material	c (kPa)		Φ (°)		γ (kN/m ³)		K (m/s)	
	Valor	Fonte	Valor	Fonte	Valor	Fonte	Valor	Fonte
Aterro	10,64	Sabesp (2020a)	31,10	Sabesp (2020a)	16,00	Sabesp (2020a)	9,98 e-07	Sabesp (2020a)
Fundação	5,00	Adotado	35,00	Pinto (2006)	19,48	Silva e Silva (2012)	10 e-05	Cruz (2004)
Enrocamento	0,00	Almeida (2005)	41,00	Cruz, Materón e Freitas (2014)	26,00	Almeida (2005)	10 e-03	Cruz (2004)

Fonte: Elaborado pela autora.

4.4 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO E ESTABILIDADE

Baseado em análises de equilíbrios limite e formulações fundamentadas no método das lamelas, atualmente o SLOPE/W da GEOSLOPE é um dos softwares mais reconhecidos e utilizados no mercado em termos de análise de estabilidade de taludes ou aterros, sendo ele a ferramenta escolhida para o estudo de estabilidade. Dentre a extensa gama de métodos de análise por fatias disponíveis, foi escolhido o Método de Morgenstern e Price (1965), metodologia rigorosa que satisfaz todas as condições de equilíbrio (tanto as de forças quanto as de momento). Após a aplicação do método, foi realizada a comparação entre o fator de segurança gerado pela simulação de estabilidade do programa com base nas hipóteses de cálculo, e os valores balizadores mínimos do fator de segurança apresentados na revisão de literatura (item 3.6.7).

Para a análise da percolação teórica no aterro e fundação, utilizou-se o módulo SEEP/W, da GEOSLOPE. Através desse módulo, é possível analisar o fluxo de água em meios porosos, em sistemas confinados ou não, de forma que os resultados de poropressão gerados podem ser utilizados nas análises de estabilidade pelo SLOPE/W.

A percolação teórica e o fator de segurança foram gerados considerando três cenários possíveis:

- **Final de construção:** considerando o período anterior ao primeiro enchimento do reservatório, no qual a linha freática coincide com o nível do terreno da fundação da barragem e o processo de percolação e estabilização da linha freática nos taludes ainda não foi iniciado. Análises de estabilidade realizadas para os taludes de montante e jusante.
- **Operação normal:** considerando o funcionamento do empreendimento com o reservatório estabelecido na cota 351,60 m, valor indicado como Nível Máximo Normal (NMN) pelo Volume I do PSB (SABESP, 2020a). Nessa condição, o maciço opera em regime permanente, com níveis de percolação estabilizados e linha freática bem estabelecida. Análises de estabilidade realizadas para o talude de jusante.
- **Rebaixamento rápido do reservatório:** considerando a hipótese de esvaziamento total do reservatório durante o período de cinco dias, sendo a

cota inicial do nível da água igual a 351,60 m (nível máximo normal). Ao todo, foram rebaixados 1 m por dia, até atingir a cota 346,60 m no quinto dia, sendo que as análises das condições de estabilidade foram realizadas a cada dia de rebaixamento. Análises de estabilidade realizadas para o talude de montante.

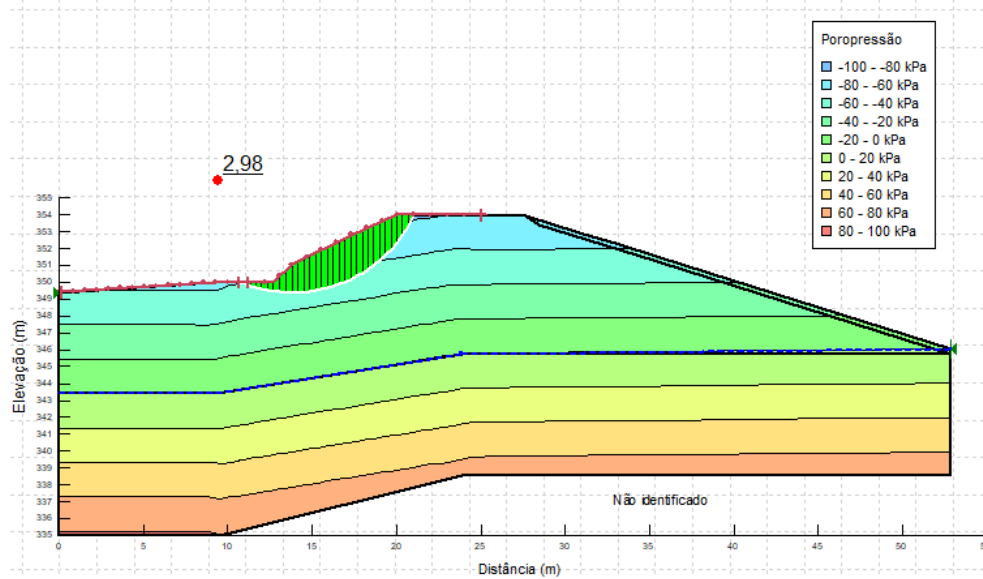
Todas as simulações foram realizadas considerando os parâmetros apresentados no item 4.3 e a geometria das seções disponibilizadas pela Sabesp (2020a).

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 SEÇÃO 1

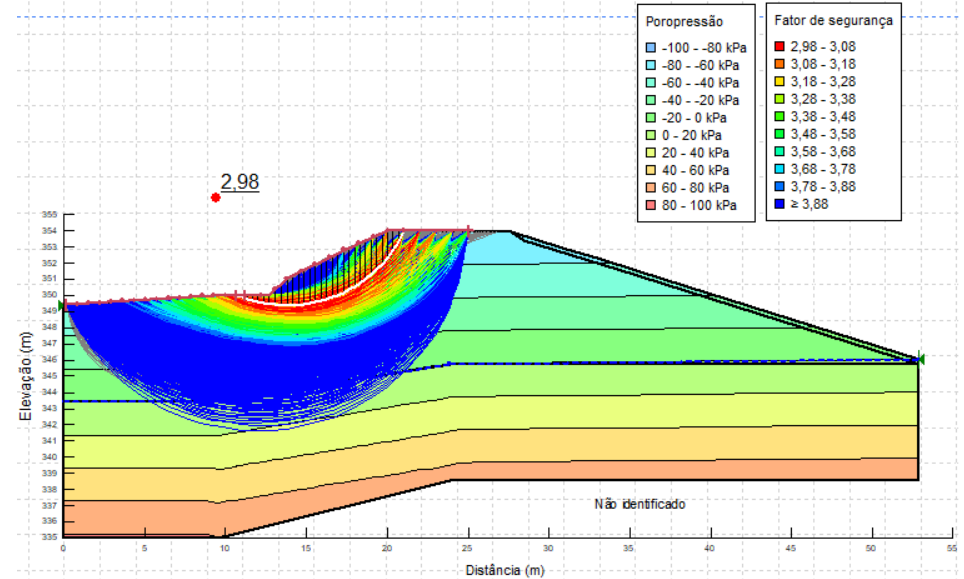
5.1.1 Final de construção

Figura 40 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 1.



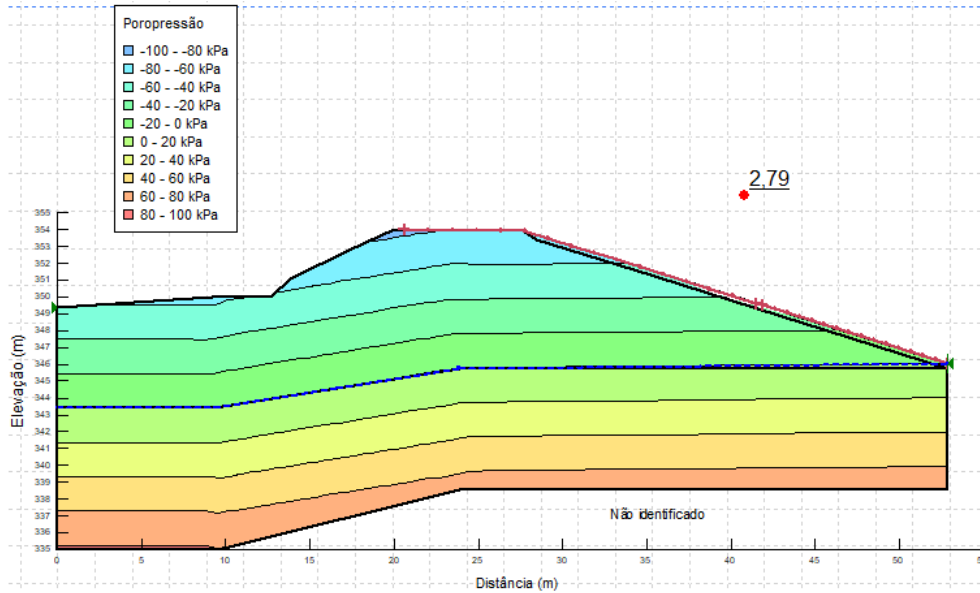
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 41 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 1;



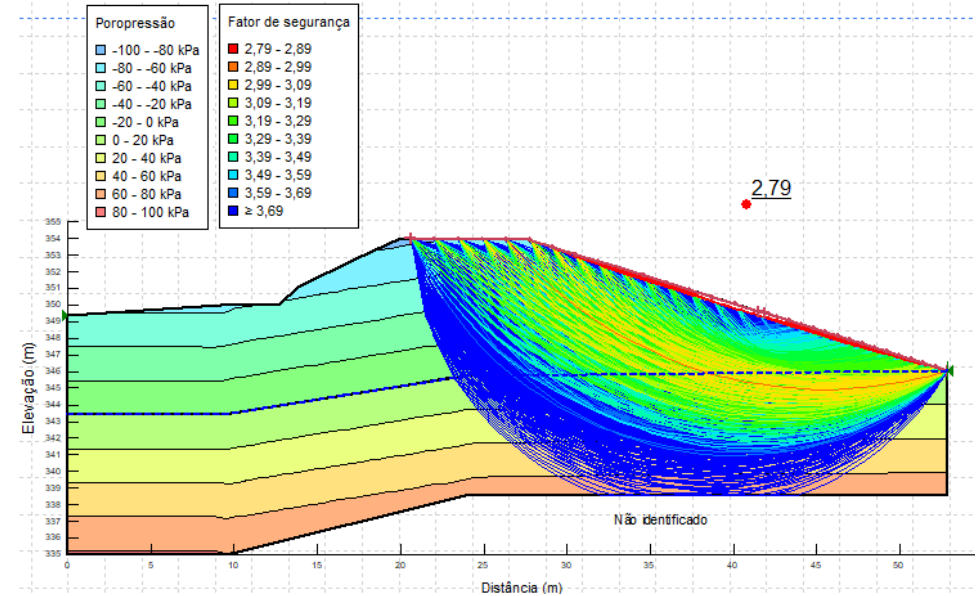
Fonte: Elaborado pela autora

Figura 42 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 1.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 43 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 1.

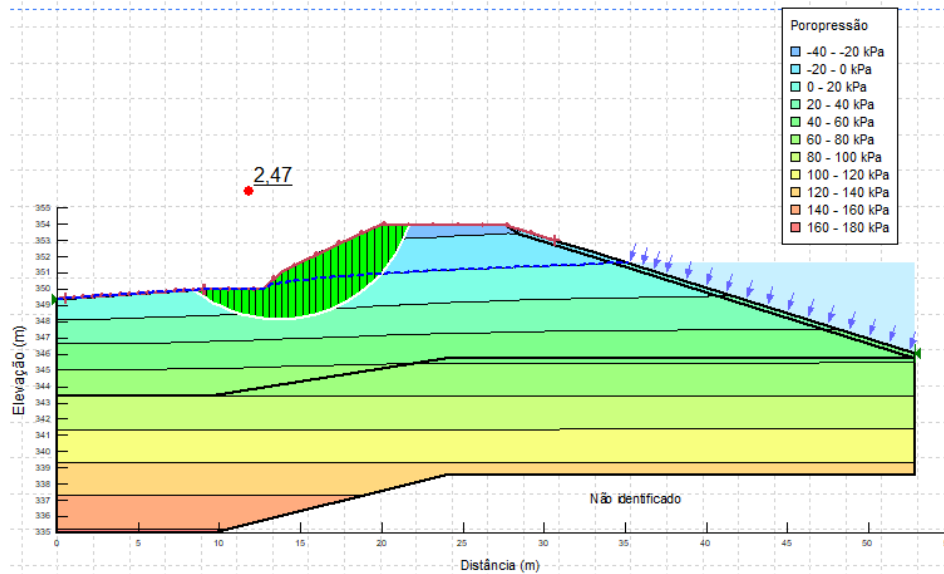


Fonte: Elaborado pela autora.

Para o cenário de final de construção, onde o reservatório ainda não foi formado e o processo de percolação pelos taludes não foi iniciado, observa-se que ambos os taludes (montante e jusante) atendem ao valor mínimo estabelecido na revisão bibliográfica para tal condição de carregamento ($FS \geq 1,3$). No talude de jusante, a superfície crítica de ruptura é bem definida, abrangendo a porção superior do material do aterro, onde a inclinação é maior. Para o talude de montante, essa superfície crítica de ruptura é menor, em consequência da camada granular do enrocamento, que apresenta menor coesão em relação ao material do aterro e protege a face de montante. As poropressões nos taludes são negativas devido a posição da linha freática (coincidente com a cota mais superficial da fundação da barragem, não atingindo o maciço).

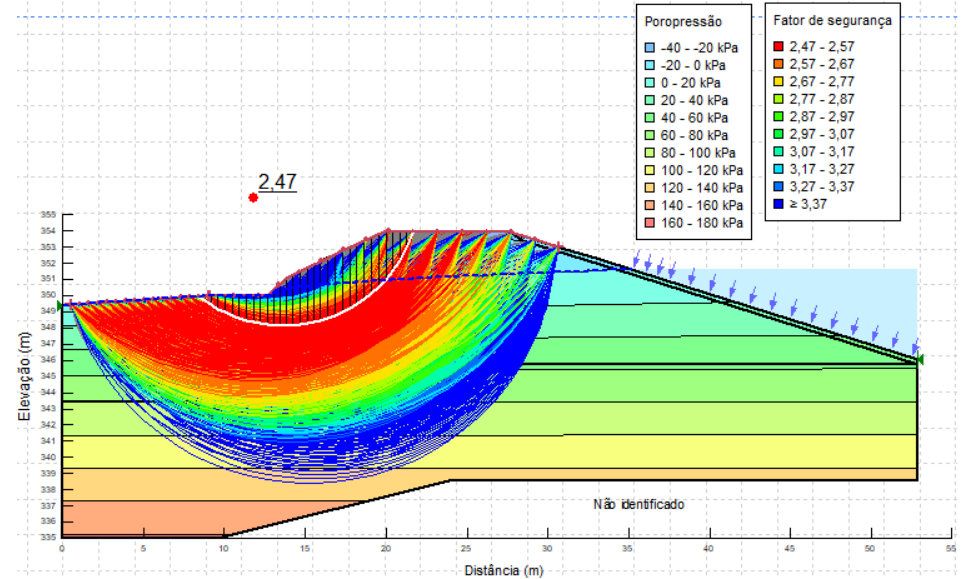
5.1.2 Operação normal

Figura 44 –Fator de segurança para operação normal – Seção 1.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 45 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 1.

