

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Bruno Teles Cordeiro

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE TERRA:
ESTUDO DE CASO EM UM DIQUE DE TERRA HOMOGÊNEA**

FLORIANÓPOLIS

2021

BRUNO TELES CORDEIRO

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE TERRA:
ESTUDO DE CASO EM UM DIQUE DE TERRA HOMOGÊNEA**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.

FLORIANÓPOLIS

2021

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Cordeiro, Bruno Teles

ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE
TERRA: ESTUDO DE CASO EM UM DIQUE DE TERRA HOMOGÊNEA /
Bruno Teles Cordeiro ; orientador, Rafael Augusto dos Reis
Higashi, 2021.

175 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2021.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Barragem de terra. 3. Segurança
de barragens. 4. Percolação. 5. Estabilidade. I. Higashi,
Rafael Augusto dos Reis. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

BRUNO TELES CORDEIRO

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS DE TERRA:
ESTUDO DE CASO EM UM DIQUE DE TERRA HOMOGÊNEA**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Engenheiro Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 21 de setembro de 2021

Profa. Liane Ramos da Silva
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Profa. Gracieli Dienstmann, Dra.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Civil Lucas Rodrigues Heckrath
Avaliador
Nova Engevix Engenharia

Este trabalho é dedicado à minha mãe, pai e irmã, pessoas valentes que sempre me apoiaram e lutaram para me ajudar a alcançar os meus objetivos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me acompanhado em toda a minha trajetória até o presente momento.

À minha Mãe e meu Pai, que sempre me apoiaram nos meus estudos e não mediram esforços para me proporcionar uma boa educação, bem como me ensinaram a ser uma pessoa honesta, ética, proativa, esforçada e que avança em busca de seus objetivos e metas. À minha Irmã, que sempre se empenhou em me ajudar nos momentos difíceis e alegres, a dar o apoio necessário e a comemorar minhas conquistas.

À UFSC e ao Departamento de Engenharia Civil, instituição e ente que me permitiram crescer academicamente e profissionalmente, desenvolver minhas habilidades, conhecer inúmeras pessoas admiráveis e uma agradável aptidão e gosto pela engenharia. Aos professores da UFSC e do ECV, só tenho a agradecer-los pelas inúmeras horas de dedicação, paciência, conhecimento técnico e incentivo. Vocês foram grandes mestres! Agradeço especialmente ao professor Rafael Augusto dos Reis Higashi, meu orientador, que não só foi um dos grandes responsáveis por fazer desenvolver em mim uma simpatia com a área de geotecnia, em virtude do seu talento em ensinar, como também foi um bom amigo na graduação, nunca medindo esforços para ajudar.

Ao PET-ECV, por me permitir participar desde incrível programa, em que, durante quase dois anos, convivi com pessoas tão diferentes tão quão extraordinárias. Neste caso, não poderia deixar de fazer uma menção especial ao professor Cláudio Cesar Zimmermann, por ter sido um excelente tutor e grande amigo.

Às grandes amizades que fiz ao longo da graduação, por todo apoio e por proporcionarem dias mais alegres ao longo destes cinco últimos anos. Faço um agradecimento especial ao meu grande amigo Albert Luiz Follmann, irmão de coração, colega profissional por várias vezes e parceiro de trabalhos acadêmicos, por todo seu carinho, companheirismo e amizade. Nossa camaradagem ao longo destes anos foi de grande incentivo para o meu desenvolvimento pessoal e profissional.

À minha namorada, que esteve comigo durante as fases finais da graduação, por todo apoio, encorajamento e por tornar meus dias mais felizes.

À Nova Engevix Engenharia, pela oportunidade de estágio e pelo fornecimento das informações e dados que foram imprescindíveis à elaboração deste trabalho. Isto posto, faço um agradecimento especial aos engenheiros João Raphael Leal, Lucas Rodrigues Heckrath e

Daniela Rodrigues Ribeiro pela paciência, disponibilidade, apoio, incentivo e auxílio durante a elaboração deste trabalho, bem como pelo exemplo de profissionais que são.

RESUMO

O presente estudo propõe uma análise de segurança, com foco nos aspectos de estabilidade e percolação, de um dique de terra homogênea já executado, cujos dados de instrumentação piezométrica aferidos em campo foram utilizados para calibrar o modelo numérico de percolação elaborado, de forma a permitir uma análise de segurança precisa sobre a situação atual do barramento construído. Neste caso, o estudo contemplou diferentes condições de carregamento, sendo elas: regime permanente (percolação estável), rebaixamento rápido do reservatório, análise sísmica e elevação da linha freática. De posse dos dados do Projeto Básico e do Projeto Executivo do empreendimento, foram analisadas as investigações geológico-geotécnicas executadas, com vistas a conhecer as propriedades geomecânicas do maciço da barragem. Em seguida, foram selecionadas três seções do barramento, Seção A (região central do Dique), Seção B (ombreira direita) e Seção C (ombreira esquerda), em virtude de sua posição, por representarem diferentes condições de zoneamento e de fundação. Com base na modelagem das seções selecionadas, foram executadas análises de percolação, que permitiram obter as poropressões e vazões no maciço do dique. Além disso, foram executadas análises de estabilidade, para as diferentes condições de carregamento, visando atestar a segurança em relação às situações potenciais de ruptura. Face ao exposto, com base nos resultados obtidos, concluiu-se que o barramento se apresenta estável para todas as condições impostas, e que as condições menos favoráveis são aquelas relacionadas ao rebaixamento rápido do reservatório e à elevação da linha freática, para os taludes de montante e de jusante, respectivamente. Adicionalmente, foi apresentada uma carta de segurança para a barragem, que contém os níveis de atenção, alerta e emergência, em termos de cotas piezométricas, que podem ser utilizados em campo para constatação da segurança da barragem.

Palavras-chave: Barragem, Segurança de Barragens, percolação, estabilidade, rebaixamento rápido do reservatório, SEEP, SLOPE.

ABSTRACT

In light of Law No. 12.334, popularly known as the Dam Safety Law, which established the National Dam Safety Policy and considering the specific solution of earth dams, percolation analysis and massif stability analysis they are two of the main aspects that must be observed when designing and verifying the safety of these structures. The present study proposes a safety analysis, in terms of stability and percolation, of an already executed homogeneous earth dike, whose piezometric instrumentation data measured in the field were used to calibrate the elaborated numerical model of percolation, in order to allow an analysis safety statement on the current status of the built-in bus. In this case, the study contemplated different loading conditions, namely: steady state (stable percolation), rapid reservoir drawdown, seismic analysis and elevation of the water table. With the data from the Basic Project and the Executive Project of the undertaking, the geological-geotechnical investigations carried out were analyzed, with a view to discovering the geomechanical properties of the dam massif. Then, three sections of the dam were selected, Section A (central region of the Dyke), Section B (right abutment) and Section C (left abutment), due to their position, as they represent different zoning and foundation conditions. Based on the modeling of the selected sections, percolation analysis was performed, which allowed to obtain the pore pressures and outflows in the dyke massif. In addition, stability analyzes were performed for the different loading conditions, aiming at attesting the safety in relation to potential rupture situations. In view of the above, based on the results obtained, it was concluded that the dam is stable for all imposed conditions, and that the least favorable conditions are those related to the rapid lowering of the reservoir and the elevation of the water table, for the slopes of upstream and downstream, respectively. Additionally, a risk chart for the dam was presented, which contains the levels of attention, alert and emergency, in terms of piezometric quotas, which can be used in the field to verify the safety of the dam.

Keywords: Dam, Dam Safety, percolation, stability, rapid reservoir lowering, SEEP, SLOPE.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação de barragens de concreto: (a) Concreto Gravidade, (b) Concreto Aliviada, (c) Concreto em contraforte, (d) Concreto Rolado, (e) Concreto de abóbada, (f) Arco simples e (g) Arcos Múltiplos.	20
Figura 2 – Representação de barragens de terra e enrocamento: (a) Terra Homogênea, (b) Terra Zoneada, (c) Enrocamento com núcleo central, (d) Enrocamento com núcleo inclinado, (e) Enrocamento com face de concreto, (f) Enrocamento com chapa de aço.....	21
Figura 3 – Principais elementos de uma barragem de terra homogênea	25
Figura 4 – Seção típica de uma barragem de terra homogênea. Barragem e Dique do Vigário,.....	40
Figura 5 – Instrumentação de barragens de terra - problemas relacionados	42
Figura 6 – Forças atuantes numa superfície circular	47
Figura 7 – Análise de estabilidade por métodos de fatias, com as forças atuantes sobre uma n-ésima fatia.....	48
Figura 8 – Dispositivos utilizados nas experiências de Darcy: (a) Permeâmetro de Fluxo Vertical e (b) Permeâmetro de Fluxo Horizontal	54
Figura 9 – Ordem de grandeza de k para alguns tipos de solos	55
Figura 10 – Exemplo do fluxo bidimensional através da fundação de uma barragem de concreto	58
Figura 11 – Rede de fluxo em barragens.....	59
Figura 12 – Rede de fluxo em uma barragem de terra	60
Figura 13 – Condições de entrada da linha freática nos taludes de barragem: (a) taludes de terra; (b) Taludes de enrocamento	61
Figura 14 – Condições de saída da linha freática nos taludes de barragem	61
Figura 15 – Exemplos de redes de fluxo bidimensionais, considerando anisotropia nas permeabilidades.....	63
Figura 16 – Permeâmetro com camadas de solo em paralelo	64
Figura 17 – Instrumentos - Célula Hidráulica tipo Gloetzi	67
Figura 18 – Instrumentos - Detalhe de instalação de uma placa de um medidor de recalque tipo KM.....	67
Figura 19 – Instrumentos - Marco superficial.....	68
Figura 20 – Extensômetro horizontal	69
Figura 21 – Esquema de um medidor de vazão triangular	69

Figura 22 – Nível freático e poropressões quando há fluxo d'água	70
Figura 23 – Instrumentos - Esquema de um piezômetro (tipo <i>standpipe</i>) em furo de sondagem	71
Figura 24 – Seção típica dos diques	73
Figura 25 – Seção Geológico-Geotécnica Longitudinal - Posição dos furos de sondagem na seção longitudinal do Dique	75
Figura 26 – Seção Geológico-Geotécnica Longitudinal – Compartimentação geológico-geotécnica	77
Figura 27 – Dique de terra homogênea - Arranjo geral	80
Figura 28 – Dique de terra homogênea - Seção 1 – Seção Longitudinal	81
Figura 29 – Dique de terra homogênea - Seção 3 – Seção central do dique	81
Figura 30 – Dique de terra homogênea - Seção 2 – Representativa da Ombreira Direita	82
Figura 31 – Dique de terra homogênea - Seção 5 – Representativa da Ombreira Esquerda	83
Figura 32 – Dique de terra homogênea – Detalhe da trincheira de vedação	84
Figura 33 – Dique de terra homogênea - Detalhe do tapete drenante nas ombreiras	86
Figura 34 – Dique de terra homogênea – Detalhe do dreno de pé	87
Figura 35 – Dique – Planta de Instrumentação	93
Figura 36 – Dique - Instrumentação - Seção A	94
Figura 37 – Dique - Instrumentação - Seção 1 – Ombreira Direita	94
Figura 38 – Comportamento do Reservatório	95
Figura 39 – Fluxograma da metodologia executada	97
Figura 40 - Dique - Posição das seções de análise em planta	98
Figura 41 – Análise Numérica - Seção A - Região central - Modelagem	103
Figura 42 – Análise Numérica - Seção B – Margem Direita - Modelagem	104
Figura 43 – Análise Numérica - Seção C - Margem Esquerda - Modelagem	105
Figura 44 – Análise Numérica – Calibração do Modelo - Seção B - Refinamento da malha de elementos finitos no sistema de drenagem interna	109
Figura 45 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente – Duração do Rebaixamento	111
Figura 46 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente – Função de contorno para rebaixamento rápido: Carga Total de Água (m) vs. Tempo (d)	112

Figura 47 – Parâmetros de resistência utilizados nas análises numéricas	113
Figura 48 – Análise Numérica – Seção A – Regime Permanente	118
Figura 49 – Análise Numérica – Seção B – Regime Permanente	118
Figura 50 – Análise Numérica – Seção C – Regime Permanente	119
Figura 51 – Análise Numérica – Seção A – Regime permanente – Detalhe do fluxo de água pela fundação	120
Figura 52 – Análise Numérica – Seção A – Regime permanente – Detalhe do fluxo de água pelo filtro vertical e tapete drenante, representado por vetores de fluxo	120
Figura 53 – Análise Numérica - Seção A – Regime Permanente - Detalhe da seção de controle (em azul) traçada no tapete drenante para obtenção da vazão.....	121
Figura 54 – Análise Numérica – Regime permanente – Elevação da Linha Freática – Seção A.....	123
Figura 55 – Análise Numérica – Regime permanente – Elevação da Linha Freática – Seção B.....	123
Figura 56 – Análise Numérica – Regime permanente – Elevação da Linha Freática – Seção C.....	124
Figura 57 – Análise Numérica – Regime Permanente – Elevação da Linha Freática – Seção A - Detalhe do fluxo de água pela fundação.....	124
Figura 58 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente - Seção A – Tempo decorrido: 0 dias	126
Figura 59 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção A – Tempo decorrido: 5 dias	126
Figura 60 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção A – Tempo decorrido: 10 dias	127
Figura 61 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente - Seção B – Tempo decorrido: 0 dias	127
Figura 62 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção B – Tempo decorrido: 5 dias	128
Figura 63 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção B – Tempo decorrido: 10 dias	128
Figura 64 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente - Seção C – Tempo decorrido: 0 dias	129
Figura 65 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção C – Tempo decorrido: 5 dias	129

Figura 66 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção C – Tempo decorrido: 10 dias	130
Figura 67 – Proposta de níveis de controle para os piezômetros do Dique.....	131
Figura 68 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção A - Jusante.....	134
Figura 69 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção A – Montante	134
Figura 70 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção A – Jusante .	134
Figura 71 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção A – Montante	135
Figura 72 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção A – Tempo decorrido: 5 dias	135
Figura 73 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção A – Tempo decorrido: 10 dias	136
Figura 74 – Análise de Estabilidade – Elevação da Linha Freática - Seção A - Jusante	136
Figura 75 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção B – Jusante	137
Figura 76 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção B – Montante.	137
Figura 77 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção B – Jusante .	138
Figura 78 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção B – Montante	138
Figura 79 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção B – Tempo decorrido: 5 dias	139
Figura 80 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção B – Tempo decorrido: 10 dias	139
Figura 81 – Análise de Estabilidade – Elevação da Linha Freática - Seção B - Jusante	140
Figura 82 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção C – Jusante	141
Figura 83 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção C – Montante.	141
Figura 84 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção C – Jusante .	142
Figura 85 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção C – Montante	142
Figura 86 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção C – Tempo decorrido: 5 dias	143

Figura 87 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção C – Tempo decorrido: 10 dias	143
Figura 88 – Análise de Estabilidade – Elevação da Linha Freática - Seção C - Jusante	144
Figura 89 - Comparação dos Fatores de Segurança obtidos para as diferentes condições de carregamento.....	144
Figura 90 – Análise Numérica – Estabilidade – Seção A – Rebaixamento Rápido do Reservatório - Gráfico de FS vs Tempo	146

LISTA DE QUADROS

Quadro 2-1 – Ensaio de caracterização e mecânicos a serem executados em materiais para uso em barragens de terra	28
Quadro 2-2 – Ensaio a serem executados em materiais para uso em filtros e transições de barragens de terra.....	30
Quadro 2-3 – Taludes preliminares para diversos tipos de solo.....	33
Quadro 2-4 – Equações vs incógnitas do problema de estabilidade.....	49
Quadro 2-5 – Resumo dos métodos de análise de estabilidade de taludes em solo ...	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de segurança mínimos para diferentes condições de solicitação	38
Tabela 2 – Fatores de segurança mínimos para diferentes condições de solicitação - Critério de Projetos da Eletrobras.....	39
Tabela 3 – Sondagens mistas executadas no Dique	74
Tabela 4 – Permeabilidade horizontal (kh) dos materiais de fundação.....	78
Tabela 5 – Condutividade Hidráulica dos Materiais de Fundação.....	88
Tabela 6 – Condutividade Hidráulica dos Materiais de Aterro.....	88
Tabela 7 – Condutividade Hidráulica dos dispositivos que compõem o sistema de drenagem interna	89
Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos dos materiais de fundação - Projeto Executivo .	89
Tabela 9 – Parâmetros geotécnicos dos materiais de aterro - Projeto Executivo.....	90
Tabela 10 – Instrumentos previstos no Projeto Executivo	90
Tabela 11 – Dique - Localização dos Piezômetros tipo Casagrande	91
Tabela 12 – Dados de Instrumentação – Leitura nos piezômetros em 05/03/2020....	95
Tabela 13 – Coeficientes de Segurança Mínimos para aceitação	101
Tabela 14 - Análise Numérica - Calibração do Modelo - Valores máximos e mínimo para a permeabilidade dos materiais de fundação	106
Tabela 15 – Análise Numérica - Calibração do Modelo - Valores máximos e mínimo para a permeabilidade dos materiais de aterro.....	107
Tabela 16 – Análise Numérica – Calibração do Modelo – Regime Permanente – Condições de Contorno	108
Tabela 17 – Análise Numérica - Percolação – Regime Permanente – Condições de Contorno	109
Tabela 18 – Carta de segurança de Estabilidade	114
Tabela 19 – Carta de segurança Piezométrica.....	115
Tabela 20 – Análise Numérica - Calibração do Modelo – Cotas piezométricas do modelo vs cotas piezométricas de campo	116
Tabela 21 – Parâmetros hidráulicos definidos com base na calibração do modelo .	117
Tabela 22 – Análise Numérica – Regime Permanente – Informações nos Piezômetros	121
Tabela 23 – Análise Numérica - Percolação - Seção A – Vazões.....	122

Tabela 24 – Análise Numérica – Regime Permanente – Elevação da Linha Freática - Informações nos Piezômetros	125
Tabela 25 – Análise Numérica – Carta de Segurança Piezométrica	131
Tabela 26 – Resultados das Análises de Estabilidade - Seção A	133
Tabela 27 – Resultados das Análises de Estabilidade - Seção B	136
Tabela 28 – Resultados das Análises de Estabilidade - Seção C	140

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABGE Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANA Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico

CCR Concreto Compactado com Rolo

FS Fator de Segurança

MEF Método dos Elementos Finitos

PNSB Política Nacional de Segurança de Barragens

SPT *Standard Penetration Test*

UHE Usina Hidrelétrica

USACE *United States Army Corps of Engineers*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	OBJETIVOS	17
1.1.1	Objetivo Geral.....	17
1.1.2	Objetivos Específicos	17
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1	PRINCIPAIS DEFINIÇÕES	18
2.1.1	Tipos de barragens	18
2.1.1.1	<i>Barragens de concreto.....</i>	<i>18</i>
2.1.1.2	<i>Barragens de terra.....</i>	<i>20</i>
2.1.1.3	<i>Barragens de enrocamento.....</i>	<i>21</i>
2.1.2	Elementos a se considerar em projetos de barragens.....	22
2.1.3	Terminologia	23
2.2	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA BARRAGENS DE TERRA	25
2.2.1	Investigações geológico-geotécnicas	25
2.2.1.1	<i>Investigação em materiais com função de vedação</i>	<i>27</i>
2.2.1.2	<i>Investigação em materiais com função de filtração e transição</i>	<i>30</i>
2.2.2	Escolha da seção transversal da barragem	31
2.2.2.1	<i>Critérios geométricos</i>	<i>32</i>
2.2.2.2	<i>Definições do sistema de vedação</i>	<i>33</i>
2.2.3	Dimensionamento e verificações de segurança	34
2.2.3.1	<i>Condições de carregamento</i>	<i>35</i>
2.2.3.2	<i>Obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo.....</i>	<i>36</i>
2.2.3.2.1	<i>Final da construção</i>	<i>36</i>
2.2.3.2.2	<i>Rebaixamento rápido do reservatório</i>	<i>37</i>
2.2.3.2.3	<i>Regime permanente ou de percolação estável</i>	<i>37</i>

2.2.3.2.4	Análise Sísmica	38
2.2.3.3	<i>Coeficientes de Segurança</i>	38
2.2.3.4	<i>Análise de fluxo pelo maciço e fundação</i>	39
2.2.4	Drenagem Interna	40
2.2.5	Instrumentação	41
2.3	ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	43
2.3.1	Introdução	43
2.3.2	Princípio das tensões efetivas	43
2.3.3	Resistência ao cisalhamento do solo e critérios de ruptura	44
2.3.4	Fator de Segurança	45
2.3.5	Métodos de Equilíbrio Limite	46
2.4	ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO	53
2.4.1	Movimento de Água no Solo	53
2.4.2	Poropressão da Água	56
2.4.3	Fluxo Bidimensional	56
2.4.4	Redes de Fluxo	58
2.4.4.1	<i>Redes de fluxo em barragens</i>	59
2.4.4.2	<i>Aplicação de Métodos Numéricos</i>	62
2.4.5	Anisotropia em relação às permeabilidades	63
2.5	INSTRUMENTAÇÃO	65
2.5.1	Localização dos instrumentos	65
2.5.2	Principais instrumentos utilizados em barragens de terra	66
2.5.3	Piezometria	70
3	ESTUDO DE CASO	72
3.1	DESCRIÇÃO.....	72
3.2	INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS EXECUTADAS.....	73
3.2.1	Condições geológico-geotécnicas das fundações	73

3.3	CARACTERÍSTICAS DO PROJETO	78
3.3.1	Geometria da seção transversal	78
3.3.2	Sistema de drenagem interna	85
3.3.3	Parâmetros hidráulicos	87
3.3.4	Parâmetros de resistência	89
3.3.5	Instrumentação	90
3.3.5.1	<i>Leituras de campo</i>	95
4	MATERIAIS E MÉTODO	97
4.1	SEÇÕES DE ANÁLISE	98
4.2	ANÁLISE NUMÉRICA	99
4.2.1	Condições de carregamento	99
4.2.2	Coefficientes de Segurança Mínimos	100
4.2.3	Análise de percolação	101
4.2.3.1	<i>Seções de Análise Modeladas</i>	101
4.2.3.2	<i>Calibração do modelo com base em dados de piezometria</i>	106
4.2.3.3	<i>Análises em Regime Permanente</i>	109
4.2.3.4	<i>Análises em Regime Transiente</i>	110
4.2.4	Análises de Estabilidade	112
4.2.4.1	<i>Parâmetros dos materiais utilizados</i>	112
4.2.4.2	<i>Premissas de cálculo</i>	113
4.2.5	Definição de níveis de controle	114
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	116
5.1	ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO	116
5.1.1	Calibração do Modelo	116
5.1.2	Regime Permanente de Percolação	117
5.1.2.1	<i>Operação normal do Reservatório</i>	117
5.1.2.2	<i>Operação excepcional – Elevação da Linha freática</i>	122

5.1.3	Regime Transiente de Percolação	125
5.1.4	Carta de Segurança Piezométrica	130
5.2	ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	133
5.2.1	Resultados para a Seção A	133
5.2.2	Resultados para a Seção B	136
5.2.3	Resultados para a Seção C	140
5.2.4	Resumo dos resultados	144
6	CONCLUSÕES.....	147
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	148
	REFERÊNCIAS.....	150
	APÊNDICE A – Modelos de Percolação Discretizados.....	153

1 INTRODUÇÃO

Por centenas de anos as barragens têm auxiliado na gestão dos recursos hídricos como estruturas essenciais na contenção e regularização da água. Sob outra perspectiva, as barragens são utilizadas para a contenção de resíduos sólidos da mineração ou da indústria. Em todo caso, a segurança de uma barragem é um aspecto fundamental, que deve ser observado por todos os agentes envolvidos, desde a concepção do projeto até a fase de operação do empreendimento. Nesse sentido, em 2010, foi editada a Lei nº 12.334, conhecida popularmente como a Lei de Segurança de Barragens, que estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), isto é, um conjunto de critérios e controles para assegurar a segurança destas estruturas.

Diante das informações apresentadas, conforme descreve Eletrobras (2003), as soluções de engenharia envolvendo projetos de barragens devem ser confiáveis, seguras e comprovadas pela expertise associada. Assim, considerando a solução específica de barragens de terra, a análise de percolação e a análise de estabilidade do maciço constituem dois dos principais aspectos que devem ser observados no dimensionamento e na verificação de segurança. A primeira refere-se à previsão e distribuição de poropressões e fluxo de água no corpo da barragem, enquanto que a segunda, refere-se à verificação de segurança global quanto ao escorregamento/ rompimento dos taludes do barramento.

Além de verificar a segurança em fase de concepção do projeto, é necessário executar o controle estrutural ao longo de toda a vida útil do empreendimento. Dessa forma, o projeto de uma barragem de terra deve prever formas de detectar possíveis anomalias¹ de comportamento, durante a operação e em tempo hábil, para que medidas possam ser tomadas, em casos em que haja risco de ruptura. Nessa lógica, o plano de monitoramento e instrumentação de barragens é o instrumento pelo qual se define quais são as grandezas que serão monitoradas e quais instrumentos devem ser instalados no corpo da barragem, visando o controle contínuo do seu comportamento. Face ao exposto, ressalta-se a importância dos instrumentos relacionados à piezometria, que permitem conhecer as poropressões no interior do maciço da barragem, bem como prever possíveis situações de elevação da linha freática e definir níveis de controle para situações que merecem atenção ou que são emergenciais.

¹ Anomalia é qualquer deficiência, irregularidade, anormalidade ou deformação que possa afetar a segurança, tanto em curto quanto em longo prazo, das barragens.

Neste presente trabalho, foi analisado um dique² de terra homogênea, cujas análises executadas foram embasadas em um modelo calibrado de percolação, com base em dados de piezometria aferidos em campo, de forma a se ter um modelo capaz de fornecer resultados que representam com maior exatidão as condições *in situ*. Diante disso, foram selecionadas três seções da barragem para análise, que se diferem de acordo com sua localização no barramento e zoneamento de materiais. Ademais, foram consideradas as condições de carregamento referentes ao regime permanente de percolação (operação normal do reservatório), rebaixamento rápido do reservatório, análise sísmica e elevação da linha freática. Para cada uma destas condições, foram realizadas análises de estabilidade, com o objetivo de atestar a segurança do barramento. Adicionalmente, com fundamento nos resultados obtidos, foi apresentada uma carta de segurança, que contém níveis de controle com base em dados de piezometria, para o barramento.

² Dique é uma barragem cujo nível da água a jusante encontra-se abaixo do terreno natural, isto é, a região a jusante se encontra seca. Sua função é represar um reservatório ou curso d'água.

1.1 OBJETIVOS

Nas seções seguintes estão descritos o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho.

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é analisar a segurança de uma barragem de terra homogênea, quanto aos aspectos de estabilidade e percolação, estabelecendo fatores de segurança e níveis de controle, com base nos dados de piezometria.

1.1.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral, foram elencados os seguintes objetivos específicos:

- Analisar a segurança global do barramento com base nos fatores de segurança obtidos em cada seção proposta;
- Comparar os resultados obtidos para as diferentes condições de carregamento, destacando os casos mais críticos;
- Definir os níveis de controle para os piezômetros contidos nas seções analisadas, com base nos resultados obtidos dos modelos numéricos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo será apresentado o referencial teórico necessário para o desenvolvimento e entendimento de todo o conteúdo exposto neste trabalho de conclusão de curso. Serão apresentados os conceitos básicos sobre obras de barragens, os principais aspectos a se considerar na análise de segurança, parâmetros de projeto, ensaios geotécnicos de campo e laboratório e conceitos de estabilidade, percolação e instrumentação de barragens.

2.1 PRINCIPAIS DEFINIÇÕES

A barragem consiste em uma estrutura de barramento, inserida transversalmente ao curso da água, que visa reservá-la para o uso posterior ou captá-la e destiná-la até um sistema de geração de energia elétrica. É constituída por diversos elementos, tal como o vertedouro, estrutura responsável por garantir que as águas excedentes do reservatório sejam liberadas, bem como o corpo da barragem, que por sua vez, é o elemento estrutural que efetivamente realiza a contenção da água.

2.1.1 Tipos de barragens

Segundo Costa (2012), a tecnologia no desenvolvimento de soluções para construção de barragens vem evoluindo com o tempo, existindo diversos tipos de barragens. Dessa forma, o autor cita as soluções convencionais, sendo elas: barragens de terra, barragens de enrocamento e barragens de concreto.

2.1.1.1 Barragens de concreto

São barragens construídas em concreto simples, compactado ou armado, que exigem, em geral, o assentamento da fundação em rocha com características adequadas de resistência, estanqueidade e deformabilidade. Nesse sentido, podem ainda ser divididas em barragens de peso ou gravidade, gravidade aliviada, contraforte, de concreto rolado ou compacto e de abóbada (em arco).

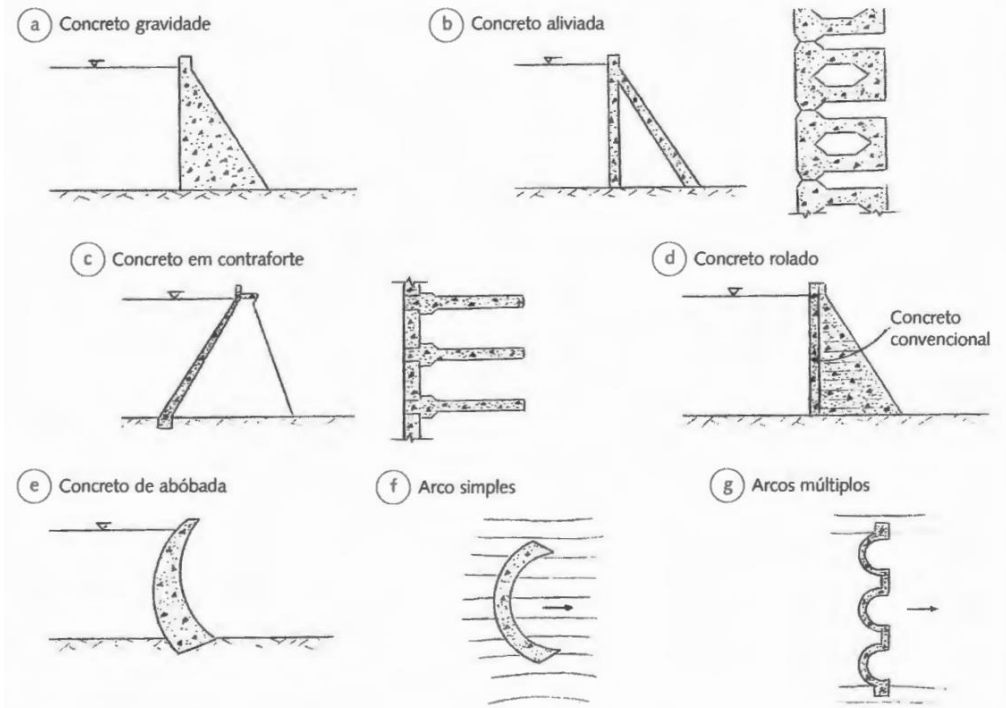
As barragens de concreto gravidade (ou de peso), Figura 1 (a), são aquelas que possuem sua estabilidade assegurada pelo seu peso próprio, com pouca armação e com esforços

majoritários de compressão (Costa, 2012). O mesmo autor cita que, no caso das barragens de gravidade aliviada, Figura 1 (b), estas são estruturas menos robustas, mais leves, em que ocorre economia de concreto e menores esforços transmitidos à fundação, devido ao uso de seções vazadas de concreto. Todavia, neste tipo de barragem, é comum a utilização de armação, visto que ocorrem maiores esforços de tração na estrutura.

As barragens de contraforte, Figura 1 (c), são aquelas que vencem o empuxo da água mediante o uso de contrafortes de concreto, apoiados sobre a estrutura principal da barragem. Costa (2012) cita que esta solução é mais econômica do que a de gravidade aliviada, em termos de consumo de concreto. Ademais, devido à pequena área de contato entre os contrafortes e a fundação (maciço), as pressões hidrostáticas da água tendem a ser maiores, ocorrendo maior esforço de subpressão.

Com relação às barragens de concreto compactado com rolo (CCR), Figura 1 (d), estas são barragens cujo concreto é executado com uso de rolos compactadores e a estanqueidade é garantida mediante a construção de uma camada de concreto armado convencional, no paramento de montante (Costa, 2012).

Figura 1 – Representação de barragens de concreto: (a) Concreto Gravidade, (b) Concreto Aliviada, (c) Concreto em contraforte, (d) Concreto Rolado, (e) Concreto de abóbada, (f) Arco simples e (g) Arcos Múltiplos.



Fonte: Costa (2012)

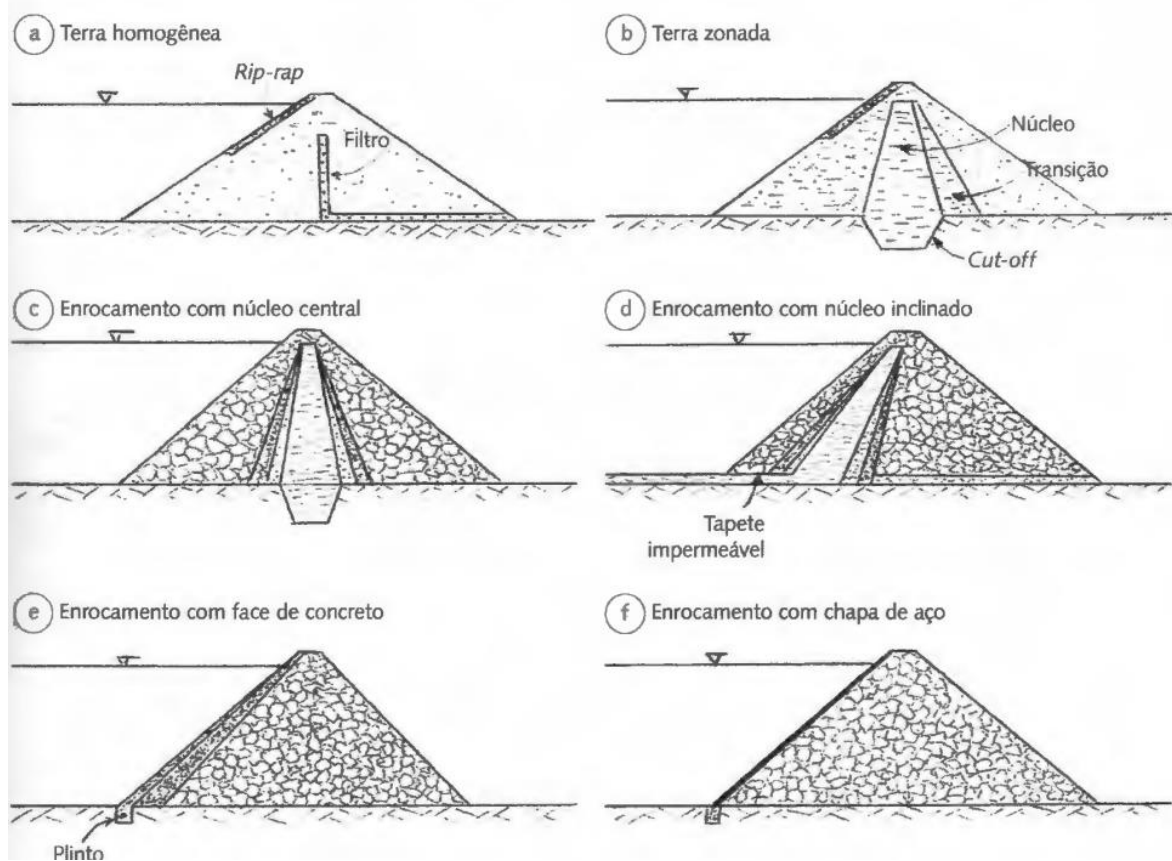
Por fim, com relação às barragens de abóbada ou arco, Figura 1 (e, f e g), estas apresentam uma curvatura em planta, e são caracterizadas por transferirem a maior parte das tensões, a que estão submetidas, ao terreno de fundação, em geral, para as ombreiras.

2.1.1.2 Barragens de terra

As barragens de terra são utilizadas, normalmente, quando o maciço de fundação não possui condições geológicas adequadas para suportar estruturas de concreto. Ademais, são soluções que necessitam da disponibilidade de materiais próximos ao local de implantação da obra, isto é, de jazidas para importação de solo. Ainda, diferente do que se observa nas grandes barragens de concreto, em sua maioria, com maior altura e esbeltez, as barragens de terra são construídas com uma base alargada, visando reduzir as tensões impostas ao maciço de fundação. Por esse motivo, conforme cita Bourdeaux (1979), as barragens de terra podem inclusive serem apoiadas sobre terrenos com solo de baixa capacidade de suporte, desde que sejam devidamente investigadas, estudadas e projetadas. Massad (2010), por sua vez, menciona que as barragens de terra homogênea constituem a solução mais utilizada no Brasil, devido à grande disponibilidade de material terroso no país. Face ao exposto, as mesmas podem ser divididas em barragens homogêneas ou zoneadas.

As barragens de terra homogênea, Figura 2 (a), segundo Costa (2012), são aquelas construídas com somente um material principal, podendo haver outros elementos, tal como os filtros e *rip-rap*³. Já as barragens zoneadas, Figura 2 (b), são aquelas que apresentam materiais distintos, cuja disposição no corpo da barragem depende de suas características físicas e mecânicas (resistência, deformabilidade, permeabilidade, etc.).

Figura 2 – Representação de barragens de terra e enrocamento: (a) Terra Homogênea, (b) Terra Zoneada, (c) Enrocamento com núcleo central, (d) Enrocamento com núcleo inclinado, (e) Enrocamento com face de concreto, (f) Enrocamento com chapa de aço.



Fonte: Costa (2012)

Maiores detalhes sobre barragens de terra serão discutidos no item 2.2, visto que esta solução de barragem é o foco do estudo de caso apresentado neste trabalho.

2.1.1.3 Barragens de enrocamento

³ Proteção ou recobrimento dos taludes de montante com blocos de rocha (enrocamento) contra a ação das ondas provadas pelo vento no reservatório.