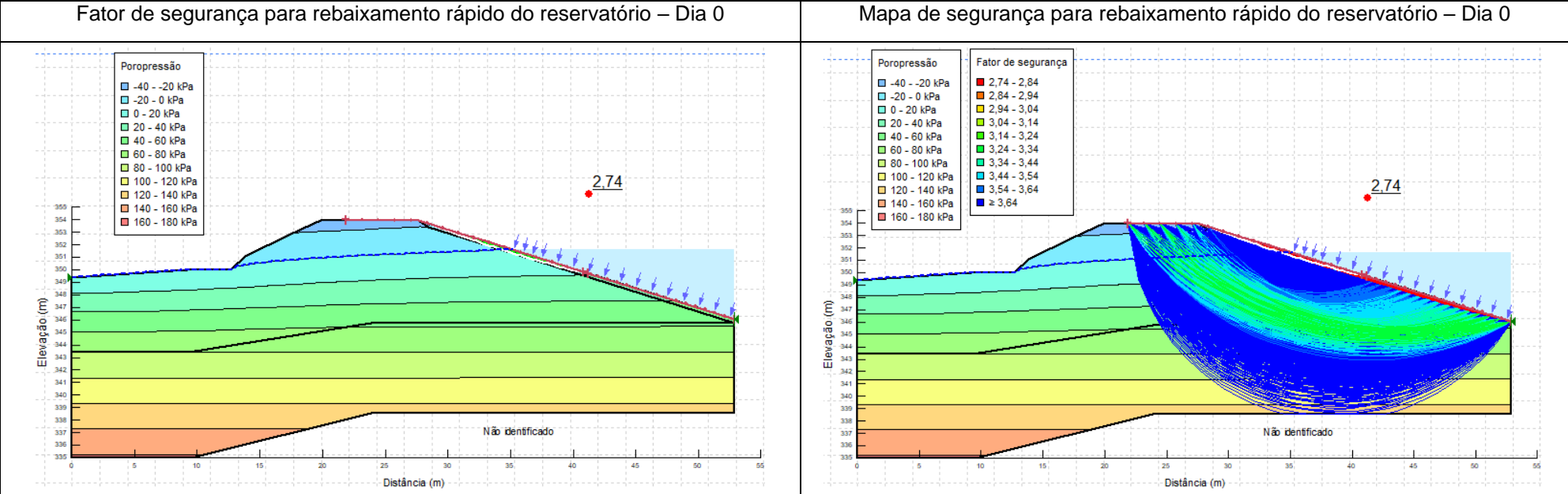


Fonte: Elaborado pela autora.

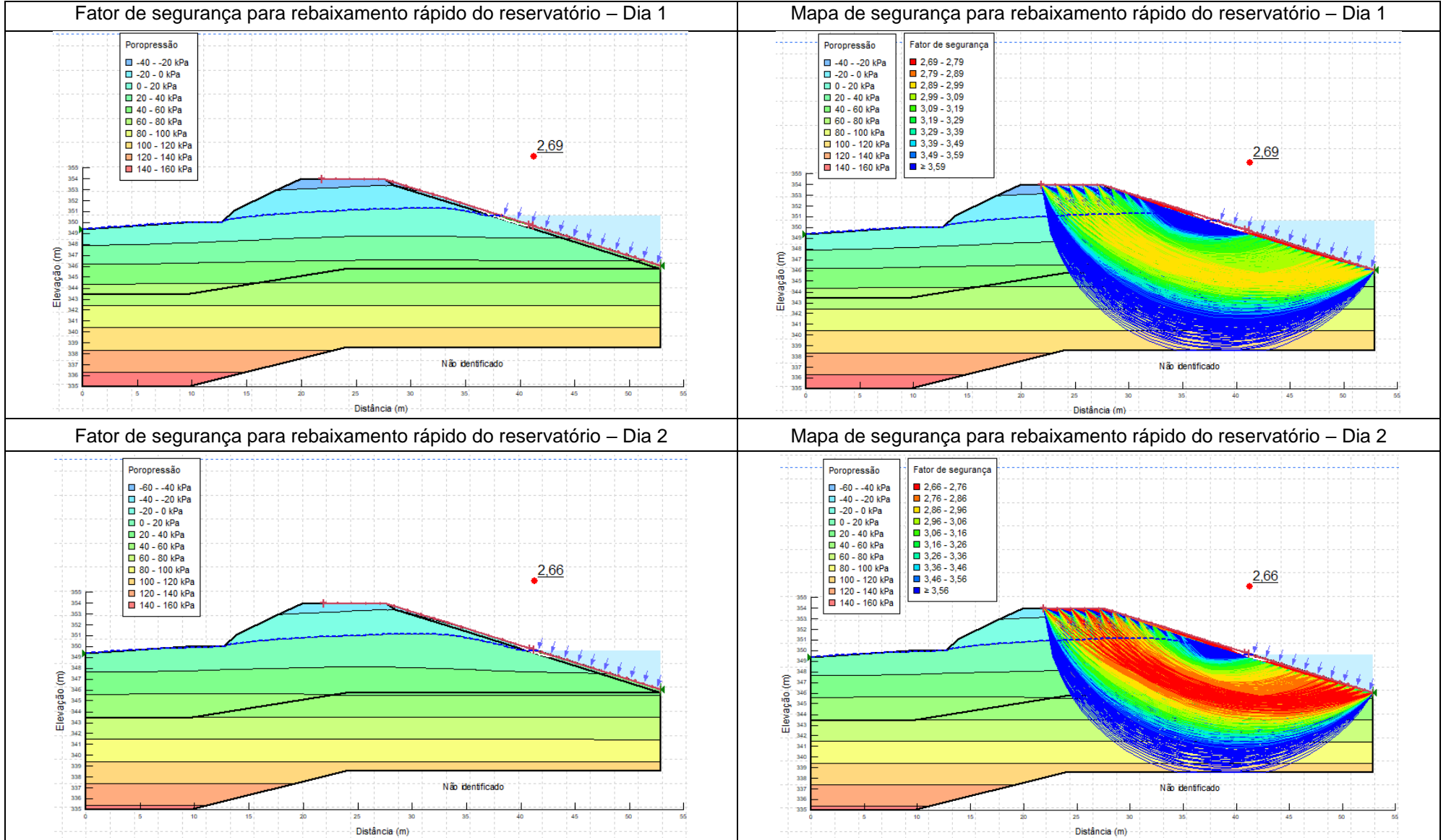
No cenário de operação normal, a linha freática gerada pelo programa é consideravelmente alta, de modo que a maior parte do aterro se encontra saturado. Tal resultado pode provavelmente ser atribuído ao tipo de material que compõe o maciço (solo arenoso), que proporciona maior permeabilidade em relação a solos mais finos, como os argilosos, por exemplo. A superfície crítica de ruptura é maior que para o caso de final de construção, em decorrência da posição da linha freática dentro do talude. Apesar disso, o coeficiente de segurança obtido é maior que o mínimo apresentado pela revisão bibliográfica ($FS \geq 1,5$), sendo possível considerar que a seção 1 apresenta estabilidade em condições normais de operação. Nota-se que as poropressões continuam sendo negativas em níveis acima da linha freática, comportamento normal de acordo com a mecânica dos solos e com as leis de fluxo.

5.1.3 Rebaixamento rápido do reservatório

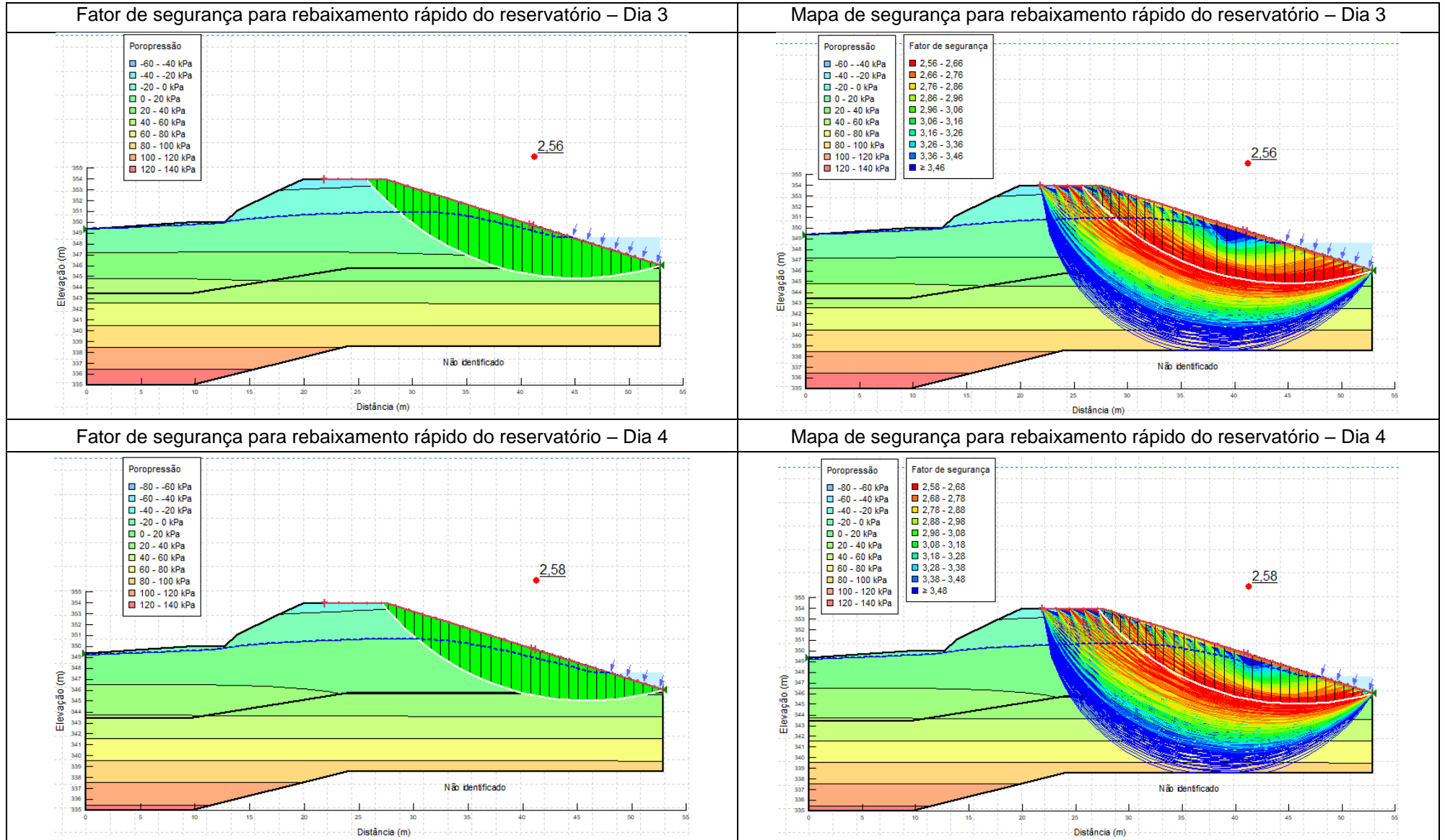
Quadro 4 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 1 (continua).



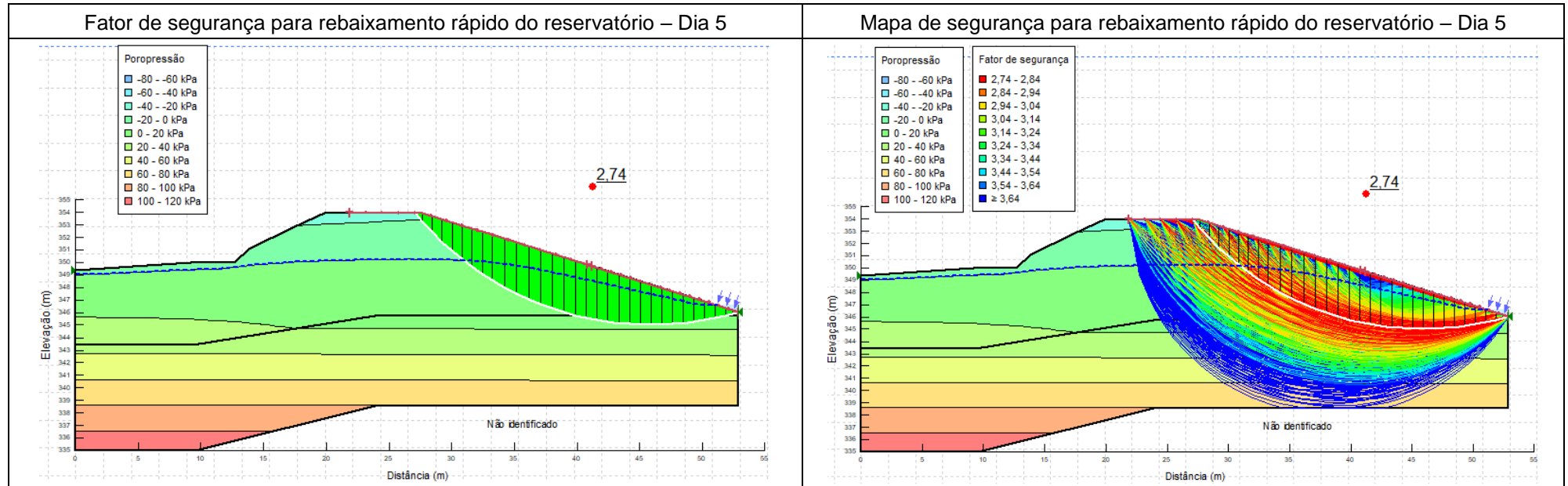
Quadro 4 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 1 (continuação).