Com relação às barragens de enrocamento ou de terra-enrocamento, estas podem ser separadas em barragens de núcleo impermeável ou com face impermeável. As barragens de enrocamento com núcleo de material impermeável (núcleo central), Figura 2 (c), possuem como principal característica a presença majoritária de material rochoso. Todavia, são concebidas com um núcleo argiloso, que promove a vedação contra o fluxo de água, bem como são concebidas com uso de materiais de transição, presentes entre a rocha e a argila, impedindo que ocorra o carreamento de material fino no interior do maciço (Costa, 2012). Uma variação deste tipo de barragem são aquelas com núcleo inclinado para montante, conforme exposto na Figura 2 (d).

Além do exposto, as barragens de enrocamento podem ter sua estanqueidade garantida pela impermeabilização de uma de suas faces, constituindo uma barragem de face impermeável, Figura 2 (e, f), seja pelo uso de concreto ou de outros materiais, tal como asfalto e aço. Além disso, Massad (2010) menciona que, devido ao uso de material rochoso, com elevado ângulo de atrito, as barragens de enrocamento possuem elevada estabilidade de seus taludes, mesmo quando apresentam inclinações íngremes (da ordem de 1V:1,6H até 1V:2,2H).

2.1.2 Elementos a se considerar em projetos de barragens

O projeto, a construção e a operação adequada de uma barragem, considerando todos os possíveis carregamentos, exige uma caracterização completa do local da obra, o detalhamento dos recursos disponíveis, bem como o monitoramento e medição do desempenho da estrutura ao longo de sua operação (USACE, 2004). Nesse sentido, a norma americana cita que o projeto e a construção de barragens de terra são complexos, devido à natureza das variáveis que envolvem o maciço de fundação e as propriedades dos materiais necessários à execução do aterro. Corroborando com esta ideia, Costa (2012) afirma que o projeto de uma barragem envolve dois aspectos importantes: a obra propriamente dita e os fatores relacionados ao ambiente em que o empreendimento se encontra inserido.

Com relação à obra propriamente dita, Costa (2012) cita que os elementos a se considerar estão relacionados à concepção e ao dimensionamento da estrutura, sendo os principais:

- Objetivo da Obra
- Tipo de barragem

- Arranjo da obra
- Dimensionamento da barragem, considerando os aspectos de estabilidade, estanqueidade e deformabilidade
- Metodologia de construção
- Cronograma e custos
- Monitoramento da obra projetada
- Critérios operacionais

Já com relação ao ambiente de implantação da obra, o mesmo autor cita que os seguintes tópicos deverão ser considerados:

- Climatologia e recursos hídricos
- Morfologia
- Geologia e geotecnia
- Impactos ambientais

Considerando os elementos apresentados, será aprofundado neste trabalho, com maior ênfase, a segurança da barragem, considerando os fatores de estabilidade, estanqueidade e deformabilidade. Ademais, com relação ao ambiente, será dada maior importância aos aspectos relacionados à geotecnia.

2.1.3 Terminologia

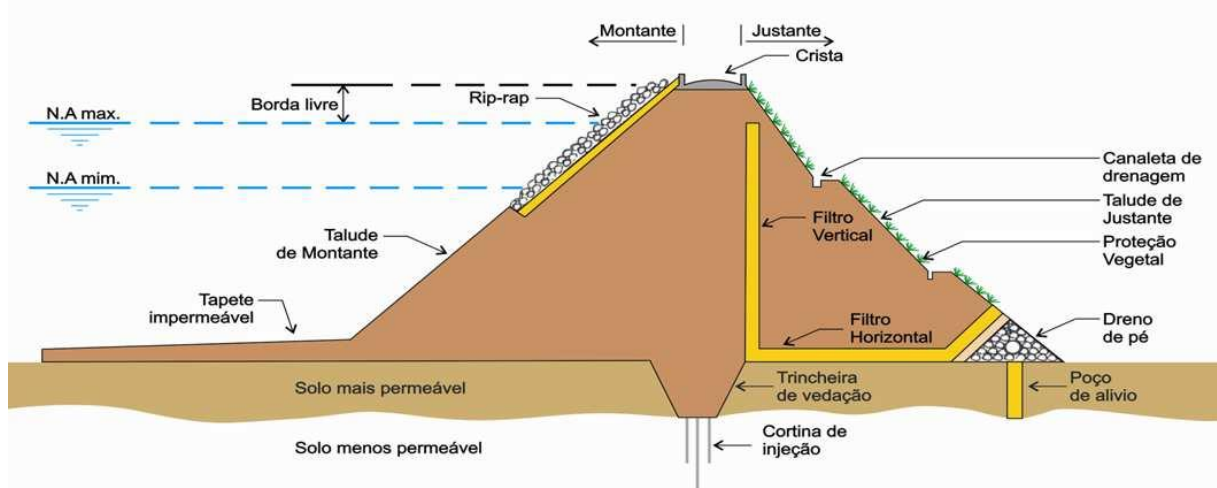
Em projetos de barragens de terra homogênea, é importante que sejam conhecidos os principais elementos que constituem esta solução, os quais são descritos a seguir.

- Eixo da barragem: eixo fictício que passa pela crista da barragem, entre as ombreiras, e é responsável por sua locação;
- Ombreiras: são as encostas presentes nas extremidades da barragem, chamadas de Ombreira Esquerda e Ombreira Direita, sempre no sentido de montante para jusante do curso da água;

- Vertedouro: constituído por soleira, canal, conduto, túnel ou qualquer outra estrutura projetada com o objetivo de descarregar as águas excedentes do reservatório;
- Borda Livre: distância entre o nível do reservatório e o nível de coroamento da barragem;
- *Rip-Rap*: proteção ou recobrimento dos taludes de montante com blocos de rocha (enrocamento) contra a ação das ondas provadas pelo vento no reservatório;
- Tapete Impermeável: dispositivo executado a montante da barragem que visa controlar o fluxo de água mediante o aumento do comprimento de percolação e, conseqüentemente, pela redução da vazão devido à perda de carga associada;
- Filtro Vertical (dreno de chaminé): responsável por interceptar a percolação de água que ocorre no interior da barragem, conduzindo-a para o filtro horizontal;
- Filtro Horizontal (tapete drenante): responsável por conduzir as águas coletadas pelo Filtro Vertical e também toda a água que infiltra pela fundação da barragem até o dreno de pé;
- Dreno de pé: responsável por conduzir a água coletada pelo Filtro Vertical e pelo Filtro Horizontal até o pé de jusante, conduzindo-a ao deságue seguro;
- Poços de Alívio: furos de drenagem abertos no terreno, com o objetivo de reduzir as subpressões desenvolvidas pela percolação de água na fundação;
- Trincheira de vedação (*cut-off*): escavação executada na base da barragem, com vistas a criar uma zona impermeável e evitar que ocorra o fluxo de água pelas zonas mais permeáveis da fundação;
- N.A Máximo Normal: é o nível máximo de água para o qual o corpo da barragem foi projetado e verificado, quanto aos aspectos de estabilidade;
- N.A Mínimo Normal: é o nível mínimo que garante a funcionalidade da barragem em relação à geração de energia, fornecimento de água para abastecimento, irrigação, etc.

Diante das informações expostas, a Figura 3 apresenta alguns dos elementos descritos.

Figura 3 – Principais elementos de uma barragem de terra homogênea



Fonte: Carvalho (2011)

2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA BARRAGENS DE TERRA

As barragens de terra são essencialmente constituídas por materiais naturais ou processados, que devem ser devidamente prospectados, visando obter um adequado zoneamento (ANA, 2016). Estes materiais são solos de granulometria que varia entre fina a grossa, com baixa permeabilidade e comportamento, em termos de resistência, condicionado pela compactação e pela atuação das poropressões no maciço. A execução é simples e baseia-se na compactação controlada de camadas de solo, mediante uso de rolos compactadores. Ademais, em contrapartida ao concreto, material de construção, que possui elevada resistência mecânica e baixa permeabilidade, o solo, principal constituinte das barragens de terra, requer que sejam concebidos taludes abatidos, para evitar movimentações de massa, bem como proteções contra a ocorrência de erosão interna e externa.

2.2.1 Investigações geológico-geotécnicas

As investigações geológico-geotécnicas nos locais de implantação de obras de barragem e nas possíveis áreas de empréstimo deverão ser adequadamente realizadas, visando obter os parâmetros que definirão a fundação, o tratamento de fundação, se necessário, os declives dos taludes, bem como a disponibilidade e características dos materiais que irão compor o aterro (USACE, 2004). A norma americana ainda afirma que as investigações devem abranger a classificação dos materiais, a definição de suas propriedades físicas, localização e

extensão das camadas do solo, os estratos de rocha e as variações nos níveis piezométricos das águas subterrâneas em profundidade. Em complemento, Eletrobras (2003) afirma que a pesquisa de materiais de construção para execução de barragens de terra deverá ser conduzida com critérios que são evolutivos em cada fase de projeto. Dessa forma, nas fases iniciais de estudo, devido às inúmeras alternativas de solução, para estabelecer o eixo da barragem, os volumes de materiais requeridos ainda são incertos. Todavia, nas fases finais dos estudos de viabilidade, projeto básico e projeto executivo, as demandas por material já são melhor definidas, de forma que é possível prever e executar um elaborado e adequado programa de investigações geológico-geotécnicas.

Bourdeaux (1979) afirma que os estudos geotécnicos abrangem a elaboração de um modelo geológico-geotécnico do local de implantação da barragem, com o estudo dos fenômenos que ocorrem ou que podem ocorrer no sítio geológico, bem como a definição das condições as quais a obra poderá ser implantada. Ademais, o manual da agência brasileira, ANA (2016), cita que o projeto de uma barragem de terra deverá apresentar os estudos sobre os materiais que irão compor a barragem, sendo os principais:

- Definição das jazidas com a respectiva localização, zoneamento, quantificação dos volumes disponíveis, condições de escavação do solo ou desmonte da rocha;
- Balanço de materiais, de acordo com os locais de origem e pontos de aplicação, seguindo as etapas construtivas e o cronograma da obra;
- Determinação das características físicas e mecânicas dos materiais (solo), objetivando determinar sua aplicabilidade;
- Determinação, sobre amostras deformadas das jazidas, as características de compactação (teor de umidade ótima e peso específico aparente seco) para as energias de compactação definidas em projeto;
- Execução de ensaios de laboratório em amostras compactadas nos diferentes níveis de compactação e umidade, previstos para a obra, visando obter as características de resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade;
- Execução de aterros experimentais com os materiais e equipamentos que serão efetivamente utilizados em obra, visando obter suas propriedades mecânicas e hidráulicas;

- Execução de investigações geotécnicas sobre os materiais que serão utilizados para compor os drenos, filtros e transições.

Diante das informações expostas, os materiais que devem compor o maciço da barragem podem ser divididos em materiais com função de vedação e em materiais com função de filtração e transição.

2.2.1.1 *Investigação em materiais com função de vedação*

Com relação aos materiais que são comumente utilizados na concepção de barragens de terra, deve ser dada atenção aos materiais que têm como função a vedação. Dessa forma, em geral, utilizam-se solos finos, argilosos e siltosos, para compor o corpo impermeável da barragem (núcleo), devido à reduzida permeabilidade destes materiais. Todavia, materiais com frações mais grossas também poderão ser utilizados, desde que, após a execução da compactação, apresentem uma permeabilidade adequada (ANA, 2016). De forma semelhante, Eletrobras (2003) salienta que os materiais grossos e arenosos, que apresentam fração de finos em sua composição, podem se constituir em materiais vantajosos, devido à baixa permeabilidade que apresentam, porém com reduzida compressibilidade e alta resistência ao cisalhamento.

Com relação à amostragem dos materiais, ANA (2016) salienta que, para cada fase de projeto, a coleta de amostras deverá ser feita concomitantemente à execução das investigações geológico-geotécnicas *in situ*. Nesse sentido, ao longo da execução do empreendimento, deverão ser coletadas amostras deformadas (AD) e indeformadas (AI) nos aterros experimentais e definitivos, visando obter material suficiente para a execução de ensaios e, conseqüentemente, obtenção das propriedades físicas e mecânicas.

Com relação à caracterização dos materiais de jazida, esta deve ser feita mediante a execução de ensaios *in situ*, de umidade natural e massa específica aparente, visando conhecer as propriedades naturais destes materiais (Eletrobras, 2003). Ademais, de posse dos materiais coletados das amostras deformadas, devem ser realizados, em laboratório, ensaios de caracterização completa, sendo eles: granulometria (por peneiramento e sedimentação), limites de consistência, determinação da densidade real dos grãos e classificação. Além da determinação das características físicas, devem ser executados ensaios mecânicos, tal como cisalhamento direto, ensaio de compressão triaxial, ensaio edométrico (de adensamento) e de

compactação, feitos em amostras deformadas e/ou indeformadas, com o objetivo de se obter as propriedades mecânicas. Diante do exposto, o Quadro 2-1, adaptado de ANA (2016), apresenta os principais ensaios de campo e de laboratórios recomendados para a prospecção de materiais de vedação, utilizados na construção de barragens de terra.

Quadro 2-1 – Ensaios de caracterização e mecânicos a serem executados em materiais para uso em barragens de terra

Tipo de Ensaio	Descrição e Norma de Ensaio
Ensaios de caracterização	
Umidade natural	Umidade é a diferença entre o peso úmido e o peso seco do solo “in situ”, sendo o teor de umidade o quociente, expresso em percentagem, da umidade do solo pelo seu peso seco (ABNT NBR 6457)
Densidade natural	Peso total do solo (P) dividido pelo seu volume total (V). O ensaio mais comum para determinação do peso específico natural do solo “in situ” é o método do cilindro de cravação (ABNT NBR 09813)
Granulometria por peneiramento e sedimentação	Diâmetros das diversas partículas existentes no solo (ABNT NBR 7181)
Limites de consistência	Teor em umidade para os quais a consistência do solo muda de um estado para o outro
Limite de plasticidade	Teor em umidade a partir do qual um solo passa a exibir plasticidade (ABNT NBR 7180)
Limite de liquidez	Teor em umidade acima do qual o solo perde as características de plasticidade, passando a comportar-se como um fluido viscoso (ABNT NBR 6459)
Peso específico real dos grãos	Relação entre o peso e o volume de uma partícula individual de solo (ABNT NBR 6508)
Ensaios de Compactação	Determinação da umidade ótima do solo, para uma dada energia de compactação, e do peso específico aparente seco máximo associada à umidade ótima (ABNT NBR 7182)
Ensaios de Permeabilidade	Obtenção do coeficiente de permeabilidade de uma amostra de solo (podem ser realizados em permeâmetro de carga variável, em células de adensamento edométrico ou em câmaras triaxiais, sendo estes últimos os mais confiáveis)
Ensaios de resistência e deformabilidade	
Cisalhamento direto	Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (coesão e ângulo de atrito)

Tipo de Ensaio	Descrição e Norma de Ensaio
Compressão triaxial	Determinar os parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo. Dependendo das condições de drenagem, seja na fase de adensamento sob a tensão confinante, seja na fase de aplicação da tensão desviadora, o ensaio pode ser executado sob três formas (adensado e drenado, não drenado e não drenado).
Adensamento edométrico	Visa a determinar as características de compressibilidade dos solos sob a condição de confinamento lateral (ABNT NBR 12007)

Fonte: Adaptado de ANA (2016)

Os ensaios de permeabilidade permitem obter dados para os estudos de percolação, e por isso, os corpos de prova devem ser moldados nas diversas situações de compactação do projeto (Eletrobras, 2003). No caso do ensaio de adensamento, este tem por objetivo determinar as propriedades de compressibilidade e de expansibilidade dos materiais, principalmente quando houver a presença de solos argilosos de baixa capacidade de suporte no sítio da obra.

Com relação ao ensaio de cisalhamento direto, este permite obter os parâmetros geotécnicos, que são importantes para as análises de estabilidade, porém, sem fornecer dados sobre a deformabilidade do material ou medida de poropressão (ANA, 2016).

Já, sobre o ensaio de compressão triaxial, Eletrobras (2003) afirma que devem ser realizados para obtenção dos parâmetros geotécnicos, em termos de tensões totais ou efetivas, aferição das poropressões e estimativa de parâmetros de deformabilidade. Estes ensaios devem ser executados em amostras indeformadas, extraídas do maciço da própria barragem ou de aterros experimentais. Nesse sentido, o critério afirma que, para a realização de análises de estabilidade em final do período construtivo, podem ser executados ensaios não adensados e não drenados, UU (do inglês, *unconsolidated undrained*), com medida da poropressão.

Já no caso de análises efetuadas em condição de rebaixamento rápido do reservatório, o critério da Eletrobras indica que devem ser realizados ensaios triaxiais do tipo CU, consolidado e sem drenagem (do inglês, *consolidated undrained*), com medida das poropressões e em condição saturada. Por outro lado, para aferição dos parâmetros em termos de tensões efetivas e em situações de percolação estável, o critério indica a realização de ensaios triaxiais do tipo CD_{unsat} , consolidado e com drenagem, (do inglês, *consolidated drained*) em zonas não saturadas e CD (saturado), para zonas saturadas do maciço. Todavia, estes ensaios poderão ser substituídos pelo ensaio CU, com medida das poropressões.

2.2.1.2 Investigação em materiais com função de filtração e transição

Para o uso em filtros e transições, utilizam-se materiais naturais, obtidos em escavações convencionais, dragagem ou mediante detonações, com uso de explosivos (Eletrobras, 2003). Para estes materiais, do ponto de vista geológico, necessita-se conhecer a classificação, a mineralogia, origem, espessura dos depósitos, alternância textural e posição do lençol freático. Já do ponto de vista geotécnico, é necessário investigar a granulometria, a necessidade de beneficiamento, a forma dos grãos e a permeabilidade. Dessa forma, o critério da Eletrobras indica que as sondagens ou varejão⁴ deverão ser realizadas com espaçamento que depende do modelo geológico, da homogeneidade dos materiais presentes, da fase de estudo em questão e do volume dos depósitos presentes. Com relação aos ensaios necessários, o Quadro 2-2, adaptado de ANA (2016), apresenta os principais ensaios de campo e de laboratórios que deverão ser executados no estudo de materiais de transição ou filtro para construção de barramentos de terra.

Quadro 2-2 – Ensaios a serem executados em materiais para uso em filtros e transições de barragens de terra

Tipo de Ensaio	Descrição e Norma de Ensaio
Granulometria por peneiramento	Diâmetro das diversas partículas existentes no material (ABNT NBR 7181)
Ensaio de permeabilidade	Obtenção do coeficiente de permeabilidade (podem ser realizados em permeâmetro de carga constante)
Densidade mínima	Determinação da densidade mínima, de simples derramamento de material (ABNT NBR 12004)
Densidade máxima	Determinação da densidade máxima, utilizando a compactação vibratória (ABNT NBR 12051)
Matéria orgânica e torrões de argila	Determinação do teor em matéria orgânica (ABNT NBR 13600) e de teor de argila em torrões (ABNT NBR 7218)
Peso específico real dos grãos	Relação entre o peso e o volume de uma partícula individual de solo (ABNT NBR 6508)
Índice de forma	Média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do material, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe (ABNT NBR 7809)
Análise mineralógica	Determinação dos minerais, por exemplo, por difração de raios X

Fonte: Adaptado de ANA (2016)

⁴ Cravação manual e/ ou com golpes de marreta de uma haste lisa de ferro em solos sedimentares, com uso recomendado para o reconhecimento de aluviões e superfícies rochosas.

Com relação aos materiais processados, oriundos de pedreiras, são utilizados quando as características dos materiais naturais não atendem aos critérios de projeto ou não estão presentes em quantidades suficientes.

2.2.2 Escolha da seção transversal da barragem

Cruz (2004) menciona que um fator determinante na escolha da seção da barragem é a disponibilidade de materiais de construção nas proximidades do local do empreendimento. O mesmo autor menciona que se deve dar atenção aos materiais oriundos das escavações obrigatórias, necessárias às obras de desvio, vertedouros, canais de adução, tomadas d'água e casas de força. Por questões relacionadas ao custo da obra, Cruz (2004) menciona que materiais de menor resistência são muito utilizados em detrimento aos materiais de maior resistência, pois possuem exigências menores quanto aos aspectos relacionados à terraplenagem (escavação, transporte, tratamento e compactação). Corroborando com estes aspectos, o critério de projeto da Eletrobras define alguns fatores que devem ser considerados na escolha da seção típica da barragem, sendo eles:

- Características dos materiais: a disposição dos materiais no corpo da barragem depende de suas características físicas e mecânicas, de modo que seja possível garantir um adequado zoneamento que propicie estabilidade com economia;
- Disponibilidade e Economicidade dos Materiais: para compor a seção da barragem, os materiais oriundos das escavações são os mais econômicos e os materiais provenientes de jazidas deverão ser os mais próximos possíveis do sítio de implantação da barragem. Ademais, são indicados sempre aqueles materiais que possibilitem taludes mais íngremes, pois este fator afeta diretamente no custo da obra;
- Condições climáticas e de trabalhabilidade: os materiais que não exigem tempo seco são os mais indicados para a incorporação no corpo da barragem, pois reduzem os custos relacionados à produtividade e dias trabalháveis. Além do exposto, materiais com umidade elevada ou muito reduzida sempre exigirão correção de umidade, sendo sua condição *in situ* um fator importante na avaliação da trabalhabilidade;

- Cronograma de construção: o tempo necessário para execução de uma barragem envolve um estudo completo do arranjo geral, da sequência construtiva, do prazo de construção, do balanço de materiais, dos desembolsos, das vantagens financeiras ao realizar antecipações e da redução de prazos e/ou adiantamento de desembolsos;
- Esquema de desvio: a travessia do rio pode tornar mais caro o reaproveitamento de materiais de escavação, pela necessidade de empilhar estoques intermediários. Dessa forma, o esquema de desvio deve ser adaptado visando obter-se a barragem mais econômica. De forma recíproca, a seção da barragem deve ser concebida considerando as condicionantes construtivas introduzidas pelo esquema de desvio;
- Características geológico-geotécnicas da fundação: o aspecto de resistência dos materiais que compõem a fundação é fator primordial para a escolha das declividades dos taludes da barragem. Assim, barragens de terra homogênea, por exemplo, requerem menor grau de exigência quanto aos aspectos de deformabilidade e permeabilidade da fundação; e
- Integração com o arranjo geral: a escolha da seção deve considerar o aproveitamento das demais estruturas existentes na obra, de forma a permitir uma redução dos volumes de escavação e dos circuitos hidráulicos.

No caso das barragens de seção homogênea, caso este do presente trabalho, Bourdeaux (1979) menciona que constituem as seções preferidas quando se tem maior disponibilidade de materiais pouco permeáveis (argilas, areias e siltes argilosos) em detrimento dos materiais mais permeáveis (areias e cascalhos). Todavia, se a porção deste último é maior, adota-se seções com núcleo impermeável e espaldares com os materiais permeáveis, constituindo barragens de terra zoneadas.

2.2.2.1 Critérios geométricos

Segundo Cruz (2004), um projeto eficaz de barragem deve respeitar algumas definições geométricas, embora possam sofrer alterações, subsidiadas pelo pleno conhecimento dos fatores que interferem em cada aspecto. Dessa forma, o autor menciona que a largura da crista não deve ser inferior a 6 m e deve ter pelo menos 10 m no caso de tráfego de veículos. Já

no caso dos taludes de jusante, com espaldar em solo, deve-se incorporar bermas de equilíbrio, com no mínimo 3,0 a 4,0 m de largura, espaçadas a cada 10,0 ou 15,0 m de altura. Neste caso, segundo Cruz (2004), estas bermas auxiliam na “quebra” dos fluxos de água das chuvas, bem como auxiliam na manutenção, na instrumentação e na estabilidade do maciço.

Com relação aos taludes da barragem, Cruz (2004) estabelece algumas declividades preliminares, que devem ser atestadas mediante análises de estabilidade, conforme exposto no Quadro 2-3.

Quadro 2-3 – Taludes preliminares para diversos tipos de solo

Tipo de material	Montante*	Jusante
Solos compactados	2,5 (H); 1,0 (V) 3,0 (H); 1,0 (V)	2,0 (H); 1,0 (V)
Solos compactados argilosos	2,0 (H); 1,0 (V) 3,0 (H); 1,0 (V)	2,0 (H); 1,0 (V) 2,5 (H); 1,0 (V)
Solos compactados siltosos	3,5 (H); 1,0 (V)	3,0 (H); 1,0 (V)
Enrocamentos **	1,3 (H); 1,0 (V) 1,6 (H); 1,0 (V)	1,3 (H); 1,0 (V) 1,6 (H); 1,0 (V)

* No caso de barragens com pequena oscilação do N.A., os taludes de montante podem ser os mesmos de jusante.

** Os taludes mais íngremes referem-se a rochas sãs, e desde que a largura de base do enrocamento seja no mínimo igual à altura da barragem

Fonte: Adaptado de Cruz (2004)

2.2.2.2 Definições do sistema de vedação

O conjunto sistema de drenagem e vedação constitui um dos principais elementos para proteger as barragens de terra contra processos regressivos de erosão interna (*piping*). Dessa forma, um dos requisitos fundamentais de uma barragem é a sua estanqueidade. Nesse sentido, segundo Cruz (2004), nenhuma barragem pode ser considerada com comportamento adequado antes que seja considerada suficientemente vedante. O mesmo autor apresenta os critérios de projeto a serem considerados para o cálculo do núcleo de barragens de terra-enrocamento, conforme exposto nas Equações (1) e (2).

$$b = 6 + 0,2 \times \Delta h \quad (1)$$

$$b = 6 + 0,3 \times \Delta h \quad (2)$$

Em que,

b Largura do núcleo em qualquer elevação (m);

Δh Diferença de carga hidráulica dos pontos a montante e jusante do plano considerado

Cruz (2004) ainda cita que, no caso de barragens de terra homogênea, pode-se definir um pseudo-núcleo, que é delimitado pelo dreno inclinado ou subvertical e por uma linha de 45° traçada a partir da crista da barragem para montante. Esse pseudo-núcleo difere-se do restante da barragem em termos de características mecânicas.

2.2.3 Dimensionamento e verificações de segurança

A estabilidade global de uma barragem deve atender a três requisitos básicos de segurança, sendo eles: verificação da estabilidade global dos taludes; análises de deformabilidade do conjunto fundação-barramento e verificação quanto ao controle de fluxo de água pelo maciço, suas fundações e suas ombreiras (Cruz, 2004). O mesmo autor cita que antes da execução das análises de estabilidade, é necessário conhecer os potenciais mecanismos de ruptura relacionados à geometria da barragem, as propriedades geotécnicas dos materiais constituintes, as prováveis condições de fluxo e as condições de sollicitação. Em todo caso, Cruz (2004) menciona que as análises sempre devem ser feitas considerando parâmetros geotécnicos efetivos. Corroborando com esta premissa, Eletrobras (2003) e ANA (2016) mencionam que as análises deverão ser feitas por meio de tensões efetivas, considerando os parâmetros de pressões neutras conforme exposto no item 2.2.3.2 e que, somente no caso de argilas plásticas saturadas, é possível que as análises sejam realizadas por meio de tensões totais.

Além do exposto, Bordeaux (1979) salienta que os estudos de segurança em barragens devem obedecer a uma sequência de condições a serem definidas, cuja importância individual não pode ser desprezada, conforme os itens apresentados a seguir.

- As condições de carregamento
- As seções críticas (elaboração de seções geotécnicas longitudinais e transversais da barragem)
- A definição dos parâmetros geotécnicos (de resistência, de deformabilidade e de permeabilidade)

- A definição dos métodos de análise
- Os coeficientes de segurança mínimos a se considerar

2.2.3.1 Condições de carregamento

Ao longo da execução e operação da barragem, esta é submetida a diversas condições de solicitação que variam com o tempo, devendo-se verificar se os coeficientes de segurança correspondentes à ruptura na superfície de cisalhamento são inferiores aos valores mínimos fixados no projeto (Bourdeaux, 1979). Dessa forma, para as análises de segurança em taludes de barragens consideram-se quatro condições de carregamento distintas: final da construção, regime de percolação estável, rebaixamento rápido do reservatório e ocorrência de sismos.

Na condição relacionada ao final da construção, admite-se a barragem concluída, sem carga hidráulica oriunda do reservatório. Neste caso, as pressões neutras e as deformações do conjunto fundação-barramento resultarão do estado de tensões e da velocidade de construção do aterro (Cruz, 2004). Neste cenário, conforme menciona ANA (2016), devido ao efeito da compactação das camadas do aterro, desenvolvem-se poropressões cuja dissipação ocorrerá de forma lenta, conforme for a velocidade de avanço do barramento.

Com relação ao caso de percolação estável ou “*regime permanente de operação*” Cruz (2004) menciona que esta é a condição normal de funcionamento da barragem, em que as deformações do maciço e fundação se encontram estabilizadas e a rede de fluxo estabelece-se no N.A. Máximo Normal a montante.

Já com relação ao rebaixamento rápido do reservatório, Cruz (2004) cita que esta situação é aquela em que se admite um rebaixamento súbito entre o N.A. Máximo Normal e o N.A. Mínimo Operacional da barragem, sendo uma condição crítica para o maciço de montante da barragem, conforme menciona Bourdeaux (1979).

Diante das condições apresentadas, Bourdeaux (1979) menciona que, em geral, o talude de jusante é dimensionado considerando as pressões neutras que ocorrem na condição de fim da construção, visto que no regime de percolação estável (operação normal da barragem), este talude deve se manter seco. Por outro lado, o talude de montante é dimensionado considerando as condições criadas pelo rebaixamento rápido do reservatório, uma vez que esta parte do maciço não mais poderá contar com os efeitos de empuxo da água, contrários à direção das possíveis movimentações de massa. Além dos exposto, existem outras condições de

carregamento, tal como a condição excepcional relativa a ocorrência de cheias máximas (reservatório com N.A. Máximo Maximorum) e as verificações de gradientes hidráulicos.

2.2.3.2 Obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, ângulo de atrito e coesão, e de poropressões dos diversos materiais envolvidos no maciço da barragem são obtidos mediante a execução de ensaios laboratoriais que possam representar, ao máximo, as condições reais de carregamento de campo (Eletrobras, 2003). Dessa forma, a definição dos parâmetros geotécnicos deve considerar as condições de carregamento mencionadas anteriormente.

2.2.3.2.1 Final da construção

O término da construção corresponde ao momento anterior ao enchimento do reservatório e logo após o término da execução do aterro. Nesta condição, Bourdeaux (1979) cita que qualquer elemento de solo no interior do maciço compactado da barragem está submetido a variações de tensões, devido ao alteamento progressivo do aterro. As pressões neutras que atuam sobre o solo tendem a aumentar, reduzindo as tensões efetivas e a resistência ao cisalhamento.

Eletrobras (2003), por sua vez, estabelece que a envoltória de resistência em termos de tensões efetivas a ser utilizada deverá ser obtida mediante ensaios do tipo não adensado e não drenado (UU), com aferição das pressões neutras, pois considera-se que não ocorre dissipação durante a construção do aterro. Neste sentido, este critério de projeto estabelece algumas alternativas para se obter os parâmetros de pressões neutras, sendo um deles a obtenção da trajetória de tensões e condições de drenagem representativas das condições de campo, mediante execução de ensaios triaxiais do tipo PN⁵. Outra alternativa seria a realização de observações de campo feitas em barragens construídas em condições semelhantes de lançamento e de materiais utilizados.

O critério da Eletrobras ainda menciona que, caso a situação de final da construção for crítica para a análise de estabilidade de taludes, os parâmetros relacionados às poropressões

⁵ Ensaio do tipo triaxial utilizado para determinar os coeficientes de poropressão para solos parcialmente saturados, utilizado para análise de projetos de barragens durante a fase de execução da obra.

poderão ser aferidos mediante instalação de instrumentos no próprio aterro da barragem a ser construído, durante os trabalhos de compactação.

2.2.3.2.2 Rebaixamento rápido do reservatório

O reservatório da barragem é o responsável por exercer esforços de empuxo contrários aos taludes de montante, o que auxilia na estabilidade do maciço. Todavia, podem ocorrer situações de operação ou emergenciais que causam o rebaixamento rápido do nível da água. Dessa forma, existe duas formas de se analisar a atuação das poropressões no maciço, que dependem da velocidade de descida da água e da permeabilidade do solo da barragem.

A primeira forma de análise considera um regime de fluxo permanente, em que não ocorre dissipação da poropressão, devido ao rápido rebaixamento do nível da água. Neste caso, segundo Eletrobras (2003), as pressões neutras só dependem da geometria do problema e dos valores dos coeficientes de permeabilidade dos materiais. O estado de tensões e suas variações não causam alteração nas poropressões atuantes no maciço e pode-se considerar análises com uso de tensões efetivas e pressões neutras obtidas de redes de fluxo convencionais.

Já na segunda forma, o rebaixamento resulta na redução das tensões principais, com aumento da tensão desviadora e ocorrência de um fluxo transiente de água. Nesta condição, considera-se variações das pressões neutras quando submetidas a variações do estado de tensões e as análises deverão ser feitas com uso de tensões efetivas, obtidas de ensaios drenados (CD) ou ensaio adensados não drenados (CU), com medida das poropressões (Eletrobras, 2003).

2.2.3.2.3 Regime permanente ou de percolação estável

Segundo Bourdeaux (1979), a condição de percolação estável é frequentemente a condição sob a qual ocorrem rupturas de barragens, para jusante, visto que o reservatório cheio impõe grandes solicitações ao corpo da barragem e à fundação. Neste caso, admite-se que o nível do reservatório se mantém constante por um longo período de tempo, de forma que ocorra a saturação das zonas do maciço submetidas ao fluxo de água e que a percolação esteja estabilizada. Neste caso, conforme menciona Eletrobras (2003), as análises podem ser feitas com base em tensões efetivas, considerando as pressões neutras obtidas das redes de fluxo em regime permanente. A envoltória de resistência e os parâmetros geotécnicos poderão ser obtidos

mediante ensaio triaxiais do tipo CUunsat nas zonas não saturadas e CU nas zonas saturadas, ou de ensaios CDunsat e CD, respectivamente.

2.2.3.2.4 Análise Sísmica

Eletrobras (2003) cita que, mesmo em zonas assísmicas, e principalmente em barragens de grande porte, deve-se considerar a ocorrência de sismos, induzidos pelo enchimento do reservatório da própria barragem, adotando-se, neste caso, cargas sísmicas correspondentes à aceleração da ordem de 0,05 de g na direção horizontal e 0,03 na direção vertical.

2.2.3.3 Coeficientes de Segurança

A segurança de uma barragem não pode ser verificada apenas pelos fatores de segurança obtidos das análises de estabilidade por equilíbrio limite, mas também mediante a verificação dos requisitos de controle de fluxo pelo sistema de vedação e drenagem, pelos deslocamentos diferenciais e pela compatibilidade de deformações entre a fundação e o maciço da barragem (Cruz, 2004). Apesar do exposto, a análise de estabilidade mediante o estabelecimento de coeficientes de segurança é parte primordial no dimensionamento de barragens de terra e consiste no principal critério para analisar a segurança de qualquer barramento. Desta forma, o autor estabelece valores mínimos para os coeficientes de segurança que devem ser obtidos, conforme exposto no Tabela 1.

Tabela 1 – 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
Percolação Estável	Montante	1,5	1,3
	Jusante	1,5	1,3
Rebaixamento Rápido	Montante (N.A. Máx. - N.A. Mín.)	1,1	1
	Montante (N.A. Máx. - Sol. Vertedouro)	1	1

Fonte: Adaptado de Cruz (2004)

Além das informações expostas no Tabela 1, o critério de projeto da Eletrobras estabelece seus próprios coeficientes de segurança, adaptados da norma americana “*U.S. Corps of Engineer - Design Manual EM - 1110-1-1902 - Stability of Earth and Rockfill Dams*” e expostos no Tabela 2.

Tabela 2 – Fatores de segurança mínimos para diferentes condições de solicitação - Critério de Projetos da Eletrobras

Condição de solicitação	Coefficiente de Segurança	Ensaio a ser considerado para obtenção dos parâmetros de cisalhamento	Observações
Final de construção	1,3 (a)	UU ou CD	Taludes de montante e jusante
Rebaixamento Rápido	1,1 a 1,3 (c)	CU ou CD	Valor mínimo para solos dilatantes e Valor máximo para solos que contraem no cisalhamento
Percolação Estável	1,5	CU ou CD	Talude de jusante
Análise Sísmica	1,0	CU ou CD	Taludes de montante e jusante

(a) Para barragens acima de 15 m de altura sobre fundações relativamente fracas, deve-se utilizar fator de segurança mínimo de 1,4

(b) Em zonas em que não são antecipadas as pressões neutras, usar resistência de ensaios CD

(c) Nos casos em que o rebaixamento ocorre com frequência, considerar o coeficiente igual a 1,3

Fonte: Adaptado de Eletrobras (2003)

Diante das informações expostas, observa-se que os valores apresentados pelos autores são semelhantes, embora o critério da Eletrobras seja mais conservador quanto aos coeficientes relativos à condição de rebaixamento rápido do reservatório. Além do exposto, ANA (2016) apresenta valores relativamente diferentes dos mencionados, considerado um coeficiente de 1,5 para a condição de percolação estável, 1,4 para a condição de final da construção, 1,3 para situações de rebaixamento rápido do reservatório e 1,1 para as demais ocorrências excepcionais, tal como sismos e elevação da linha freática (colmatação dos drenos).

2.2.3.4 Análise de fluxo pelo maciço e fundação

As análises de percolação visam obter a distribuições de pressões neutras e o valor das vazões no maciço da barragem e fundação, com o objetivo de subsidiar os estudos de estabilidade e o dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna (Eletrobras, 2003). O critério da Eletrobras ainda cita que o modelo hidrogeotécnico deverá ser elaborado com base na distribuição espacial dos materiais com características hidrogeotécnicas individualizáveis.

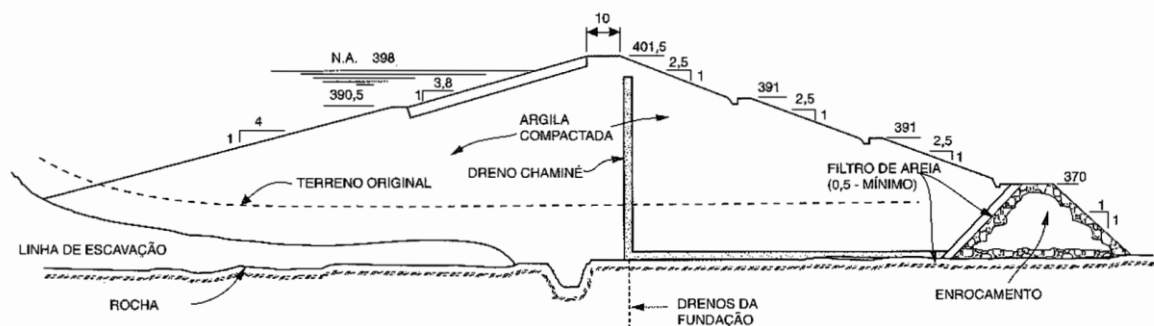
Segundo Eletrobras (2003), os valores dos coeficientes de permeabilidade (k) dos materiais do maciço da barragem deverão ser ajustados para o nível de tensões efetivas atuantes na fundação e no maciço. Ademais, as análises de percolação devem ser feitas para as condições de percolação estável, em regime permanente, e rebaixamento rápido do reservatório, em regime transiente. Dessa forma, para a análise na condição da barragem em operação (percolação estável), o nível d'água a montante deve ser o máximo normal e para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem, o nível d'água a jusante deverá ser o mínimo, considerando ainda os maiores valores de vazão.

Com relação aos métodos de análises de fluxo, Eletrobras (2003) estabelece que podem ser utilizadas redes de fluxo (método gráfico) e método dos elementos finitos. Corroborando com esta premissa, ANA (2016) menciona que nos casos usuais, os modelos planos de escoamento em regime permanente são suficientes.

2.2.4 Drenagem Interna

ANA (2016) cita que se deve prever um sistema de drenagem interna em barragens de terra, constituído por um filtro vertical ou subvertical (dreno de chaminé), filtro horizontal (chamado de tapete drenante), instalado junto à fundação, e dreno de pé, instalado à jusante da barragem, constituído, em geral, por um corpo de enrocamento. Nesse sentido, a Figura 4 apresenta um exemplo de uma seção típica de uma barragem de terra homogênea, em que é possível visualizar os três elementos de drenagem citados.

Figura 4 – Seção típica de uma barragem de terra homogênea. Barragem e Dique do Vigário,



Fonte: Sherard *et al* (1963) *apud* Cruz (2004)

O Manual de Diretrizes para a Elaboração de Projeto de Barragens da ANA menciona que o filtro vertical é o elemento responsável por interceptar a percolação de água que ocorre

no interior da barragem, conduzindo-a para jusante, mediante o tapete drenante (filtro horizontal). Dessa forma, o manual enfatiza que, desde que os filtros sejam adequadamente dimensionados e possuam capacidade de vazão suficiente, o espaldar⁶ a jusante do filtro subvertical, talude de jusante, deverá permanecer seco, não saturado, com erosão interna controlada.

Com relação ao filtro horizontal, ANA (2016) indica que quando instalado diretamente sobre a fundação, este filtro tem como função controlar as águas que circulam através dela, controlando a poropressão atuante e evitando a ocorrência de subpressões na base do aterro. Ademais, o tapete drenante deverá atuar como um filtro da fundação, evitando que o material superficial sofra erosão. Esse conceito é ainda mais importante quando a barragem apresenta espaldares de jusante construídos sobre solos permeáveis, isto é, com elevado potencial de erosão, tal como ocorre com os materiais arenosos, pedregulhos ou até mesmo rochas brandas (ANA, 2016).

Em relação ao dreno de pé, este é responsável por garantir a continuidade da condução da água pelo tapete drenante e proporcionar maior segurança para a barragem, frente a possível colmatação dos filtros subvertical e horizontal ou quando ocorrer grandes fluxos de água pela fundação (ANA, 2016).

2.2.5 Instrumentação

A instrumentação refere-se ao conjunto de dispositivos instalados no corpo da barragem e de sua fundação, que visa monitorar o seu desempenho, por meio da aferição de certas grandezas, cuja interpretação dos resultados servirá para avaliar a segurança do barramento (Eletrobras, 2003). O critério da Eletrobras ainda cita que, a auscultação, por sua vez, compreende o conjunto de métodos de observação do comportamento de uma barragem, objetivando controlar as condições de segurança e validar as hipóteses de projeto, propondo ainda, quando necessário, medidas corretivas.

Para barragens de terra, Eletrobras (2003) cita quais são as grandezas importantes a serem monitoradas ao longo da vida útil do empreendimento, sendo elas: pressões neutras no aterro (poropressões), recalques do aterro, deslocamentos superficiais (plani-altimétricos),

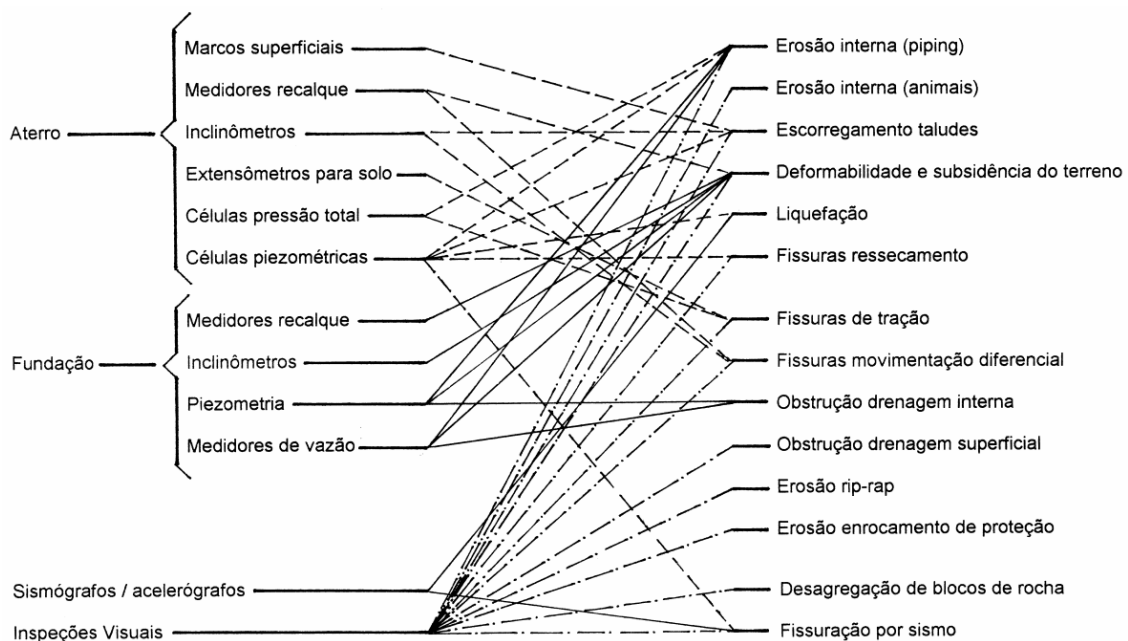
⁶ Zona externa do talude da barragem, seja a jusante ou montante

subpressões na fundação, vazões de percolação, materiais sólidos carreados pelas águas de percolação e pressões totais e poropressões nas interfaces.

Outro critério importante estabelecido pelo Critério da Eletrobras é a definição de seções “chave” nas barragens de terra, isto é, seções representativas do comportamento típico de um determinado trecho da barragem. A definição das seções “chave” é aquela que considera as particularidades da fundação e do aterro, sendo a seção crítica aquela com condição mais desfavorável, e a geometria do corpo da barragem, a de maior altura de aterro. Com relação à quantidade de cada instrumento, o mesmo manual cita que não é possível definir um número, visto que o plano de instrumentação depende essencialmente do comprimento da barragem, de sua altura máxima, das características dos materiais utilizados e das condições da fundação.

Além das informações expostas, um plano de instrumentação adequado permite não somente averiguar as condições de segurança do barramento, mas evitar uma série de deteriorações, bem como fornecer aviso prévio sobre problemas relacionados aos elementos da barragem, conforme apresentado na Figura 5.

Figura 5 – Instrumentação de barragens de terra - problemas relacionados



Fonte: adaptado de Eletrobras (2003)

Em relação aos piezômetros, conforme apresentado na Figura 5, são instrumentos importantes para aferir possíveis situações de *piping* (erosão interna), bem como a possível obstrução do sistema de drenagem interna, pela colmatagem dos drenos, o que acarreta na elevação da linha freática pelo maciço e, conseqüentemente, redução da estabilidade do maciço.

2.3 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

2.3.1 Introdução

Talude é qualquer superfície de solo que possui uma inclinação, podendo ser natural no caso das encostas ou artificial no caso dos cortes e aterros (Gerscovich, 2016). Em barragens, conforme exposto no item 2.2.3.1, deve-se analisar a estabilidade dos taludes de montante e de jusante, para todas as condições de carregamento impostas pelo projeto.

A ruptura de taludes em si ocorre devido à formação de uma superfície de cisalhamento contínua sobre a massa de solo. Nesta superfície, existe uma camada de solo que perde suas propriedades mecânicas durante o processo de ruptura, ou seja, forma-se não somente uma superfície, mas sim uma zona cisalhada no maciço terroso (Gerscovich, 2016). Dito isso, no caso de barragens de terra, a movimentação de massa do tipo escorregamento é a que mais interessa no âmbito deste trabalho. Dessa forma, em solos relativamente homogêneos, de maior espessura, e sem planos preferenciais de fraqueza, tal como ocorre nos aterros construídos, é comum que a movimentação de massa seja em formato circular, em que ocorre a rotação do maciço de solo em torno de um eixo imaginário.

2.3.2 Princípio das tensões efetivas

O solo é um sistema trifásico, formado por partículas sólidas, água e ar. Dessa forma, em solos saturados, uma parcela das tensões impostas ao maciço (σ) é transmitida aos grãos (σ'), enquanto que outra parte é transmitida à água (u). Todavia, somente as partículas sólidas é que possuem resistência ao cisalhamento. Esse princípio, intitulado como Princípio das Tensões Efetivas, apresentado por Terzaghi (1943), é representado pela Equação (3).

$$\sigma' = (\sigma - u) \quad (3)$$

Em que,

- σ' Tensão efetiva atuante sobre as partículas do solo
- σ Tensão total atuante
- u Poropressão ou pressão neutra da água

Conforme cita Gerscovich (2016), a execução de carregamentos e descarregamentos provoca variações nas tensões transmitidas às partículas sólidas e nas poropressões atuantes. Desta forma, durante o processo de fluxo (saída ou drenagem da água) o excesso de tensão transmitidos a água é integralmente transferido às partículas do solo, com a completa dissipação da poropressão e aumento da tensão efetiva com o tempo.

Ao processo exposto, dá-se o nome de adensamento, processo relevante nos solos de baixa capacidade de suporte (solo mole), pois em solos com alta permeabilidade (arenosos) o processo de fluxo de água ocorre simultaneamente à execução da obra, conforme ocorre o carregamento e, dessa forma, considera-se a dissipação instantânea da poropressão (condição drenada) e a resistência ao cisalhamento máxima do solo.

Conforme salienta Gerscovich (2016), a capacidade do solo em resistir às variações do seu estado de tensão é diretamente proporcional à tensão efetiva. Assim, a resistência ao cisalhamento do solo, proporcional à tensão efetiva, não é uma grandeza fixa e sim variável, a depender das variações na tensão total e na poropressão. Na mesma linha, Pinto (2006) menciona que todos os efeitos de compressão, distorção e resistência ao cisalhamento dos solos são devidos às variações das tensões efetivas.

2.3.3 Resistência ao cisalhamento do solo e critérios de ruptura

A resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar, sem que sofra ruptura (Pinto, 2006). A ruptura de massas de solo é sempre regida pelo fenômeno do cisalhamento, tal como ocorre nos escorregamentos de taludes de barragens. Além do mais, este fenômeno pode ser regido por dois mecanismos distintos, o atrito e a coesão. O ângulo de atrito é um mecanismo ligado ao contato entre grãos, e pode ser compreendido como o máximo ângulo que as forças transmitidas às partículas do solo podem fazer com a normal, no plano de contato, sem que ocorra o deslizamento relativo entre elas. Por este motivo, em taludes cuja estratigrafia remete a solos tipicamente arenosos, o ângulo de atrito representa o máximo ângulo que o talude pode dispor, sem que ocorra perda de estabilidade. Por outro lado, a coesão do solo é caracterizada por uma atração eletroquímica que ocorre entre as partículas, elevando sua resistência ao deslize (ao cisalhamento).

Diante das informações expostas, visando formular o comportamento do solo no cisalhamento, conforme cita Pinto (2006), um dos critérios mais utilizados para representar este

fenômeno são os de Coulomb e Mohr. Dessa forma, o Critério de Coulomb preconiza que não haverá ruptura do material sem que a tensão mobilizada ultrapasse a resistência ao cisalhamento do solo, expressa pela Equação (4).

$$\tau = c' + \sigma' \times tg\varphi' \quad (4)$$

Em que,

- τ Resistência ao cisalhamento do solo
- c' Coesão
- σ' Tensão atuante
- φ' Ângulo de atrito

O critério de Mohr, por sua vez, estabelece que não haverá ruptura do solo enquanto o círculo do estado de tensões, círculo de Mohr, se encontrar no interior da envoltória de ruptura (reta, dada pela equação de Coulomb). Assim, ao se aplicar a equação dada pelo Critério de Coulomb e a condição do Critério de Mohr, obtém-se o Critério de Ruptura de Mohr-Coulomb, amplamente conhecido na área da Mecânica dos Solos e também aplicado aos estudos de estabilidade de barragens e taludes diversos.

A envoltória de ruptura supracitada é obtida mediante o traçado da reta que representa as tensões de ruptura do solo, por meio da execução de ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais, tal como aqueles discutidos no item 2.2.1.

2.3.4 Fator de Segurança

Conforme cita Gerscovich (2016), os escorregamentos de massa são movimentos rápidos, que formam superfícies bem definidas e que ocorrem quando as tensões cisalhantes mobilizadas, em uma porção de solo, atingem a resistência ao cisalhamento deste. Assim, o objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência destes escorregamentos nos taludes em análise.

As análises de estabilidade são realizadas, em geral, comparando a resistência ao cisalhamento do maciço de solo com as tensões cisalhantes mobilizadas na superfície de ruptura. Com isso define-se um fator de segurança global, dado pela Equação (5).

$$FS = \frac{S}{S_{mob}} \quad (5)$$

Em que,

- S Resistência ao cisalhamento do solo
 S_{mob} Resistência mobilizada na superfície de ruptura

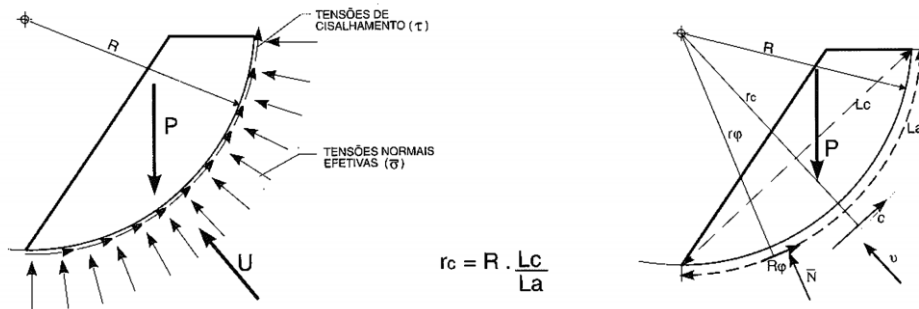
Para um FS maior do que 1 (um), a obra se encontra estável. Todavia, para um FS igual a 1 (um) ocorre a ruptura, e para valores menores do que 1 não há significado físico para engenharia. Conforme cita Gerscovich (2016), este tipo de abordagem é denominada determinística, pois considera que todos os pontos da superfície de ruptura adquirem o mesmo valor de FS . Ademais, a determinação do FS pode ser realizada mediante análises de tensões ou por meio de métodos de equilíbrio limite, sendo este o modelo apresentado neste trabalho.

2.3.5 Métodos de Equilíbrio Limite

Os métodos de equilíbrio limite assumem que a ruptura se dá ao longo de uma superfície circular, poligonal ou de geometria qualquer. Todos os elementos ao longo da superfície de ruptura sofrem o mesmo fator de segurança e ao mesmo tempo. Dessa forma, assume-se nessa metodologia algumas premissas, sendo as principais expostas a seguir.

- A superfície de escorregamento é circular e a análise é feita no plano bidimensional, conforme exposto na Figura 6. O método assume que todos os elementos ao longo da superfície de ruptura adquirem o mesmo FS , igual a 1 (um) na ruptura.

Figura 6 – Forças atuantes numa superfície circular



Fonte: Adaptado de Whitman (1963) *Apud* Cruz (2004)

- As forças e pressões atuantes na cunha de solo são, no caso de barragens, segundo Cruz (2004): o peso próprio da cunha P (devido à ação da gravidade); a resultante (U) de poropressões distribuídas ao longo da superfície de escorregamento, oriundas do processo de compactação (final da construção) ou de um regime de percolação qualquer; uma pressão normal efetiva σ' distribuída ao longo da superfície de escorregamento e as tensões cisalhantes mobilizadas ao longo da mesma superfície.
- A resistência ao cisalhamento do solo respeita o Critério de Mohr-Coulomb, apresentado na Equação (4). Com base neste critério, em cada ponto da superfície de escorregamento, podemos expressar a resistência ao cisalhamento, no caso de solo saturado, por meio do emprego da Equação (6).

$$\tau = \frac{c}{FS} + \sigma' \times \frac{tg\varphi'}{FS} \quad (6)$$

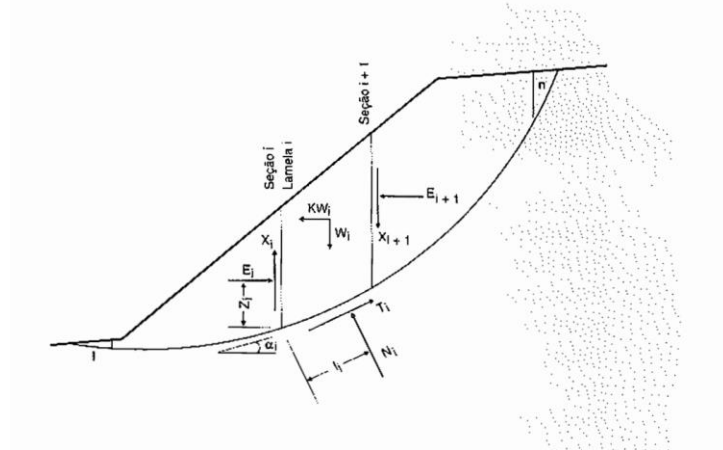
Em que,

τ	Resistência ao cisalhamento do solo
c	Coesão do solo
σ'	Tensão efetiva atuante
φ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
FS	Fator de Segurança

- O solo acima da superfície é subdividido em fatias (método das fatias), Figura 7, cujo equilíbrio das forças atuantes, em cada fatia, é calculado com uso das

equações da estática (equações de Newton). Conforme cita Gerscovich (2016), com relação ao equilíbrio de momentos atuantes, este é feito comparando-se o somatório de momentos estabilizantes com os instabilizantes, e a tensão de cisalhamento mobilizada (S_{mob}) é uma das incógnitas do problema.

Figura 7 – Análise de estabilidade por métodos de fatias, com as forças atuantes sobre uma n-ésima fatia



Fonte: Adaptado de Sarma (1979) *Apud* Cruz (2004)

Com base nas equações de equilíbrio e no critério resistência ao cisalhamento, são aplicadas sobre as fatias um total de $4n$ equações, em que n é o número de fatias da cunha de ruptura.

Diante do exposto e com base nas equações e incógnitas apresentadas, constantes no Quadro 2-4, verifica-se que o problema relacionado ao equilíbrio de uma cunha circular é estaticamente indeterminado.

Quadro 2-4 – Equações vs incógnitas do problema de estabilidade

Totais	Equações
2n	Equilíbrio de forças
n	Equilíbrio de momentos
n	Envoltória de resistência ($T = f(N')$)
4n	Total de equações
Totais	Incógnitas
1	Fator de Segurança (FS)
n	Força tangencial na base da fatia (T_i)
n	Força normal na base da fatia (N')
n	Localização de N' na base da fatia
n-1 *	Força tangencial entre fatias (s)
n-1 *	Força normal entre fatias (E)
n-1 *	Ponto de aplicação da força entre fatias (E e X)
6n - 2	Total de incógnitas

* Não existe força na extremidade

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016)

São vários os métodos de cálculo que visam reduzir o número de incógnitas ($6n - 2$) de modo a tornar o problema estaticamente possível. Dessa forma, o Quadro 2-5 apresenta um resumo dos principais métodos de equilíbrio limite, suas vantagens, desvantagens e aplicações, que são geralmente utilizados para resolução de problemas de estabilidade.

Para o estudo de caso do presente trabalho, optou-se pelo uso do método de Morgenstern-Price (1965), por se tratar do método mais geral, que soluciona todas as incógnitas (equilíbrio de momentos e de forças) de equilíbrio limite e por apresentar uma rotina de cálculo compatível com a maioria dos softwares de estabilidade existentes.

Quadro 2-5 – Resumo dos métodos de análise de estabilidade de taludes em solo

Métodos	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação
Bishop simplificado (1955)	Circular	Considera o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias. Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Método simples, com cálculos manuais ou computacionais. Resultados conservadores.	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	Pode ser calculado manualmente ou mediante implementação em computadores.	Método muito utilizado na prática. Recomendado para projetos simples.
Bishop e Morgenstern (1960)	Circular	Aplica o método simplificado de Bishop.	Facilidade de uso.	Limitado a solos homogêneos e taludes com ângulo superior a 27°	Retirado diretamente de ábacos.	Para estudos preliminares em projetos simples de taludes homogêneos.
Hoek e Bray (1981)	Circular	Massa instável considerada como um corpo rígido.	Uso simples, em taludes inclinado de 10° a 90°	Para materiais homogêneos, com 5 condições específicas de nível freático no talude.	Retirado diretamente de ábacos.	Para estudos preliminares e com risco reduzido de escorregamentos.
Janbu (1972)	Não circular	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre elas	Superfícies de ruptura realísticas. Implementação simples em computadores.	Aplicado a solos homogêneos. Pode subestimar o FS. Todavia, o método generalizado de Janbu não possui esta limitação.	Pode ser calculado manualmente, por ábacos ou com auxílio de computadores.	Grande utilização na prática.
Morgenstern e Price (1965)	Não circular	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Resolve o equilíbrio geral do sistema. É um método rigoroso.	Considerações mais precisas que no método de Janbu.	Não é um método simples. Exige implementação em computadores.	Calculado por iterações, com uso de rotinas de cálculo.	Para estudos e análises detalhadas, tal como retroanálises.

Métodos	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Fator de Segurança	Aplicação
Sarma (1973 e 1979)	Não circular	Método rigoroso que atende a todas as condições de equilíbrio. Considera forças sísmicas.	Redução no tempo de cálculo sem perda de precisão.	Método exige cálculos em computadores. O método de Sarma (1973) pode ser resolvido manualmente.	Cálculo por iterações, com uso de computadores.	Aplicado com alternativa ao método de Morgenstern e Price.

Fonte: Adaptado de GeoRio (1999)

2.4 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

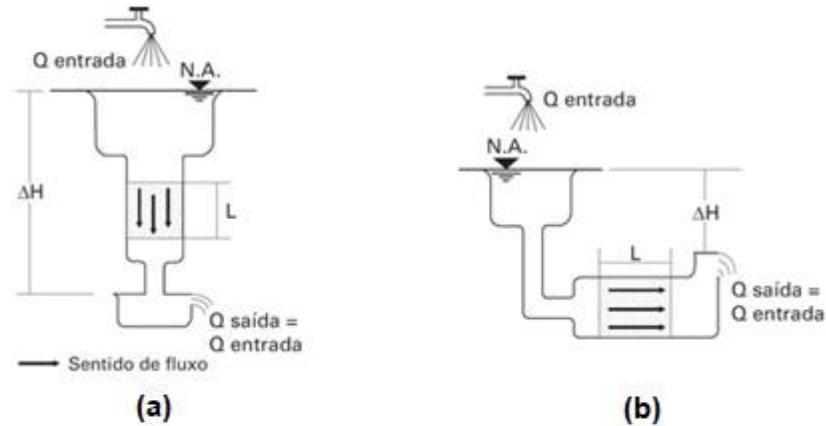
Em barragens de terra homogênea, o controle dos parâmetros geotécnicos associados aos materiais do corpo da barragem são controláveis pelo projetista, mediante emprego de ensaios laboratoriais e calibração de modelos geomecânicos. Todavia, os materiais de fundação, já presentes no sítio da obra e sem interferência humana, não recebem o mesmo tratamento. Neste caso, é de suma importância o controle da percolação de água, tanto no corpo da barragem como pela fundação. Ademais, na análise de segurança de barragens de terra interessa conhecer quais as vazões de percolação pelo maciço, bem como a posição da linha freática no aterro e as pressões neutras atuantes.

2.4.1 Movimento de Água no Solo

O solo é constituído por pequenos canais formados por vazios (canais capilares) nos quais a água se movimenta quando há carga hidráulica suficiente. A este fenômeno de movimentação ou de percolação de água pelos canais/interstícios do solo dá-se o nome de permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade ou coeficiente de condutividade hidráulica (k) representa a velocidade com que a água se movimenta pelo solo ou então, a facilidade com que o solo permite a passagem de água (percolação), sendo, em geral, elevada em solos arenosos e reduzida em solos argilosos. Ademais, quanto menor for o coeficiente de permeabilidade, menor será a vazão de água que escoar pelos vazios do material.

Darcy em 1856, mediante dispositivos semelhantes aos expostos na Figura 8, obteve uma solução para a determinação do coeficiente de permeabilidade, relacionado ao fluxo unidimensional de solos. Dessa maneira, ele verificou que a vazão de percolação da água (Q) era proporcional à área da seção da amostra (A), no sentido do fluxo, e à relação $\Delta H/L$, que representa o gradiente hidráulico (i) ou perda de carga por unidade de comprimento.

Figura 8 – Dispositivos utilizados nas experiências de Darcy: (a) Permeâmetro de Fluxo Vertical e (b) Permeâmetro de Fluxo Horizontal



Fonte: Adaptado de Alonso (2018)

Diante desta proporcionalidade, Darcy determinou o cálculo da vazão por uma amostra de solo, por meio do emprego da Equação (7).

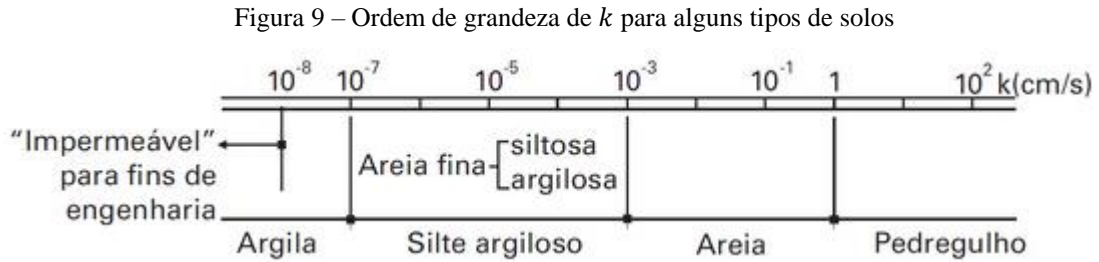
$$Q = k \times \frac{\Delta H}{L} \times A = k \times i \times A \quad (7)$$

Em que,

- Q Vazão ou descarga de água pelo solo (m^3/h)
- k Coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s)
- ΔH Perda de carga entre os níveis inicial e final da água (m.c.a)
- L Comprimento da amostra de solo (m)
- i Gradiente hidráulico
- A Área da seção transversal da amostra de solo (m^2)

Com relação à obtenção do coeficiente de permeabilidade (k), para os materiais que irão constituir o corpo da barragem (aterro), empregam-se ensaios laboratoriais, com uso de permeômetros de carga constante ou de carga variável, cujos procedimentos de ensaio são normatizados pela ABNT NBR 14545 e ABNT NBR 13292, respectivamente. Além disso, no caso dos materiais constituintes da fundação, é possível obter os coeficientes hidráulicos mediante ensaios *in situ*, tal como os ensaios de infiltração e bombeamento, realizados em furos de sondagem. O boletim de *Ensaio de permeabilidade em solos*, publicado pela ABGE (Associação Brasileira de Geologia de Engenharia Ambiental) expõe de forma detalhada os métodos de ensaio para obtenção das permeabilidades de solos em campo.

De posse dos dados de permeabilidade, é possível classificar/identificar o material. Nesse sentido, para os solos sedimentares, Alonso (2018) apresenta uma ordem de grandeza para os valores de permeabilidade dos principais tipos, em função da granulometria, conforme exposto na Figura 9.



Fonte: Adaptado de Alonso (2018)

Ainda, sobre a percolação de água em solos, sabe-se que o movimento da água ocorre de regiões de maior para menor carga hidráulica. Desta, forma, a carga hidráulica que atua sobre o solo pode ser definida, segundo Bernoulli (1738), como sendo a soma das parcelas de energia referentes à posição do ponto analisado (carga altimétrica z), carga piezométrica (p/γ_w) e energia cinética ($v^2/2g$), conforme apresentado na Equação (8).

$$H = z_i + \frac{p_i}{\gamma_w} + \frac{v_i^2}{2g} \quad (8)$$

Em que,

- p_i Pressão atuante na água na seção i
- γ_w Peso específico da água (igual 10 kN/m³)
- v_i Velocidade do fluxo de água na seção i
- g Aceleração da gravidade (9,81 m/s² \cong 10 m/s²)

Como as velocidades de percolação são baixas no meio terroso, considera-se que a parcela referente à energia cinética da Equação (8) pode ser desprezada. Além disso, quando analisamos o fluxo de água entre dois pontos de uma massa de solo, necessita-se descontar da Equação (8) a perda de carga (ΔH), oriunda do atrito entre as moléculas de água e as partículas de solo.

2.4.2 Poropressão da Água

Devido ao movimento de água, bem como do ciclo hidrológico e mecanismo de percolação e infiltração, um perfil geológico-geotécnico pode apresentar diferentes condições de umidade, sendo comumente dividido em três zonas diferentes: não saturada, região capilar ou saturada. Dessa forma, acima do nível da água (linha freática), as pressões neutras são negativas e denominadas *pressão de sucção*, que tendem a atrair as partículas. Por outro lado, abaixo do nível da água, as pressões neutras são positivas e tendem a afastar os grãos entre si. Diante do exposto, Gerscovich (2016), cita que na região saturada por capilaridade a pressão neutra negativa (de sucção) varia linearmente com a coluna d'água (h_w) e com o seu peso específico (γ_w), conforme exposto na Equação (9).

$$\psi = -(h_w \times \gamma_w) \quad (9)$$

Em que,

- ψ Pressão de sucção
- γ_w Peso específico da água (igual 10 kN/m³)
- h_w Altura da coluna d'água

Já na região saturada, a pressão neutra positiva, em condições hidrostáticas, pode ser expressa pela Equação (10).

$$u = h_w \times \gamma_w \quad (10)$$

Em que,

- u Pressão neutra
- γ_w Peso específico da água (igual 10 kN/m³)
- h_w Altura da coluna d'água

2.4.3 Fluxo Bidimensional

As características expostas no item 2.4.1, referente ao movimento de água em solos, descreve o fluxo unidimensional, caracterizado por movimentos com direção e gradiente

constantes em cada ponto (Pinto, 2006). Todavia, quando estudamos o movimento da água por caminhos curvos, contidos em planos, dizemos que ocorre um fluxo bidimensional, tal como na percolação de água pelo maciço de barragens. Assim, o movimento curvo da água é devido à perda de carga, originada pelo atrito entre a água e os diversos materiais que compõem o maciço e fundação do barramento.

Gerscovich (2016) explica que, com fundamento nas equações da continuidade, que impõem que a diferença de vazão que sai do interior de um elemento e a vazão que entra é igual à variação de volume de água no tempo transcorrido, a formulação que representa o fluxo bidimensional em meios porosos pode ser expressa pela Equação (11).

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \times \left(e \times \frac{\partial S}{\partial t} + S \times \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad (11)$$

Em que,

- k_i Permeabilidade do solo na direção i
- h Carga hidráulica total
- e Índice de vazios
- S Grau de Saturação
- t Tempo

A mesma autora menciona que este modelo pode ser simplificado, considerando que o fluxo interno em taludes ocorre na zona saturada ($\partial S / \partial t = 0$), isto é, despreza-se os efeitos de capilaridade do solo, bem como assume-se que os grãos e moléculas de água são incompressíveis. Além do mais, assume-se que a movimentação de água não promove alterações volumétricas no solo ($\partial e / \partial t = 0$) e existe uma isotropia entre a permeabilidade horizontal e vertical ($k_x = k_z$). Dessa maneira, a Equação (11) se reduz à equação de Laplace, exposta na Equação (12), amplamente conhecida.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (12)$$

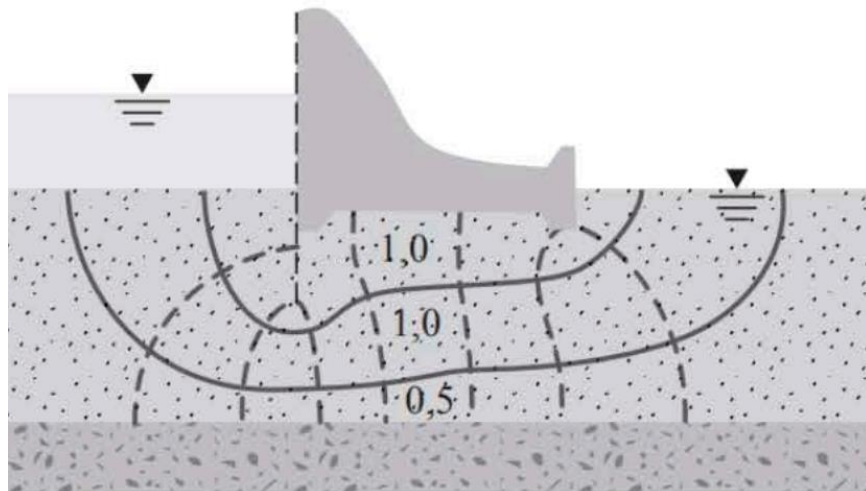
Gerscovich (2016) cita que a solução para a equação de Laplace, em âmbito de percolação em solos, pode ser obtida mediante o emprego de dois grupos de funções,

representadas por duas famílias de isolinhas que são ortogonais entre si, denominadas linhas de fluxo e linhas equipotenciais, conforme será apresentado no item 2.4.4. Além disso, a resolução do problema envolve vários métodos diferentes, sendo os mais conhecidos o método gráfico (redes de fluxo) e o emprego de métodos numéricos.

2.4.4 Redes de Fluxo

A Figura 10 apresenta um exemplo de uma barragem de concreto, em que se observa o fluxo de água de montante para jusante, percorrendo o solo de fundação da barragem. Este comportamento da água dá origem ao que se conhece como *redes de fluxo*.

Figura 10 – Exemplo do fluxo bidimensional através da fundação de uma barragem de concreto



Fonte: adaptado de DAS (2014)

Diante da Figura 10, sabe-se que o nível de água a montante nunca será igual ao nível de jusante, devido à perda de carga associada. Ademais, nesta figura, as linhas que representam o caminho de percolação da água (traço contínuo) são chamadas de *linhas de fluxo* e, segundo Massad (2003), por representarem um fluxo de água em regime laminar, nunca se cruzam entre si. Por outro lado, as faixas limitadas por essas linhas representam os *canais de fluxo*, por onde a vazão de água (Q) é tida como constante.

Já as linhas ortogonais às linhas de fluxo (traço tracejado) representam sucessivas perdas de carga e são chamadas de *linhas equipotenciais*. A construção de redes de fluxo com igual espaçamento entre as linhas equipotenciais visa ter-se a mesma perda de carga (ΔH) em cada faixa de perda potencial (Pinto, 2006). Desta forma, a perda de carga poderá ser calculada mediante emprego da Equação (13).

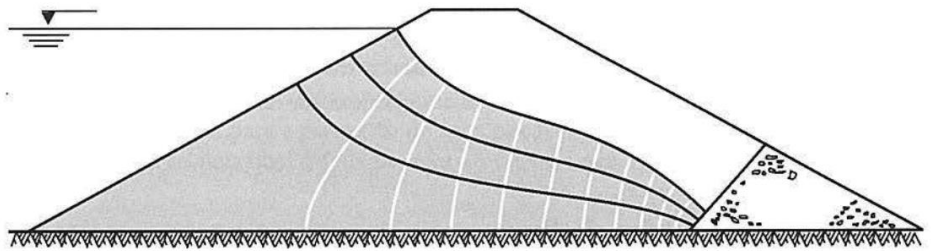
$$\Delta H = \frac{H}{nq} \quad (13)$$

Em que,

- ΔH Perda de carga em cada faixa compreendida entre duas equipotenciais
 H Carga hidráulica total dissipada ($H_{montante} - H_{jusante}$)
 n_q Número de quedas potenciais ou número de regiões

Conforme cita Pinto (2006), em permeâmetros de fluxo vertical, tal como aquele exposto na Figura 8 (a), qualquer linha horizontal traçada representa uma equipotencial e sua respectiva perda de carga associada. Ademais, o mesmo autor comenta que, neste tipo de equipamento, a definição de que os canais de fluxo transportam a mesma vazão e de que as linhas equipotenciais apresentam o mesmo valor de perda de carga faz com que, no fluxo unidimensional, a rede resultante seja definida por retângulos de igual área, que podem ser facilmente traçados e desenhados. Todavia, no caso de obras de barragens, em que as linhas de fluxo e equipotenciais tendem a não ser horizontais/verticais, Figura 11, o processo de elaboração das redes de fluxo é mais oneroso.

Figura 11 – Rede de fluxo em barragens

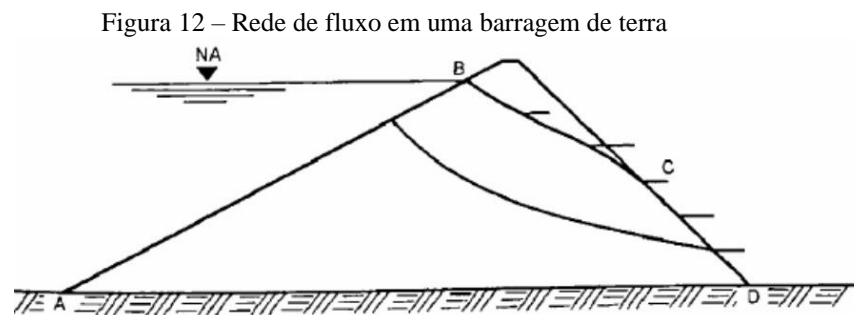


Fonte: adaptado de Pinto (2006)

O traçado de redes de fluxo em barragens é mais difícil porque envolve obter a fronteira superior do fluxo, isto é, a linha freática pelo corpo da barragem, que depende de vários fatores tal como a geometria do problema, as permeabilidades dos materiais e a anisotropia.