Quadro 4 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 1 (continuação)



Quadro 4 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 1 (conclusão)



Fonte: Elaborado pela autora

Para o caso de rebaixamento rápido, o menor fator de segurança foi obtido no terceiro dia de rebaixamento, sendo que no quinto dia obtém-se o mesmo valor que era apresentado antes o rebaixamento ser iniciado (dia 0). Tal comportamento está associado ao descarregamento brusco que é tido até o terceiro dia, devido à diminuição da carga de água total a montante da estrutura, sendo que após esse período, a carga hidráulica é muito pequena e o talude volta a se estabilizar de forma que o fator de segurança aumenta.

A superfície crítica de ruptura nos primeiros dois dias de rebaixamento é muito pequena, devido à proteção da camada granular composta pelo enrocamento. A partir do terceiro dia, embora o coeficiente de segurança seja mais alto, a superfície de

ruptura é maior, englobando grande parte do talude de montante. Isso ocorre devido à diminuição do nível do reservatório, que descomprime a face de montante podendo causar instabilidade.

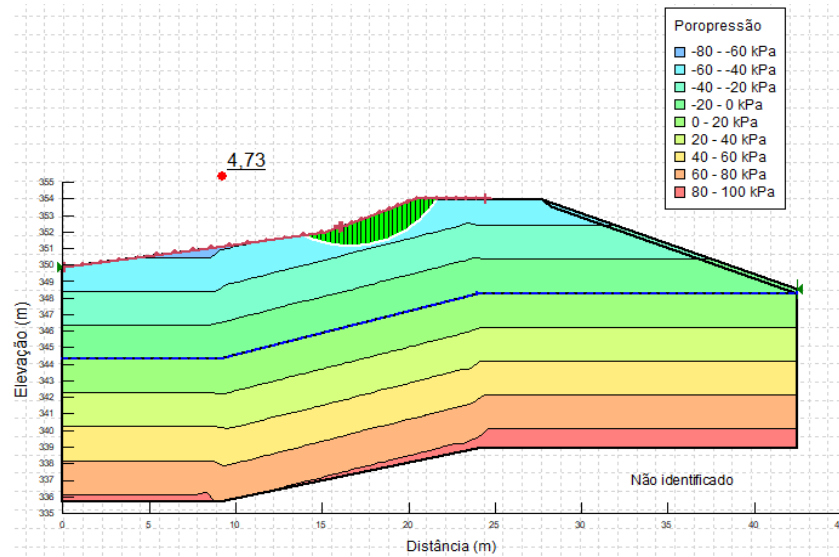
O comportamento da linha freática durante o processo de diminuição do nível do reservatório é coerente com o esperado para essa condição de carregamento, sendo possível observar o tempo de resposta do solo perante a diminuição do nível da água, ou seja, a linha freática cai rapidamente próximo à face do talude de montante, mas demora mais para diminuir conforme adentra no aterro. Esse resultado comprova a característica principal do rebaixamento rápido, onde o tempo levado na diminuição da carga hidráulica total do reservatório não é suficiente para dissipar as pressões neutras dentro do talude.

Embora essa variação brusca do nível de água do reservatório possa alterar as condições de equilíbrio do talude de montante (pois o sistema pode não ter tempo de resposta suficiente para se reorganizar em termos de tensões), no caso da seção 1, o menor fator de segurança obtido é maior que o mínimo requerido pelas referências bibliográficas ($FS \geq 1,0$), podendo-se considerar que o barramento nessa região é estável para a hipótese de rebaixamento considerada no estudo.

5.2 SEÇÃO 2

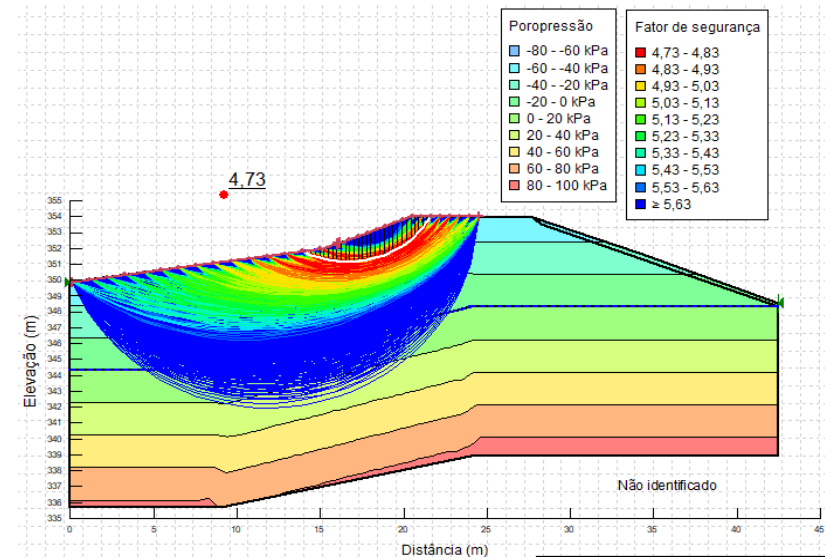
5.2.1 Final de construção

Figura 46 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 2.



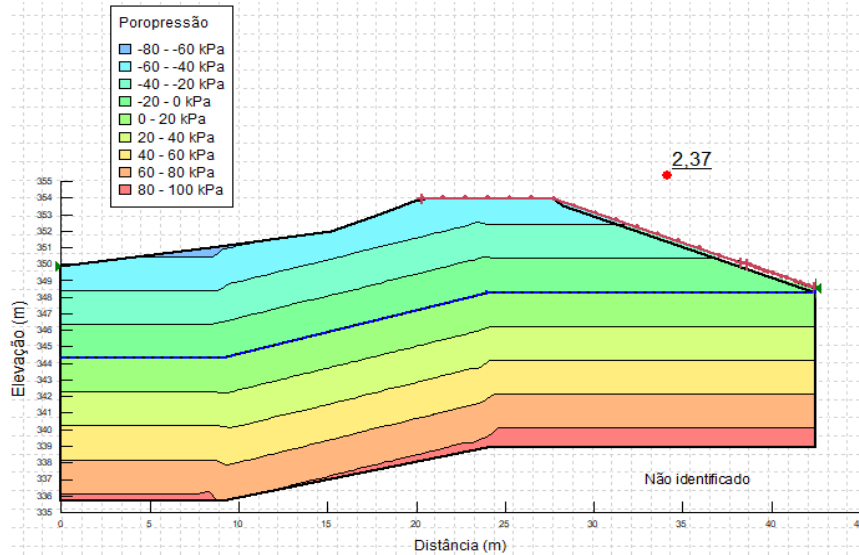
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 47 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 2.



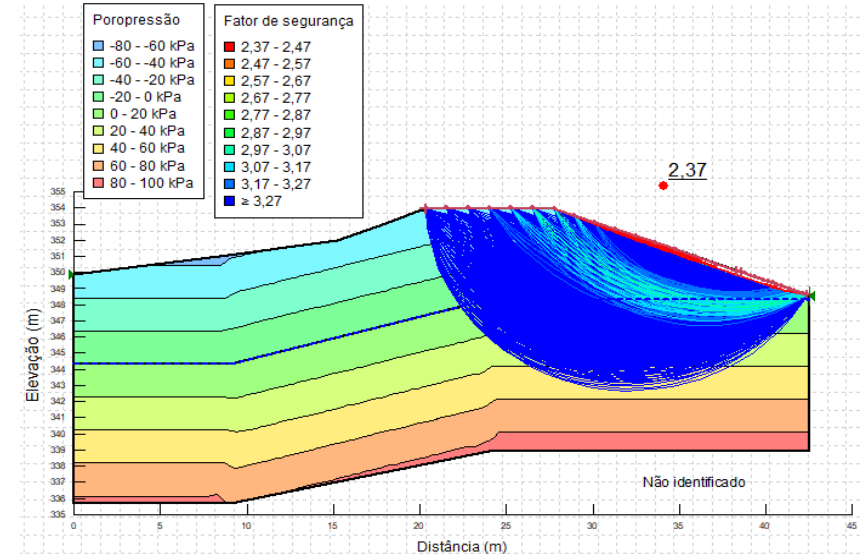
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 48 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 2.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 49 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 2.

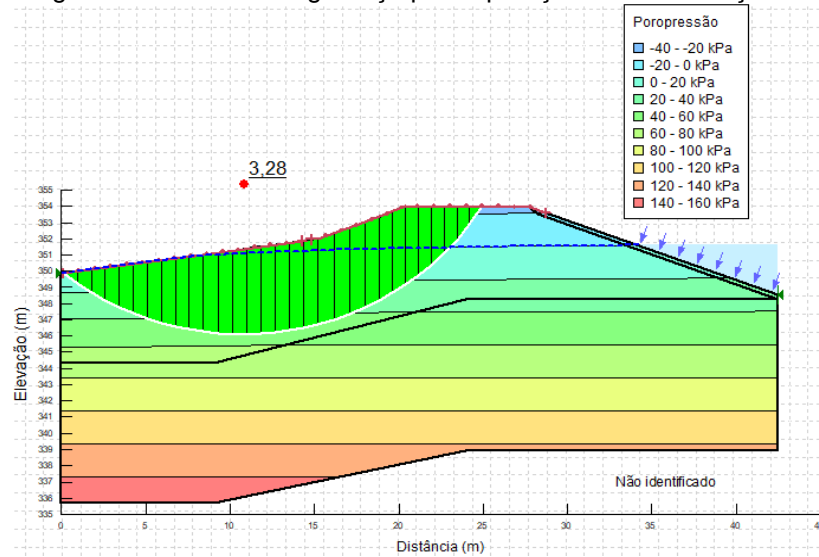


Fonte: Elaborado pela autora.

Na seção 2, ambos os taludes (montante e jusante) apresentam coeficientes de segurança acima do valor mínimo estabelecido na revisão bibliográfica para a condição de final de construção ($FS \geq 1,3$). Nota-se uma elevação expressiva no fator de segurança obtido para o talude de jusante em comparação ao da seção 1, o que ocorre provavelmente pela diminuição da inclinação do talude na seção 2. As poropressões nos taludes são negativas devido aos mesmos motivos citados no item 5.1.1 e as considerações feitas para a superfície crítica de ruptura nos taludes de montante e jusante também se mantêm as mesmas.

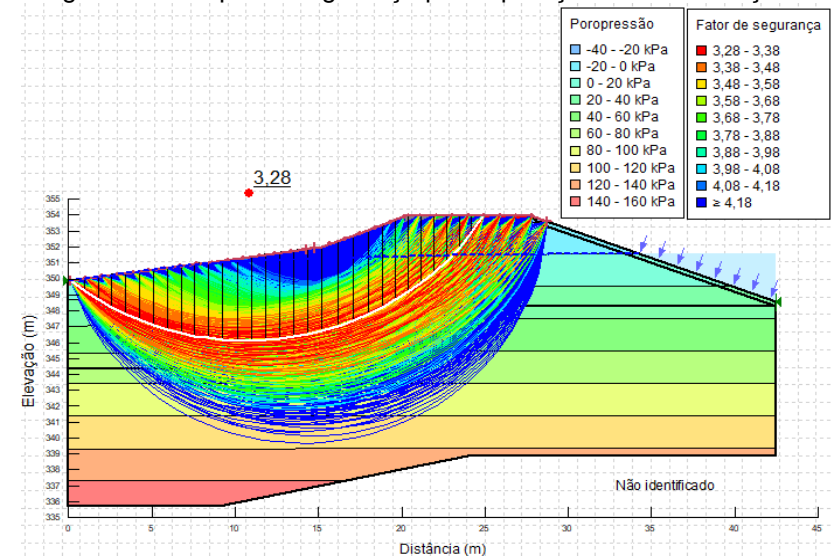
5.2.2 Operação normal

Figura 50 – Fator de segurança para operação normal – Seção 2.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 51 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 2.

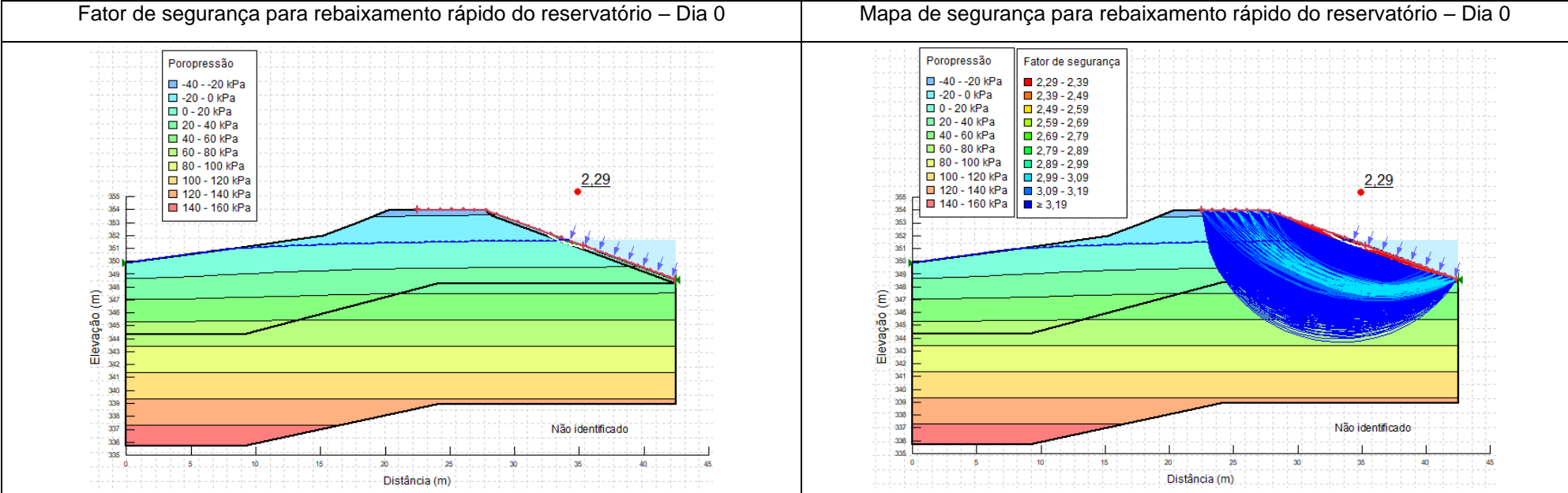


Fonte: Elaborado pela autora.