2.4.4.1 Redes de fluxo em barragens

Pinto (2006) menciona que a forma mais comum de determinação das redes de fluxo é pela construção gráfica, baseada em tentativas, mediante a definição das linhas limites. Estas linhas limites se diferem de acordo com o tipo de talude que se estuda. No caso de barragens, conforme apresentado na Figura 12, a linha BA e CD representam linhas equipotenciais limites, enquanto que as linhas BC e AD representam linhas de fluxo limites. Ainda, a linha BC é a própria linha freática, que apresenta poropressão nula.

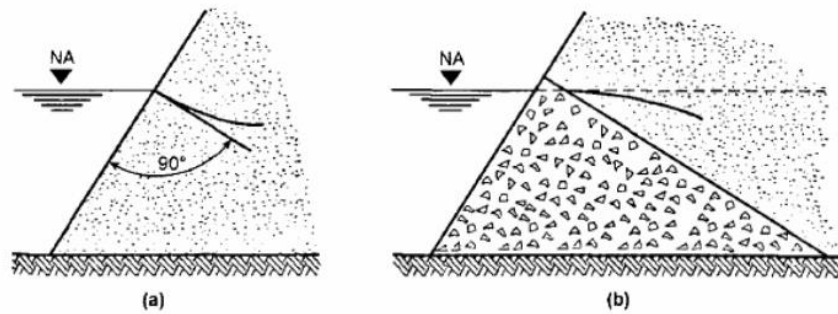


Fonte: Massad (2003)

Além das informações expostas, Massad (2003) explica que, para traçar a rede de fluxo em barragens, calcular as vazões no maciço e definir pressões piezométricas em pontos quaisquer, necessita-se primeiramente definir a posição da linha freática. Desta forma, o autor expõe alguns critérios a se considerar, expostos a seguir.

- A carga ao longo da linha freática é somente altimétrica (z), motivo pelo qual a diferença entre as ordenadas dos pontos de encontro entre duas equipotenciais consecutivas e a linha freática é constante.
- Em barragens de terra, a linha freática deve ser perpendicular ao talude de montante, que forma uma equipotencial, Figura 13 (a). Já no caso de barragens com enrocamento a linha mantém-se horizontal, pois não há perda de carga neste tipo de material (Figura 13 (b)).

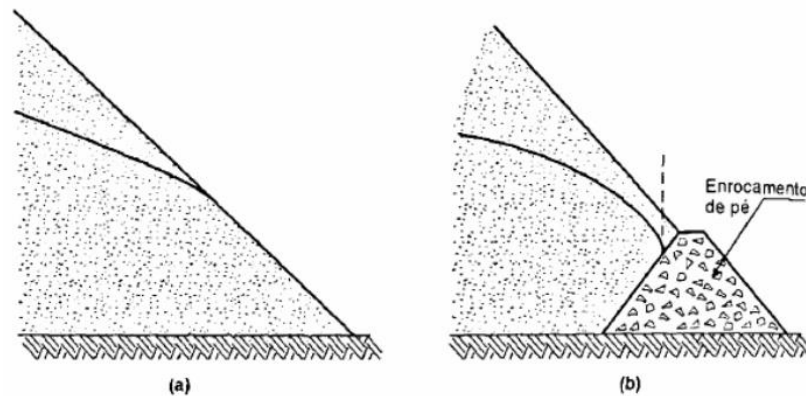
Figura 13 – Condições de entrada da linha freática nos taludes de barragem: (a) taludes de terra; (b) Taludes de enrocamento



Fonte: Massad (2003)

- Na saída dos taludes de jusante, em terra, a linha freática deve manter-se tangente ao talude, conforme Figura 14 (a), e no caso da presença de drenos (dreno de pé), a freática é condicionada pela gravidade, estabelecendo uma linha vertical, Figura 14 (b).

Figura 14 – Condições de saída da linha freática nos taludes de barragem



Fonte: Massad (2003)

Uma vez desenhada a rede de fluxo, é possível determinar a perda de água ou vazão (Q) por metro de seção transversal da barragem, conforme apresentado na Equação (14).

$$Q = k \times H \times \frac{n_c}{n_q} \quad (14)$$

Em que,

- Q Perda de água ou vazão por metro da seção transversal ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
 k Coeficiente de permeabilidade dos materiais (m/s)

- H Carga hidráulica total dissipada ($H_{montante} - H_{jusante}$) (m)
 n_c Número de canais de fluxo
 n_q Número de quedas potenciais (ΔH) ou número de regiões

Já, por meio da Equação (15), calcula-se a pressão neutra (u) em qualquer ponto na rede de fluxo.

$$u_i = \gamma_w \times (h_T - z_i) = \gamma_w \times h_p \quad (15)$$

Em que,

- u Poropressão em qualquer ponto no interior da rede de fluxo
 γ_w Peso específico da água (igual 10 kN/m³)
 h_T Carga total sobre o ponto, descontando a perda de carga ($h_T = H_{montante} - n_q \times \Delta H$)
 z_i Altura altimétrica no ponto específico i
 h_p Carga piezométrica sobre o ponto

2.4.4.2 Aplicação de Métodos Numéricos

A elaboração de redes de fluxo por métodos gráficos pode ser um processo oneroso, principalmente porque a maioria das barragens são constituídas por diversos materiais, que constituem diversos sistemas, tal como: zoneamento do maciço, estratificação da fundação, presença da drenagem interna (filtro vertical e horizontal), face de proteção (*rip-rap*), tapete impermeável, entre outros elementos. Na prática, trabalha-se com diversos materiais que possuem permeabilidades diferentes, bem como a geometria do modelo torna-se, na maioria das vezes, complexa.

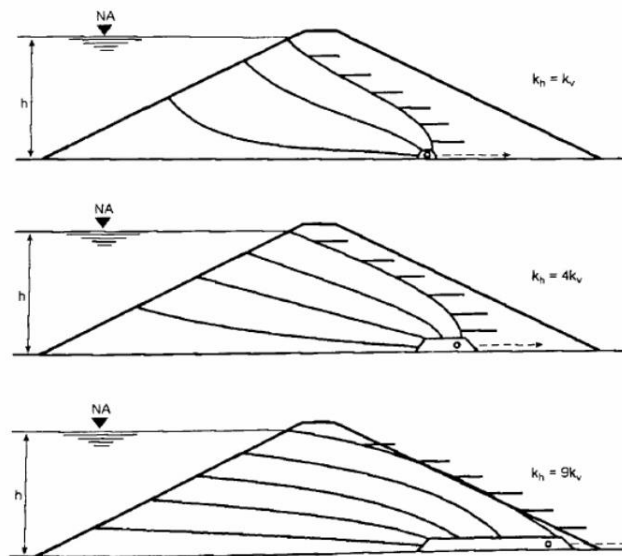
Visando solucionar a equação de Laplace (12), o Método dos Elementos Finitos (MEF), cálculo numérico utilizado para determinar soluções aproximadas de problemas de valores envolvendo equações diferenciais, pode ser utilizado para discretizar o modelo de percolação. Desta forma, conforme cita Strufaldi (2004), o MEF pode ser executado para solução de percolação em solos por meio da aplicação de três passos. O primeiro passo consiste em modelar o problema, estabelecendo a malha de elementos finitos, as propriedades dos materiais (dados de permeabilidade) e as condições de contorno do problema. A segunda etapa consiste em processar o modelo, mediante a solução do sistema de equações que rege os

elementos finitos. Por fim, o terceiro passo representa a análise dos resultados e a validação do modelo. A mesma autora cita que o modelo de elementos finitos deve ser elaborado, inicialmente, de forma simples, ao passo que pode ser evoluído para um modelo mais complexo, conforme forem ocorrendo as convergências.

2.4.5 Anisotropia em relação às permeabilidades

Além das informações apresentadas, um fator importante a se considerar em projetos de barragens é que, devido principalmente ao processo de compactação do aterro, os coeficientes de permeabilidade (k) não são idênticos nas duas direções, vertical (k_v) e horizontal (k_h). Conforme salienta Massad (2003), é comum que a condutividade seja maior na direção horizontal do barramento, o que incide diretamente na disposição da linha freática, conforme apresentado na Figura 15

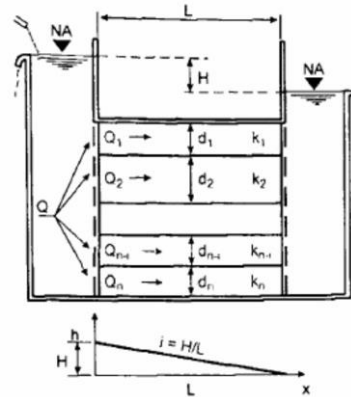
Figura 15 – Exemplos de redes de fluxo bidimensionais, considerando anisotropia nas permeabilidades



Fonte: Massad (2003)

Nesse sentido, conforme destaca Massad (2003), em permeâmetros com materiais dispostos em paralelo, Figura 16, o gradiente hidráulico será constante e a vazão pode ser obtida aplicando-se a lei de Darcy, pela soma das vazões em cada camada de material.

Figura 16 – Permeâmetro com camadas de solo em paralelo



Fonte: Massad (2003)

Para a obtenção das vazões neste permeâmetro, aplica-se a Equação (16).

$$Q = \left(\frac{\Delta H}{L} \right) \times \sum (k_i \times d_i) \quad (16)$$

Em que,

- Q Vazão ou descarga de água pelo solo ($\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$)
- k_i Coeficiente de condutividade hidráulica do material i (cm/s)
- ΔH Perda de carga entre os níveis inicial e final da água (m.c.a)
- L Comprimento da amostra de solo (m)
- d_i Espessura de cada material i (m)

Da Equação (16), verifica-se que a permeabilidade média do sistema (k_m) é uma média ponderada entre as permeabilidades dos diversos materiais, dada pela Equação (17).

$$k_m = \frac{\sum(k_i \times d_i)}{\sum d_i} \text{ ou } k_m = \frac{\sum(k_i \times d_i)}{L} \quad (17)$$

Em que,

- k_m Coeficiente de condutividade hidráulico médio (cm/s)
- k_i Coeficiente de condutividade hidráulica do material i (cm/s)
- d_i Espessura de cada material i (m)
- L Espessura total dos materiais (m)

Em barragens, a permeabilidade média (k_m) é importante no caso dos filtros, que apresentam vários materiais dispostos paralelamente visando criar transições para impedir a colmatação.

2.5 INSTRUMENTAÇÃO

O plano de instrumentação de uma barragem de terra deve prever adequadamente os tipos de instrumentos a serem utilizados, bem como a sensibilidade ou precisão das suas medidas. Dessa forma, Silveira (2006) assinala que se as medições de controle, das grandezas monitoradas, envolvem questões de segurança, os valores numéricos deverão ser predeterminados na etapa de projeto, para que seja possível indicar ações corretivas ainda na etapa de execução. Na mesma linha, Peck (1969) *Apud* Silveira (2006) salienta que os parâmetros a serem observados deverão ser definidos e calculados antecipadamente à execução do empreendimento, com base nas premissas de projeto. Além disso, os mesmos parâmetros deverão ser calculados considerando as condições mais desfavoráveis de carregamento. A primeira hipótese apresentada pelo autor garante que todas as possíveis anomalias do empreendimento sejam detectadas, enquanto que ambas as premissas citadas permitem definir níveis de advertência do projeto. Estes níveis de advertência são utilizados para estabelecer ações e planos de contingência, no caso de os valores serem extrapolados.

Silveira (2006) ainda cita o exemplo de dados de instrumentação presentes já na fase de enchimento do reservatório, os quais permitem identificar a necessidade de reforçar as cortinas de injeção, por exemplo, ou, no caso dos medidores de vazão, averiguar a vazão que percola pelo maciço.

2.5.1 Localização dos instrumentos

O Método de Elementos Finitos, conforme menciona Silveira (2006), são úteis para a definição dos locais críticos, onde se deseja conhecer os parâmetros monitorados pela instrumentação. Além do mais, o autor indica que a localização dos instrumentos nas seções da barragem envolve três passos. Primeiramente identifica-se as áreas de risco (locais com maiores carregamento ou poropressões elevadas), em seguida, selecionam-se áreas que podem ser consideradas como representativas do modelo (que representam o trecho do barramento estudado). A essas seções principais, constituída em número mínimo de duas, dá-se o nome de

seções primárias, as quais são responsáveis por fornecer dados de desempenho geral da estrutura. Por fim, o terceiro passo consiste em definir *seções secundárias* de instrumentação, que servirão de comparação para as demais.

Silveira (2006) evidencia a necessidade de instrumentar as seções de maior altura da barragem, visto que impõem maiores tensões internas, bem como propiciam maiores pressões hidrostáticas a montante. Ademais, o autor destaca a importância de instrumentar seções em cada ombreira da barragem, mesmo que sejam iguais, devido à variação dos materiais e do momento de execução.

2.5.2 Principais instrumentos utilizados em barragens de terra

Existe uma série de instrumentos, para aferir diferentes grandezas, que podem ser instalados em barragens de terra. Desta forma, conforme cita Silveira (2006), os piezômetros são instrumentos responsáveis por aferir poropressões ou subpressões na barragem (cotas piezométricas). Neste caso, a poropressão representa a altura de água acima do bulbo do instrumento. Podem ser instalados em diferentes zonas, sendo recomendado, em especial, a aferição das poropressões no sistema de drenagem, na fundação e nas ombreiras. Por serem de grande importância para este trabalho, mais detalhes sobre piezômetros estão apresentados no item 2.5.3

Em relação às tensões impostas no maciço, podem ser utilizadas células de pressão para sua aferição que, de acordo com Silveira (2006), são instaladas no interior do aterro, com vistas a indicar o nível de tensões que atua no núcleo ou nos diferentes materiais que compõem o corpo da barragem. A Figura 17 apresenta uma célula de diafragma, na qual a pressão aplicada pelo solo provoca a deflexão de uma lâmina, que é capaz de transformar as deformações sofridas em tensão.

Figura 17 – Instrumentos - Célula Hidráulica tipo Gloetzl



Fonte: Silveira (2006)

Outra grandeza importante a ser aferida em barragens de terra são os recalques verticais, que podem representar uma situação grave à segurança da barragem quando ocorrem sistematicamente, com altas taxas de variação. Desta forma, para a aferição de recalques em barragens de terra, Silveira (2006) enfatiza que podem ser empregados medidores de recalque, instalados durante a construção, constituídos por anéis magnéticos ou placas metálicas. Estes instrumentos são instalados na fundação e no interior do maciço, conforme apresentado na Figura 18. O mesmo autor menciona que os deslocamentos verticais destas placas são medidos na superfície do terreno, com auxílio de medições topográficas.

Figura 18 – Instrumentos - Detalhe de instalação de uma placa de um medidor de recalque tipo KM



Fonte: Silveira (2006)

Outra forma de aferir os recalques em barragens de terra consiste na instalação de marcos superficiais em pontos estratégicos, tal como na crista da barragem, em que, mediante equipamentos de topografia, pode-se aferir os recalques sofridos pelo maciço. Silveira (2006)

menciona que a aferição de recalques pelos marcos superficiais deve ser feita tanto no período construtivo como no enchimento do reservatório e ao longo da vida útil da barragem (operação). Permite não só verificar os deslocamentos verticais e horizontais como prever possíveis movimentações de massa nos taludes de jusante. Face ao exposto, a Figura 19 apresenta um exemplo de um marco superficial instalado no talude de uma barragem.

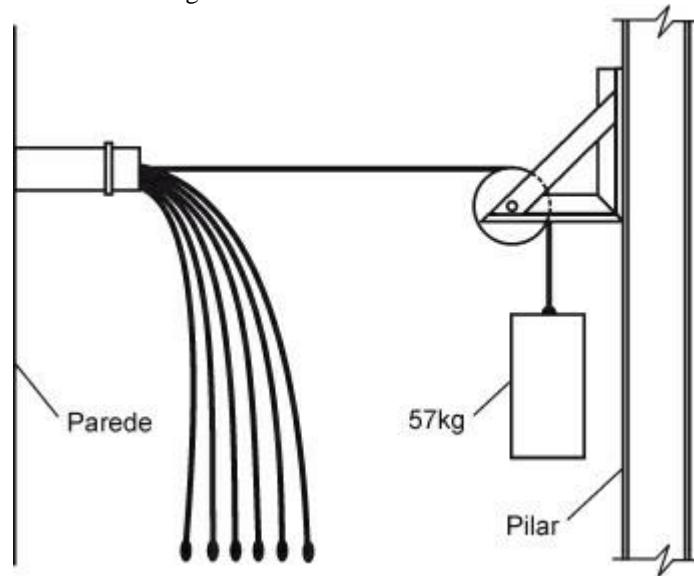
Figura 19 – Instrumentos - Marco superficial



Fonte: Silveira (2006)

Conforme cita Silveira (2006), as barragens de terra podem sofrer deslocamentos horizontais decorrentes da compressibilidade dos materiais do aterro. Neste caso, para aferição destes deslocamentos, podem ser empregados extensômetros múltiplos, tal como os de fios, que são constituídos por tubulações instaladas no interior do maciço, dotadas de placas espaçadas, cujos deslocamento são transmitidos até o interior de uma cabine no talude de jusante, onde a partir dali os deslocamentos são aferidos (Silveira, 2006). A Figura 20 apresenta um esquema deste instrumento.

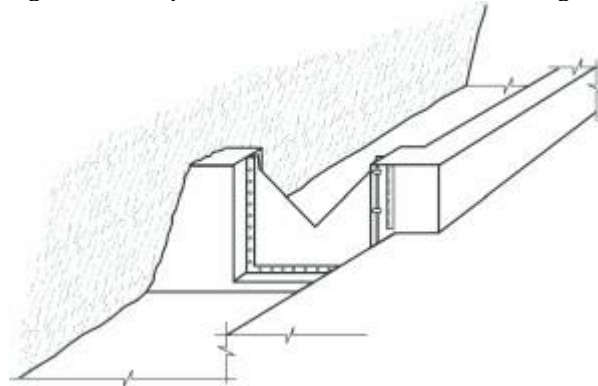
Figura 20 – Extensômetro horizontal



Fonte: Silveira (2006)

Outra grandeza a ser aferida, e de suma importância em barragens de terra, consiste na vazão de água que percola pelo maciço da barragem. Nesse sentido, os principais instrumentos utilizados consistem em medidores de vazão, que podem ser triangulares (Figura 21), retangulares ou trapezoidais.

Figura 21 – Esquema de um medidor de vazão triangular

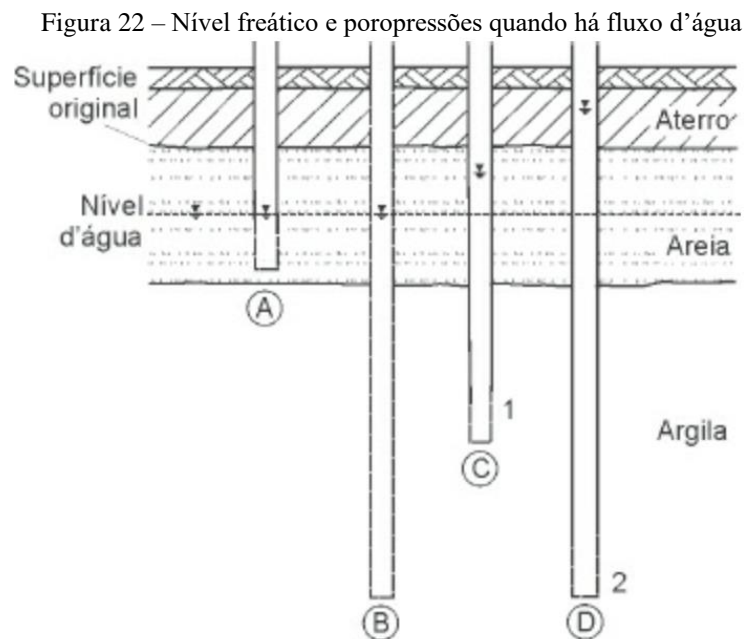


Fonte: Silveira (2006)

Conforme salienta Silveira (2006), embora as barragens sejam barramentos, elas não são estanques, de forma que toda barragem apresenta infiltrações de água pelo aterro compactado ou por sua fundação, sendo de interesse conhecer estes valores.

2.5.3 Piezometria

A instrumentação de barragens relacionadas à aferição das poropressões no maciço envolve conhecer a diferença entre cota piezométrica e nível freático. O nível freático, linha freática ou nível da água (*N.A*) representa a superfície superior de um corpo d'água subterrâneo (aquífero gravitacional), cuja pressão corresponde à pressão atmosférica. Já a cota piezométrica é a carga hidráulica sobre um ponto. Face ao exposto, a Figura 22 apresentada por Silveira (2006), demonstra as diferenças entre nível freático e cota piezométrica, verificadas por meio de tubos instalados no terreno. Neste exemplo, existe uma sobrecarga de aterro sobre uma camada de areia permeável e um horizonte de argila, camada inferior, de reduzida permeabilidade. Neste caso, nos momentos iniciais de aplicação da carga, as poropressões são dissipadas instantaneamente na areia, devido à sua elevada permeabilidade. Todavia, no caso da argila, a dissipação das poropressões é lenta.



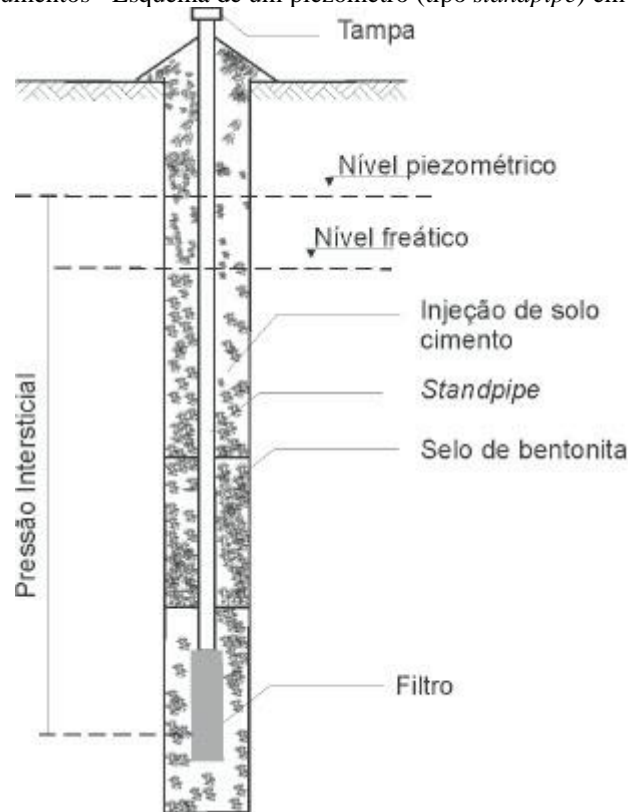
Fonte: Dunncliff (1993) *apud* Silveira (2006)

O tubo B é perfurado ao longo de toda sua extensão, enquanto que os demais somente no trecho inferior. O tubo A, embora seja perfurado apenas na região inferior, indica a linha freática, pois não há pressão da água sobre este ponto, visto que na camada de areia as poropressões se dissipam instantaneamente. Por outro lado, o tubo B, por ser todo perfurado, mesmo que esteja entre camadas, indica também a linha freática, visto que a água provoca um fluxo ascendente pela tubulação do instrumento. De outro modo, o tubo C e D, com trechos

finais perfurados em contato com a camada de argila, onde as poropressões ainda não se dissiparam, indicam as cotas piezométricas sobre os respectivos pontos, isto é, a carga hidráulica associada. Desta maneira, conforme cita Silveira (2006), o tubo B é normalmente denominado de medidor de nível da água, enquanto que os tubos C e D de piezômetros.

Silveira (2006) menciona que quando as poropressões são medidas na fundação da barragem, recebem o nome de *subpressão* e são de suma importância para avaliar a estabilidade no contato solo-rocha (maciço-fundação). Ademais, o mesmo autor explica que os piezômetros de tudo aberto (em inglês, *standpipe*) são geralmente instalados em furos de sondagem, preenchidos com injeção de solo cimento e um selo de bentonita, no qual a única região permeável é o trecho inferior, composto por um material filtrante, que permite a aferição pontual da pressão da água (Figura 23).

Figura 23 – Instrumentos - Esquema de um piezômetro (tipo *standpipe*) em furo de sondagem



Fonte: Silveira (2006)

Ainda sobre piezômetros de tubo aberto, a leitura nestes instrumentos é feita com uso de uma sonda, comumente conhecida como pio elétrico, que permite a determinação da cota piezométrica, mediante emprego da Equação (18).

$$P = C - D \quad (18)$$

Em que,

- P Cota piezométrica (m)
- C Cota altimétrica da boca do tubo do piezômetro (m)
- D Leitura indicada pelo pio elétrico (m)

De posse da cota piezométrica e da cota altimétrica do piezômetro, é possível calcular a poropressão sobre o ponto mediante emprego da Equação (15).

3 ESTUDO DE CASO

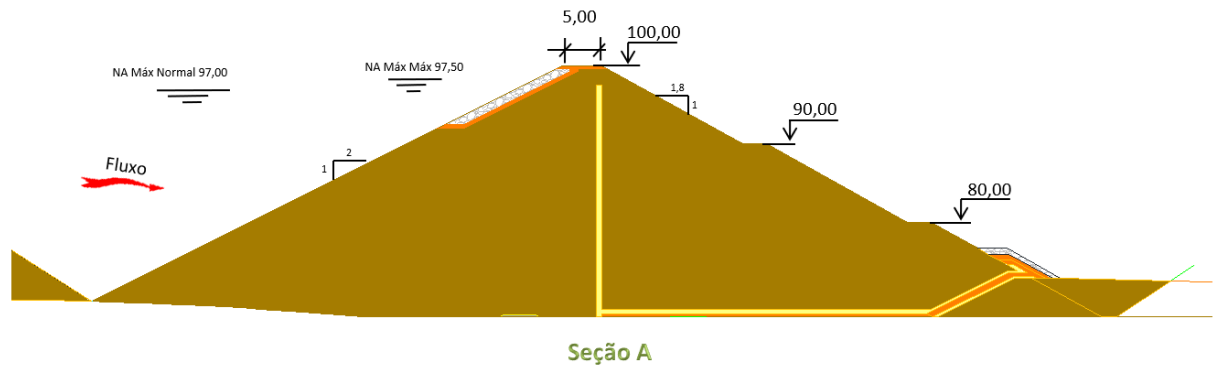
Nos tópicos seguintes são apresentadas as principais características do estudo de caso, objeto do presente trabalho, cuja localidade e identificação serão mantidas em sigilo a pedido do empreendedor responsável.

3.1 DESCRIÇÃO

O objeto de análise do presente trabalho trata-se de um Dique de terra homogênea, presente no reservatório de uma usina hidrelétrica (UHE), em operação, cuja principal função, em conjunto com outros diques semelhantes, é manter o represamento do reservatório. Neste caso, foi concebido entre eles o sistema de adução da casa de força principal, constituído por um canal e por um reservatório, este que é represado pelos diques. Desta forma, foram concebidos vários diques para conformar o reservatório e permitir a adução no barramento principal.

Devido ao grande volume de material escavado presente na obra, oriundo de escavações do reservatório e do canal de adução, todos os diques foram concebidos com seções típicas em terra homogênea, tal como apresentado na Figura 24.

Figura 24 – Seção típica dos diques



Fonte: adaptado do Projeto Básico

Os diques foram construídos com solos coluvionares e residuais, provenientes de áreas de empréstimos, localizadas, em grande parte, na região inundada pelo reservatório, visando causar um impacto ambiental mínimo. Ademais, no caso dos diques que cortam cursos d'água, previu-se dispositivos de vazão ecológica, com o objetivo de manter uma vazão mínima a jusante. Além do mais, todos os diques foram coroados (altura da crista) na El. 100,00 m, considerando o N.A Máximo Normal na El. 97,0 m. Deste modo, os diques foram concebidos com uma borda livre de 3,0 m entre a crista e o nível normal do reservatório.

3.2 INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS EXECUTADAS

Na região do dique, foram executadas investigações geológico-geotécnicas com o objetivo de verificar potenciais área para obtenção de materiais naturais, mediante execução de sondagens a trado, rotativas, mistas, percussivas e poços de inspeção. Para o mapeamento das condições geológico-geotécnicas na região específica de fundação dos diques, foram executados furos de sondagem à percussão, mista e rotativa, além da realização de ensaios de infiltração em solo e perda d'água em rocha, visando obter dados de permeabilidade.

3.2.1 Condições geológico-geotécnicas das fundações

Em específico ao Dique em estudo, objeto deste trabalho, o programa de investigações foi proposto para dar suporte ao desenvolvimento dos estudos de engenharia e elaboração do projeto executivo do barramento. Foram executados furos de sondagem SPT, com profundidades da ordem de 13,0 m, seguidos por furos de sondagens rotativas, que atingiram

profundidades da ordem de 18,0 m, estabelecendo sondagens mistas. Desta forma, expõem-se na Tabela 3 os principais furos executados próximo ao eixo longitudinal do dique.

Tabela 3 – Sondagens mistas executadas no Dique

SONDAGENS EXECUTADAS						
Identificação	Cota	Perfuração		Total (m)	Litologia	Profundidade do Nível da Água (m)
		Solo (m)	Rocha (m)			
SM-3553	79,21	20	6,61	26,61	Migmatito	1,25
SM-3554	64,489	12,84	7,49	20,33	Migmatito	4,19
SM-3555	61,221	6,13	6,57	12,7	Migmatito	1,90
SM-3556	64,677	11,43	6,67	18,1	Migmatito	4,56
SM-3557	64,874	12,13	6,43	18,56	Migmatito	5,77
SM-3558	61,174	7,35	6,52	13,87	Migmatito	3,00
SM-3559	59,101	8,09	9,42	17,51	Migmatito	1,08
SM-3560	89,004	14,5	-	14,5	-	9,80
SP-3558	69,198	15,81	-	15,81	-	2,50
SP-3559	69,477	11,79	-	11,79	-	Seco
SP-3560	68,959	14,13	-	14,13	-	2,15
SP-3561	60,261	16,98	-	16,98	-	2,38
SP-3562A	61,364	8,6	-	8,6	-	Seco
P-3554	64,094	Sem Dado	-	0	-	Sem Dado
P-3555	84,06	6,8	-	6,8	-	Seco
P-3570	82	Sem Dado	-	0	-	Sem Dado
P-3571	69,242	3,5	-	3,5	-	Seco
P-3572	70	Sem Dado	-	0	-	Sem Dado

SM – Sondagem Mista

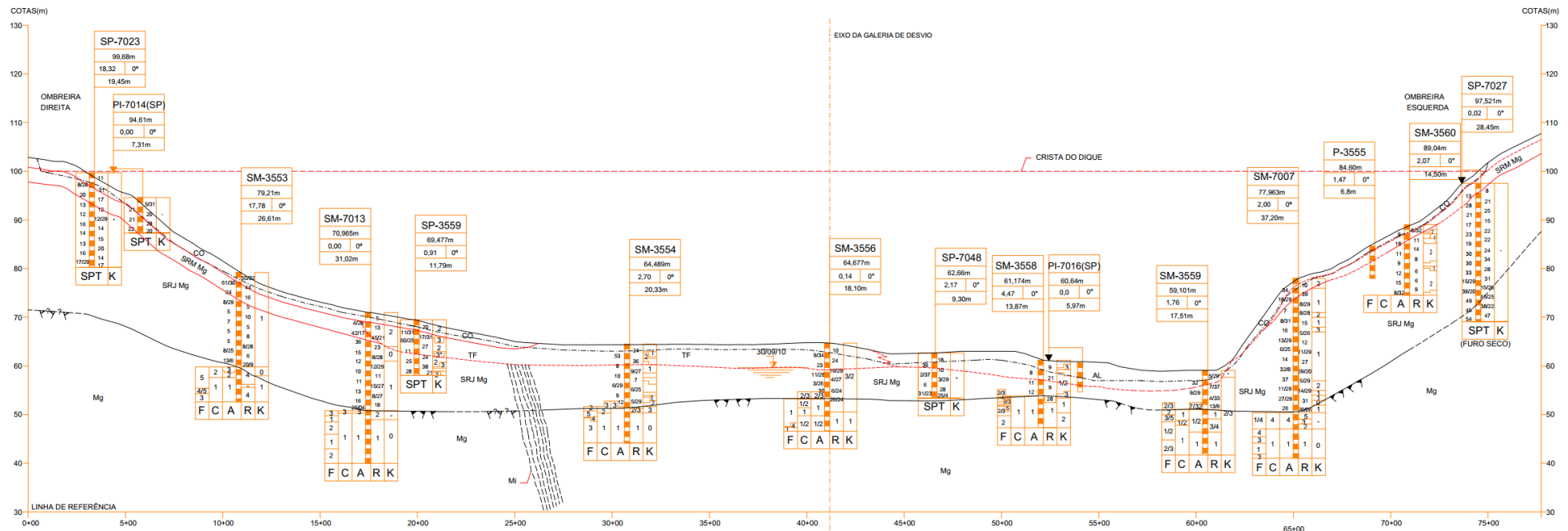
SP – Sondagem à Percussão

P – Poço de Inspeção

Fonte: Projeto Básico, Elaboração: do Autor (2021)

Para subsidiar os estudos, foram elaborados perfis geológico-geotécnicos, a partir das sondagens mistas realizadas, apresentando uma compartimentação geológico-geotécnica do local de implantação do Dique, com a identificação da estratigrafia (descrição tátil-visual do material), nível da água, resistência à penetração, cota dos furos executados entre outras informações. Desta forma, a Figura 25 apresenta um perfil longitudinal com a indicação dos principais furos ao longo do eixo longitudinal do barramento.

Figura 25 – Seção Geológico-Geotécnica Longitudinal - Posição dos furos de sondagem na seção longitudinal do Dique



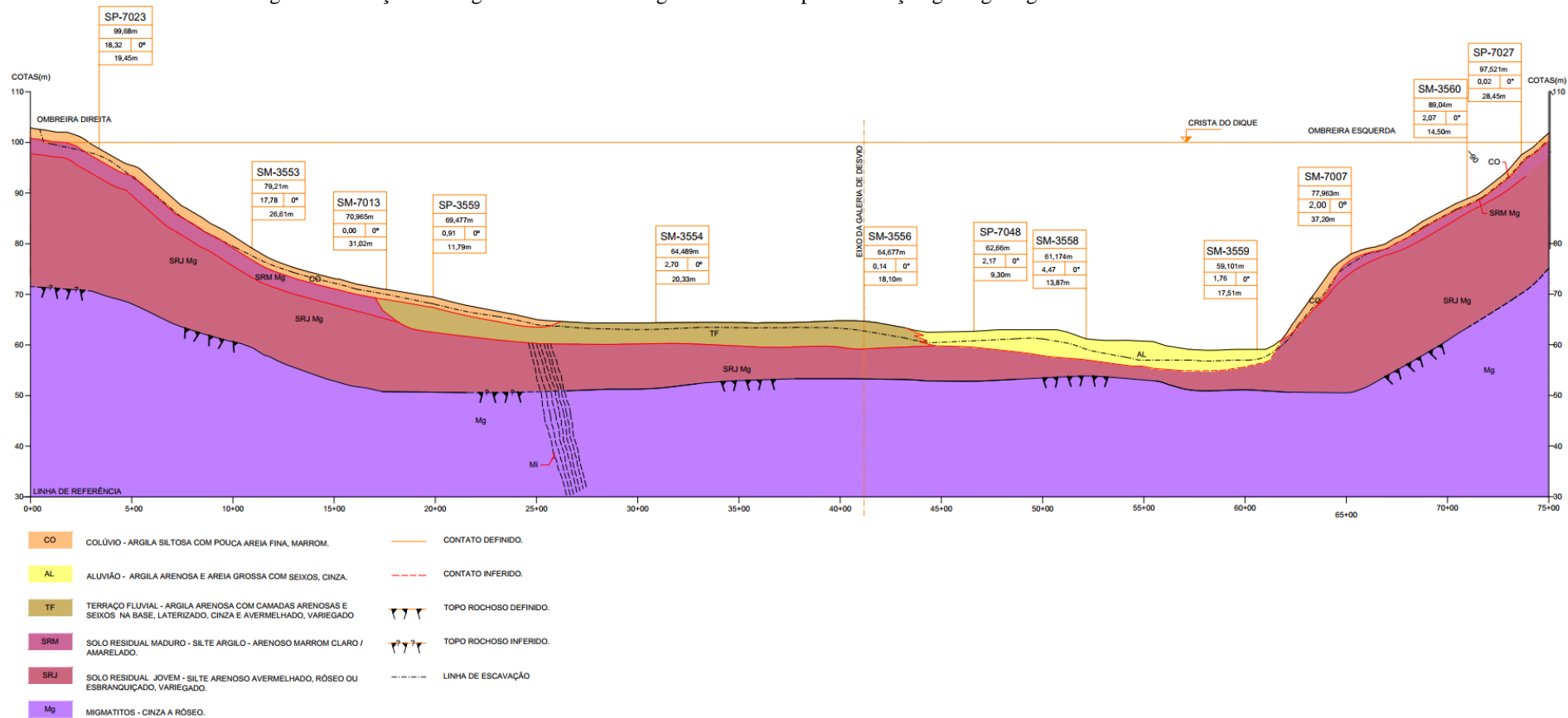
Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Diante do perfil apresentado e com base nos boletins de sondagem, os furos demonstram que existe uma camada de colúvio (CO) presente nas ombreiras do Dique, caracterizado como uma argila silto-arenosa de cor amarronzada, cujo *Nspt* médio está em torno de 10 golpes, mas com pontos de maior resistência (50 golpes em alguns casos) e que possui espessura entre 2,0 a 4,0 metros de profundidade, aproximadamente. Ainda, nas ombreiras, sotoposta à camada de colúvio, está presente uma camada de solo residual jovem (SRJ), caracterizado como silte arenoso de cor avermelhada, com *Nspt* médio da ordem de 10 golpes. Sob a camada de solo residual jovem, foram encontrados matacões de migmatito, localizados acima de uma camada fina de saprólito, da ordem de 1,0 a 1,5 m de espessura, que já caracteriza solo de alteração de rocha, com *Nspt* da ordem de 5 a 20 golpes. Por fim, as sondagens rotativas identificaram o maciço rochoso, constituído por rocha de migmatito (Mg), na profundidade de 20,0 metros, aproximadamente.