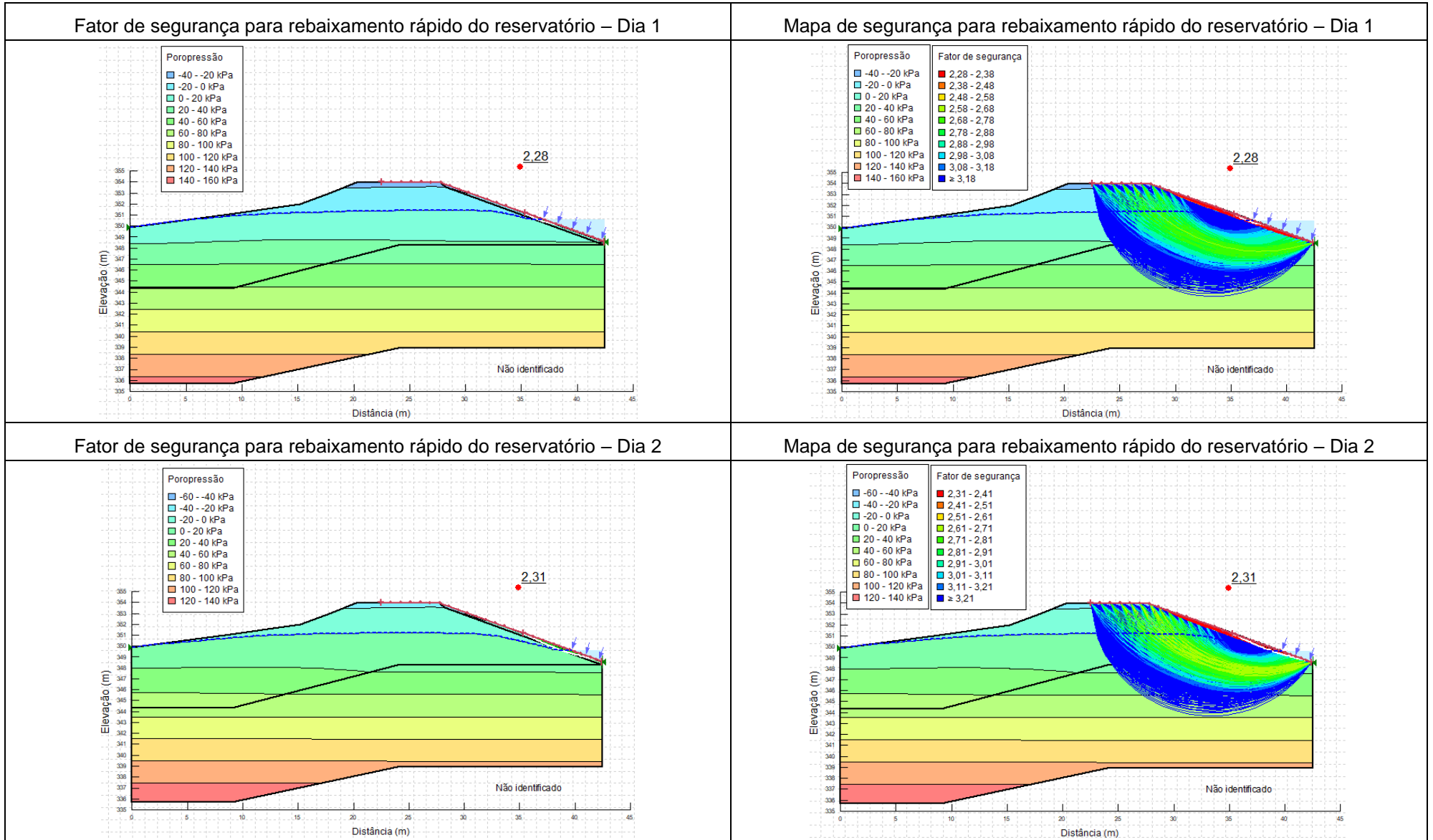
Para o cenário de operação normal, a linha freática gerada pelo programa para a seção 2 se mantém alta, com a maior parte do aterro saturado. Nesse caso, a diminuição da inclinação do talude de jusante implica também na diminuição da perda de carga da linha freática dentro do maciço. Além disso, o fato de a linha freática se manter alta no interior de todo o maciço, apresentando uma perda de carga pouco expressiva, contribui para o aumento da superfície crítica de ruptura, que abrange a maior parte do talude de jusante. Ainda assim, o coeficiente de segurança obtido é maior que o mínimo esperado ($FS \geq 1,5$), sendo possível considerar que a seção 2 apresenta estabilidade em condições normais de operação. O comportamento das poropressões continua semelhante ao descrito para a seção 1, sendo negativas em cotas acima da linha freática.

5.2.3 Rebaixamento rápido do reservatório

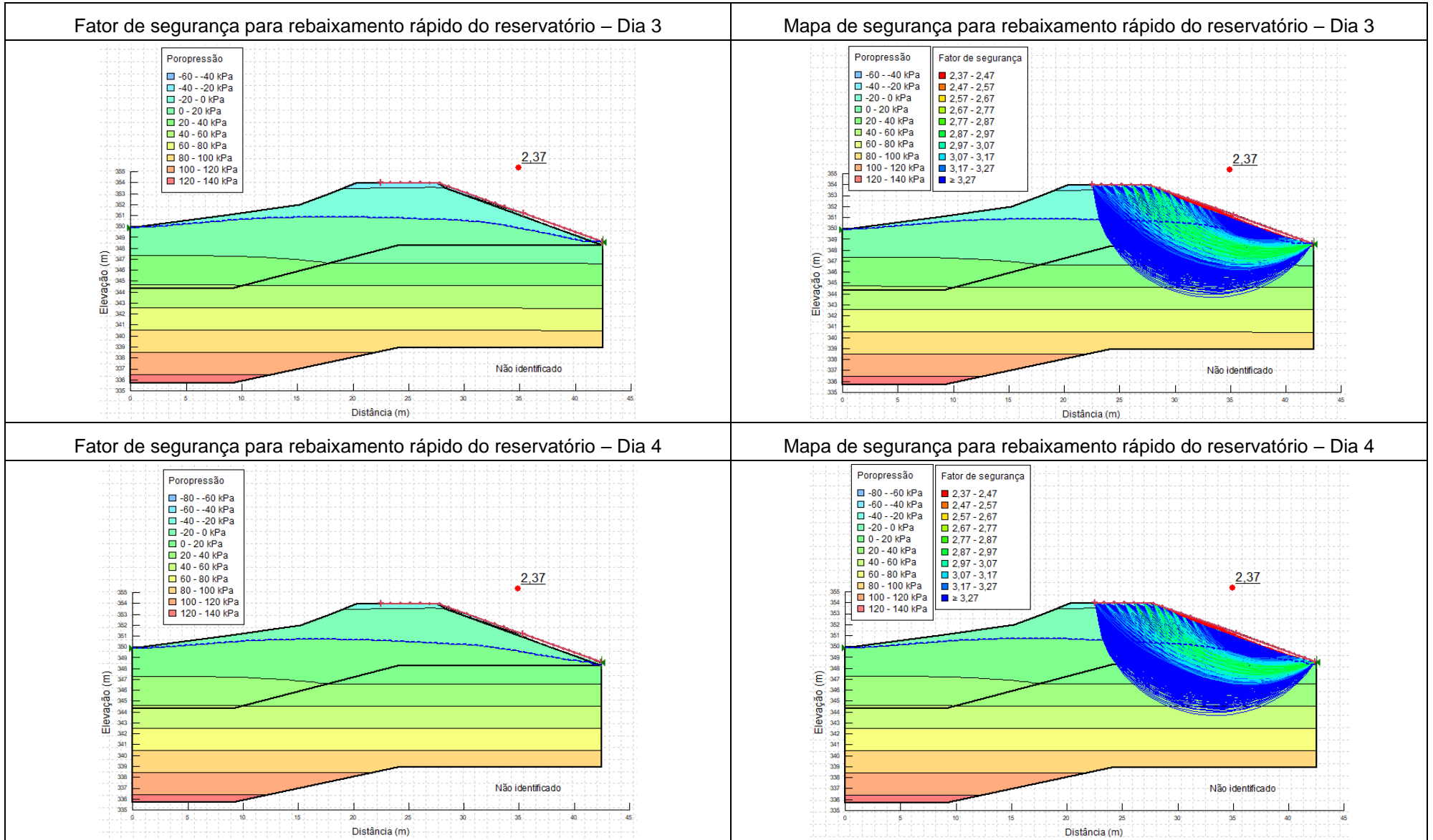
Quadro 5 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 2(continua).



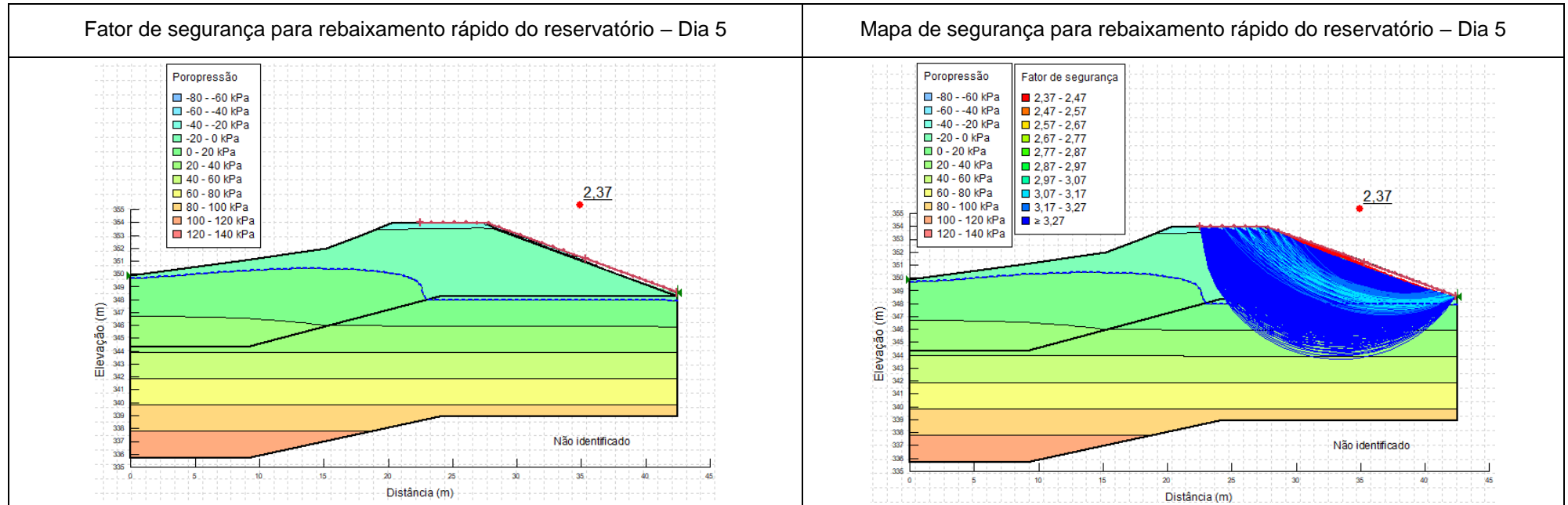
Quadro 5 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 2 (continuação).



Quadro 5 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 2 (continuação).



Quadro 5 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 2 (conclusão).



Fonte: Elaborado pela autora.

Na análise de rebaixamento rápido do reservatório para a seção 2, o menor fator de segurança foi obtido no primeiro dia de rebaixamento. No segundo dia, o coeficiente de segurança aumenta, e se mantém constante a partir do terceiro dia, onde apresenta um valor maior que o apresentado antes do rebaixamento ser iniciado (dia 0).

Observa-se que a extensão do talude de montante na seção 2 é menor que na seção 1, de modo que a partir do segundo dia de rebaixamento, o reservatório impõe uma carga hidráulica muito pequena sobre o talude. Devido a isso, a partir do terceiro dia, a seção já não apresenta carregamento advindo do reservatório, o que condiciona a estabilização do fator de segurança e torna a superfície crítica de ruptura muito pequena, abrangendo apenas a região do enrocamento. O comportamento da linha freática durante

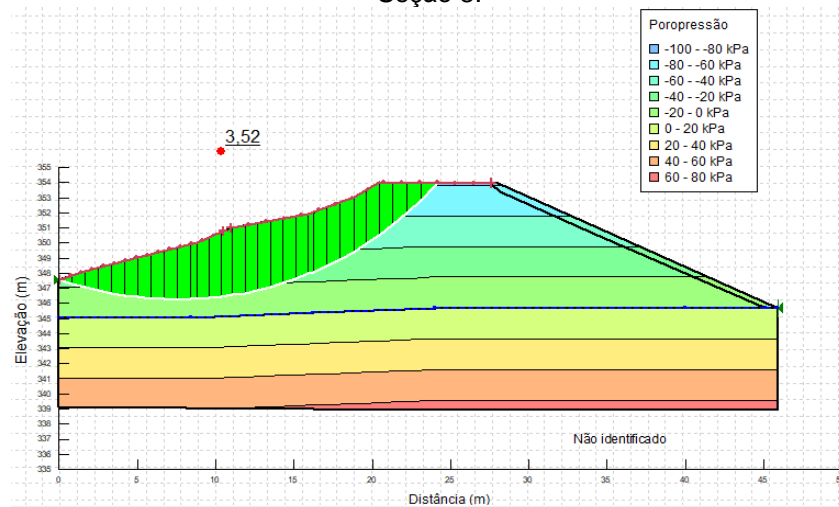
o processo de diminuição do nível do reservatório ainda pode ser considerado coerente, visto que é possível observar o tempo de resposta do solo mais lento perante à diminuição do nível da água.

Novamente, mesmo que a variação brusca do nível de água do reservatório possa alterar as condições de equilíbrio do talude de montante, o menor fator de segurança obtido ainda é maior que o mínimo requerido em teoria ($FS \geq 1,0$), podendo-se considerar que, nessa seção, o rebaixamento não condiciona a estabilidade do talude.

5.3 SEÇÃO 3

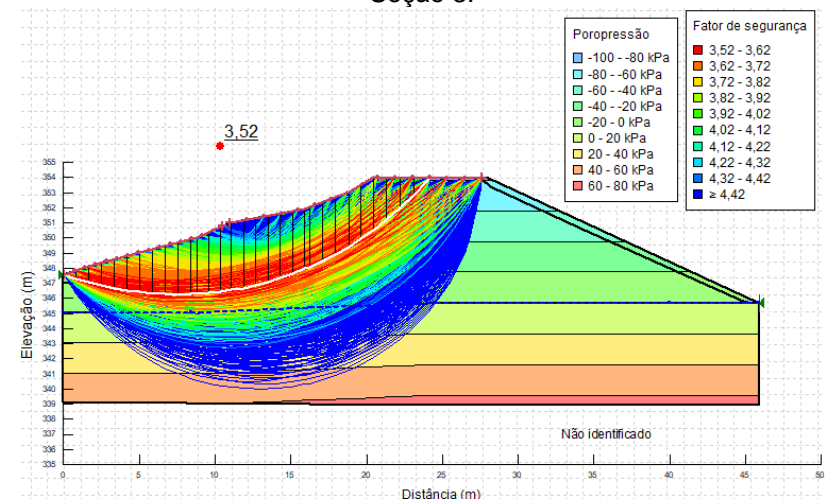
5.3.1 Final de construção

Figura 52 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 3.



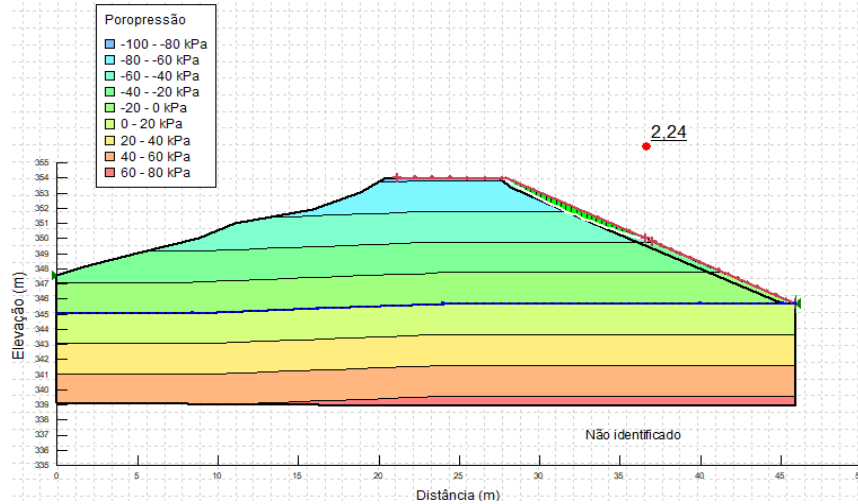
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 53 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 3.



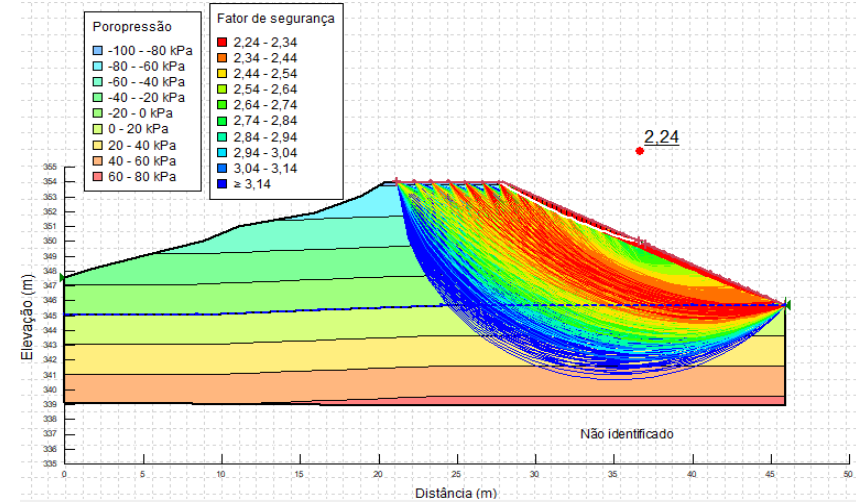
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 54 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 3.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 55 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 3.

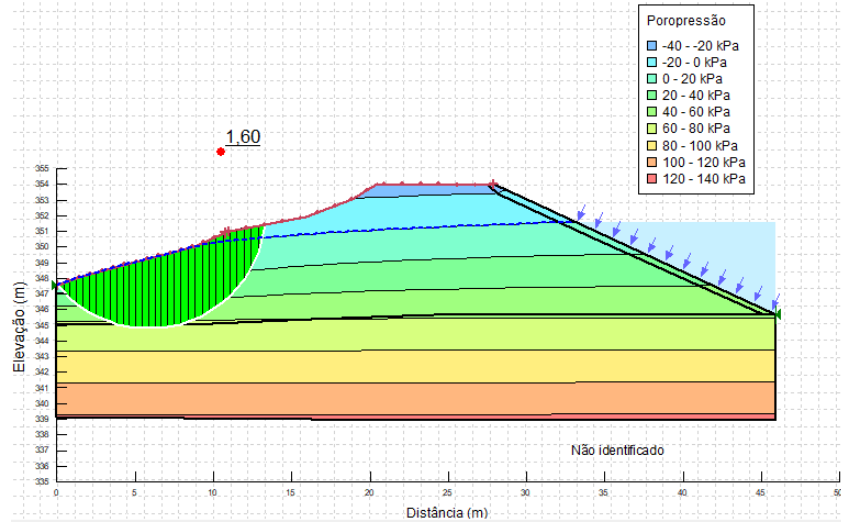


Fonte: Elaborado pela autora.

Para a seção 3, os taludes de montante e jusante ainda apresentam coeficientes de segurança acima do valor mínimo admitido pelas referências ($FS \geq 1,3$). Com relação à superfície crítica de ruptura, visto que o talude de jusante não apresenta mudanças bruscas de inclinação, observa-se que a superfície de ruptura não se limita à porção superior do talude. Para o talude de montante, a presença de enrocamento torna a superfície de ruptura menor, não chegando a atingir o talude. As poropressões nos taludes são negativas devido aos mesmos motivos citados no item 5.1.1 (todo o talude se encontra acima do nível freático).

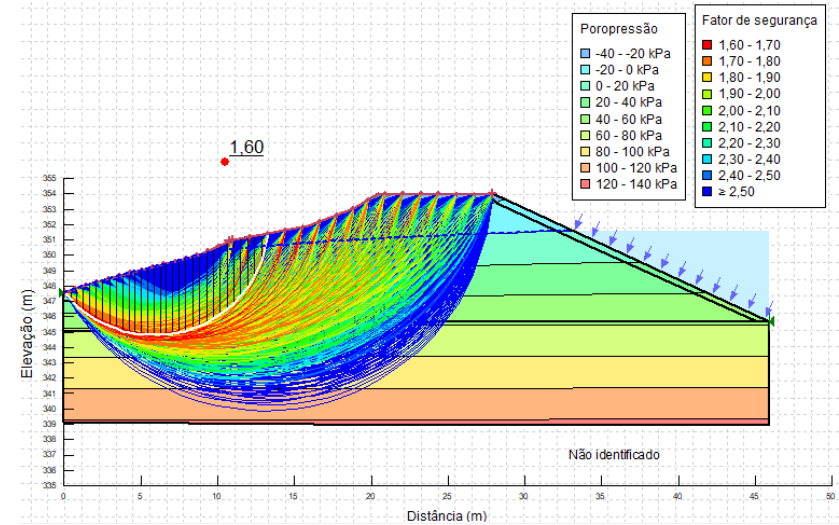
5.3.2 Operação normal

Figura 56 – Fator de segurança para operação normal – Seção 3.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 57 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 3.

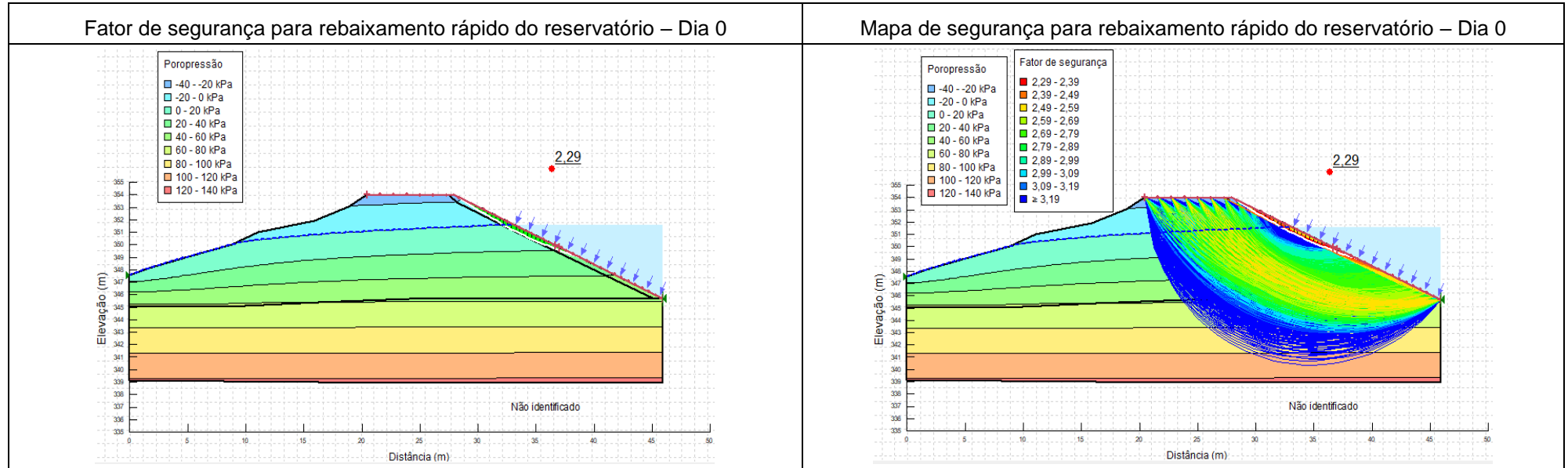


Fonte: Elaborado pela autora.

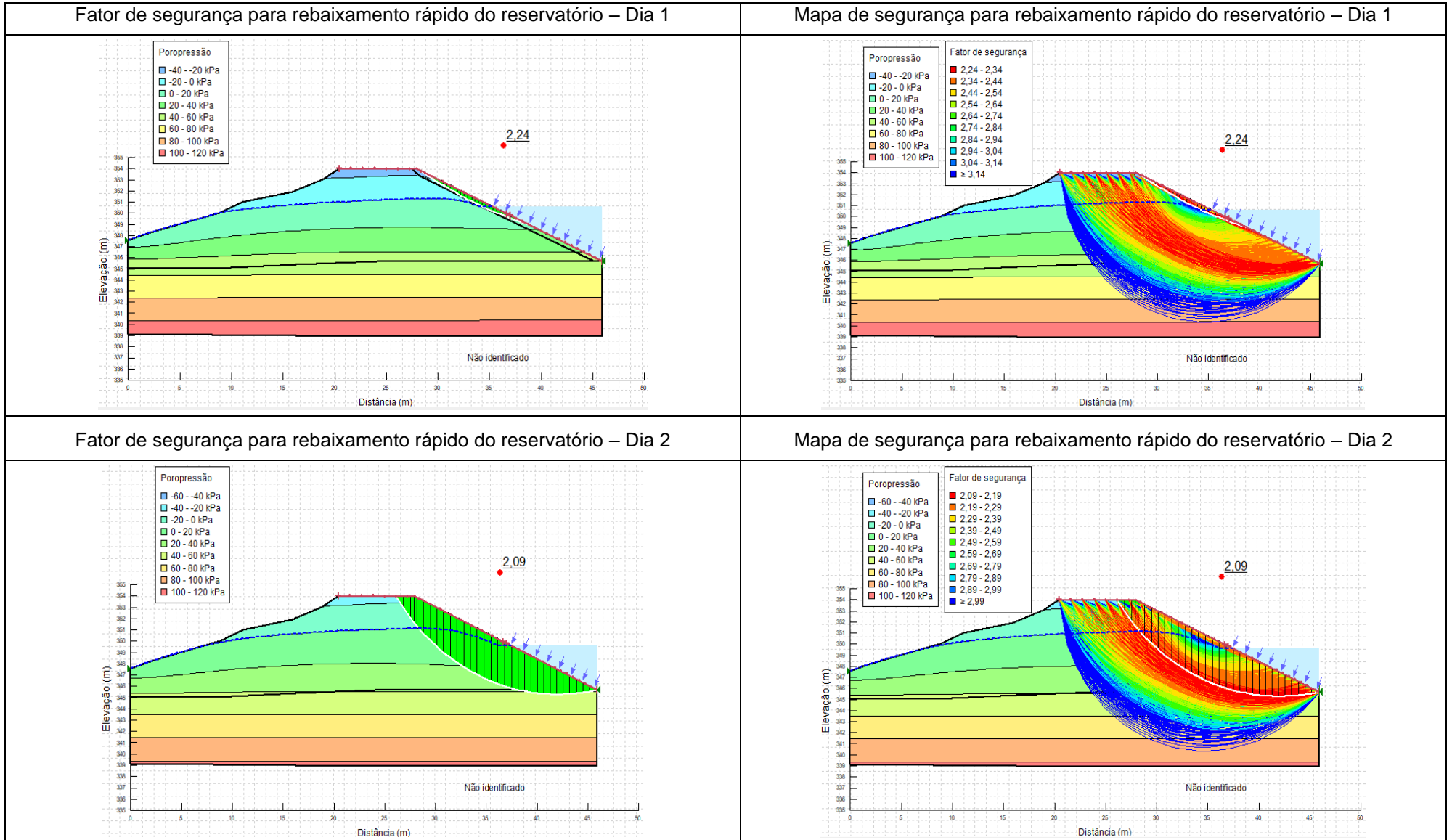
Com relação à operação normal na seção 3, quase todo o aterro se encontra saturado e a linha freática gerada pelo programa se mantém alta, com comportamento semelhante ao apresentado na seção 1. Isso ocorre provavelmente devido à inclinação do talude de jusante nas seções 1 e 3, maior que na seção 2. A superfície crítica de ruptura, nesse caso, abrange a porção inferior do talude de jusante, e o coeficiente de segurança obtido é maior que o mínimo esperado ($FS \geq 1,5$). O comportamento das poropressões continua semelhante ao descrito para as seções 1 e 2, sendo possível afirmar que a seção 3 apresenta estabilidade em condições normais de operação.