Na região da baixada, região central do dique, foram encontrados outros materiais na superfície, tal como um solo de Aluvião (AL), descrito como argila arenosa de cor cinza e um terraço fluvial (TF), composto por areia e seixo. Por outro lado, as camadas descritas anteriormente nas ombreiras, compostas em sequência por solo residual jovem, saprólito e maciço rochoso se estendem desde as ombreiras para toda a baixada da barragem. Com relação ao nível d'água no terreno, este foi encontrado a 1,0 m de profundidade na região da baixada e até 10,0 m na região das ombreiras (que estão em elevação superior).

Diante das informações expostas, os materiais encontrados na fundação do dique foram classificados em 6 (seis) tipos diferentes, dando origem à compartimentação apresentada na Figura 26.

Figura 26 – Seção Geológica-Geotécnica Longitudinal – Compartimentação geológico-geotécnica



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Ainda sobre os materiais de fundação, os ensaios de permeabilidade, infiltração em solo e perda d'água sobre pressão em rocha, indicaram valores de condutividade hidráulica (k) da ordem de 10^{-5} e 10^{-6} cm/s para o solo residual maduro, 10^{-4} e 10^{-8} cm/s para o solo residual jovem e 10^{-5} e 10^{-4} cm/s para o maciço rochoso de migmatito, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Permeabilidade horizontal (k_h) dos materiais de fundação

Furo de Sondagem		Kh (cm/s) de acordo com o material			
		RSMg	SAMg	SubR	Mg
		Solo Residual Maduro	Solo Residual Jovem	Substrato Rochoso	Rocha de Migmatito
SM-3553	Valor Mínimo	-	1,18E-05	1,00E-05	1,00E-04
	Valor Máximo	-	1,41E-04	1,00E-05	1,00E-05
SM-3554	Valor Mínimo	1,19E-06	5,74E-06	1,00E-05	1,00E-05
	Valor Máximo	2,47E-05	5,41E-05	1,00E-05	1,00E-05
SM-3555	Valor Mínimo	-	-	1,00E-05	
	Valor Máximo	-	-	5,00E-04	
SM-3556	Valor Mínimo	5,14E-06	5,74E-06	1,00E-05	
	Valor Máximo	2,47E-05	1,38E-05	1,00E-05	
SM-3557	Valor Mínimo	-	-	1,00E-05	
	Valor Máximo	-	-	1,00E-04	
SM-3558	Valor Mínimo	-	1,21E-05	1,00E-05	
	Valor Máximo	-	7,40E-04	1,00E-04	
SM-3559	Valor Mínimo	-	3,85E-08	1,00E-05	
	Valor Máximo	-	5,38E-07	5,00E-04	
SM-3560	Valor Mínimo	-	1,74E-06	-	
	Valor Máximo	-	3,34E-05	-	

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

3.3 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

A seguir são apresentadas as características e propriedades dos materiais do Dique, pertinentes ao estudo do presente trabalho e obtidas do Projeto Executivo do empreendimento.

3.3.1 Geometria da seção transversal

A barragem em estudo consiste em um dique de terra homogênea (dique), com cerca de 1.535,00 metros de extensão na crista e 47,50 m de altura máxima. A crista encontra-se na

elevação de 100,00 m, com N.A Máximo Normal de operação na El. 97,00, a montante. Ademais, a jusante, os níveis foram considerados como nivelados ao terreno natural.

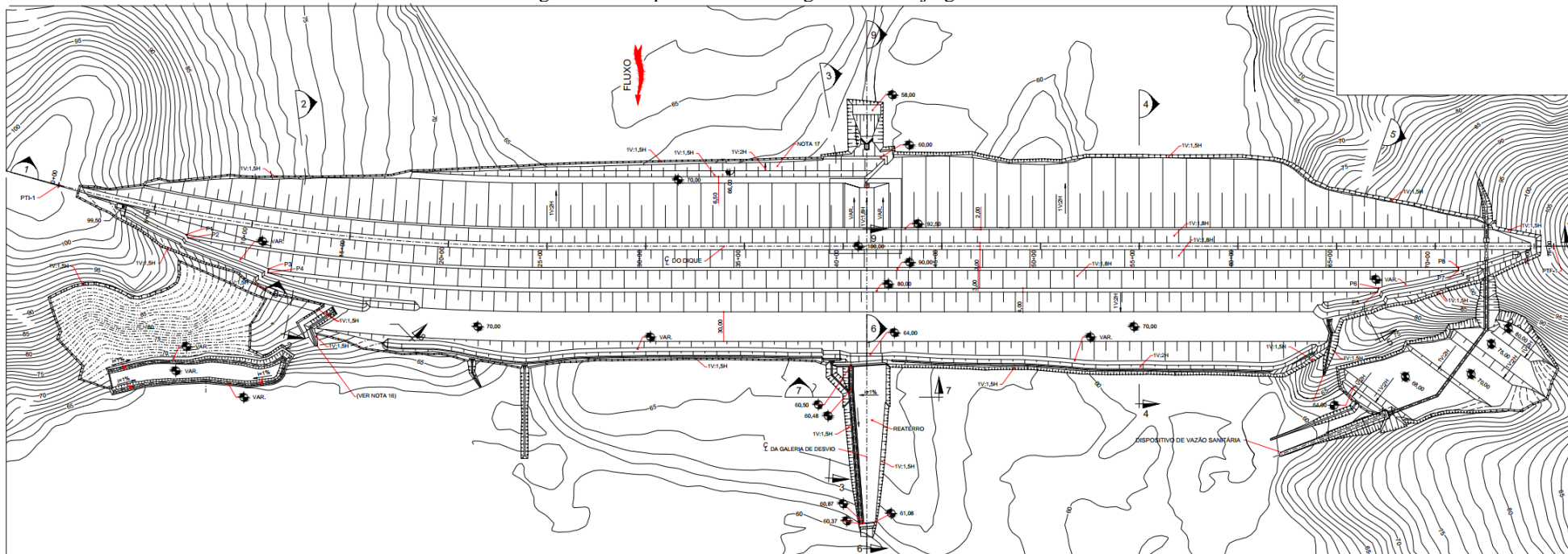
A Figura 27 apresenta o arranjo geral da barragem em análise, enquanto que a Figura 28 apresenta um perfil longitudinal e a Figura 29, Figura 30 e Figura 31 as seções transversais, ambas oriundas do projeto executivo “*As Built*”⁷ do empreendimento.

Com relação aos taludes de montante, conforme pode ser observado na Figura 29, estes foram concebidos com inclinação de 1V:1,8H (vertical:horizontal) entre a crista e a El. 92,50 m, local onde se encontra o pé do *rip-rap* de proteção. A partir da El. 92,50 m, o talude de montante apresenta uma inclinação de 1V:2H até a El. 70,00 m e de 1V:1,5H até a base do dique. O *rip-rap* de proteção da barragem possui 2,0 m de largura e é constituído por rocha sã arrumada.

A Figura 29, além da seção, apresenta também a classificação dos principais materiais que compõem a barragem, sendo eles: solo compactado (1C), areia compactada (3-C), transição fina compactada (4A-C), transição média compactada (4B-C), transição única compactada (4C-C), enrocamento compactado (5A-C) e *rip-rap* de rocha arrumada (6A). Destaca-se que nesta classificação o diâmetro do solo se eleva com a numeração.

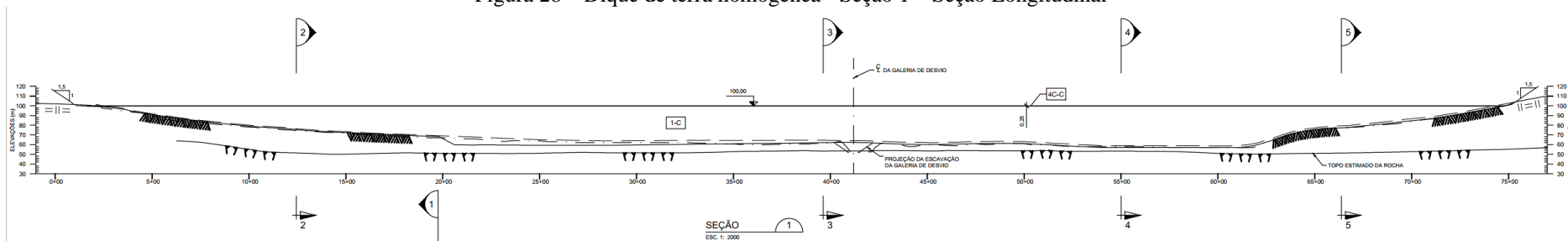
⁷ “*As Built*” ou “como construído”

Figura 27 – Dique de terra homogênea - Arranjo geral



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Figura 28 – Dique de terra homogênea - Seção 1 – Seção Longitudinal



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Figura 29 – Dique de terra homogênea - Seção 3 – Seção central do dique

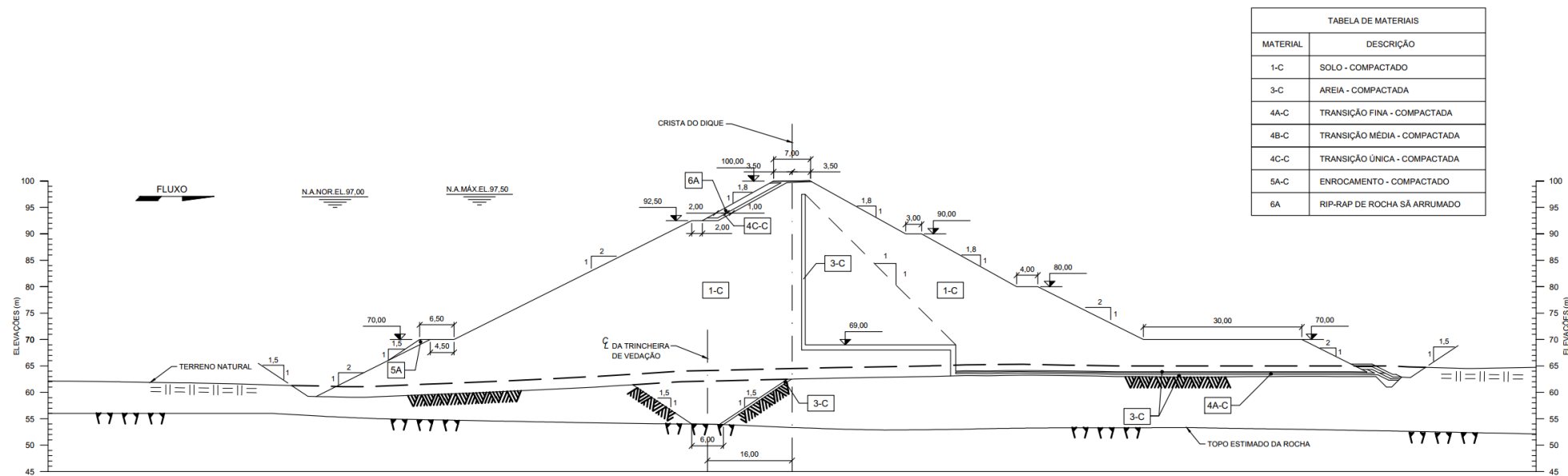
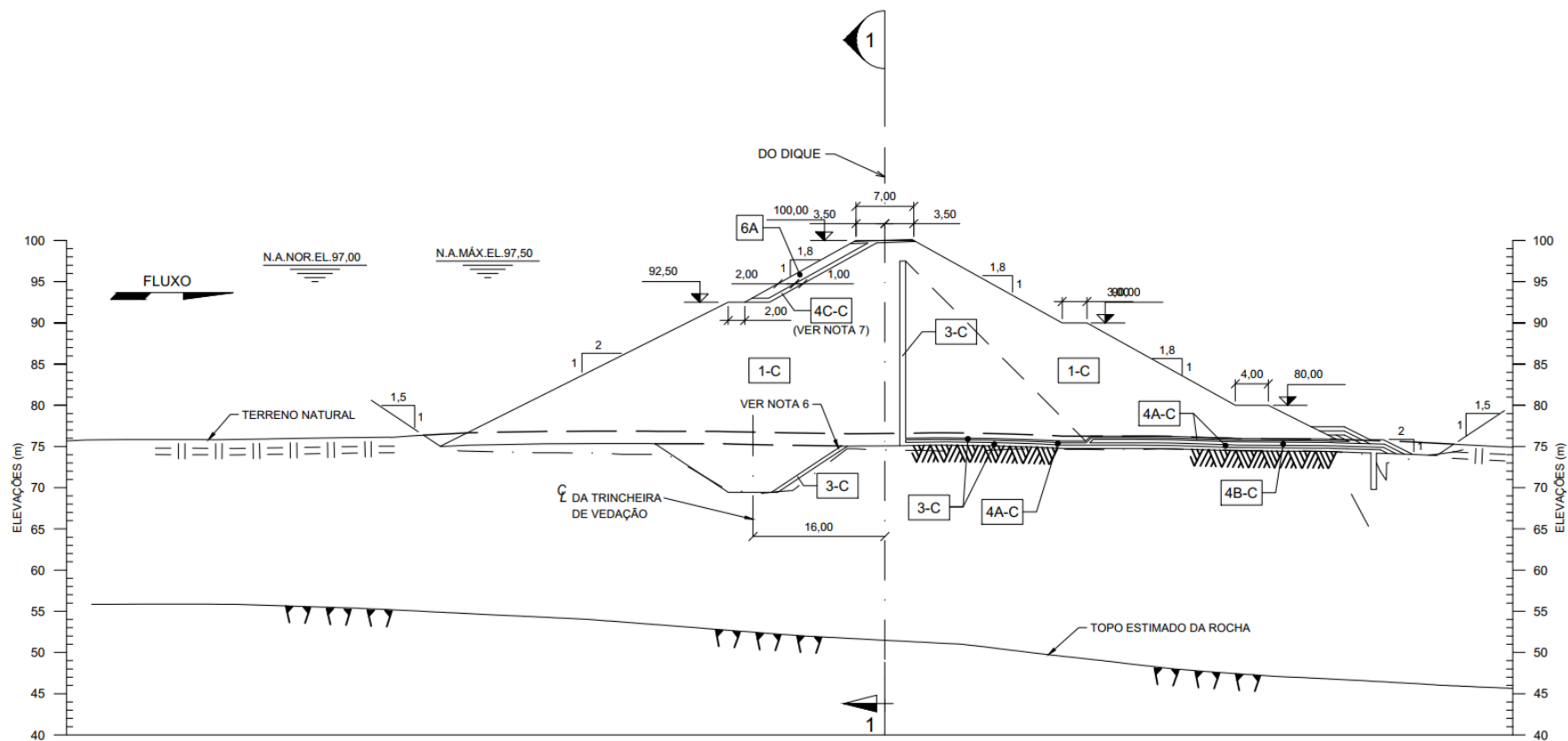


TABELA DE MATERIAIS	
MATERIAL	DESCRIÇÃO
1-C	SOLO - COMPACTADO
3-C	AREIA - COMPACTADA
4A-C	TRANSIÇÃO FINA - COMPACTADA
4B-C	TRANSIÇÃO MÉDIA - COMPACTADA
4C-C	TRANSIÇÃO ÚNICA - COMPACTADA
5A-C	ENROCAMENTO - COMPACTADO
6A	RIP-RAP DE ROCHA SÁ ARRUMADO

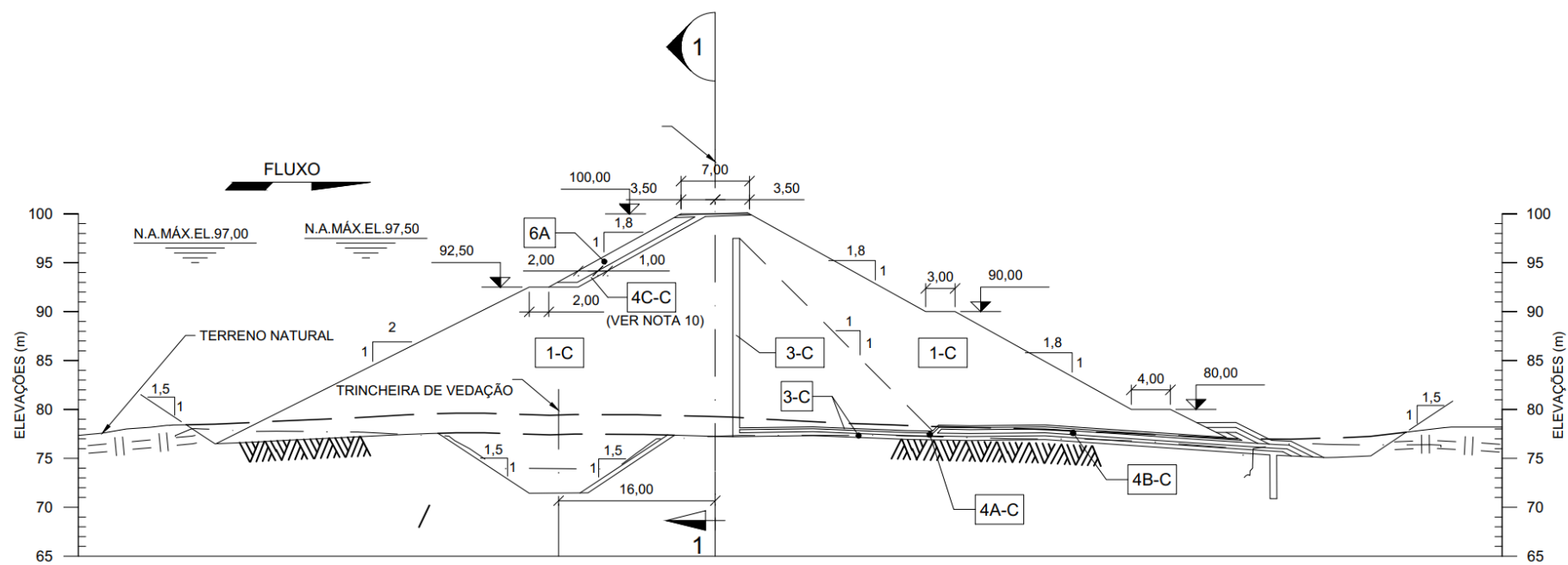
Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Figura 30 – Dique de terra homogênea - Seção 2 – Representativa da Ombreira Direita



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

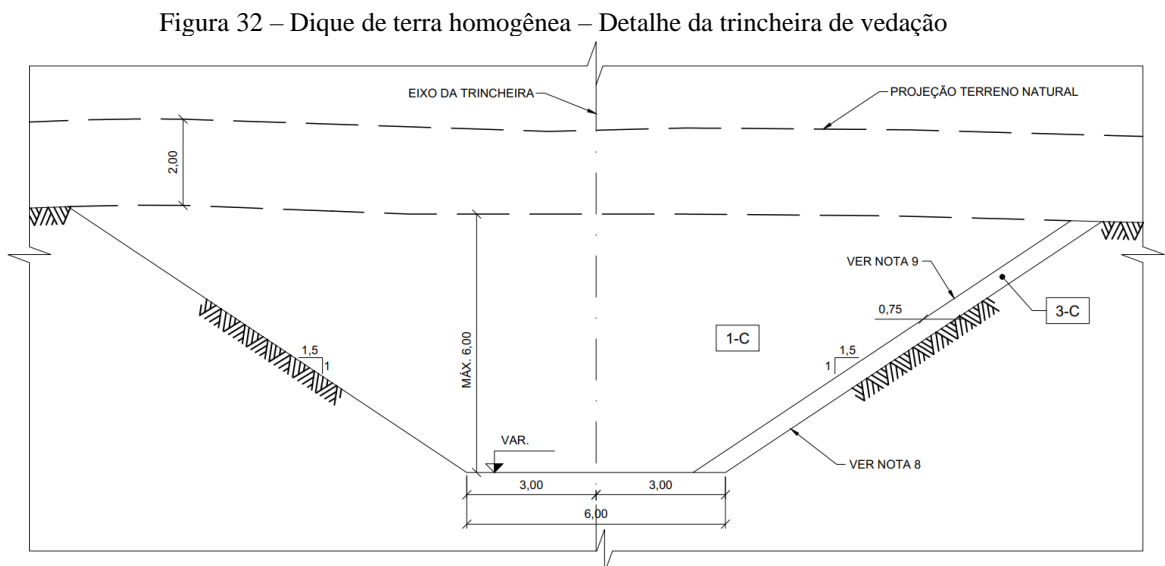
Figura 31 – Dique de terra homogênea - Seção 5 – Representativa da Ombreira Esquerda



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Sobre os taludes de jusante, estes apresentam inclinação de 1V:1,8H, com bermas de 3,0 e 4,0 m até a El. 80,0 m. A partir deste ponto, o talude de jusante encontra-se com inclinação de 1V:2H até a base do dique, cujo trecho apresenta uma berma de 30,0 m de comprimento, que serve como um elemento estabilizante, vistas ao material de baixa capacidade de suporte encontrado na fundação, que apresentou valores de N_{spt} inferiores a 7 (sete) golpes, conforme discutido no item 3.2.

Conforme pode ser visualizado na Figura 29, o dique em estudo apresenta uma trincheira de vedação (*cut-off*), executada em solo compactado, que foi concebida entre as estacas 15+00 e 55+00 (Figura 28), com tratamento de injeções de cimento em seu centro, até atingir o topo rochoso (migmatito). Esta trincheira de vedação atingiu 6,0 m de profundidade, a partir da superfície de escavação e foi necessária devido à presença dos canalículos, caminhos circulares encontrados no solo de fundação da barragem, com diâmetro da ordem de 25 mm, que representaram, em obra, um possível caminho de percolação da água pela fundação do dique. Ainda, estes pequenos furos, receberam tratamento com injeção de calda de cimento e foram submetidos a uma série de ensaios de permeabilidade, visando verificar sua ação sobre a barragem. Desta forma, a Figura 32 apresenta uma representação detalhada da trincheira de vedação citada.



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Em relação à fundação do aterro, visando melhorar a capacidade de suporte, realizou-se a remoção do solo coluvionar (CO) e solo residual maduro (SRM), de 1,0 m de profundidade,

entre as estacas 0+00 e 39+00 (Figura 28) e uma remoção de 2,0 m entre as estacas 39+1,50 e 75+00, também no solo de aluvião (AL).

3.3.2 Sistema de drenagem interna

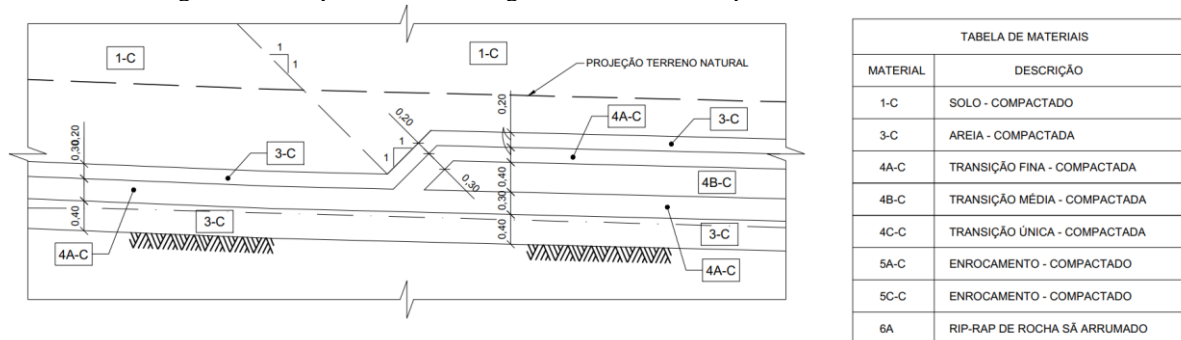
A drenagem interna da barragem de terra em estudo foi concebida com uso de filtro vertical (dreno de chaminé) em areia, a jusante do núcleo, e tapete drenante do tipo “sanduíche” de 3 (três) camadas na baixada (região central) e 5 (cinco) camadas na região das ombreiras.

Com relação ao filtro vertical, este foi executado com 70,0 cm de espessura e topo iniciando na EL. 97,50 m, que corresponde ao nível de água máximo (N.A Máximo Maximorum) do reservatório, até a El. 69,0 m, onde se inicia o filtro horizontal (tapete drenante).

O tapete drenante, por sua vez, foi implantado sob o espaldar de jusante, com seção diferenciada em função da altura do dique, estando em contato com a fundação próximo as ombreiras (Figura 30) e suspenso na região central do dique (Figura 29). Outro motivo pelo qual adotou-se o tapete drenante suspenso na região central é o de criar uma perda de carga ainda maior no centro do dique. Ademais, na região das ombreiras, no seu trecho “2/3” final, o tapete é constituído por 5 (cinco) camadas de materiais drenantes e filtrantes (3C–4AC-4BC-4AC-3C)⁸, com espessuras que variam entre 20 e 40 cm, conforme Figura 33. Esta configuração foi escolhida devido ao maior potencial de colmatação na região das ombreiras, dado a natureza dos materiais de fundação.

⁸ 3C–4AC-4BC-4AC-3C representa a disposição dos materiais no dreno horizontal de cima para baixo: areia compacta – transição fina compacta – transição média compacta – transição fina compacta – areia compacta.

Figura 33 – Dique de terra homogênea - Detalhe do tapete drenante nas ombreiras

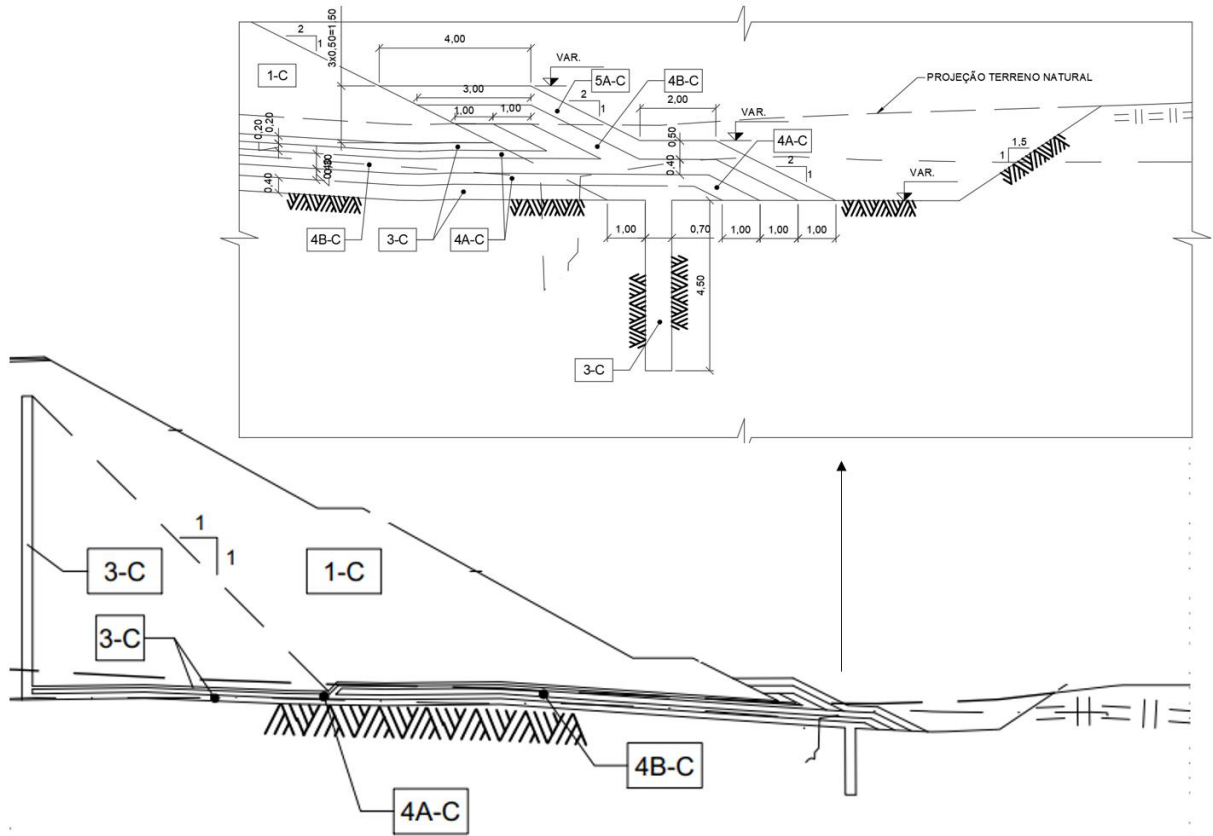


Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Esta região do dreno horizontal com 5 (cinco) camadas está presente entre as estacas 5+0,00 e 19+0,39, ombreira direita, e 61+13,67 e 72+8,00 na ombreira esquerda. Já entre as estacas 19+0,39 e 61+13,67, região central da baixada, o dreno horizontal é constituído por único material, areia compacta, na região suspensa (El. 69,00 m) e por 3 (três) camadas na região mais baixa (4AC-3C-4AC).

Por fim, com o objetivo de coletar a água que escoar pelo tapete drenante, dimensionou-se um dreno de pé no pé do talude de jusante, constituído por camadas de transição, cobertas por material de enrocamento de proteção (5A-C), conforme apresentado na Figura 34.

Figura 34 – Dique de terra homogênea – Detalhe do dreno de pé



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

3.3.3 Parâmetros hidráulicos

De acordo com os dados do Projeto Executivo, os parâmetros de condutividade hidráulica dos materiais naturais e de construção adotados nas análises basearam-se nas campanhas de sondagens e ensaios realizados em etapas anteriores ao projeto básico, nos estudos de viabilidade do empreendimento, na literatura técnica e com base em experiências de obras anteriores. Para os materiais de fundação da barragem, descritos no item 3.2.1, a condutividade hidráulica foi definida com base em ensaios de permeabilidade realizados em amostras indeformadas, que apresentam valores semelhantes, motivo pelo qual foi adotado, em projeto, o mesmo valor de permeabilidade para todos os horizontes de solo (Aluvião (AL), Colúvio (CO), Solo Residual Jovem (SRJ) e Solo Residual Maduro (SRM)), da ordem de 1×10^{-5} cm/s. Por sua vez, para o substrato rochoso, maciço de migmatito, considerou-se valores de condutividade da ordem de 1×10^{-6} cm/s para o horizonte superficial (até 10,0 m) e 1×10^{-7} cm/s para o horizonte profundo de rocha, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 – Condutividade Hidráulica dos Materiais de Fundação
Condutividade Hidráulica dos Materiais de Fundação

Identificação	Material	Kv (cm/s)	Kh (cm/s)	Anisotropia
CO	Colúvio	1,0x10 ⁻⁵	1,0x10 ⁻⁵	1
RSMg	Solo Residual Maduro	1,0x10 ⁻⁵	1,0x10 ⁻⁵	1
SAMg	Solo Residual Jovem	1,0x10 ⁻⁵	1,0x10 ⁻⁵	1
SubR	Substrato Rochoso	1,0x10 ⁻⁶	1,0x10 ⁻⁶	1
Mg	Rocha de Migmatito	1,0x10 ⁻⁷	1,0x10 ⁻⁷	1

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Com relação aos materiais do corpo da barragem (aterro), os parâmetros hidráulicos foram definidos para todo o empreendimento (todos os diques), com base nos ensaios de permeabilidade realizados em amostras deformadas compactadas, coletadas em diversas áreas de empréstimo, expostos na Tabela 6.

Tabela 6 – Condutividade Hidráulica dos Materiais de Aterro

Condutividade Hidráulica dos Materiais de Aterro				
Identificação	Material	Kv (cm/s)	Kh (cm/s)	Anisotropia
1-C	Solo Argiloso Compactado	1,0x10 ⁻⁸	4,0x10 ⁻⁸	4
3-C	Areia (Filtros e Trincheira Drenante)	2,0x10 ⁻⁴	2,0x10 ⁻⁴	1
4A-C/ 4C-C	Transição Fina e Única (Filtros e Trincheira Drenante)	5,0x10 ⁻³	5,0x10 ⁻³	1
4B-C	Transições Média e Grossa (Filtros e Trincheira Drenante)	1,0x10 ⁻¹	1,0x10 ⁻¹	1
5A-C/ 6A-C	Enrocamentos e Rip-Rap	Material Drenante		

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Para o solo argiloso compactado (1-C), considerou-se uma anisotropia (k_h/k_v) igual a 4, com base em experiência de obras anteriores, com o objetivo de considerar os efeitos causados pela compactação dos materiais. Já no caso do sistema de drenagem, apresentado no item 3.3.2, a permeabilidade equivalente de cada dispositivo foi obtida considerando uma média ponderada entre os diversos materiais componentes (conforme método apresentado no item 2.4.5) ou foi considerada a permeabilidade do próprio material constituinte, quando homogêneo. Por exemplo, nas ombreiras o tapete drenante é constituído por 5 (cinco) camadas de materiais diferentes, 3C-4AC-4BC-4AC-3C, com espessuras de 20 cm, 20 cm, 40 cm, 30 cm, 40 cm, de cima para baixo, respectivamente. Desta forma, para obtenção da permeabilidade equivalente, calcula-se a média ponderada utilizando a Equação (17).

$$k_m = \frac{(0,6 \times 2,0 \times 10^{-4} + 0,5 \times 5,0 \times 10^{-3} + 0,4 \times 1 \times 10^{-1})}{1,50} = 2,8 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

Diante do exposto, as permeabilidades são calculadas para cada dispositivo de drenagem estando expostas na Tabela 7.

Tabela 7 – Condutividade Hidráulica dos dispositivos que compõem o sistema de drenagem interna

Dispositivo	Direção do Fluxo	Espessura do dispositivo (m)	k (cm/s)
Filtro vertical	Vertical	0,70	1,0x10-4
Tapete drenante - 3 camadas	Horizontal	0,90	1,8x10-3
Tapete drenante – 5 camadas	Horizontal	1,50	2,8x10-2
Filtro homogêneo	Horizontal	0,90	1,0x10-4
Trincheira drenante	Vertical	0,80	1,0x10-4

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

3.3.4 Parâmetros de resistência

Os parâmetros de resistência dos materiais naturais e de construção adotados nas análises do projeto executivo basearam-se nas campanhas de ensaios realizadas nas jazidas de empréstimo. No caso da fundação, os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial, executados em amostras retiradas na fundação do Dique, com valores expostos na Tabela 8, em termos de tensões efetivas.

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos dos materiais de fundação - Projeto Executivo

Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento					
Identificação	Material		γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
RSMg	Solo Residual Maduro	região da baixada com SPT < 7	19,0	40,0	18,0
		região da baixada com SPT > 7	19,0	15,0	28,0
SAMg	Solo Residual Jovem		19,0	10,0	28,0
Mg	Rocha de Migmatito		Impenetrável		

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

No caso dos materiais do aterro, foram avaliados os resultados de ensaios de compressão triaxial executados em amostras de solo retiradas das jazidas de empréstimo, bem

como valores típicos de materiais com características semelhantes aos utilizados na obra. A Tabela 9 apresenta estes valores em termos de tensões efetivas.

Tabela 9 – Parâmetros geotécnicos dos materiais de aterro - Projeto Executivo

Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento - Aterro					
Identificação	Material	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)
1-C	Solo Argiloso Compactado	19,0	19,0	20,0	29,0
3-C	Areia (Filtros e Trincheira Drenante)	18,0	19,0	0,0	35,0
4A-C/ 4C-C	Transição Fina e Única (Filtros e Trincheira Drenante)	20,0	21,0	0,0	35,0
4B-C	Transições Média e Grossa (Filtros e Trincheira Drenante)	20,0	21,0	0,0	35,0
5A-C/ 6A-C	Enrocamentos e <i>Rip-Rap</i>	20,0	21,0	0,0	45,0

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

3.3.5 Instrumentação

No Dique foi incorporado um sistema de monitoramento com leituras diretas dos instrumentos, isto é, sem um sistema automatizado de aquisição de dados. Além disso, foram instalados piezômetros de tubo aberto, piezômetros elétricos, medidores de nível d'água, medidores de vazão, marcos superficiais, referenciais de nível e terminais de leitura, na quantidade especificada na Tabela 10.

Tabela 10 – Instrumentos previstos no Projeto Executivo

Tipo de Instrumento	Total no Dique
Piezômetro de Tubo	35
Piezômetro Elétrico	4
Medidores de Nível d'Água	3
Medidor de Vazão	6
Marco Superficial	24
Referência de Nível	2
Terminal de Leitura	1

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Com relação aos piezômetros, instrumento de maior interesse para os objetivos deste trabalho, foram instalados 35 piezômetros do tipo tubo aberto, com o intuito de aferir as pressões piezométricas a jusante do filtro vertical. Os piezômetros com denominação “PZA”

são responsáveis por monitorar as subpressões ao nível do tapete drenante, enquanto que aqueles com denominação “PZF” monitoram as subpressões no interior do maciço de fundação. Nesse sentido, é importante destacar as seguintes posições:

- Os piezômetros PZF-02, 04, 05, 07, 08, 10, 11, 13, 14 e 16 monitoram as pressões na fundação abaixo do maciço da barragem
- Os piezômetros PZF-03, 06, 09, 12, 15, 17, 19 e 20 monitoram a linha freática na fundação a jusante da trincheira drenante
- Os piezômetros PZA-02 ao PZA-11 monitoram as pressões no tapete drenante, no interior do maciço
- Os piezômetros PZF-01, 22, 23, 24 e 18 e o PZA-12 monitoram as pressões nos aterros de proteção das ombreiras

Diante do exposto, a Tabela 11 apresenta a posição dos instrumentos na barragem, bem como o material que está sendo monitorado.