5.3.3 Rebaixamento rápido do reservatório

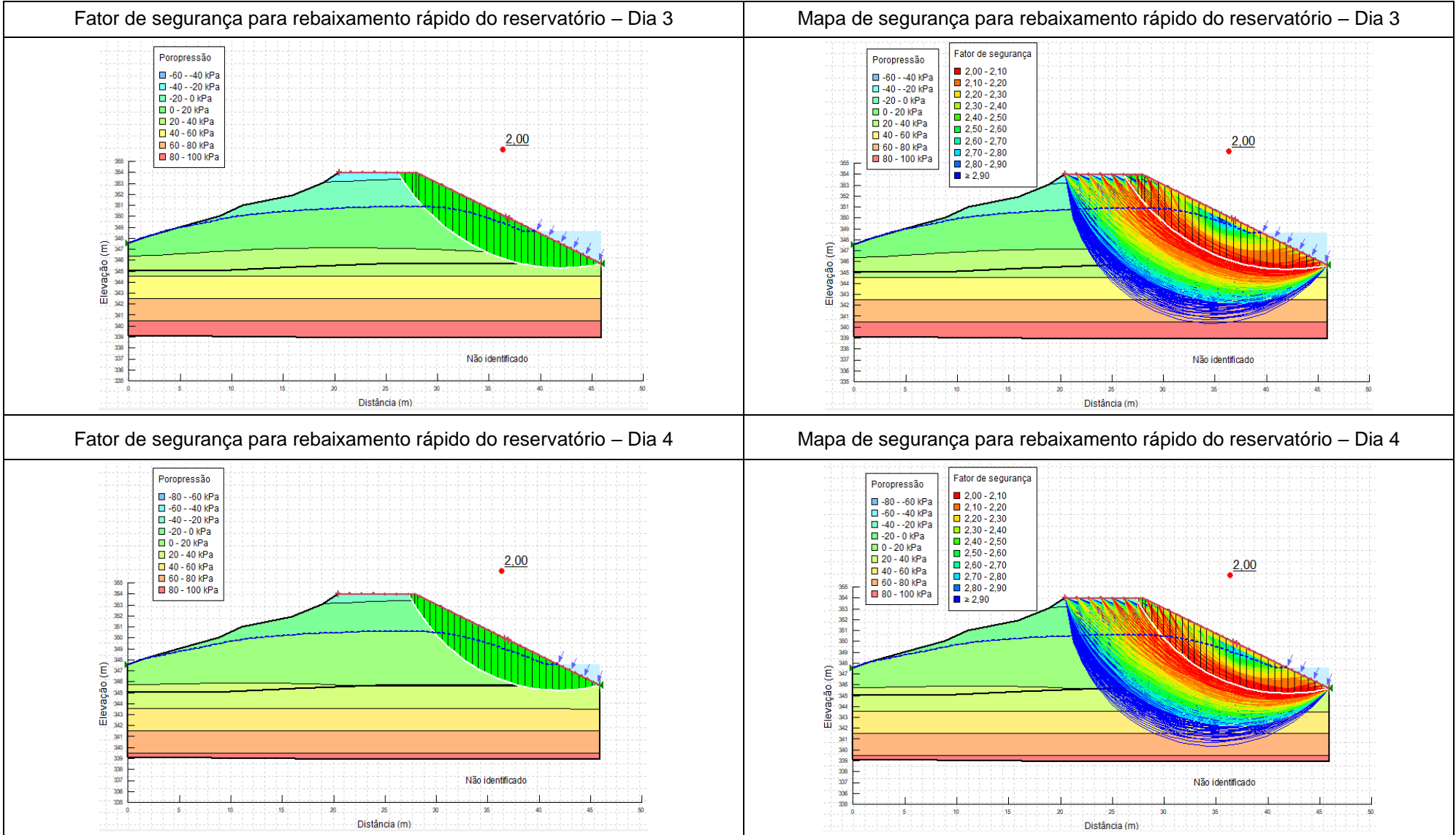
Quadro 6 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 3 (continua).



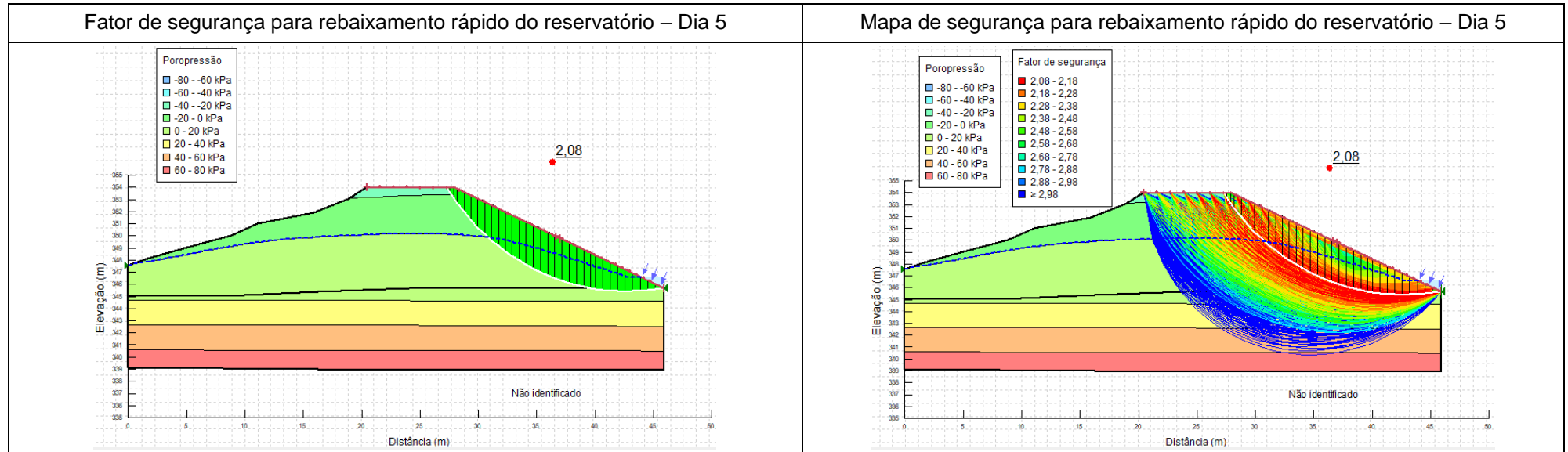
Quadro 6 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 3 (continuação).



Quadro 6 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 3 (continuação).



Quadro 6 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 3 (conclusão).



Fonte: Elaborado pela autora

Na seção 3, a simulação de rebaixamento rápido do reservatório indica que o menor fator de segurança é obtido nos dias 3 e 4 do rebaixamento. No quinto dia, o coeficiente de segurança aumenta, mas não atinge o mesmo valor apresentado antes do início do rebaixamento (dia 0), o que indica o início da estabilização do fator de segurança. Nesse caso, a superfície crítica de ruptura é pequena no primeiro dia de rebaixamento, abrangendo apenas a região do enrocamento, e aumenta a partir do segundo dia, englobando uma grande massa do talude de montante devido à decompressão causada pela diminuição da carga total da água.

Nota-se que a extensão do talude de montante na seção 3 é maior que na seção 2, de modo que mesmo no último dia de rebaixamento existe uma pequena carga hidráulica sobre a face de montante. Esse nível de água do reservatório nos últimos dias é pouco expressivo em termos de tensões, no entanto, mantém a linha freática mais alta dentro do maciço quando comparado com a

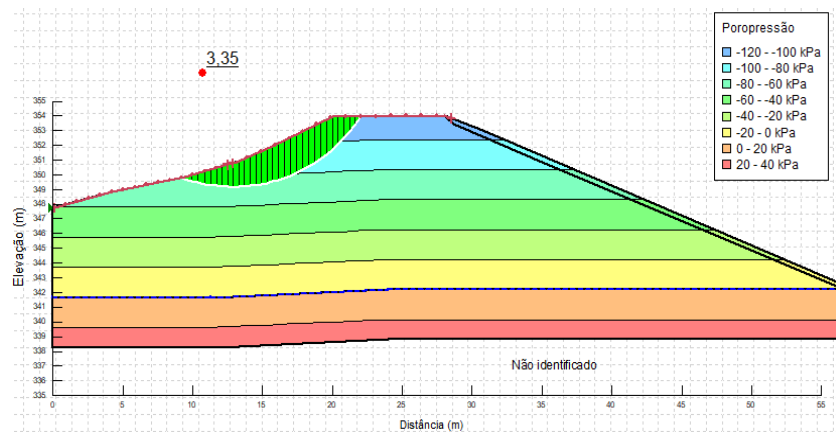
seção 2. Assim como indicado nas seções 1 e 2, esse comportamento da linha freática durante o processo de diminuição do nível do reservatório é o esperado e pode ser considerado coerente.

Por fim, uma vez que o menor fator de segurança obtido é maior que o mínimo requerido em teoria para casos de rebaixamento rápido ($FS \geq 1,0$), pode-se considerar que a seção 3 apresenta estabilidade nessa situação de carregamento.

5.4 SEÇÃO 4

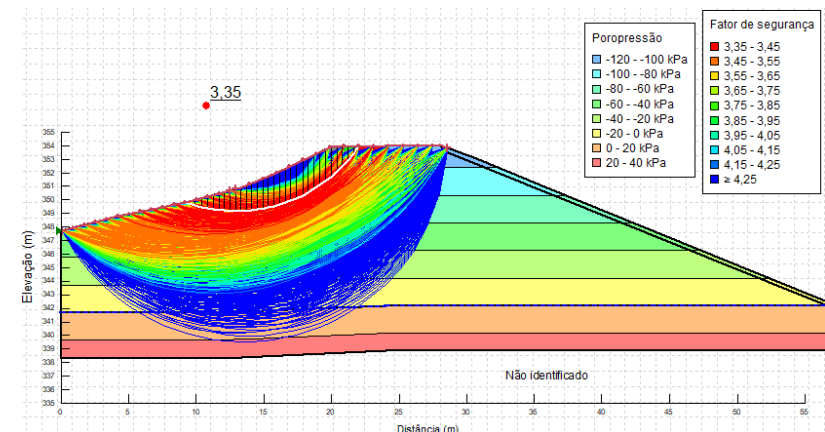
5.4.2 Final de construção

Figura 58 – Fator de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 4.



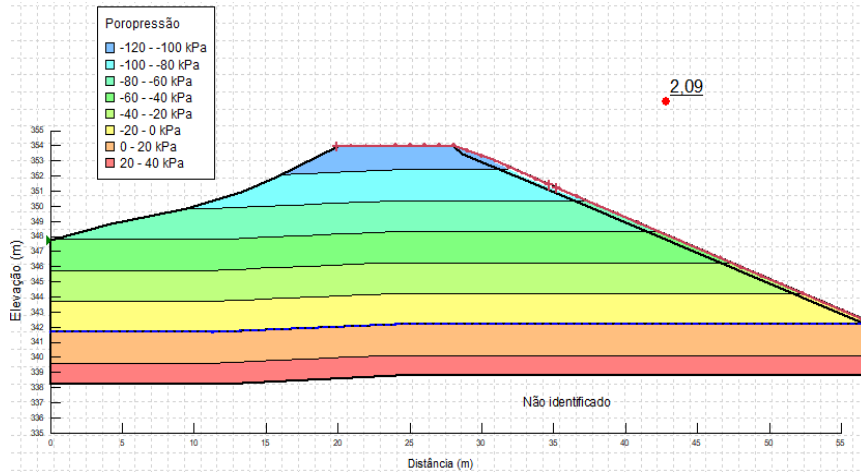
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 59 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de jusante – Seção 4.



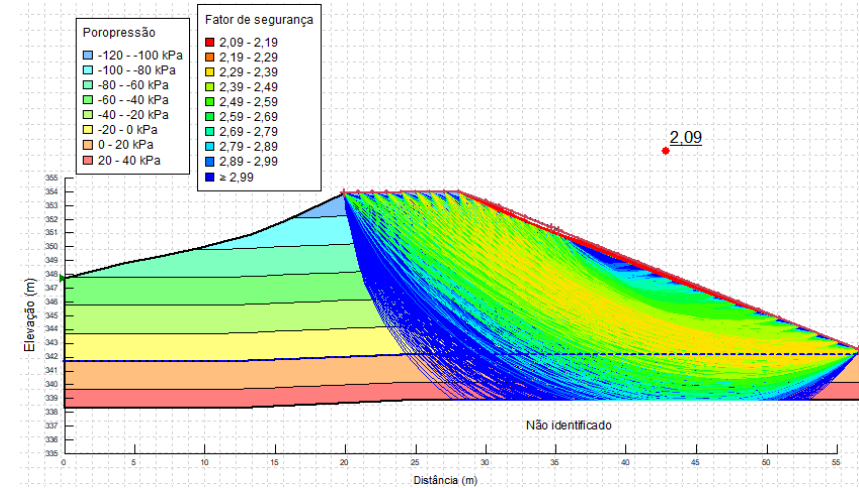
Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 60 – Fator de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 4.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 61 – Mapa de segurança para final de construção – Talude de montante – Seção 4.

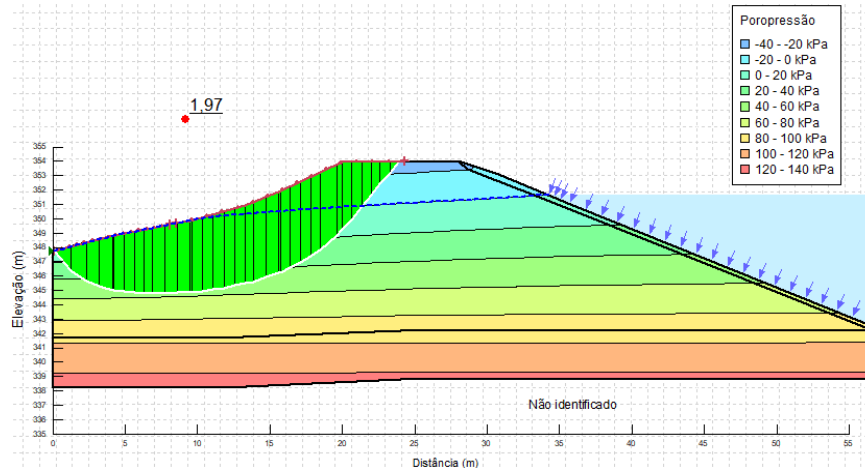


Fonte: Elaborado pela autora.

Na seção 4, a superfície crítica de ruptura mantém o padrão apresentado nas 3 seções anteriores, onde a superfície é maior e bem definida no talude de jusante, e pequena, abrangendo apenas o enrocamento, no talude de montante. Em ambos os taludes foram obtidos coeficientes de segurança acima do valor mínimo estabelecido ($FS \geq 1,3$), sendo que também é mantido o comportamento das poropressões (negativas em todo o maciço).