Tabela 11 – Dique - Localização dos Piezômetros tipo Casagrande

Instrumento	Estaca	Afastamento do Eixo do Dique (m)	Cota de instalação (m)	Material a ser instrumentado
PZA-02	12+9,20	23,50 (J)	74,18	Filtro Horizontal
PZA-03	23+4,23	23,61 (J)	63,94	Filtro Horizontal
PZA-04	23+5,45	81,50 (J)	62,44	Filtro Horizontal
PZA-05	33+7,90	23,50 (J)	63,18	Filtro Horizontal
PZA-06	33+8,33	79,64 (J)	64,11	Filtro Horizontal
PZA-07	41+4,36	23,50 (J)	58,35	1C
PZA-08	41+4,36	81,50 (J)	59,04	1C
PZA-09	55+0,00	23,50 (J)	56,28	Filtro Horizontal
PZA-10	55+0,00	81,50 (J)	57,78	Filtro Horizontal
PZA-11	66+7,57	23,50 (J)	77,18	Filtro Horizontal
PZA-12	69+0,00	125,00 (J)	60,36	Filtro Horizontal
PZF-01	3+11,08	130,50 (J)	60,37	SRMMg
PZF-02	12+9,20	23,50 (J)	70,42	SRMMg
PZF-03	12+11,72	75,98 (J)	61,63	SRJMg
PZF-04	23+4,23	23,61 (J)	60,2	SRJMg
PZF-05	23+5,25	81,48 (J)	59	SRJMg
PZF-06	23+6,00	131,00 (J)	58,51	SRJMg
PZF-07	33+7,90	23,50 (J)	59,56	SRMMg
PZF-08	33+7,89	79,83 (J)	59,6	SRMMg
PZF-09	33+7,90	123,30 (J)	54,34	SRJMg
PZF-10	41+4,36	23,50 (J)	57,13	1C
PZF-11	41+4,36	81,50 (J)	56,87	1C
PZF-12	45+0,58	132,30 (J)	54,83	SRJMg

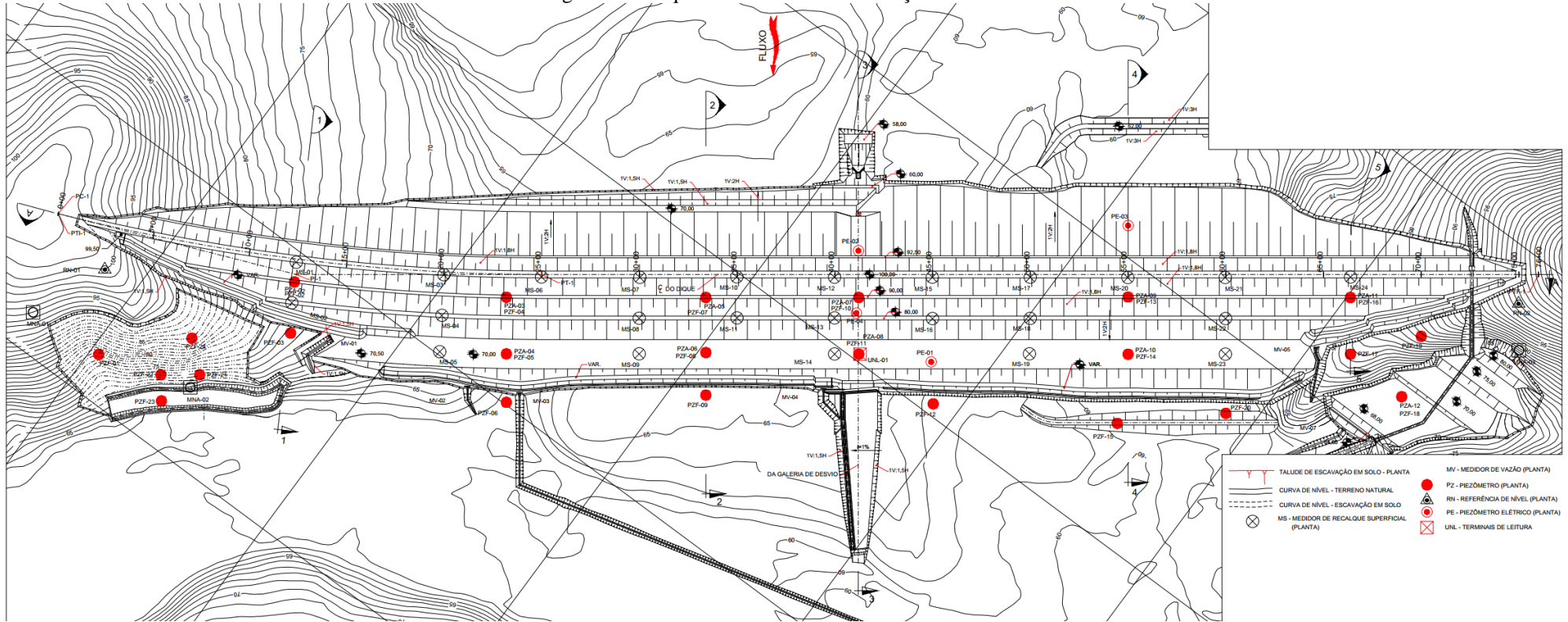
Instrumento	Estaca	Afastamento do Eixo do Dique (m)	Cota de instalação (m)	Material a ser instrumentado
PZF-13	55+0,00	23,50 (J)	53	SRJMg
PZF-14	55+0,00	81,50 (J)	53,33	SRJMg
PZF-15	54+9,00	152,20 (J)	53,81	SRJMg
PZF-16	66+7,57	23,50 (J)	71,32	SRJMg
PZF-17	66+7,57	81,50 (J)	61,9	Contato SRJMg /Mg
PZF-18	69+0,00	125,00 (J)	57,86	SRJMg
PZF-19	70+0,00	63,30 (J)	67,8	Contato SRJMg /Mg
PZF-20	60+0,00	142,00 (J)	51,82	SRJMg
PZF-21	8+10,00	131,45 (J)	59,4	SRJMg
PZF-22	6+13,70	138,41 (J)	59,4	SRMMg
PZF-23	6.18,71	164,56 (J)	56,91	SRMMg
PZF-24	7+16,93	95,94 (J)	61,5	SRMMg

J – Jusante

Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

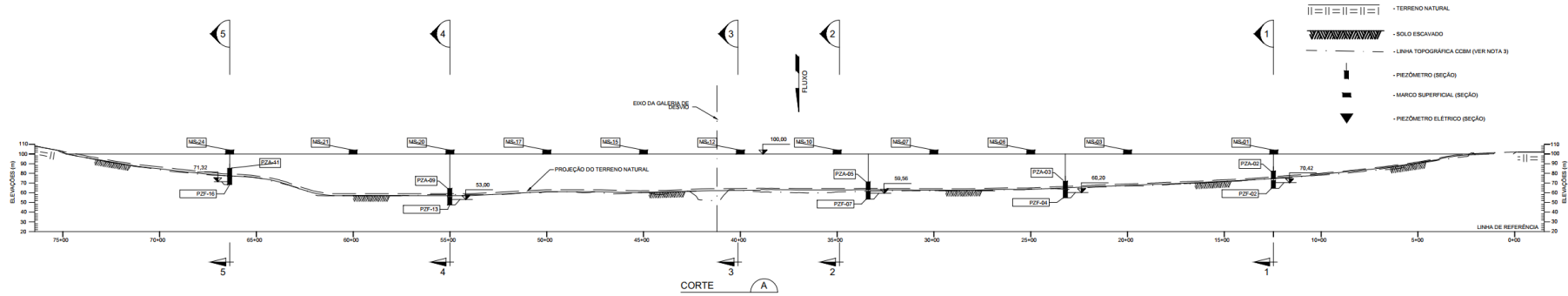
Diante das informações apresentadas, a Figura 35 apresenta a planta de instrumentação, enquanto que a Figura 36 e Figura 37 algumas das seções instrumentadas.

Figura 35 – Dique – Planta de Instrumentação



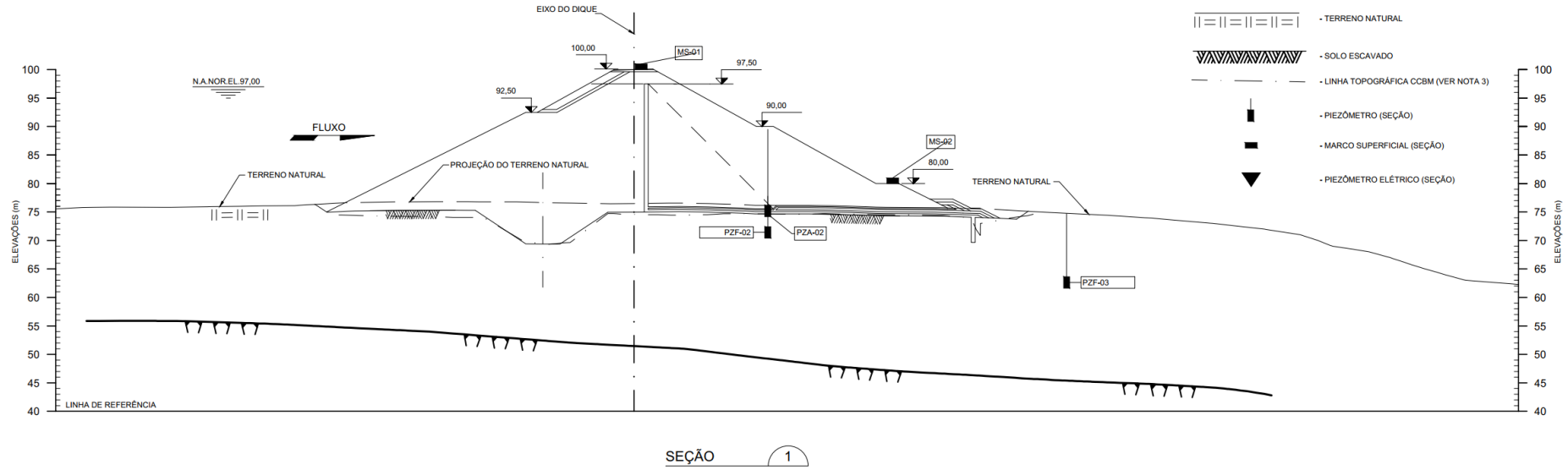
Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Figura 36 – Dique - Instrumentação - Seção A



Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

Figura 37 – Dique - Instrumentação - Seção 1 – Ombreira Direita

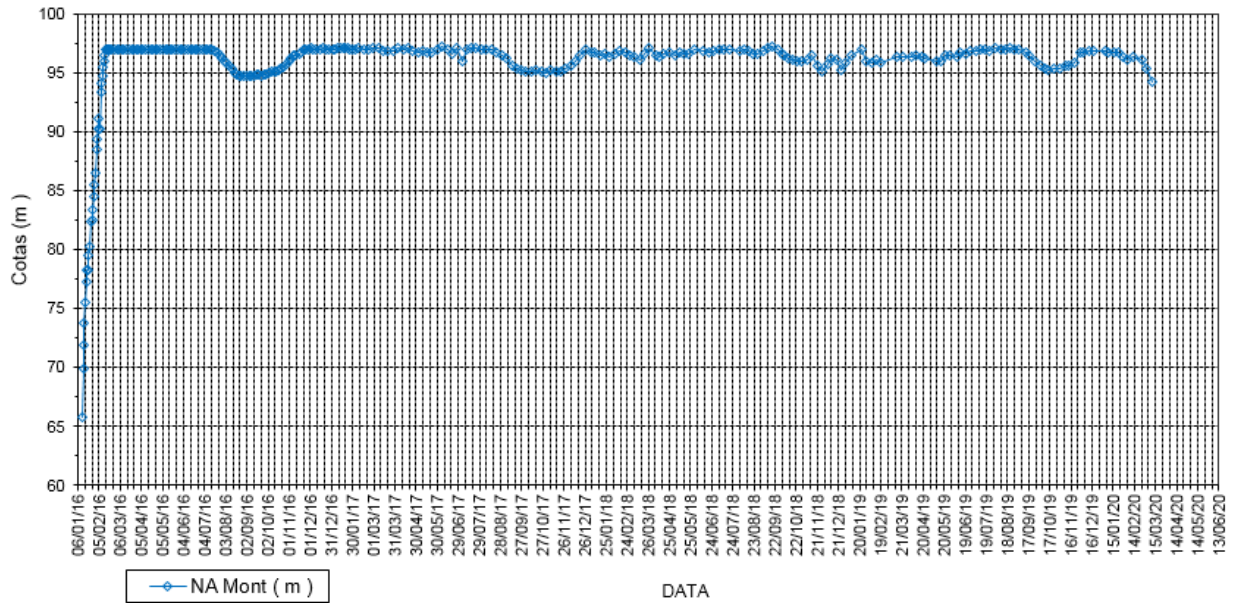


Fonte: Projeto Executivo, Elaboração: Autor (2021)

3.3.5.1 Leituras de campo

O reservatório do Dique teve seu enchimento finalizado, na El. 97,0 m, no dia 15/02/2016, tendo apresentado oscilações no nível da água ao longo dos últimos anos, conforme pode ser observado na Figura 38.

Figura 38 – Comportamento do Reservatório



Fonte: Projeto Executivo

No dia 09/03/2020, data em que se tem as últimas leituras recebidas dos instrumentos, o nível do reservatório encontrava-se na EL. 94,27 m, tendo sido este o menor nível desde os eu enchimento, devido às variações dos períodos chuvosos e de estiagem. Apresenta-se em seguida, na Tabela 12, as leituras nos piezômetros feitas no dia 09/03/2020.

Tabela 12 – Dados de Instrumentação – Leitura nos piezômetros em 05/03/2020

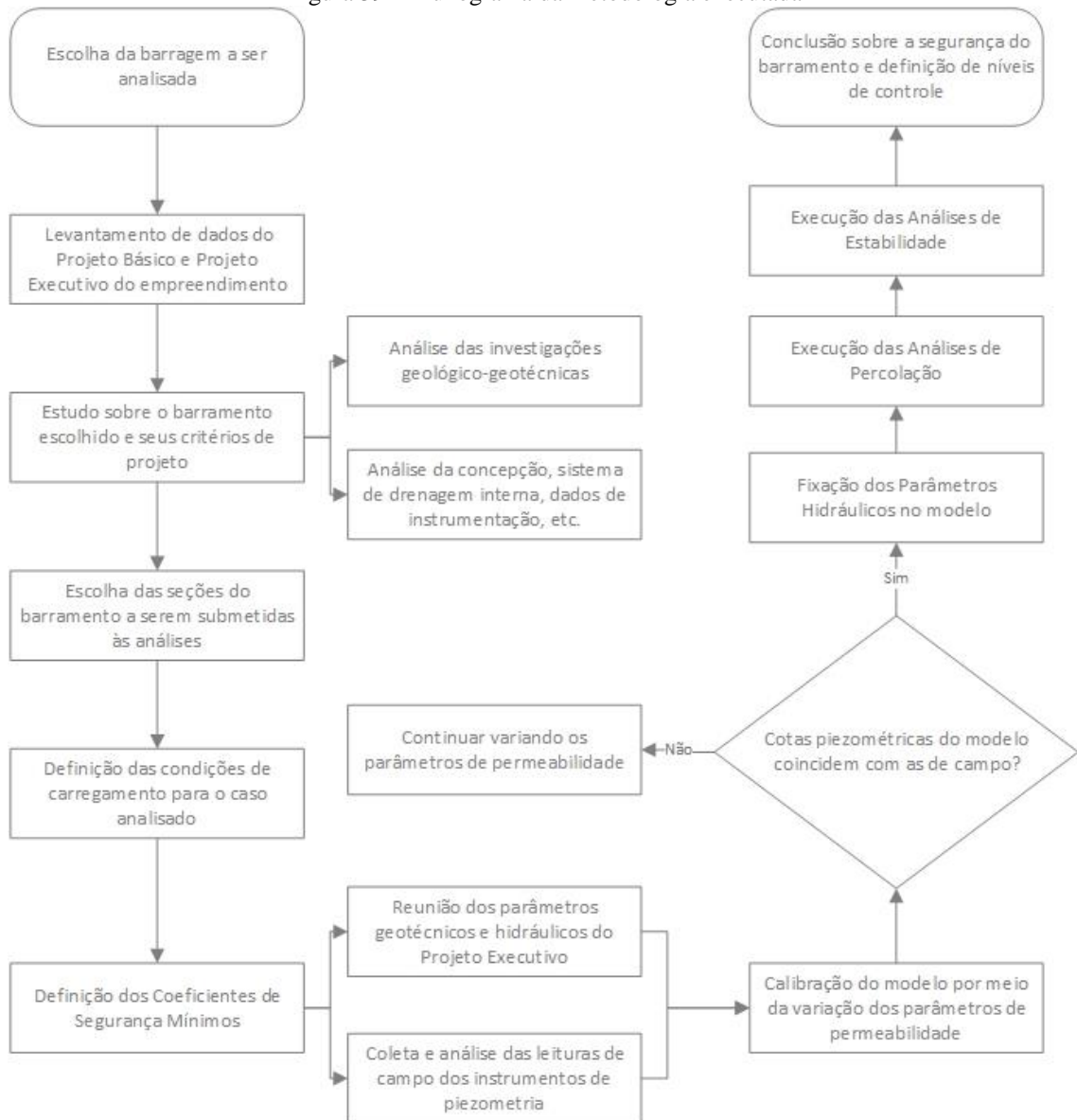
Piezômetro	Leituras 05/03/2020	
	Cota Piezométrica (m)	Carga de pressão d'água (m)
PZA-02	74,18	0,00
PZA-03	64,46	0,52
PZA-04	62,57	0,13
PZA-05	65,28	2,10
PZA-06	64,11	0,00
PZA-07	64,66	6,31

Piezômetro	Leituras 05/03/2020	
	Cota Piezométrica (m)	Carga de pressão d'água (m)
PZA-08	61,41	2,37
PZA-09	61,35	5,07
PZA-10	60,4	2,62
PZA-11	77,57	0,39
PZA-12	66,33	5,97
PZF-01	68,23	7,86
PZF-02	73,60	3,18
PZF-03	69,60	7,97
PZF-04	63,31	3,11
PZF-05	62,79	3,79
PZF-06	62,17	3,66
PZF-07	62,06	2,50
PZF-08	61,80	2,20
PZF-09	61,68	7,34
PZF-10	63,72	6,59
PZF-11	61,37	4,50
PZF-12	60,84	6,01
PZF-13	63,82	10,82
PZF-14	60,56	7,23
PZF-15	60,04	6,23
PZF-16	76,80	5,48
PZF-17	70,54	8,64
PZF-18	66,67	8,81
PZF-19	75,41	7,61
PZF-20	60,40	8,58
PZF-21	64,60	5,20
PZF-22	64,93	5,53
PZF-23	64,11	7,20
PZF-24	69,34	7,84

4 MATERIAIS E MÉTODO

Esta seção visa apresentar as etapas e procedimentos efetuados para alcançar o objetivo geral do presente trabalho, bem como as ferramentas e dados utilizados. Serão apresentados os parâmetros de projeto utilizados nas análises, as premissas de cálculo, condições de contorno e demais informações pertinentes. Nesse sentido, a elaboração do trabalho foi realizada com base nas atividades elencadas no fluxograma apresentado na Figura 39.

Figura 39 – Fluxograma da metodologia executada



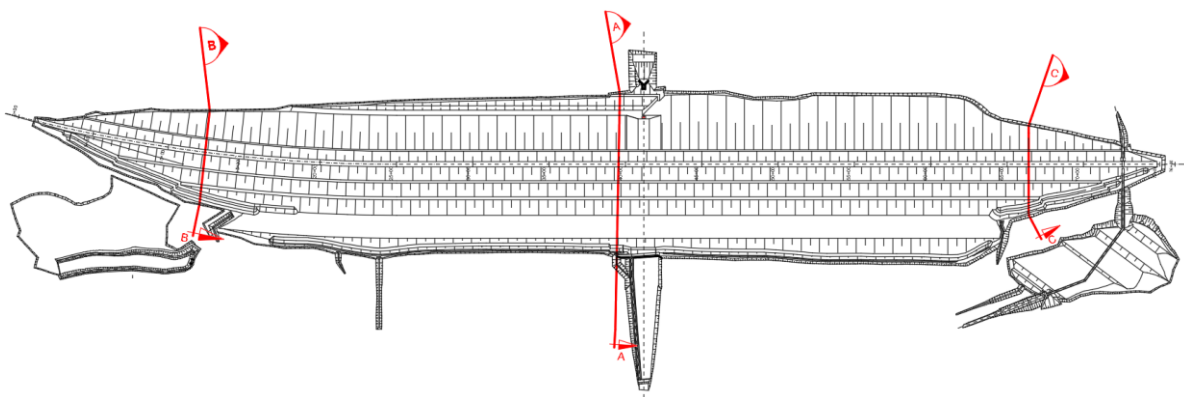
Fonte: Autor (2021)

Conforme exposto, primeiramente foram coletados os dados pertinentes de projeto, necessários à execução das análises de segurança, já apresentados e discutidos no item 3. Posteriormente, foram selecionadas as seções da barragem a serem submetidas às análises numéricas, consideradas como críticas e/ou representativas do barramento, bem como o estabelecimento dos parâmetros geotécnicos e hidráulicos a serem considerados nos cálculos. Neste caso, fez-se uma calibração do modelo, com base nas leituras dos piezômetros em campo, apresentados no item 3.3.5. Assim, com base no modelo calibrado foram feitas as análises de percolação e estabilidade, com vistas a concluir sobre a segurança do barramento. Por último, foram indicados níveis de controle para os piezômetros, que são leituras de cota piezométrica que representam estados de atenção e alerta para a segurança do barramento.

4.1 SEÇÕES DE ANÁLISE

Para efetuar as análises numéricas foram selecionadas três seções representativas do Dique, conforme apresentado na Figura 40. A seção B (Figura 30), próxima à estaca 12+10,0, e a seção C (Figura 31), próxima à estaca 67+00,0, representam as ombreiras direita e esquerda, respectivamente, enquanto que a seção A (Figura 29), próxima à estaca 40+00,0 representa a área central do dique, próxima à galeria de desvio.

Figura 40 - Dique - Posição das seções de análise em planta



Fonte: Autor (2021)

Estas seções foram escolhidas por apresentarem configurações diferentes em termos de zoneamento de materiais do maciço, filtros e drenos, bem como estratigrafia diferente na fundação.

4.2 ANÁLISE NUMÉRICA

Para efetuar as análises de percolação e estabilidade no Dique, foram necessários dados de entrada do problema, bem como estabelecer as condições de contorno nos modelos geomecânicos elaborados. Diante destas informações, lista-se em seguida os itens considerados.

- As condições de carregamento
- As seções de análise (elaboração de seções geotécnicas da barragem para compor o modelo geomecânicos)
- A definição dos parâmetros hidráulicos e geotécnicos (de resistência)
- A definição dos métodos de análises e coeficientes de segurança mínimos a se considerar

As análises de percolação foram realizadas com base no método dos elementos finitos, no plano bidimensional, utilizando o software SEEP/W, versão 2021, desenvolvido e distribuído pela empresa Geostudio *International Ltda*, licença de teste com acesso pleno a todas as ferramentas e de forma gratuita. Este software permitiu modelar o maciço da barragem com todos os seus parâmetros hidráulicos associados, de forma a fornecer como resultado final as linhas de fluxo e equipotenciais, bem como, por consequência, o posicionamento da linha freática e dados de poropressão e vazão do maciço.

Para as análises de estabilidade, por sua vez, foi utilizado o software SLOPE/W, da mesma fornecedora supracitada, e nas mesmas condições de licença. Este programa utiliza modelos matemáticos próprios para efetuar análises, com base nos métodos de equilíbrio limite apresentados no item 2.3.5. Ademais, permite que sejam vinculadas às análises de estabilidade as análises de percolação elaboradas no SEEP/W, de forma a se ter as condições de poropressão mais precisas sobre o maciço.

4.2.1 Condições de carregamento

As análises foram efetuadas considerando o nível operacional do reservatório, na elevação de 97,00 m, que corresponde a carga hidráulica total a montante do barramento e ao

nível normal do reservatório. A jusante, o nível da água foi considerado abaixo da superfície do terreno natural, com elevação que depende da seção simulada.

Como o dique trata-se de um barramento já construído, eliminou-se das análises a condição de carregamento correspondente ao final da construção. Deste modo, as análises foram efetuadas considerando a situação de regime permanente (percolação estável), rebaixamento rápido do reservatório, análise sísmica e elevação da linha freática, cujas premissas são apresentadas em seguida.

- a) Regime permanente (Operação Normal do Reservatório): a condição de Operação Normal considera o nível d'água na elevação 97,00 m (N.A Máximo Normal) a montante e leva em conta as poropressões no maciço e fundação, associadas à rede de fluxo obtida mediante análises efetuadas com uso do SEEP/W (redes de fluxo em regime permanente). Ademais, esta condição se aplica principalmente ao talude de jusante.
- b) Operação com sismos: análise semelhante ao regime permanente (a), porém, considerando o efeito de terremotos, com aplicação de acelerações da ordem de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical.
- c) Rebaixamento rápido do reservatório: corresponde à análise que considera a redução do nível da água entre o nível operacional do dique (El. 97,0 m) e o nível mínimo operacional na cota de 87,0 m, que corresponde à soleira do canal (que preenche o reservatório). Esta condição se aplica ao talude de montante e as análises de estabilidade são feitas considerando um regime transiente de percolação, com dados obtidos pelo SEEP/W.
- d) Operação excepcional – Elevação da Linha freática: corresponde à análise em regime permanente, conforme item (a), porém considera o mal funcionamento do sistema de drenagem interna, com uma possível colmatção dos drenos e filtros.

4.2.2 Coeficientes de Segurança Mínimos

Os coeficientes de segurança mínimos adotados para a aceitação da garantia de estabilidade dos taludes de jusante e de montante do dique foram aqueles indicados pela ANA (2016), conforme apresentados no item 2.2.3.3. Desta maneira, a Tabela 13 apresenta os coeficientes mínimos a serem atingidos nas análises numéricas.

Tabela 13 – Coeficientes de Segurança Mínimos para aceitação

Condição de Carregamento	Coeficientes de Segurança Mínimos Adotados
Regime Permanente	1,5
Rebaixamento Rápido	1,3
Análise Sísmica	1,1
Elevação da Linha Freática	1,1

Fonte: Autor (2021), conforme ANA (2016)

4.2.3 Análise de percolação

Este tópico descreve as etapas e premissas adotadas para as análises efetuadas no SEEP/W, que tiveram como objetivo obter a linha freática que atua sobre o corpo da barragem, bem como as poropressões no maciço, de modo a considerar redes de fluxo mais precisas. Nesse sentido, foram realizadas análises em regime permanente, considerando a condição de carregamento corresponde à operação normal do reservatório. Além disso, foram feitas análises em regime transiente, devido à condição de carregamento referente ao rebaixamento rápido.

4.2.3.1 Seções de Análise Modeladas

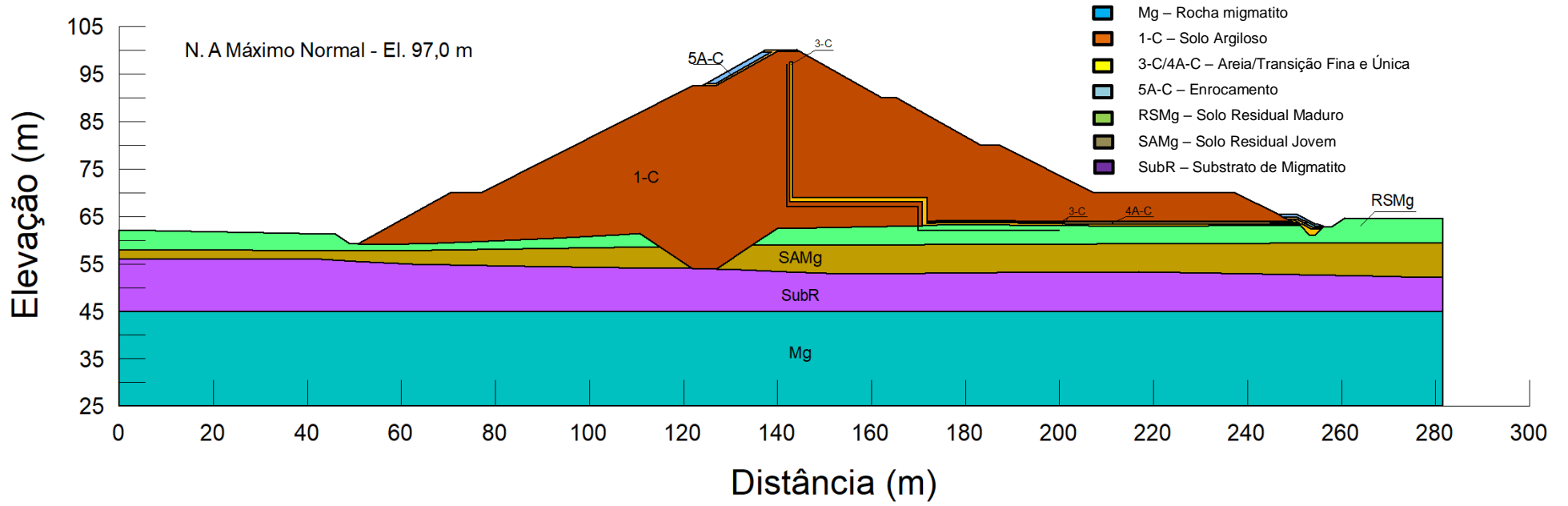
A modelagem das seções foi realizada com base nas seções de aterro do Projeto Executivo, expostas na Figura 29, Figura 30 e Figura 31. Além do mais, as modelagens tiveram como base o perfil geológico-geotécnico da fundação, apresentado no item 3.2.1, e as geometrias e zoneamentos de materiais expostos no item 3.3.1 e 3.3.2 para o corpo da barragem e drenagem interna, respectivamente.

Na Seção B e Seção C também foram indicadas as posições dos piezômetros PZFs e PZAs presentes na fundação e no tapete drenante, respectivamente, vistas a analisar as poropressões apresentadas pelo modelo e compará-las com as poropressões observadas em campo.

Diante do exposto, as seções transversais foram produzidas utilizando o software gráfico AutoCAD 2020, versão de estudante, tendo como referência as cotas de elevação da barragem. Uma vez localizados os limites externos da seção que se desejou analisar, foram atribuídos ao desenho as coordenadas que delimitam as regiões dos materiais da barragem, isto é, foi elaborado o zoneamento dos materiais. Face ao exposto, as seções modeladas foram

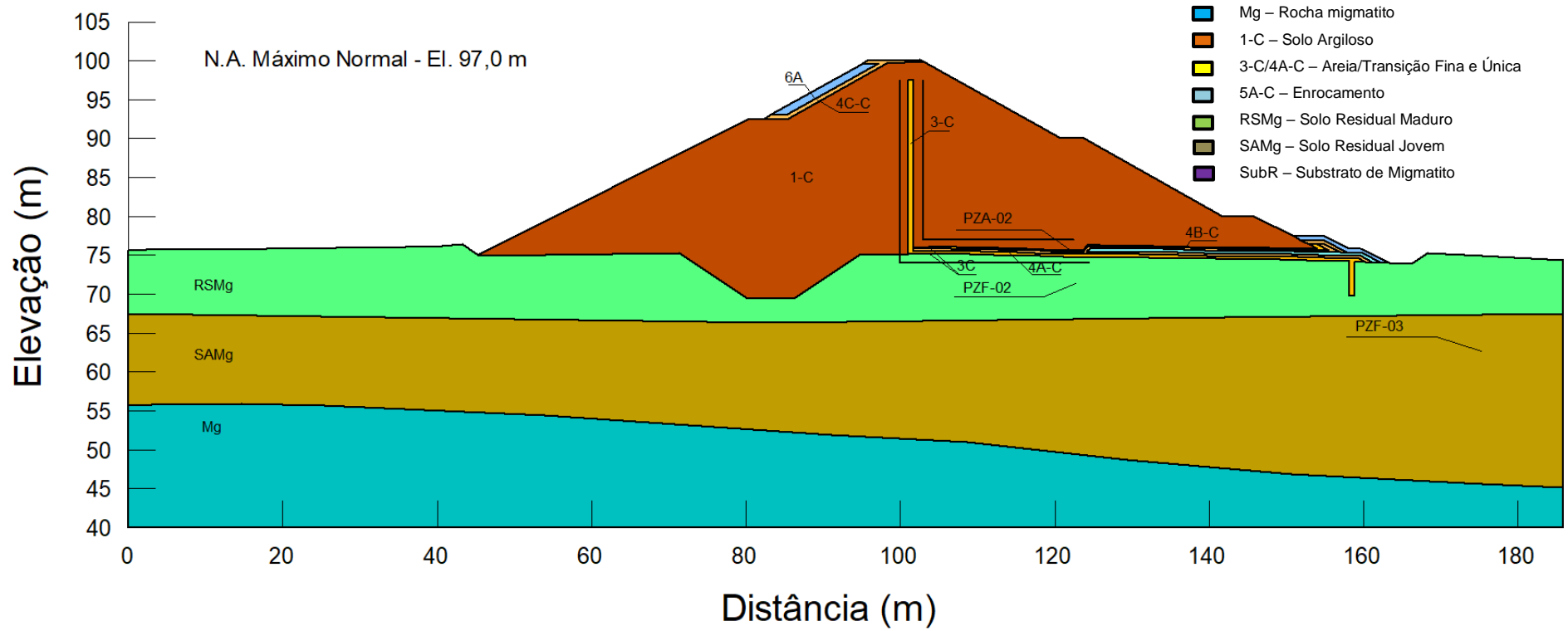
incorporadas ao SEEP/W e podem ser visualizadas na Figura 41, Figura 42 e Figura 43 as quais possuem elevação e distância representadas em metros.

Figura 41 – Análise Numérica - Seção A - Região central - Modelagem



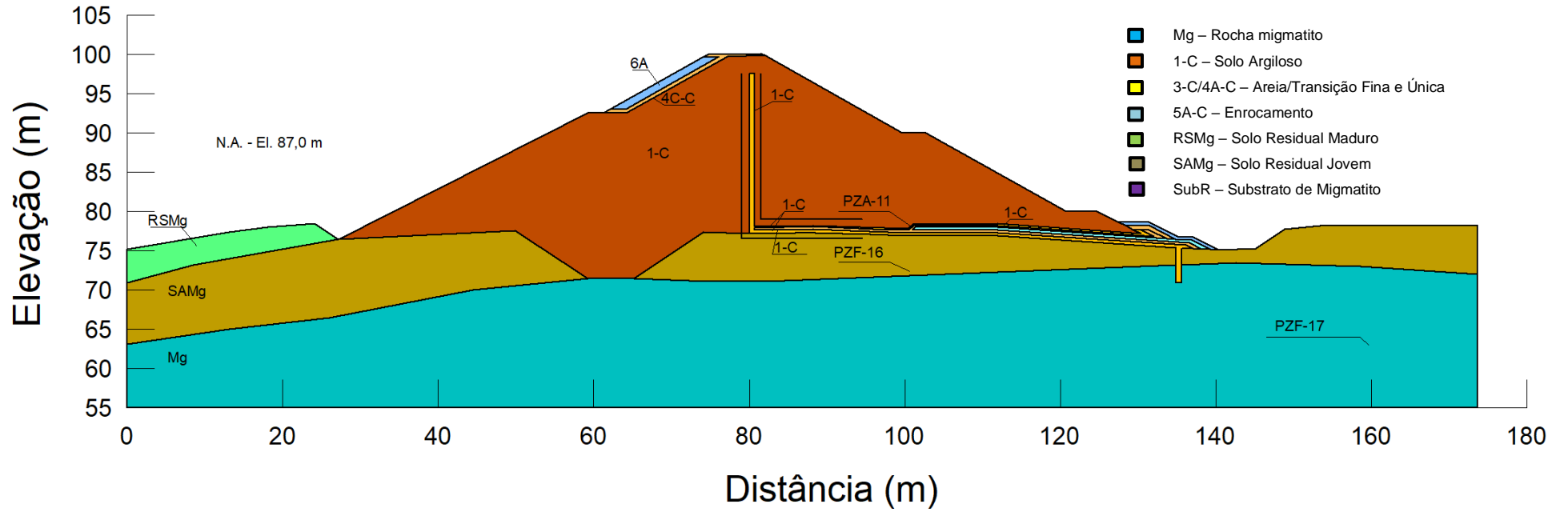
Fonte: Autor (2021)

Figura 42 – Análise Numérica - Seção B – Margem Direita - Modelagem



Fonte: Autor (2021)

Figura 43 – Análise Numérica - Seção C - Margem Esquerda - Modelagem



Fonte: Autor (2021)

4.2.3.2 Calibração do modelo com base em dados de piezometria

Para efetuar as simulações de percolação e estabilidade no dique, com condições mais precisas e similares à aquelas encontradas em campo, foi feita uma calibração no modelo numérico, isto é, foram promovidas alterações nos valores de permeabilidade e anisotropia dos materiais do aterro e fundação, com a finalidade de aproximar o modelo matemático com a situação verificada em campo. Para isto, foram utilizados os dados dos piezômetros indicados no item 3.3.5.1.

No caso dos materiais de aterro, como foram utilizados no projeto executivo parâmetros hidráulicos similares em todos os diques do empreendimento, devido à mesma fonte dos materiais de jazidas, é razoável que existam variações destas propriedades em campo, após a execução da obra. Nesse sentido, as alterações foram feitas comparando os valores de projeto, apresentados na Tabela 6, com valores típicos presentes na bibliografia nacional, de forma a validá-los. No caso dos materiais de fundação, a calibração considerou os intervalos apresentados pelos ensaios de infiltração e perda d'água sob pressão nos furos de sondagem, apresentados na Tabela 4.

Diante do exposto, a Tabela 14 apresenta os valores mínimos e máximos a serem considerados para os materiais de fundação e a Tabela 15 os valores mínimos e máximos para os materiais de aterro. As cores destacadas em cada tabela coincidem com as cores utilizadas nos materiais atribuídos aos modelos numéricos (Figura 41, Figura 42 e Figura 43).

Tabela 14 - Análise Numérica - Calibração do Modelo - Valores máximos e mínimo para a permeabilidade dos materiais de fundação

Identificação	Material	Kh (cm/s)	
		Valor Mínimo	Valor Máximo
RSMg	Solo Residual Maduro	1,19E-06	2,50E-05
SAMg	Solo Residual Jovem	3,85E-08	7,40E-04
SubR	Substrato Rochoso	1,00E-05	5,00E-04
Mg	Rocha de Migmatito	1,00E-05	1,00E-04

Fonte: Autor (2021)

Tabela 15 – Análise Numérica - Calibração do Modelo - Valores máximos e mínimo para a permeabilidade dos materiais de aterro

Identificação	Material	Granulometria/material considerado	Kh (cm/s)	
			Valor Mínimo	Valor Máximo
1-C	Solo Argiloso Compactado	Argila e Argilas siltosas	1,00E-08	1,00E-07
3-C	Areia (Filtros e Trincheira Drenante)	Areia Fina/ Solos Porosos	1,00E-04	1,00E-02
4A-C/ 4C-C	Transição Fina e Única (Filtros e Trincheira Drenante)	Areia média a grossa	1,00E-02	5,00E-02
4B-C	Transições Média e Grossa (Filtros e Trincheira Drenante)	Brita e pedregulho	1,00E-01	1,00E+00
5A-C/ 6A-C	Enrocamentos e Rip-Rap	Rocha de enrocamento	Material Drenante	

Fonte: adaptado de Cruz (2004), Elaboração: Autor (2021)

Para realizar o ajuste dos parâmetros, foram executadas análises em regime permanente, comparando as cotas piezométricas obtidas nos piezômetros do modelo com os valores obtidos em campo, apresentados na Tabela 12. Neste caso, por possuir três piezômetros localizados em sua geometria, PZA-02, PZF-02 e PZF-03, foi utilizada a Seção B, referente à ombreira direita (Figura 42), para realizar a calibração.