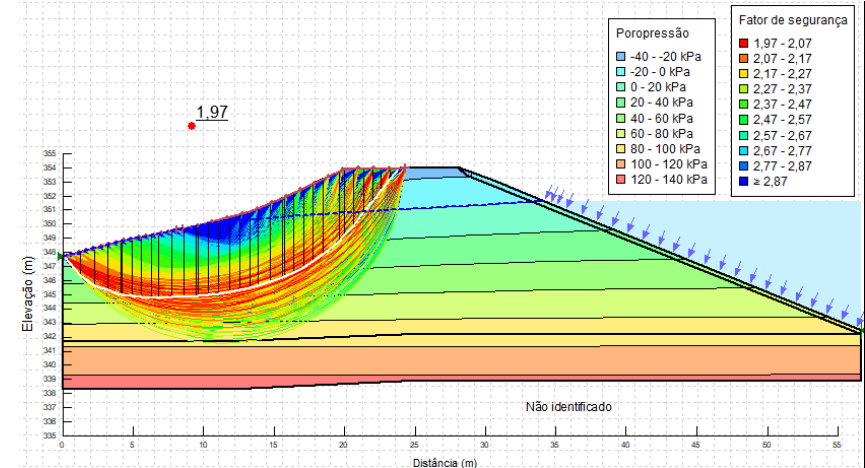
5.4.3 Operação normal

Figura 62 – Fator de segurança para operação normal – Seção 4.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 63 – Mapa de segurança para operação normal – Seção 4.

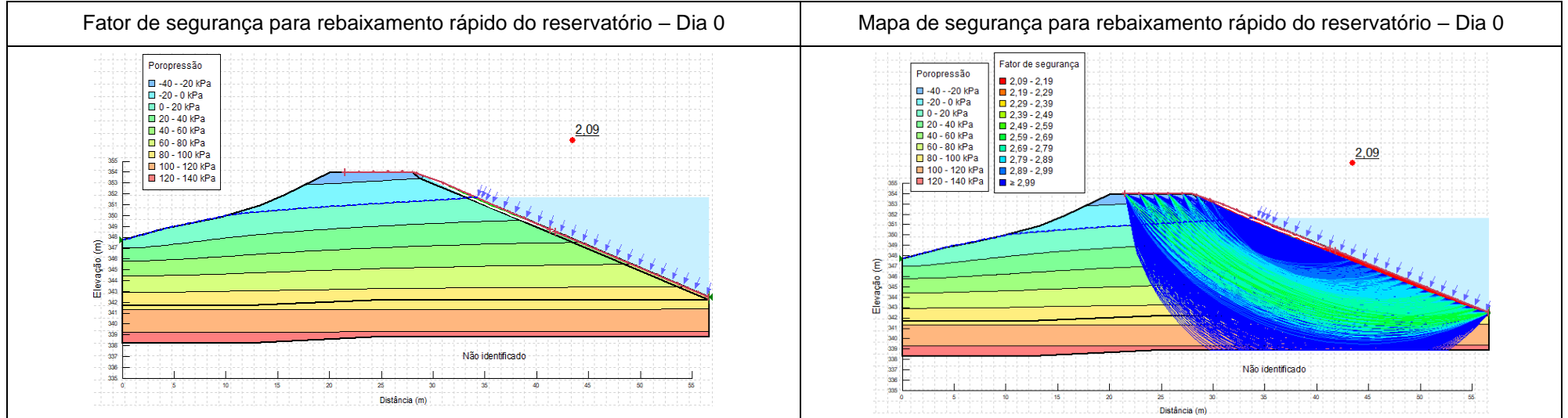


Fonte: Elaborado pela autora.

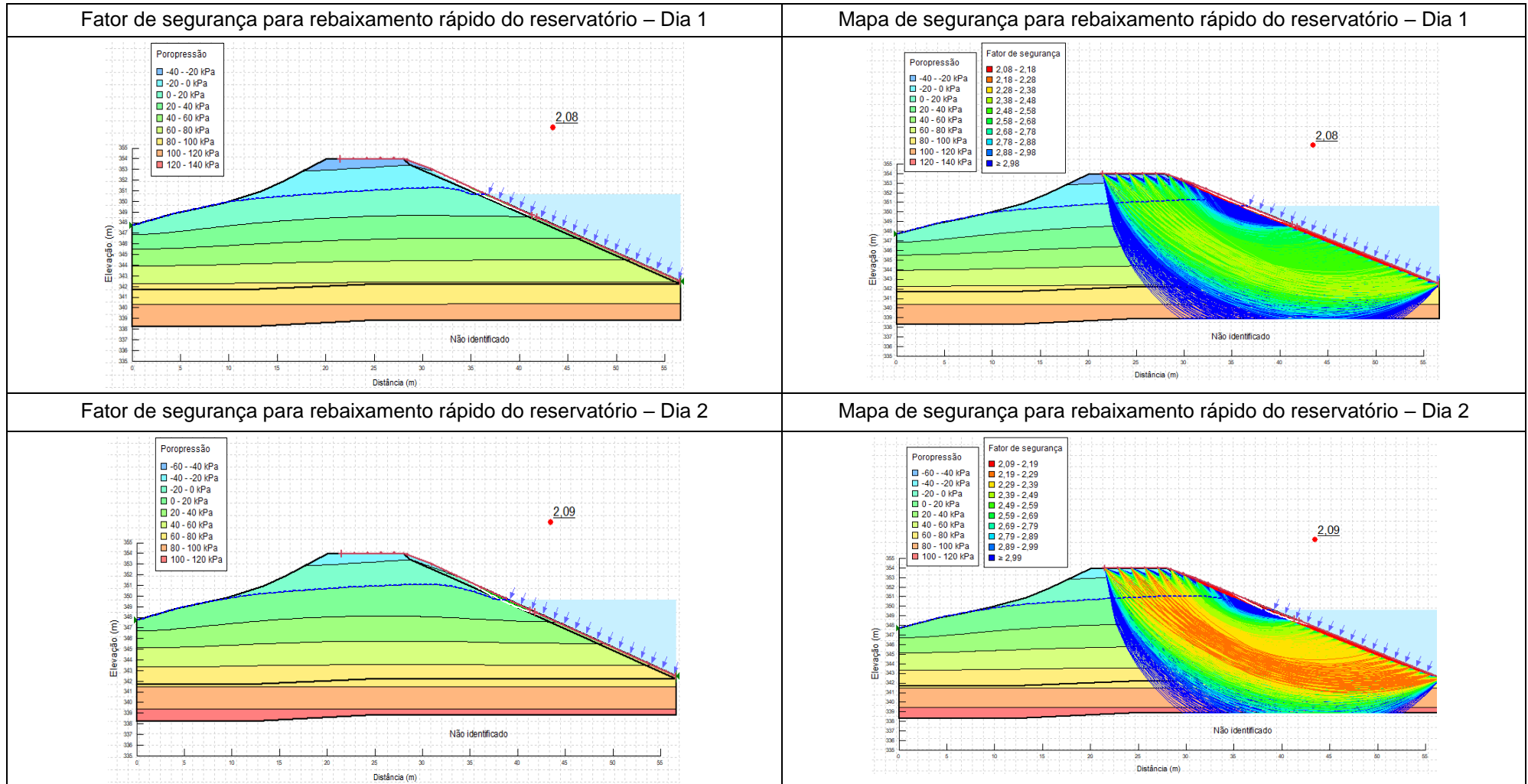
Na operação normal, a seção 4 apresenta as mesmas características das seções anteriores, com o aterro quase todo saturado e linha freática alta. A perda de carga da linha freática entre as faces de montante e jusante se assemelha aos casos das seções 1 e 3, diferindo-se da seção 2 devido à inclinação do talude de jusante. A superfície crítica de ruptura é bem definida e abrange grande parte do talude de jusante, sendo que o coeficiente de segurança obtido é maior que o mínimo apresentado na literatura ($FS \geq 1,5$). O comportamento das poropressões continua normalizado (poropressões negativas acima do nível freático), sendo possível admitir que, em condições normais de operação, a seção 3 apresenta estabilidade.

5.4.4 Rebaixamento rápido do reservatório

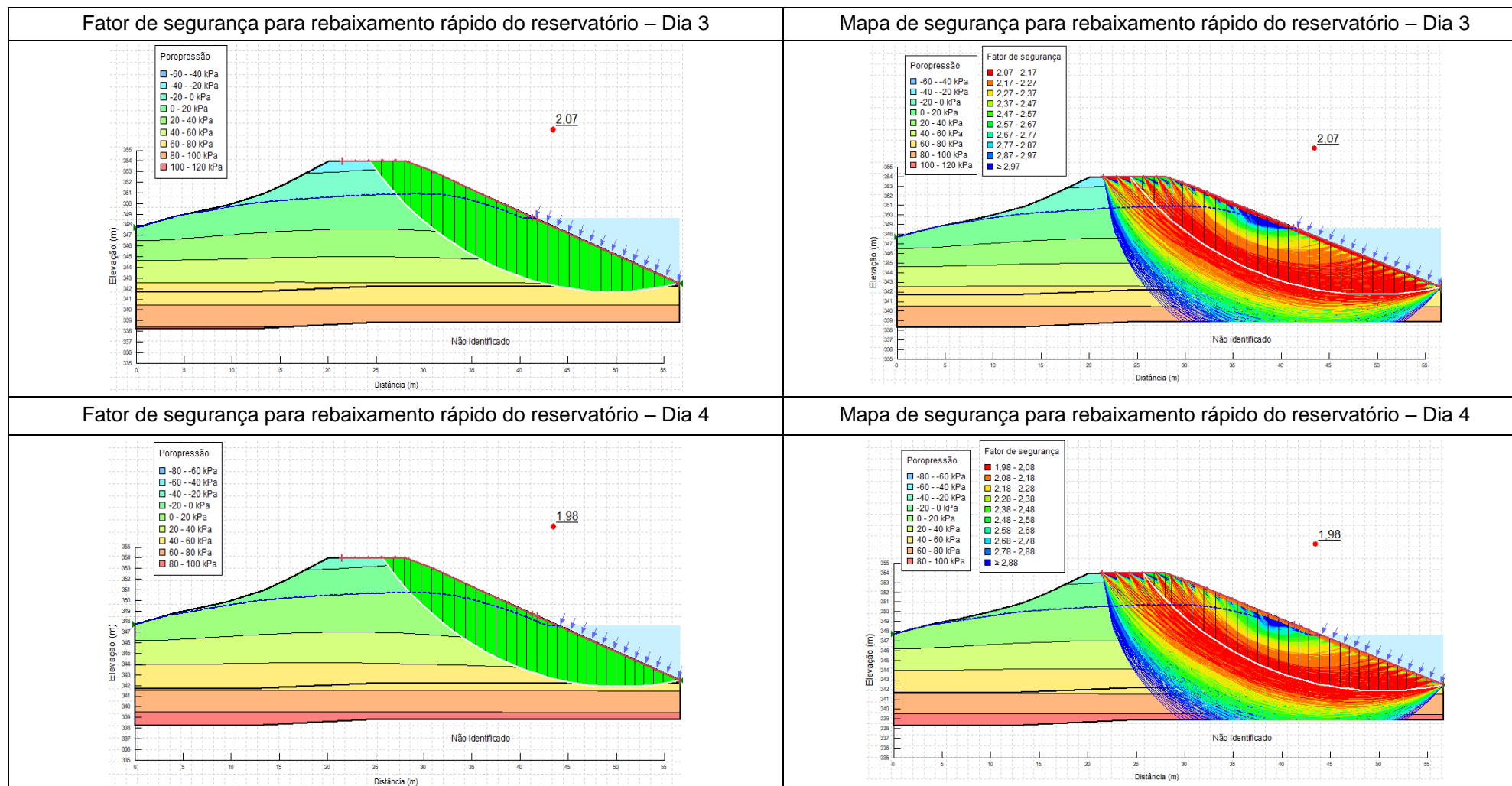
Quadro 7 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 4 (continua).



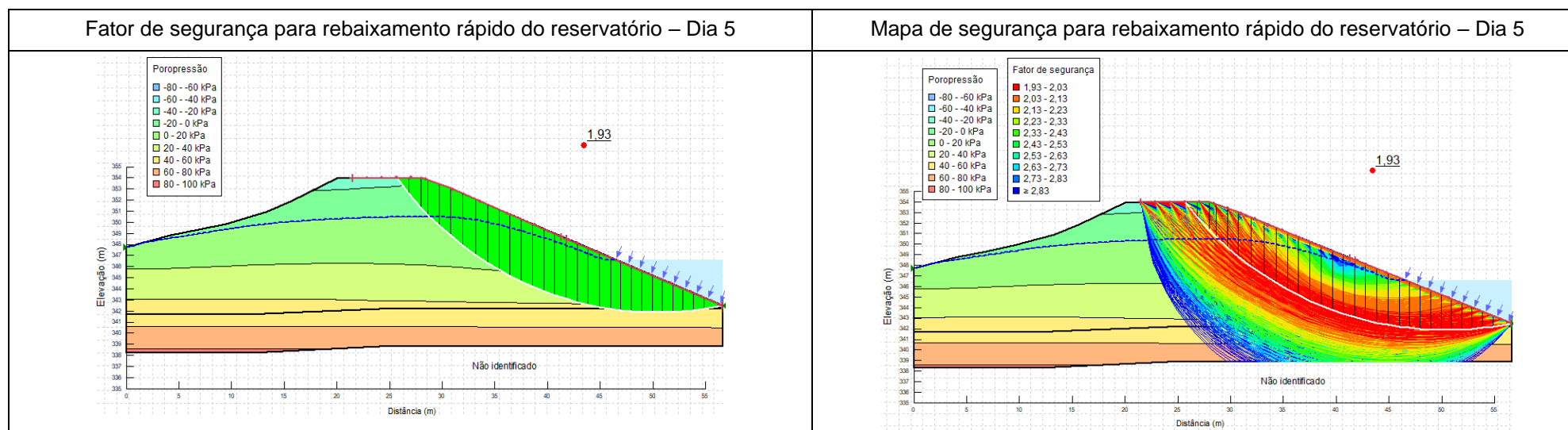
Quadro 7 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 4 (continuação).



Quadro 7 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 4 (continuação).



Quadro 7 – Resultados das análises de estabilidade no rebaixamento rápido – Seção 4 (conclusão).



Fonte: Elaborado pela autora.

Para a seção 4, o menor fator de segurança foi obtido no quinto dia de rebaixamento (último dia de análise). Devido à maior extensão do talude de montante nessa seção, no quinto dia de rebaixamento ainda existe uma carga hidráulica considerável sobre a face de montante, não sendo possível afirmar se a estabilização do fator de segurança nesse tempo de análise já foi iniciada. A presença desse nível de água no último dia de estudo também interfere na linha freática dentro do maciço, que se mantém alta. Entretanto, assim como nas demais seções, o comportamento da linha freática durante o processo de rebaixamento pode ser considerado normal, sendo possível observar o tempo de resposta do solo do aterro perante a diminuição do nível da água.