Inicialmente, em cada material do corpo da barragem e de sua fundação foram aplicados os parâmetros hidráulicos apresentados na Tabela 5 e Tabela 6, isto é, os parâmetros originais do projeto executivo. Em seguida, verificando a incompatibilidade das cotas piezométricas obtidas do modelo com os valores de campo, foram utilizados os valores mínimos, máximos e médios da Tabela 14 e Tabela 15, prioritariamente para os materiais que compõem o maciço da barragem (1-C) e os dispositivos de drenagem interna (3-C, 4A-C e 4C-C). Além do exposto, outro material a ter sua permeabilidade testada foi o solo residual maduro (RSMg), por estar diretamente em contato com a base do dique.

É importante elucidar que a inserção dos materiais no modelo, bem como de suas propriedades hidráulicas, pode ser feita considerando que eles se encontram sempre saturados ou que apresentam variação no seu teor de umidade volumétrica. Desta forma, no caso específico do maciço de solo argiloso compactado (material 1-C), que apresenta comportamento sensível à água, este foi considerado com comportamento parcialmente saturado, isto é, a depender da posição da linha freática, parte do solo encontra-se submerso e

outra parte não. Para isto, foi utilizada uma ferramenta do SEEP/W que permite atribuir ao material uma curva da variação da permeabilidade, a medida em que ocorre a saturação do solo.

Com relação às condições de contorno aplicadas, foram consideradas três condições para executar as análises numéricas, sendo elas apresentadas na Tabela 17. A carga a montante representa o nível do reservatório no dia em que foram feitas as leituras em campo dos piezômetros (El. 94,27 m). Já com relação à carga a jusante, foi considerado o nível freático, na El. 69,6, confirmado pelo piezômetro PZF-03. Para mais, a condição de “Drenagem Interna” representa uma carga hidráulica nula, à pressão atmosfera, e é aplicada sobre o dreno de pé, local onde se espera que ocorra a saída da água pelo sistema de drenagem interna da barragem.

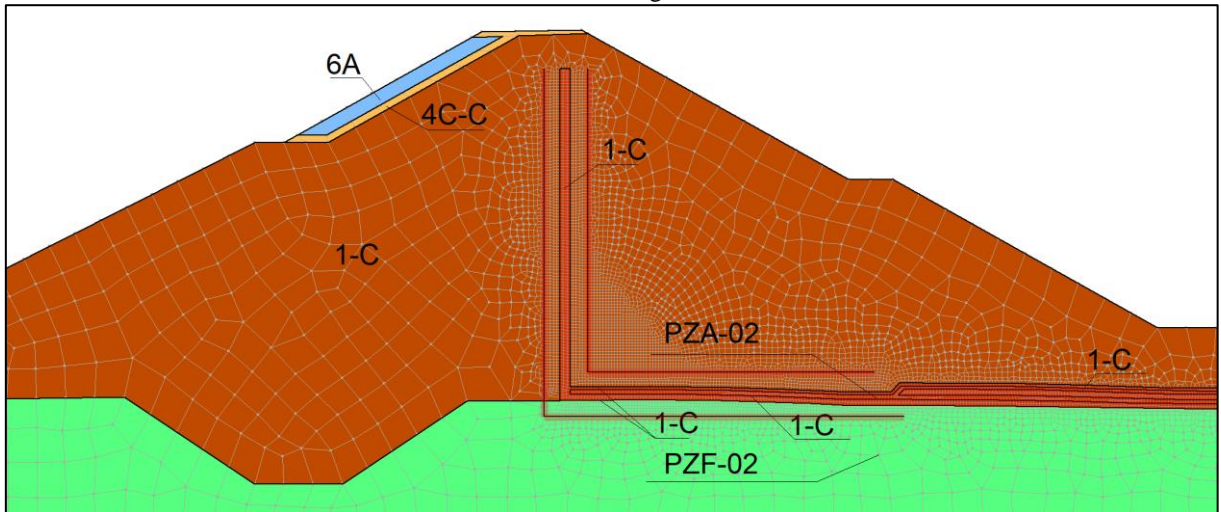
Tabela 16 – Análise Numérica – Calibração do Modelo – Regime Permanente – Condições de Contorno

Condição de Contorno	Carga (m.c.a)	Local de Aplicação
Carga da Pressão de Água a Montante	94,27	Talude de Montante
Carga da Pressão de Água a Jusante	69,6	Região a jusante do Dique
Drenagem Interna	0,00	Dreno de Pé

Fonte: Autor (2021)

Além de atribuir as propriedades dos materiais e definir as condições de contorno, a análise numérica exige que seja considerada uma malha de elementos finitos. Desta forma, foi aplicada uma malha global de elementos quadriláteros, com espaçamento constante de 2,0 m. Além disso, com o objetivo de melhorar a precisão nos locais em que existe uma tendência de ocorrer variações na direção do fluxo da água, fez-se um refinamento da malha de elementos finitos, próximo ao local do filtro vertical e do tapete drenante, considerando um espaçamento de 0,2 m, conforme apresentado na Figura 44.

Figura 44 – Análise Numérica – Calibração do Modelo - Seção B - Refinamento da malha de elementos finitos no sistema de drenagem interna



Fonte: Autor (2021)

Diante das informações apresentadas, os resultados obtidos da calibração do modelo são apresentados no item 5.1.1. Ademais, o modelo discretizado da Seção B é apresentado no Apêndice A, na condição de regime permanente.

4.2.3.3 Análises em Regime Permanente

As análises em regime permanente possibilitaram verificar a segurança da barragem nas condições de operação normal, operação com sismos e elevação da linha freática. Neste caso, foram consideradas três condições de contorno para executar as análises numéricas, sendo elas apresentadas na Tabela 17.

Tabela 17 – Análise Numérica - Percolação – Regime Permanente – Condições de Contorno

Condição de Contorno	Carga (m.c.a)	Local de Aplicação
Carga da Pressão de Água a Montante	97,00	Talude de Montante
Carga da Pressão de Água a Jusante	62,50 (Seção A)	Região a jusante do Dique
	68,00 (Seção B)	
	77,00 (Seção C)	
Drenagem Interna	0,00	Dreno de Pé

Fonte: Autor (2021)

A carga de pressão d'água a montante na El. 97,0 m representa o nível operacional do reservatório, enquanto que a carga a jusante representa o lençol freático, abaixo do terreno natural, com elevação que depende da seção verificada.

Sobre a terceira condição de carregamento, que se refere ao regime de percolação permanente com atuação de sismos, as análises são as mesmas feitas para o caso de operação normal do reservatório, porém, considerando o efeito de terremotos, com aplicação de acelerações da ordem de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical diretamente no SLOPE/W, durante as análises de estabilidade.

Em relação à quarta condição de carregamento, também em regime permanente, esta se refere à elevação da linha freática, devido à perda do sistema de drenagem, tal como ocorre em situações em que o filtro vertical ou tapete drenante encontram-se colmatados. Neste caso, mantém-se as mesmas condições de contorno expostas na Tabela 17. Todavia, os materiais do filtro vertical e tapete drenante são substituídos pelo mesmo material do maciço da barragem, isto é, solo argiloso compactado (1-C), que tem como função representar a situação hipotética de colmatagem dos dispositivos, com perda total do sistema de drenagem.

Face às informações apresentadas, os modelos discretizados das seções analisadas podem ser visualizados no Apêndice A e os resultados obtidos nas análises são discutidos no item 5.

4.2.3.4 Análises em Regime Transiente

Previamente à realização de análises de percolação em regime transiente, que permitem avaliar a situação do dique na situação de rebaixamento rápido do reservatório (3ª condição de carregamento), é necessário que exista uma análise em regime permanente, conforme aquelas realizadas no tópico anterior, que servirá como a situação imediatamente anterior ao rebaixamento, isto é, quando o reservatório se encontra no nível de operação normal, na El. 97,0 m. Assim, de posse da condição em operação normal, é necessário definir, com base em dados hidrológicos, o tempo para que ocorra o esvaziamento do reservatório entre o nível normal e o nível mínimo desejado.

No caso do presente trabalho, o nível mínimo do reservatório, para efeito de análise, foi considerado na El. 87,0 m, que corresponde à soleira do canal que o alimenta. Esta situação ocorreria caso as comportas do canal fossem fechadas ou caso as comportas do barramento principal fossem abertas.

A análise transiente foi discretizada considerando uma duração de 10 dias para que ocorra o rebaixamento total entre os níveis estabelecidos, com resultados obtidos a cada 1 (um) dia, conforme apresentado na Figura 45.

Figura 45 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente – Duração do Rebaixamento

Tempo inicial:

Duração:

Número de etapas.:

Técnica Incremental:

Linear

Exponencial

Incremento de Tempo:

Salvar a cada etapas

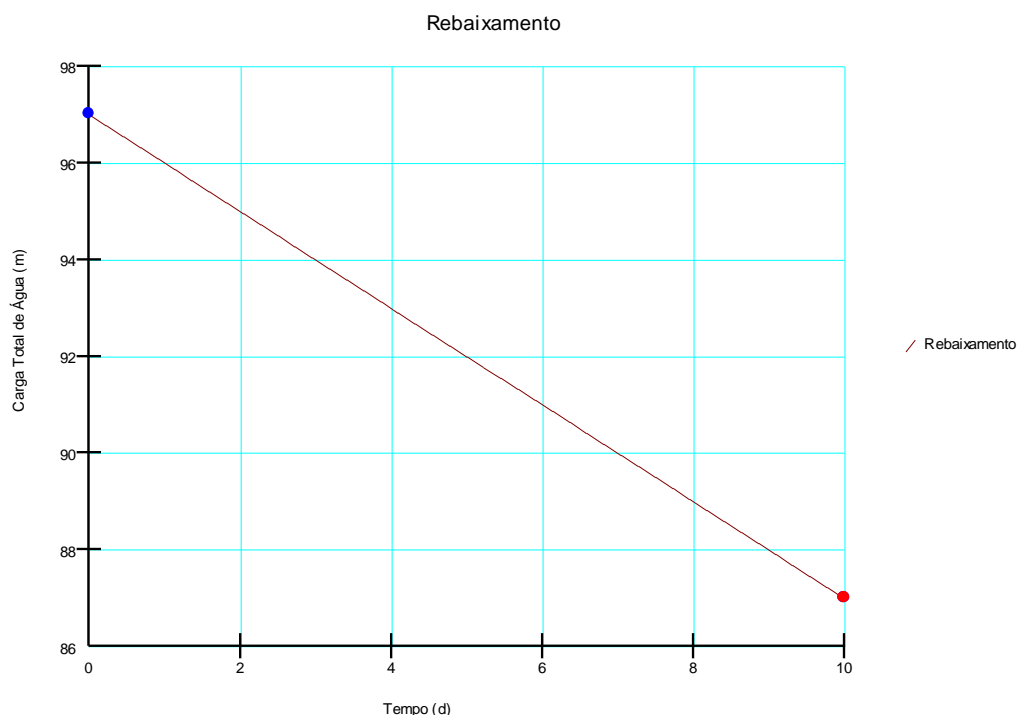
Discretização (etapas e/ou tempos):

#	Incremento ...	Decorrido (d)	Decorrido	S..
1	1	1	1 Dias	S..
2	1	2	2 Dias	S..
3	1	3	3 Dias	S..
4	1	4	4 Dias	S..
5	1	5	5 Dias	S..
6	1	6	6 Dias	S..
7	1	7	7 Dias	S..
8	1	8	8 Dias	S..
9	1	9	9 Dias	S..
10	1	10	10 Dias	S..

Fonte: Autor (2021)

Com relação às condições de contorno, a condição de contorno corresponde à Carga Total de Montante, utilizada na análise em fluxo permanente, foi substituída por uma nova condição, que representa o rebaixamento do reservatório. Neste caso, aplica-se no modelo uma função linear, responsável por rebaixar o nível do reservatório, de acordo com a duração estabelecida, com incrementos de 1,0 m a cada 1 (um) dia transcorrido, conforme apresentado no gráfico da Figura 46.

Figura 46 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente – Função de contorno para rebaixamento rápido: Carga Total de Água (m) vs. Tempo (d)



Fonte: Autor (2021)

Os modelos discretizados das seções analisadas podem ser visualizados no Apêndice A e os resultados obtidos são discutidos no item 5.

4.2.4 Análises de Estabilidade











Neste item serão descritas as etapas e premissas adotadas para as análises efetuadas no SLOPE/W, que tiveram por objetivo verificar a estabilidade dos taludes do dique estudado, com base nas condições de carregamento apresentadas no item 4.2.1. Ainda, foi considerada no estudo de estabilidade a linha freática obtida em cada seção com auxílio do SEEP/W, de forma a se ter maior precisão sobre os resultados obtidos.

4.2.4.1 Parâmetros dos materiais utilizados

Para a execução das análises numéricas, foram utilizados os parâmetros de resistência do Projeto Executivo, apresentados no item 3.3.4 e reunidos no Figura 47. Estes dados foram obtidos com base em ensaios triaxiais executados nos materiais de jazida, todos representados

em termos de tensões efetivas, com as cores correspondentes aos materiais aplicados sobre o modelo numérico.

Figura 47 – Parâmetros de resistência utilizados nas análises numéricas

Cor	Nome	Slope Stability Material Model	Peso Específico (kN/m ³)	Coesão Efetiva (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (°)
	1-C	Mohr-Coulomb	19	20	29
	3-C	Mohr-Coulomb	19	0	35
	4A-C	Mohr-Coulomb	21	0	35
	4B-C	Mohr-Coulomb	21	0	35
	4C-C	Mohr-Coulomb	21	0	35
	5A-C	Mohr-Coulomb	21	0	45
	Mg	Base Rochosa (Impenetrável)			
	RSMg	Mohr-Coulomb	19	40	18
	SAMg	Mohr-Coulomb	19	10	28
	SubR	Base Rochosa (Impenetrável)			

Fonte: Autor (2021)

4.2.4.2 Premissas de cálculo

As seções modeladas no SLOPE/W foram as mesmas seções apresentadas no estudo de percolação, conforme Figura 41, Figura 42 e Figura 43. Todavia, os materiais foram atribuídos desta vez com os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), considerando o critério de ruptura Mohr-Coulomb. Foram consideradas superfícies circulares de ruptura, exceto quando as mesmas interceptam o substrato rochoso (de migmatito), que foi considerado como material impenetrável, acompanhando seu contorno, nesta situação.

Ademais, embora seja possível estabelecer linhas freáticas manualmente pelo software, foram vinculadas ao modelo de estabilidade as análises de percolação efetuadas no item 4.2.3, de forma a permitir a importação da linha freática obtida.

O método utilizado nas análises foi o de Morgenstern-Price, uma vez que permite considerar o equilíbrio de momentos e de forças. Além do mais, com relação ao método de equilíbrio limite, o SLOPE/W permite obter a superfície de ruptura de duas formas principais. A primeira forma, denominada de *Grid and Radius* (do inglês, “grade e raios”), necessita que

o usuário defina uma malha de pontos fora do talude de análise em que cada ponto é considerado como o centro da superfície de ruptura. A segunda forma, utilizada neste trabalho, denominada de *Entry and Exit* (do inglês, “entrada e saída”), consiste em definir regiões do talude onde se espera que inicie e que termine a superfície de ruptura. A primeira forma não foi utilizada porque depende de uma maior análise sobre a geometria da superfície de ruptura, de forma a definir com mais exatidão a malha de pontos que definirão o raio, tal como ocorre em retroanálises.

Com relação às configurações geométricas do problema, foi considerada uma profundidade mínima para que ocorra a superfície de ruptura de 0,1 m a partir da superfície dos taludes e 30 (trinta) fatias (lamelas) em cada superfície gerada.

Os resultados das análises de estabilidade estão apresentados e discutidos no item 5.

4.2.5 Definição de níveis de controle

O projeto de uma barragem de terra deve prever formas de detectar possíveis anomalias de comportamento, durante a operação e em tempo hábil, para que medidas possam ser tomadas, em casos em que haja risco de ruptura. É comum na prática de projeto, estabelecer níveis de controle relacionadas ao fator de segurança dos taludes da barragem, conforme apresentado na Tabela 18, o que é comumente conhecido como carta de segurança de estabilidade.

Tabela 18 – Carta de segurança de Estabilidade

Nível	Fator de Segurança
Normal	$FS \geq 1,5$
Atenção	$1,4 \leq FS < 1,5$
Alerta	$1,3 \leq FS < 1,4$
Emergência	$FS < 1,3$

Fonte: do Autor (2021)

Os valores apresentados na Tabela 18 são sugeridos e podem ser alterados de acordo com a qualidade e representatividade dos parâmetros geotécnicos conhecidos, assim como de acordo com a consistência e confiabilidade dos modelos numéricos/computacionais utilizados. Assim, por este método, é definida uma situação normal de operação do barramento, cujo fator de segurança associado aos taludes deve ser maior que o valor definido como critério de projeto (1,5). Os demais valores representam situações de atenção, alerta e emergência para o

barramento, e podem indicar a necessidade de medidas de contingência quando são atingidos. Desta forma, embora seja uma técnica adequada, muitas vezes o barramento pode apresentar uma condição crítica, passível de paralisar sua operação ou até de causar sua ruptura, que não corresponde necessariamente a um fator de segurança enquadrado nos níveis de atenção, alerta ou emergência definidos na Tabela 18.

Outra forma de definir níveis de controle que permite examinar a segurança da barragem em campo consiste em utilizar uma “carta de segurança piezométrica”, que nada mais é do que o estabelecimento de cotas piezométricas que representam condições de atenção, alerta e emergência, a partir de uma situação considerada como crítica. Essa situação crítica, para o caso de barragens de terra, pode ser considerada como sendo a condição de carregamento relativa à elevação da linha freática no maciço, o que representa a colmatação completa dos dispositivos de drenagem interna. Em vista disso, a Tabela 19 apresenta um exemplo de valores que podem ser considerados para estabelecer estes níveis de controle.

Tabela 19 – Carta de segurança Piezométrica

Nível de Controle	Porcentagem
Emergência	60%
Alerta	40%
Atenção	20%

Fonte: Autor (2021)

Diante das informações apresentadas, calcula-se a diferença entre as cotas piezométricas obtidas na situação crítica, correspondente à elevação da linha freática, e àquelas obtidas no regime de operação normal, de forma que seja possível obter uma faixa (variação) de valores. Desta forma, para cada nível de controle, contabiliza-se 20%, 40% e 60% dessa variação, que será adicionado às cotas piezométrica dos instrumentos na condição de operação normal, com vistas a estabelecer os níveis de atenção, alerta e controle.

Face ao exposto, a carta de segurança piezométrica para o Dique em estudo está elaborada e discutida no item 5.1.4.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados das análises expostas no item 4, utilizando como base o referencial teórico apresentado no capítulo de fundamentação teórica.

5.1 ANÁLISES DE PERCOLAÇÃO

5.1.1 Calibração do Modelo

A calibração do modelo apresentou resultados satisfatórios para os piezômetros PZA-02 e PZF-03, conforme pode ser observado na Tabela 20, que compara os valores de campo com os valores obtidos do modelo.

Tabela 20 – Análise Numérica - Calibração do Modelo – Cotas piezométricas do modelo vs cotas piezométricas de campo

Piezômetro	Leituras 05/03/2020	Modelo Numérico	Diferença (%)
	Cota Piezométrica (m)	Cota Piezométrica (m)	
PZA-02	74,18	74,09	0,09%
PZF-02	73,6	74,19	0,59%
PZF-03	69,6	69,76	0,16%

Fonte: Autor (2021)

Com relação ao piezômetro PZF-02, verifica-se que a sua cota piezométrica, 73,60 m, é inferior a cota piezométrica do PZA-02, 74,18 m, em campo. Todavia, se o tapete drenante se encontra em adequado funcionamento, é esperado que a cota do PZF-02 seja superior à do PZA-02, conforme apresentado no modelo numérico, por estar em uma elevação inferior. Neste sentido, entende-se que esta diferença de campo pode ser provocada por algum fenômeno *in loco* que não pode ser previsto pelo modelo.

Com relação às condutividades hidráulicas dos materiais, a Tabela 21 apresenta os valores finais ajustados, considerados como representativos para a seção avaliada.

Tabela 21 – Parâmetros hidráulicos definidos com base na calibração do modelo

Condutividade Hidráulica dos Materiais de Fundação				
Identificação	Material	K_v (cm/s)	K_h (cm/s)	Anisotropia
RSMg	Solo Residual Maduro	2,5x10 ⁻⁵	2,5x10 ⁻⁵	1
SAMg	Solo Residual Jovem	1,0x10 ⁻⁵	1,0x10 ⁻⁵	1
SubR	Substrato Rochoso	1,0x10 ⁻⁶	1,0x10 ⁻⁶	1
Mg	Rocha de Migmatito	1,0x10 ⁻⁷	1,0x10 ⁻⁷	1
Condutividade Hidráulica dos Materiais de Aterro				
Identificação	Material	K_v (cm/s)	K_h (cm/s)	Anisotropia
1-C	Solo Argiloso Compactado	1,0x10 ⁻⁸	4,0x10 ⁻⁸	4
3-C	Areia (Filtros e Trincheira Drenante)	1,0x10 ⁻⁴	1,0x10 ⁻⁴	1
4A-C/ 4C-C	Transição Fina e Única (Filtros e Trincheira Drenante)	1,0x10 ⁻²	1,0x10 ⁻²	1
4B-C	Transições Média e Grossa (Filtros e Trincheira Drenante)	1,0x10 ⁻¹	1,0x10 ⁻¹	1
5A-C/ 6A-C	Enrocamentos e Rip-Rap	Material Drenante		

Fonte: Autor (2021)

A anisotropia considerada para a maioria dos materiais foi mantida em 1,0, considerando a razão de permeabilidade vertical sobre a permeabilidade horizontal (k_y/k_x). A exceção considerada foi aquela referente ao Solo Argiloso Compactado (1-C), cuja anisotropia foi mantida em 4,0, devido à compactação de campo. Ainda, para os materiais 3-C, 4A-C e 4C-C foram utilizadas as permeabilidades mínimas da Tabela 15. Já com relação aos materiais de fundação, alterou-se apenas a permeabilidade do solo residual maduro (RSMg), tendo sido adotado o valor máximo de permeabilidade obtida pelos ensaios, exposto na Tabela 14.

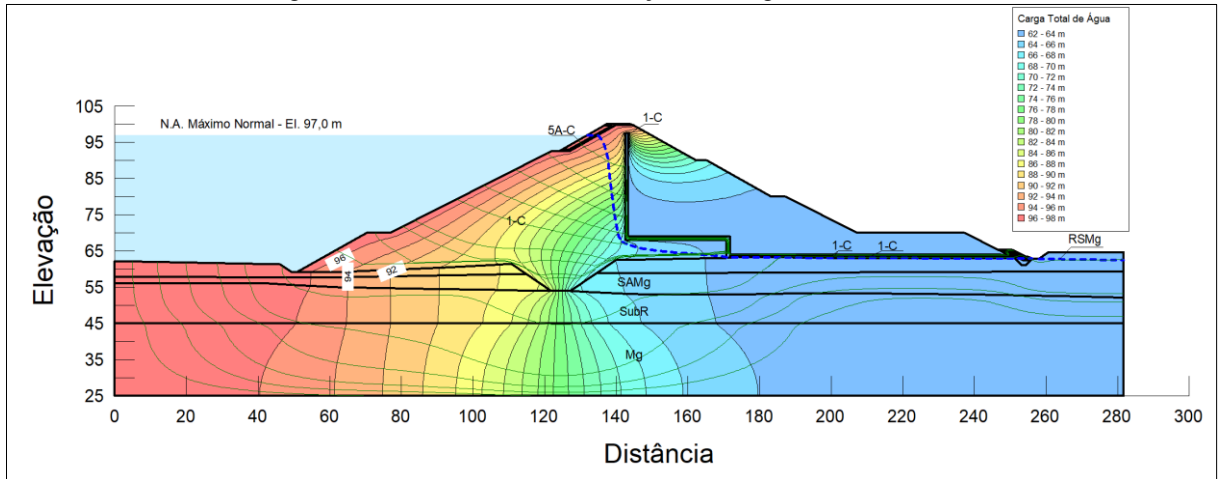
5.1.2 Regime Permanente de Percolação

5.1.2.1 Operação normal do Reservatório

Com base nas premissas adotadas no item 4.2.3, apresenta-se a seguir os resultados obtidos com o auxílio do SEEP/W para o regime de percolação em situação de operação normal do reservatório.

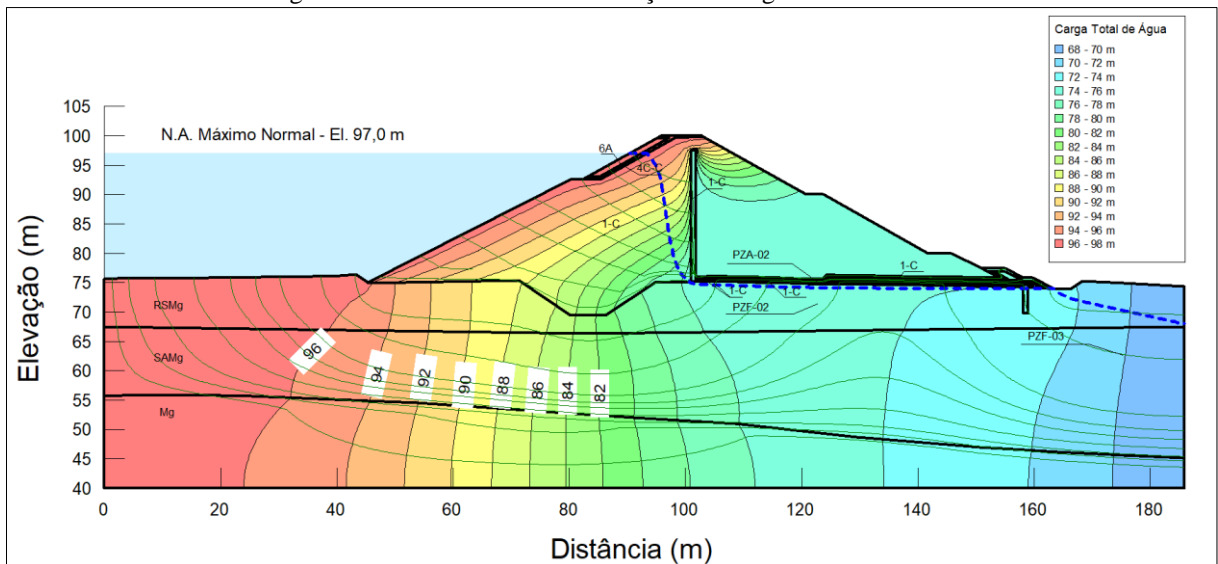
Na Figura 48, Figura 49 e Figura 50 são representadas as isolinhas (em verde) que representam as linhas de fluxo para o modelo gerado. Também, são apresentadas as equipotenciais (em preto) com a identificação da cota piezométrica (em cada linha), bem como a posição obtida pelo SEEP/W para a linha freática no interior do maciço (em azul tracejado).

Figura 48 – Análise Numérica – Seção A – Regime Permanente



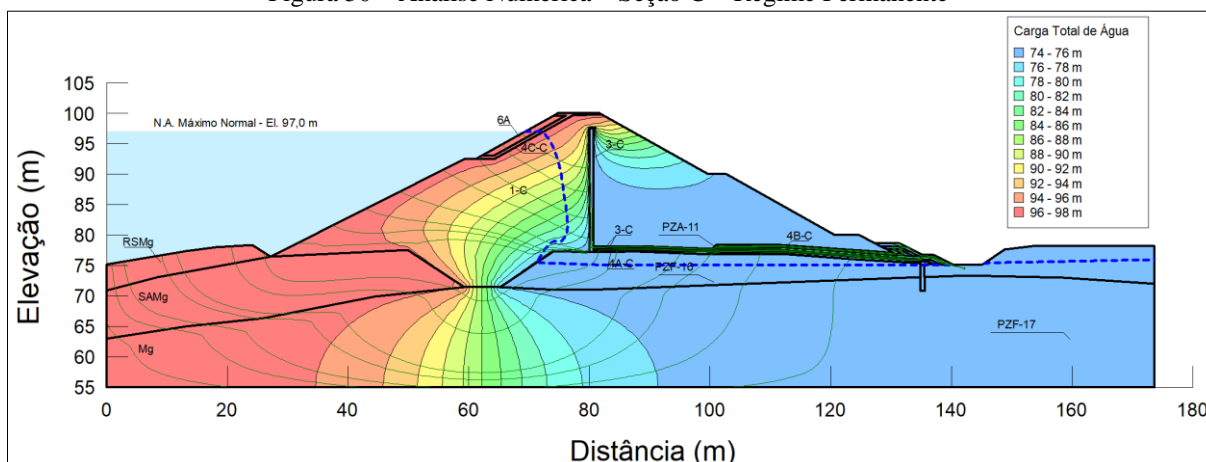
Fonte: Autor (2021)

Figura 49 – Análise Numérica – Seção B – Regime Permanente



Fonte: Autor (2021)

Figura 50 – Análise Numérica – Seção C – Regime Permanente



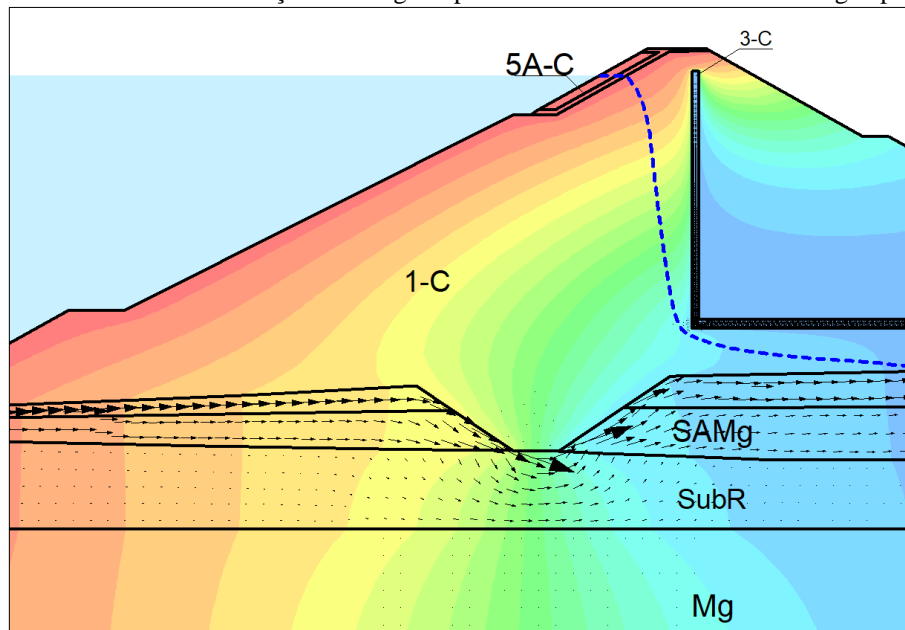
Fonte: Autor (2021)

A Figura 48 e Figura 49, referentes ao regime de percolação na Seção A (região central) e Seção B (ombreira direita), demonstram que a linha freática (em azul) no interior do maciço da barragem percorre paralelamente os dispositivos de drenagem. Ademais, ao se observar as linhas de fluxo (em verde), é possível perceber que elas adentram no filtro vertical e tapete drenante, com destino ao dreno de pé e terreno natural, conforme se espera de um adequado sistema de drenagem, não havendo, portanto, percolação no talude de jusante, que se encontra seco.

Em relação à Figura 50, referente à Seção C (ombreira esquerda), percebe-se que a linha freática sofre um deslocamento, próximo à base do filtro vertical, devido à maior perda de carga proporcionada pelo solo tipo SAMg (Solo Residual Jovem), que está em contato direto com a fundação da barragem. Este solo apresenta permeabilidade levemente inferior à permeabilidade do RSMg (Solo Residual Maduro), presente no contato de fundação das outras seções. Além disso, nesta seção, a trincheira de vedação (*cut-off*) está em contato direto com o maciço rochoso de Migmatito, que se apresenta praticamente impermeável ($k_h = 1,0 \times 10^{-7}$ cm/s), culminando em maior perda de carga nesta região da seção.

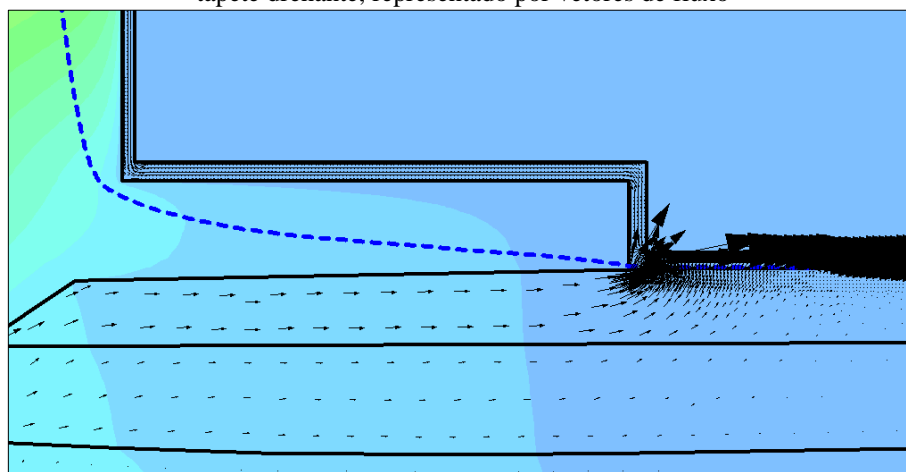
Além das informações expostas, no caso da Seção A, é possível observar na Figura 51 os vetores de fluxo de água pela fundação da barragem, na região abaixo do *cut-off*, cujo material apresenta permeabilidade superior ao maciço de argila compactado. Já na Figura 52, ocorre uma maior densidade de vetores na interface da fundação com o tapete drenante, pois este é o caminho de maior vazão estabelecido pela configuração da barragem.

Figura 51 – Análise Numérica – Seção A – Regime permanente – Detalhe do fluxo de água pela fundação



Fonte: Autor (2021)

Figura 52 – Análise Numérica – Seção A – Regime permanente – Detalhe do fluxo de água pelo filtro vertical e tapete drenante, representado por vetores de fluxo



Fonte: Autor (2021)

Diante dos modelos apresentados, para a Seção B e C, é possível extrair as cotas piezométricas, altimétricas, pressões da água e poropressões nos pontos onde localizam-se os piezômetros (PZFs e PZAs), cujos valores são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Análise Numérica – Regime Permanente – Informações nos Piezômetros

Piezômetros da Seção B				
Piezômetro	Cota Piezométrica (m)	Cota Altimétrica (m)	Carga de pressão água (m)	Poropressão (kPa)
PZA-02	74,10	75,18	-1,08*	-10,80
PZF-02	74,22	71,42	2,80	28,00
PZF-03	70,08	62,63	7,45	74,50
Piezômetros da Seção C				
Piezômetro	Cota Piezométrica (m)	Cota Altimétrica (m)	Carga de pressão água (m)	Poropressão (kPa)
PZA-11	75,08	78,18	-3,10*	-31,00
PZF-16	75,09	72,20	2,89	28,90
PZF-17	75,72	62,90	12,82	128,20

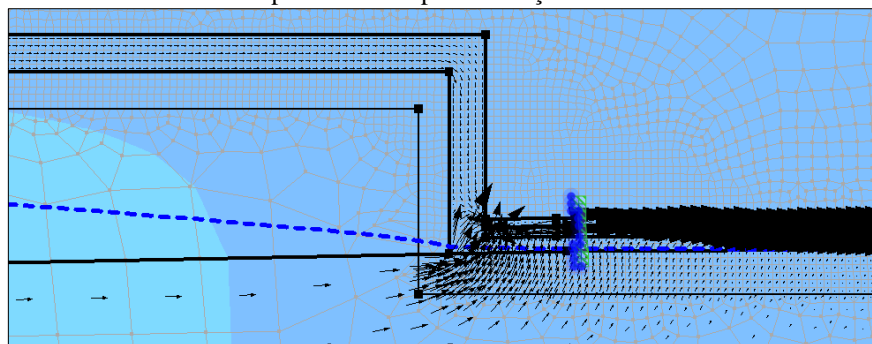
* pressões negativas indicam pressões de sucção em regiões não saturadas

Fonte: Autor (2021)

No caso da Seção B, ocorre uma redução na linha piezométrica entre o piezômetro PZF-02 e PZF-03, devido à perda de carga associada. Ademais, o piezômetro PZA-02 encontra-se acima da linha freática, com poropressão negativa (pressão de sucção). Já no caso da Seção C, ocorre uma leve elevação da linha piezométrica entre os piezômetros PZF-16 e PZF-17, com a indicação de surgência de água sobre o terreno na região do tapete drenante. Ademais, assim como ocorre na Seção B, o piezômetro da Seção C presente no tapete drenante (PZA-11) se encontra acima da linha freática, com pressão de sucção.

Outra propriedade do modelo numérico é a de permitir que sejam extraídas as vazões pelo maciço e pelos dispositivos de drenagem interna, conforme apresentado na Tabela 23. Desta forma, são traçadas seções de controle, Figura 53, que permitem obter, com base nos elementos finitos, as vazões nos locais desejados.