A superfície crítica de ruptura é pequena nos dois primeiros dias de rebaixamento devido à presença do enrocamento, não atingindo o talude. A partir do terceiro dia, a decompressão causada pela diminuição do nível da água aumenta a superfície de ruptura, passando a atingir grande parte do talude de montante. De todo modo, tendo em vista que mesmo o menor fator de

segurança obtido nas análises é maior que o mínimo requerido teoricamente ($FS \geq 1,0$), considera-se que a seção 4 também apresenta estabilidade no caso de rebaixamento rápido do reservatório sob as hipóteses consideradas.

Resumindo os valores dos fatores de segurança apresentados nos Quadros 4, 5, 6 e 7, obtém-se a Tabela 1.

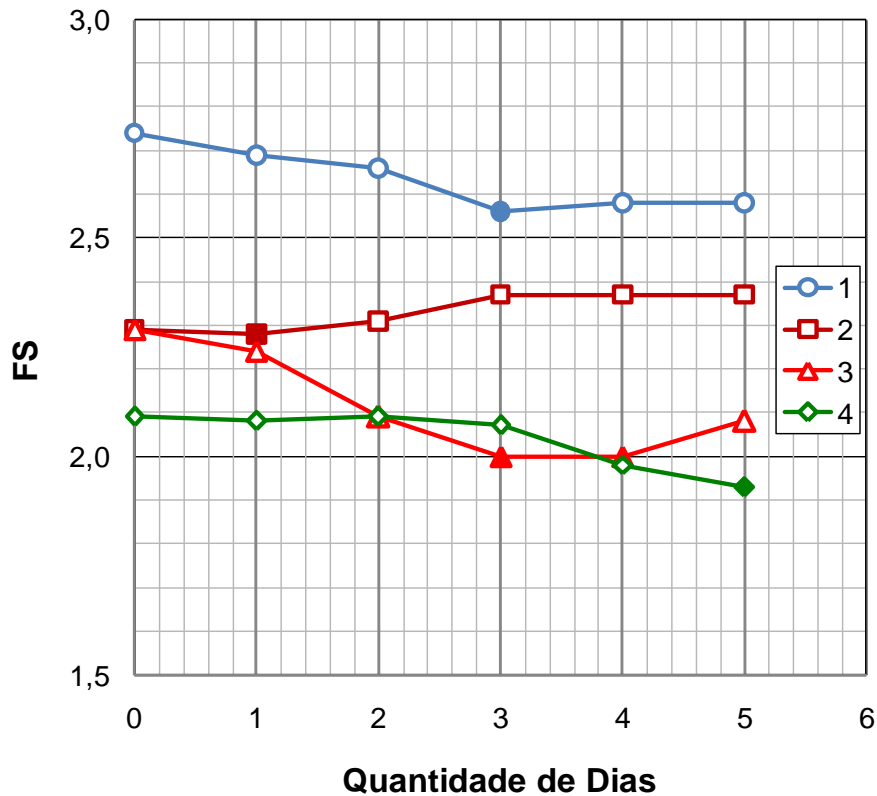
Tabela 1 – Fatores de segurança gerados para cada cenário possível analisado.

Seção \ Cenário	Dia	Rebaixamento Rápido
		Talude de Montante
1	0	2,74
	1	2,69
	2	2,66
	3	2,56
	4	2,58
	5	2,58
	Menor valor de FS,1	2,56
2	0	2,29
	1	2,28
	2	2,31
	3	2,37
	4	2,37
	5	2,37
	Menor valor de FS,2	2,28
3	0	2,29
	1	2,24
	2	2,09
	3	2,00
	4	2,00
	5	2,08
	Menor valor de FS,3	2,00
4	0	2,09
	1	2,08
	2	2,09
	3	2,07
	4	1,98
	5	1,93
	Menor valor de FS,4	1,93

Fonte: Elaborado pela autora.

Com os valores mostrados na Tabela 1, ou seja, a variação dos valores dos fatores de segurança (FS) para as 4 seções da barragem, de 0 a 5 dias do Rebaixamento Rápido, foi construído o gráfico mostrado na Figura 64.

Figura 64 – Gráfico de FS ao longo dos dias – Rebaixamento rápido do reservatório.



Fonte: Elaborado pela autora.

Analisando a Figura 64, verifica-se que ao longo do rebaixamento rápido do reservatório, o valor mínimo do fator de segurança é atingido logo nos primeiros dias, no entanto, não há um dia específico, pois nas 4 seções instrumentadas foram observados:

- Seção 1: 3º dia
- Seção 2: 1º dia
- Seção 3: 3º dia
- Seção 4: 5º dia

Resumindo os valores de fator de segurança mínimo, para as 4 seções, obtidos nos Quadros 4, 5, 6, 7 e na Tabela 1, chega-se à Tabela 2.

Tabela 2 – Resumo dos mínimos fatores de segurança gerados para cada cenário possível analisado.

Seção \ Cenário	Final de construção		Operação normal	Rebaixamento rápido
	Talude de montante	Talude de jusante	Talude de jusante	Talude de montante
1	2,79	2,98	2,47	2,56
2	2,37	4,73	3,28	2,28
3	2,24	3,52	1,60	2,00
4	2,09	3,35	1,97	1,93
Fs mín	1,30		1,50	1,00

Fonte: Elaborado pela autora.

A análise da Tabela 2 mostra que a partir dos parâmetros hidráulicos e de resistência, corroborados com as hipóteses utilizadas no modelo de estudo, os resultados obtidos indicam que as quatro seções analisadas na Barragem Santo Anastácio apresentam estabilidade para os casos de final de construção, operação normal e rebaixamento rápido do reservatório. Em todos os cenários possíveis analisados, os menores coeficientes de segurança calculados pelo módulo SLOPE/W da GEOSLOPE se mantiveram acima dos valores mínimos estabelecidos em teoria, ou seja:

Final de Construção

- Talude de montante: o menor valor de FS foi observado na Seção 4 (2,09 > **Fs,mín** = 1,30 estipulado por norma).
- Talude de jusante: o menor valor de FS foi observado na Seção 1 (2,98 > **Fs,mín** = 1,30 estipulado por norma).

Operação Normal

- Talude de jusante: o menor valor de FS foi observado na Seção 1 (1,60 > **Fs mín** = 1,50 estipulado por norma).

Rebaixamento Rápido

- Talude de montante: o menor valor de FS foi observado na Seção 4 (1,93 > **Fs,mín** = 1,00 estipulado por norma).

Ademais, através do módulo SEEP/W da GEOSLOPE, a linha freática teórica foi determinada e utilizada como base para os cálculos de estabilidade. Verificou-se que nas quatro seções, essa linha freática dentro do maciço é bem alta, de modo que os taludes se encontram bastante saturados. Esse resultado ocorre, provavelmente,

devido ao material que compõe o aterro: um solo predominantemente arenoso, com coesão real pequena e que favorece a percolação da água do reservatório. Além disso, a barragem não possui sistema de drenagem interno, como filtros verticais, tapetes drenantes ou drenos de pé, dispositivos que conduziriam a água de maneira segura para a jusante, diminuindo a porção saturada do maciço.

Também foi verificado que a variação do nível do reservatório afeta diretamente os níveis de segurança dos taludes de montante, sendo que a redução brusca da carga hidráulica pode não dar tempo de resposta suficiente para a reorganização das tensões dentro do aterro, gerando instabilidades. Dessa forma, a linha freática diminui rapidamente próximo à face de montante, mas apresenta uma redução lenta no interior do talude.

Nas quatro seções da Barragem Santo Anastácio, essa redução do fator de segurança devido ao rebaixamento rápido do reservatório não condiciona a estabilidade da estrutura, porém a descompressão da face de montante ocasionada pela redução no nível da água cria superfícies críticas de ruptura maiores no aterro.

6. CONCLUSÕES

Através dos resultados alcançados nas quatro seções da Barragem Santo Anastácio, pode-se concluir que:

Em todas as seções, a linha freática dentro do maciço é bem alta, de modo que os taludes se encontram bastante saturados. Este fato está relacionado com as características geotécnicas do solo arenoso que compõe o aterro, que apresenta coesão muito pequena e favorece a infiltração da água nos taludes. Além disso, a falta de sistema de drenagem interna faz com que a água não seja encaminhada adequadamente por dentro do maciço para a face de jusante.

A variação do nível do reservatório afeta diretamente os níveis de segurança dos taludes de montante, sendo que a redução brusca da carga hidráulica pode não dar tempo de resposta suficiente para a reorganização das tensões dentro do aterro, gerando instabilidades.

Apesar do elevado nível de saturação do maciço em todas os cenários analisados e da redução brusca de carga hidráulica no caso de rebaixamento rápido, com base nos parâmetros e hipóteses de cálculo utilizados, os resultados obtidos indicam que a barragem se apresenta estável quanto aos seus taludes de montante e jusante, para os casos de final de construção, operação normal e rebaixamento rápido do reservatório.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA. **GOV**, © 2022. Abastecimento. Disponível em: <https://www.gov.br/ana/pt-br/assuntos/gestao-das-aguas/usos-da-agua/abastecimento>. Acesso em: 07 de dezembro de 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA. **Manual do empreendedor sobre segurança de barragens**: Guia prático de pequenas barragens. Volume VIII. Brasília, DF, 2016.

ALBUQUERQUE, P.J.R.; GARCIA, J. R. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: LTC, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez**. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6484: Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9603: Sondagem a Trado: Procedimento**. Rio de Janeiro, 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 13292: Solo – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Granulares à Carga Constante.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 14545: Solo – Determinação do Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos à Carga Variável.** Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 15492: Sondagem de Reconhecimento Para Fins de Qualidade Ambiental.** Rio de Janeiro, 2007.

BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens Destinadas à Acumulação de Água para Quaisquer Usos, à Disposição Final ou Temporária de Rejeitos e à Acumulação de Resíduos Industriais, Cria o Sistema Nacional de Informações Sobre Segurança de Barragens e Altera a Redação do Art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, edo Art. 4º da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. **Diário Oficial da União:** seção 1, Brasília, DF, 21 set. 2002. Disponível em: <https://legislacao.presidencia.gov.br/atos/?tipo=LEI&numero=12334&ano=2010&ato=c3ec3Yq1keVpWTdb6>. Acesso em: 07 de dezembro de 2022.

BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). **Diário Oficial da União:** seção 1, Brasília, DF, ed. 189, p. 3, 01 out. 2020. Disponível em: <https://www.in.gov.br/en/web/dou/-/lei-n-14.066-de-30-de-setembro-de-2020-280529982>. Acesso em: 09 de dezembro de 2022.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A. – ELETROBRÁS. **Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas.** Rio de Janeiro, 2000.

CHUQUIMUNI, R.A.A. **Análise Numérica do Alçamento de Barragens de Terra**. Dissertação (Mestrado) –Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2005.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. **Revista Brasileira de Engenharia de Barragens**. Ano VI, nº 09. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens, 2020.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO – SABESP. **Projeto Executivo de Instrumentação**: Perfil geológico estimado. Barragem Santo Anastácio. Rev. 0. 2022.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO – SABESP. **Volume I – Plano de Segurança de Barragem**. Barragem Santo Anastácio. Rev. 0A. 2020a.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DO ESTADO DE SÃO PAULO – SABESP. **Volume I – Serviços de Campo**: Tomo I – Sondagem à Percussão com Equipamento Manual. Barragem Santo Anastácio. Rev. 0A. 2020b.

COSTA, W.D. **Geologia de Barragens**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2012.

CRUZ, P.T. **100 Barragens Brasileiras**: Casos históricos, materiais de construção, projeto. 2ª ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2004.

FERNANDES, R.B. – **Inspeção, Monitoramento e Estabilidade de Barragens**: Vol. 2. Curitiba: Appris, 2022a.

FERNANDES, R.B. – **Inspeção, Monitoramento e Estabilidade de Barragens**: Vol. 1. Curitiba: Appris, 2022b.

FERNANDES, R.B. **Panorama Geotécnico das Rupturas de Barragens e Gestão de Risco**. Curitiba: Appris, 2020.

FIORI, A.P. **Fundamentos de Mecânica dos Solos e das Rochas** – Aplicações na estabilidade de taludes. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

GARCÍA, J.A.B. **Análise de Comportamento de Barragens Construídas com Núcleos Argilosos Compactados no Ramo Super Úmido**. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2013.

GEOSTUDIO: **Seep/W**. Versão R2. Seequent, Geoslope, 2018.

GEOSTUDIO: **Slope/W**. Versão R2. Seequent, Geoslope, 2018.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

LAURIANO, A. W. **Estudo De Ruptura Da Barragem De Funil: Comparação Entre Os Modelos Fldwav E Hec-Ras**. 2009. 251 f. Monografia (Especialização) - Curso de Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia** – com exercícios resolvidos. 2ª ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010.

MEIRELLES, F. S. C. et al. **Curso segurança de barragens: Módulo I – Barragens: Aspectos legais, técnicos e socioambientais. Unidade 9: Barragens de terra e enrocamento**. 2020. Disponível em: <https://capacitacao2.ana.gov.br/conhecerh/handle/ana/2179>. Acesso em: 11 de dezembro de 2022.

MELLO, F.M.; SANDRONI, S.S.; GUIDICINI, G. **Lições Aprendidas com Acidentes e Incidentes em Barragens e Obras Anexas no Brasil**. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Barragens, 2021.

PEREIRA, G. M. **Descrição de Casos de Rupturas de Barragens a partir da Década de 50, em Âmbito Mundial.** Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2017.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos** – com exercícios resolvidos. 3ª ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2006.

SANDRONI, S.S.; GUIDICINI, G. **Barragens de Terra e Enrocamento.** São Paulo: Oficina dos Textos, 2021.

SILVA, D.C.C.; FAIS, L.M.C.; FREIRIA, R.C. **Segurança de Barragens: Panorama – Histórico da legislação brasileira.** Revista Athenas de Direito, Política e Filosofia. Ano IX, v. 1, ISSN 2316-1833, 2020.

SILVA, M.M.; SILVA, C.R. **Caracterização Geotécnica de uma Areia Siltosa Pertencente ao Município de Caruaru.** XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica / V Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos. Porto de Galinhas, 2012.

SILVA, R.S.A. et al. **Acidentes e Incidentes em Barragens Brasileiras: Uma análise dos dados disponíveis nos relatórios de segurança de barragens e da legislação vigente.** Universidade Federal do Rio Grande do Norte, HOLOS, Ano 37, v. 6, e10245, 2021.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS – SNISB. **SNISB**, © 2022. Consultar barragens. Disponível em: <https://www.snisb.gov.br/portal-snisb/consultar-barragem>. Acesso em: 07 de dezembro de 2022.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS – USACE. **Slope Stability** –Engineer Manual. Manual No. 1110-2-1902, Department of the Army, Washington, DC, 2003.