Figura 53 – Análise Numérica - Seção A – Regime Permanente - Detalhe da seção de controle (em azul) traçada no tapete drenante para obtenção da vazão



Fonte: Autor (2021)

Tabela 23 – Análise Numérica - Percolação - Seção A – Vazões

Local	Vazão (m ³ /s/m)		
	Seção A	Seção B	Seção C
Filtro Vertical	5,10E-09	3,13E-09	2,89E-09
Tapete Drenante	1,38E-07	8,61E-07	2,75E-08
Dreno de Pé	1,45E-07	7,67E-07	2,75E-08
Fundação	1,37E-07	9,72E-07	2,15E-08
Vazão total pela barragem	1,47E-07	9,84E-07	2,77E-08

Fonte: Autor (2021)

Diante das informações expostas, verifica-se que a vazão que percola pelo tapete drenante compreende 94 %, 88 % e 99% da vazão total que ocorre no maciço do dique, para a Seção A, Seção B e Seção C, respectivamente, indicando uma elevada eficiência do sistema de drenagem. Ainda, é possível notar que as menores vazões, em ambas as seções, ocorrem no filtro vertical, provavelmente devido à maior perda de carga associada ao maciço argiloso compactado (1-C), que impede que a linha freática adentre completamente sobre o filtro.

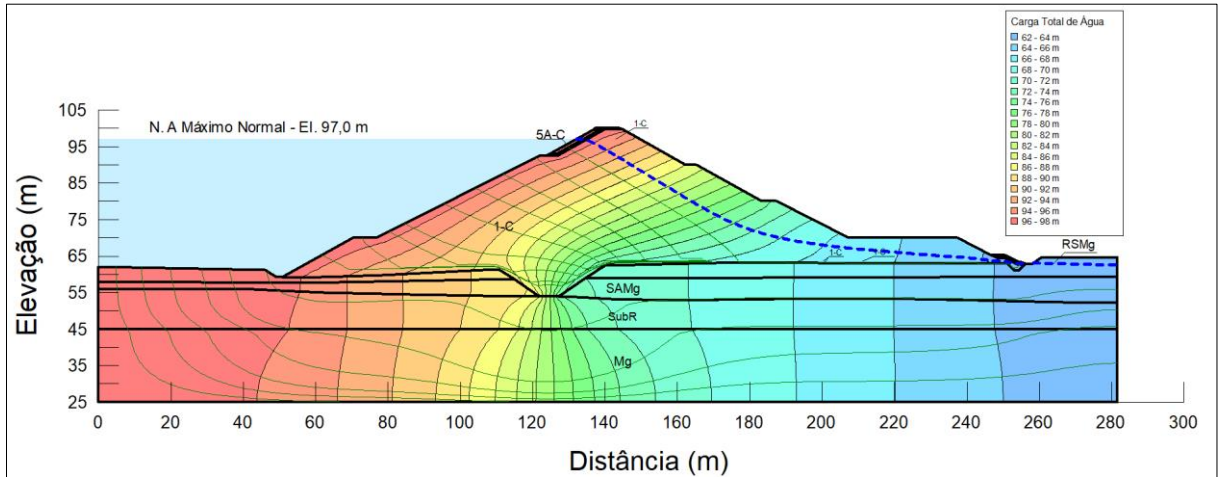
Além do exposto, verifica-se que as maiores vazões ocorrem na Seção B, representativa da ombreira direita, e as menores na Seção C, representativa da ombreira esquerda. As maiores vazões na Seção B podem ser resultado de uma maior altura da barragem nesta seção, bem como uma maior espessura do Solo Residual Maduro (RSMg), que possui maior permeabilidade do que os demais materiais de fundação.

As vazões indicadas representam o fluxo por metro do barramento. Desta forma, a vazão total por qualquer um dos dispositivos ou por toda a barragem é obtida multiplicando os valores apresentados pela dimensão da barragem na direção ortogonal à tela, considerando a representatividade da seção analisada.

5.1.2.2 Operação excepcional – Elevação da Linha freática

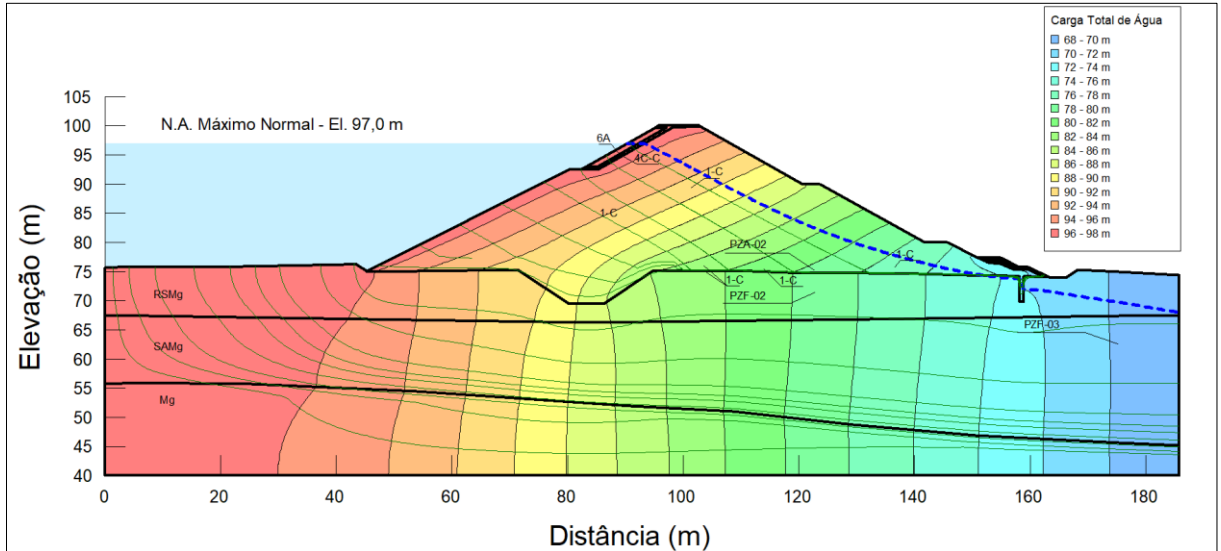
Com relação à condição de carregamento corresponde à elevação da linha freática no maciço, ocasionada pela colmatação dos dispositivos de drenagem, o resultado da análise de percolação encontra-se exposto na Figura 54, Figura 55 e Figura 56, para a Seção A, Seção B e Seção C, respectivamente.

Figura 54 – Análise Numérica – Regime permanente – Elevação da Linha Freática – Seção A



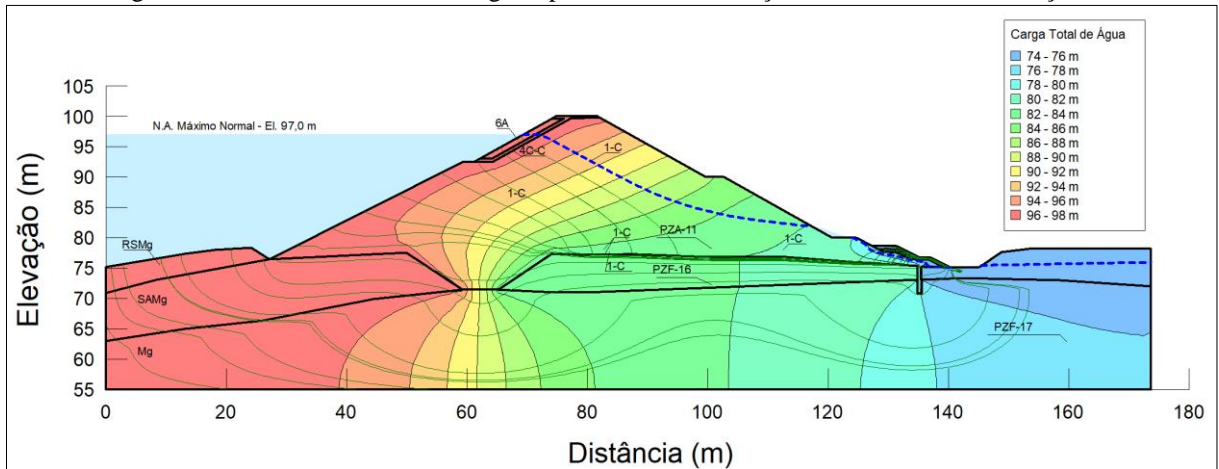
Fonte: Autor (2021)

Figura 55 – Análise Numérica – Regime permanente – Elevação da Linha Freática – Seção B



Fonte: Autor (2021)

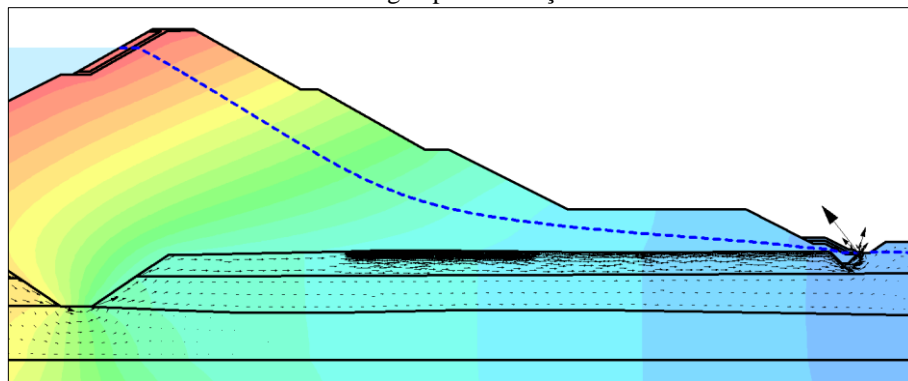
Figura 56 – Análise Numérica – Regime permanente – Elevação da Linha Freática – Seção C



Neste caso, sem a atuação dos dispositivos de drenagem interna, verifica-se que ocorre uma elevação da linha freática pelo maciço, com aumento das poropressões atuantes. No caso da Seção C (ombreira esquerda), a linha freática atinge maior elevação na superfície do talude de jusante, com surgência de água no dreno de pé.

Com relação ao fluxo de água pela fundação, a maior parte ocorre na interface com o aterro, conforme apresentado na Figura 57, para o caso da Seção A.

Figura 57 – Análise Numérica – Regime Permanente – Elevação da Linha Freática – Seção A - Detalhe do fluxo de água pela fundação



Com relação à vazão de água através da barragem, foi obtido um valor de $1,19 \times 10^{-7}$ m³/s/m, $6,79 \times 10^{-7}$ m³/s/m e $1,80 \times 10^{-8}$ m³/s/m, para a Seção A, Seção B e Seção C, respectivamente. Estes valores são inferiores às vazões totais obtidas no regime permanente com os dispositivos de drenagem funcionando adequadamente. Esta variação ocorre porque com a elevação da linha freática, ocorre maior perda de carga pelo maciço e uma menor

percolação correspondente. Todavia, conforme será exposto no item 5.2, a elevação da linha freática pode causar uma redução da resistência ao cisalhamento do solo e, por consequência, dos fatores de segurança associados à estabilidade do barramento.

Com relação aos piezômetros, no caso da Seção B e C, estes apresentaram os valores expostos na Tabela 24.

Tabela 24 – Análise Numérica – Regime Permanente – Elevação da Linha Freática - Informações nos Piezômetros

Piezômetros da Seção B				
Piezômetro	Cota Piezométrica (m)	Cota Altimétrica (m)	Carga de pressão água (m)	Poropressão (kPa)
PZA-02	79,58	75,18	4,40	44,00
PZF-02	79,41	71,42	7,99	79,90
PZF-03	69,78	62,63	7,15	71,50
Piezômetros da Seção C				
Piezômetro	Cota Piezométrica (m)	Cota Altimétrica (m)	Carga de pressão água (m)	Poropressão (kPa)
PZA-11	82,52	78,18	4,34	43,40
PZF-16	82,15	72,32	9,83	98,30
PZF-17	76,08	62,90	13,18	131,80

Fonte: Autor (2021)

Conforme se espera, ocorreu uma elevação da linha piezométrica no interior do maciço da barragem, com o aumento da carga de pressão de água em quase todos os piezômetros, incluindo o piezômetro PZA-02 da Seção B e PZA-11 da Seção C, que se apresentaram em condição seca na análise anterior. Todavia, o piezômetro PZF-03 apresentou uma redução de sua cota piezométrica, pois conforme se observa na Figura 55, a linha freática nesta condição de carregamento ficou em uma elevação pouco abaixo da linha freática obtida na situação de operação normal (Figura 49).

Este aumento das poropressões no maciço irá refletir numa redução da segurança no talude de jusante, devido a uma redução da resistência ao cisalhamento do solo, causada pela saturação, conforme discutido no item 5.2.

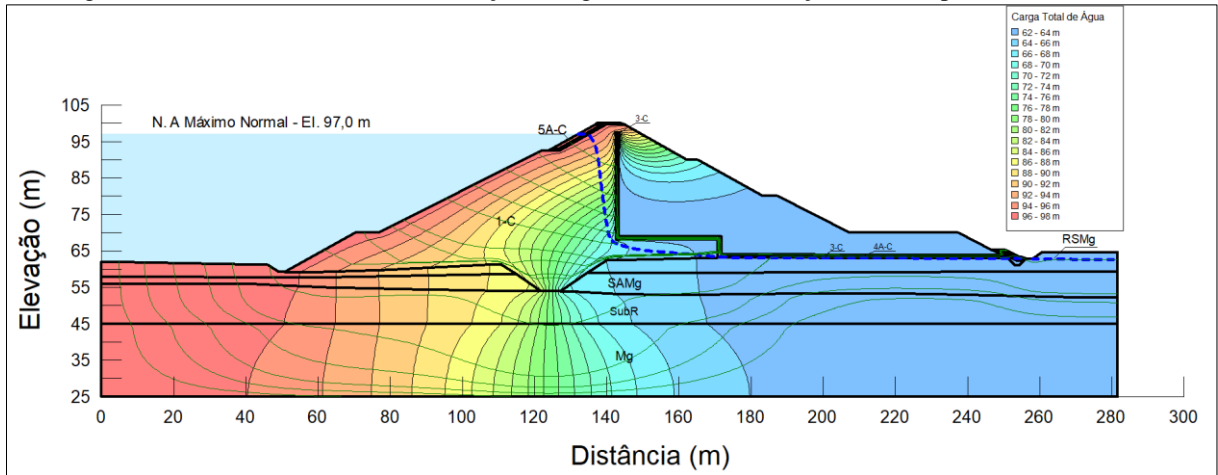
5.1.3 Regime Transiente de Percolação

As análises transientes efetuadas permitiram observar a variação da linha freática pelo maciço do dique, conforme ocorre o esvaziamento do reservatório. As condições apresentadas

a seguir serão utilizadas como condições críticas nas análises de estabilidade, referentes à condição de rebaixamento rápido do reservatório.

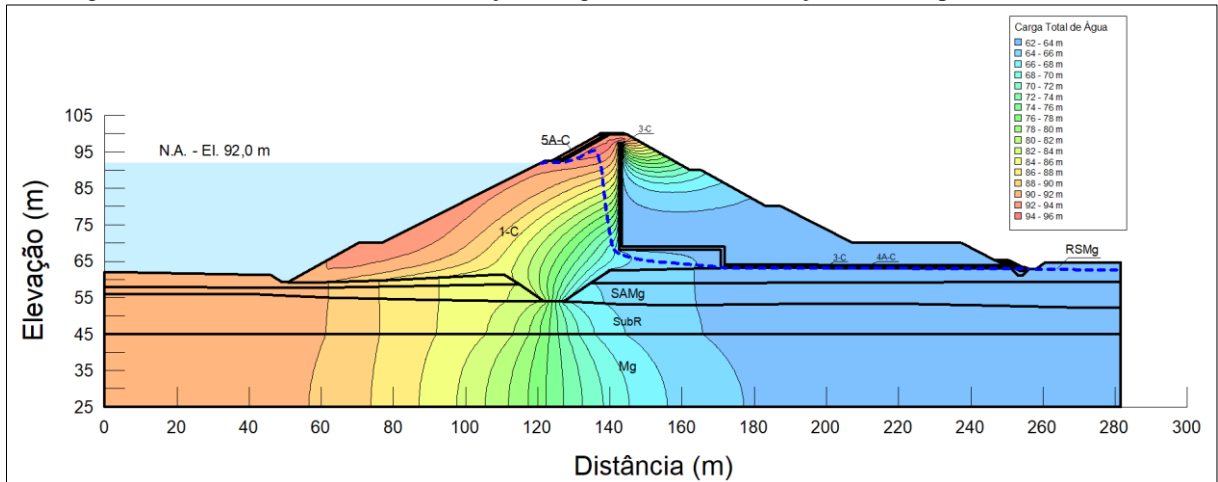
Para o caso da Seção A, a Figura 58, Figura 59 e Figura 60 apresentam a situação de percolação no dique após decorridos 0 (zero), 5 (cinco) e 10 (dez) dias, respectivamente. A Figura 61, Figura 62 e Figura 63 para a Seção B e a Figura 64, Figura 65 e Figura 66 para a Seção C.

Figura 58 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente - Seção A – Tempo decorrido: 0 dias



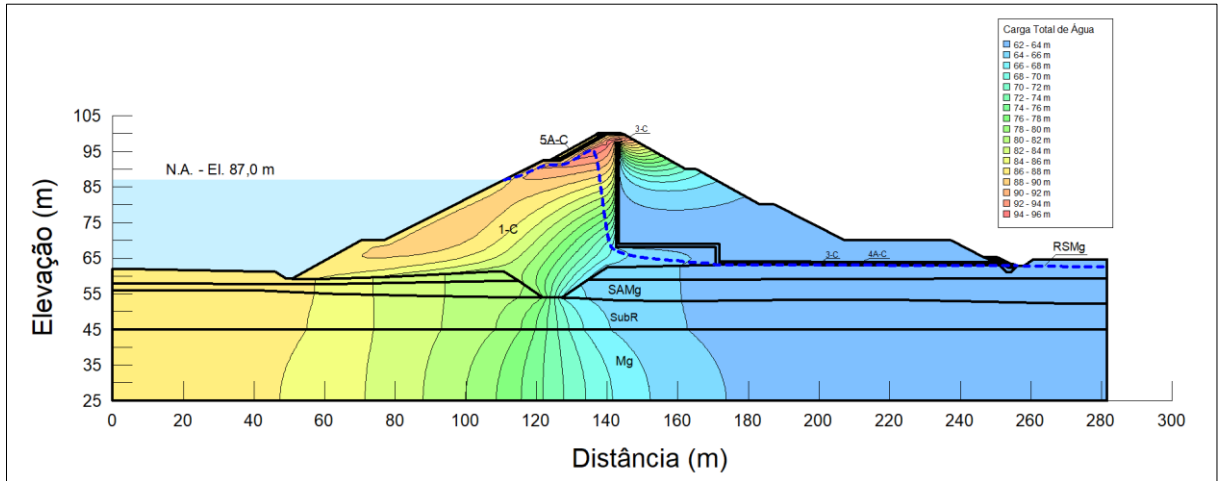
Fonte: Autor (2021)

Figura 59 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção A – Tempo decorrido: 5 dias



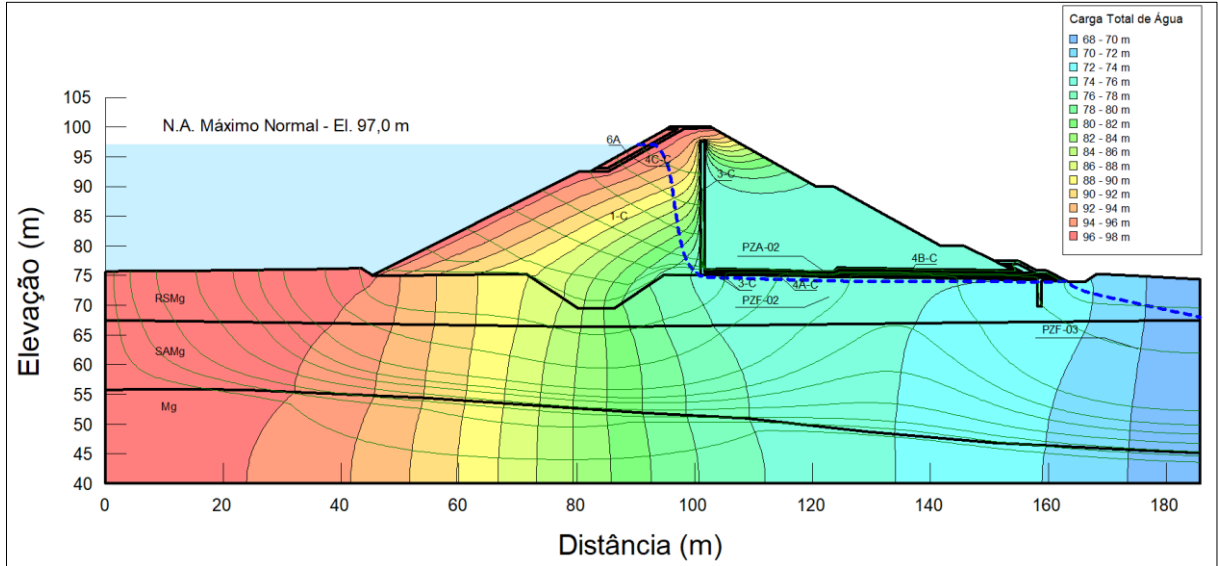
Fonte: Autor (2021)

Figura 60 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção A – Tempo decorrido: 10 dias



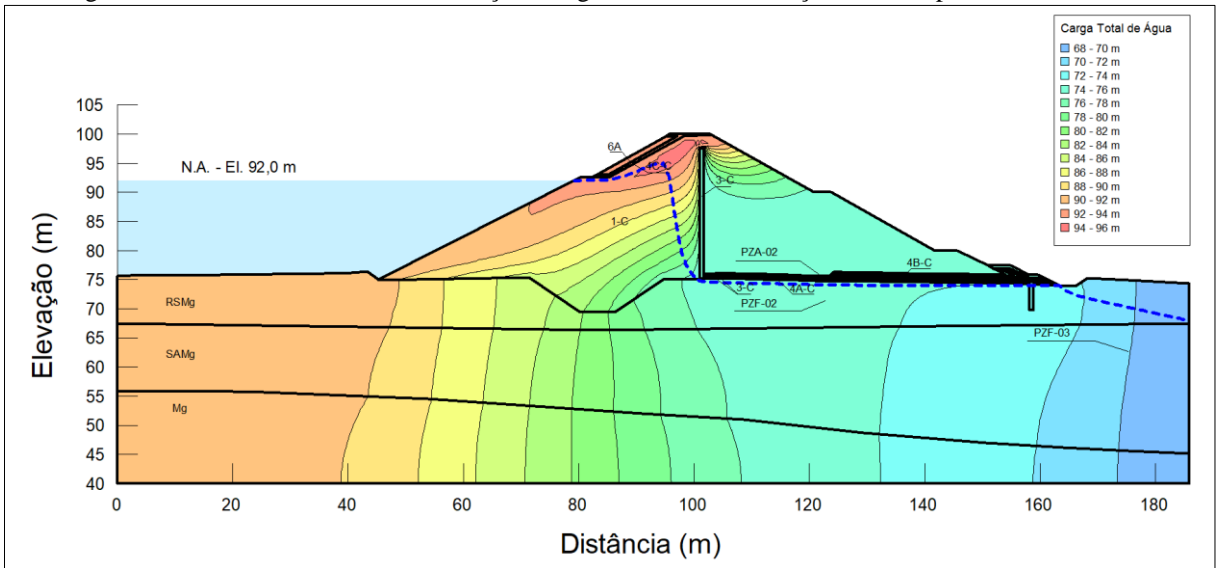
Fonte: Autor (2021)

Figura 61 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente - Seção B – Tempo decorrido: 0 dias



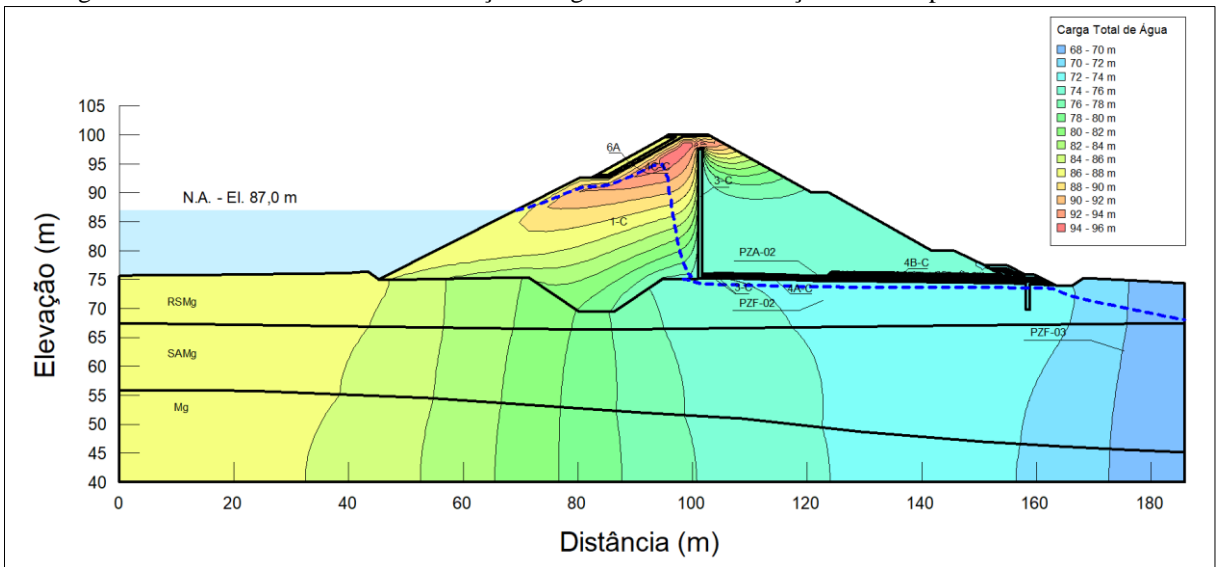
Fonte: Autor (2021)

Figura 62 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção B – Tempo decorrido: 5 dias



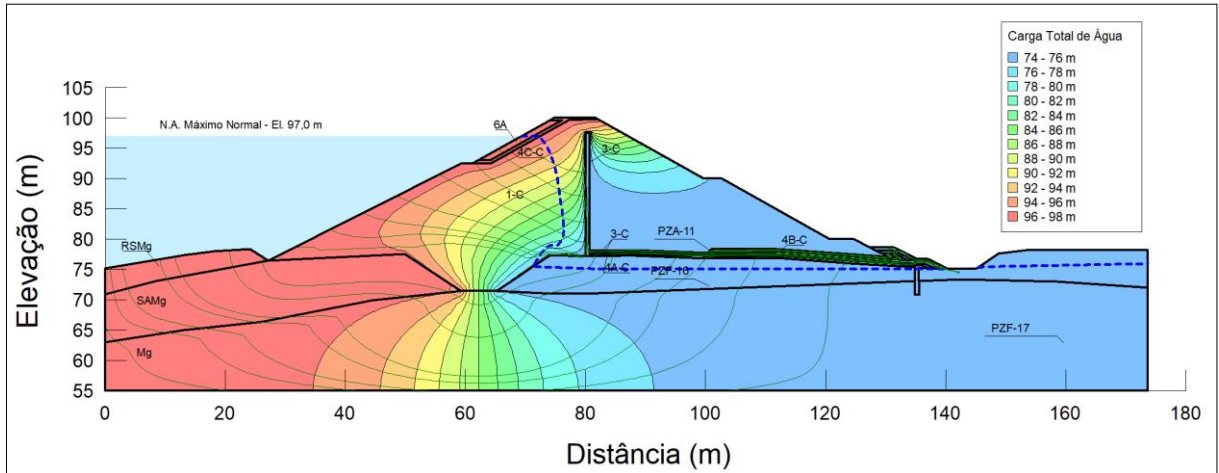
Fonte: Autor (2021)

Figura 63 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção B – Tempo decorrido: 10 dias



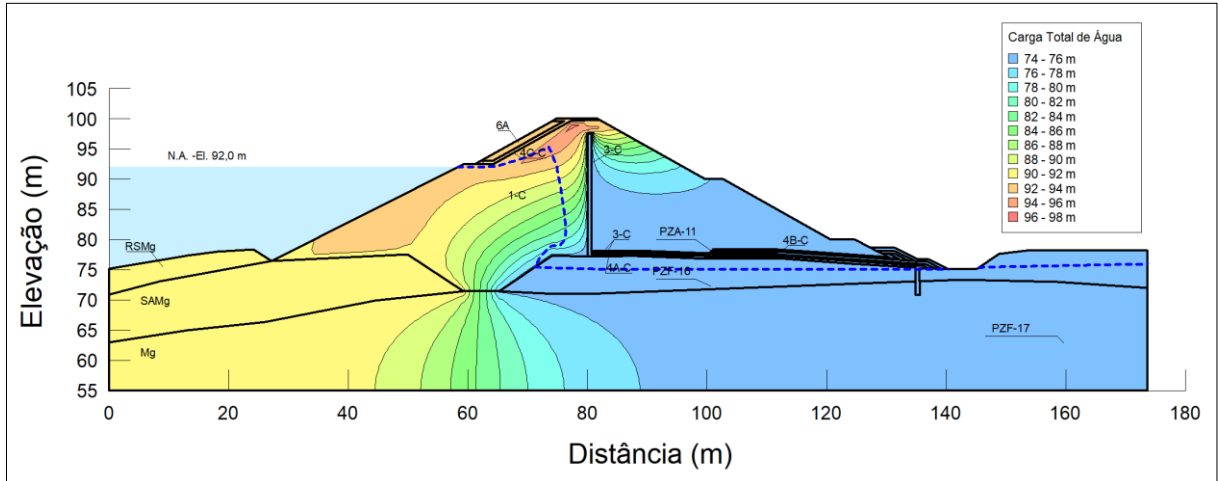
Fonte: Autor (2021)

Figura 64 – Análise Numérica - Percolação – Regime Transiente - Seção C – Tempo decorrido: 0 dias



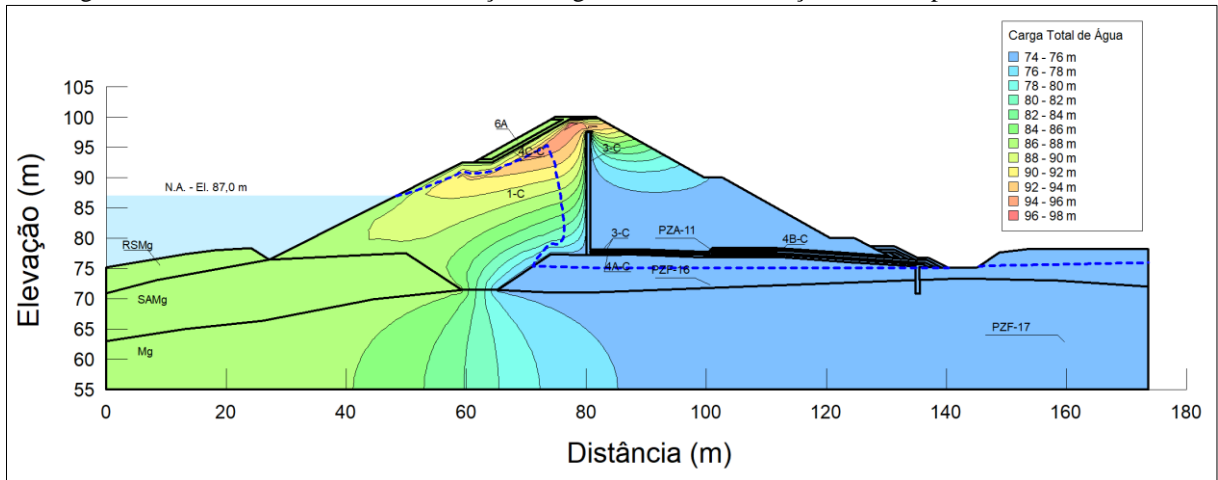
Fonte: Autor (2021)

Figura 65 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção C – Tempo decorrido: 5 dias



Fonte: Autor (2021)

Figura 66 – Análise Numérica - Percolação - Regime Transiente - Seção C – Tempo decorrido: 10 dias



Fonte: Autor (2021)

Diante dos resultados apresentados, para ambas as seções, verifica-se que o rebaixamento rápido do reservatório causa uma redução da linha freática no maciço, com consequente diminuição da linha piezométrica à medida em que ocorre a redução do reservatório. Este rebaixamento resulta na redução das tensões principais, com aumento da tensão desviadora e ocorrência de um fluxo transiente de água, o que acarreta em reduções significativas do fator de segurança (FS) associado à estabilidade dos taludes, conforme será discutido em seguida.

5.1.4 Carta de Segurança Piezométrica

Para o estudo de caso do presente trabalho, os valores de controle das leituras dos instrumentos da barragem foram divididos em níveis de atenção, alerta e emergência, conforme percentagens apresentadas na Tabela 19. Além disso, consoante as explicações contidas no item 4.2.5, a definição da carta de segurança envolve simulações da barragem em um cenário considerado como normal e um cenário hipotético considerado como crítico. O cenário crítico considerado foi aquele referente à elevação da linha freática no interior do maciço, no qual as cotas piezométricas obtidas para os piezômetros da Seção B e C foram apresentadas na Tabela 24. Por outro lado, as cotas piezométricas no regime operacional do reservatório foram expostas na Tabela 22.

Diante do exposto, a Tabela 25 apresenta a carta de segurança elaborada para o dique em estudo.

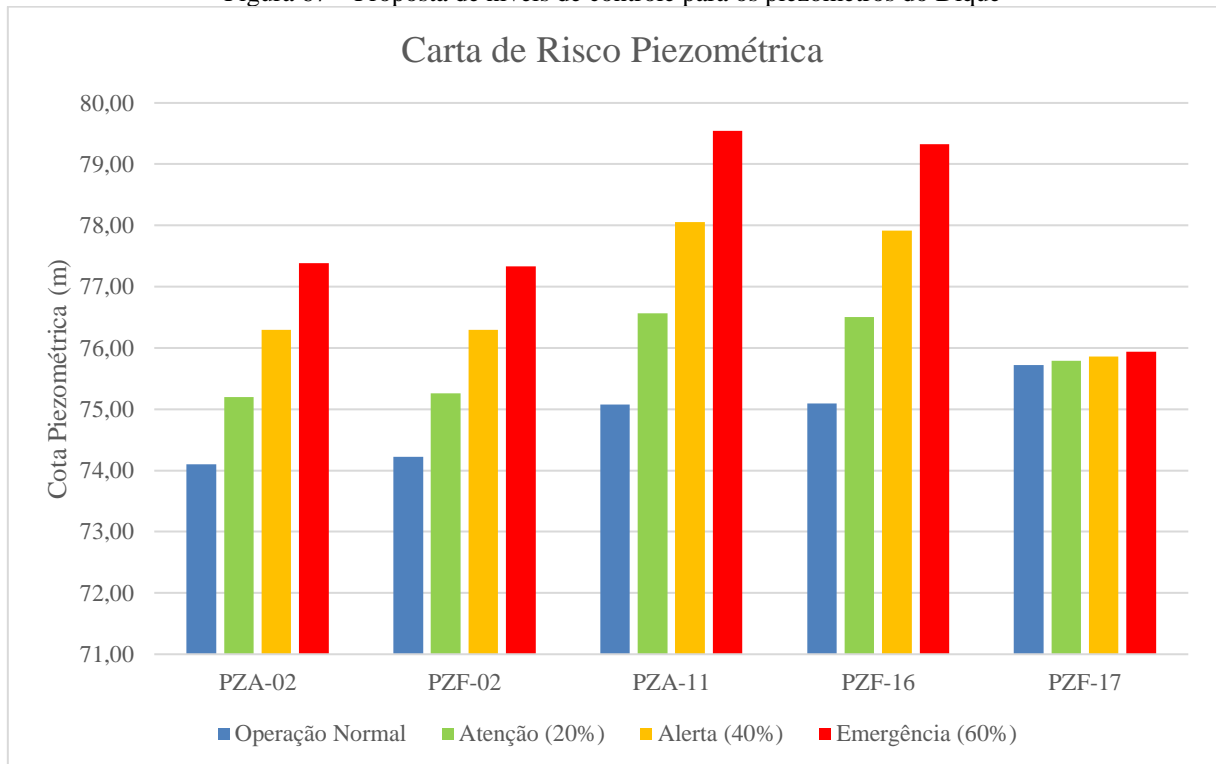
Tabela 25 – Análise Numérica – Carta de Segurança Piezométrica

Piezômetro	Cota Piezométrica - Operação Normal (m)	Cota Piezométrica - Situação Crítica (m)	Variação (m)	Níveis de Controle		
				Atenção (20%)	Alerta (40%)	Emergência (60%)
PZA-02	74,10	79,58	5,48	75,20	76,29	77,39
PZF-02	74,22	79,41	5,19	75,26	76,30	77,33
PZF-03	70,08	69,78	-	-	-	-
PZA-11	75,08	82,52	7,44	76,57	78,06	79,54
PZF-16	75,09	82,15	7,06	76,50	77,91	79,33
PZF-17	75,72	76,08	0,36	75,79	75,86	75,94

Fonte: Autor (2021)

Com o objetivo de comparar os valores calculados nesta proposta de níveis de segurança, foi elaborado um gráfico de barras (Figura 67), que compara os níveis de controle com a situação e Operação Normal do reservatório do Dique.

Figura 67 – Proposta de níveis de controle para os piezômetros do Dique



Fonte: Autor (2021)

Diante dos valores apresentados na Tabela 25, verifica-se que para valores próximos de 77,0 m para os piezômetros PZA-02, PZF-02, 79,0 m para os piezômetros PZA-11 e PZF-16 e 76,0 m para o PZF-17 teríamos uma situação de emergência, com a elevação da linha

freática no maciço e uma possível falha no sistema de drenagem interna do Dique. Além disso, não foi possível estabelecer níveis de controle para o instrumento PZF-03, pois a cota piezométrica na situação de operação normal e situação crítica se apresentaram semelhantes, dado o fato de que este instrumento representa o nível do lençol freático a jusante da barragem, no terreno natural. Nesta mesma linha, o piezômetro PZF-17 apresentou variações pouco significantes de suas leituras nas quatro situações (operação normal, atenção, alerta e emergência).

5.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

A segurança em relação à ruptura global do dique e de sua fundação foi avaliada para os taludes de montante e jusante das seções selecionadas. Nestas análises, foram consideradas as diferentes condições de carregamento, conforme apresentado no item 4.2.1, bem como as diferentes condições da linha freática, de acordo com os resultados obtidos no item 5.1. Desta forma, os Fatores de Segurança (FS) mínimos obtidos são apresentados e discutidos em seguida, para cada uma das seções analisadas, assim como no item 5.2.4 se faz a discussão sobre a segurança da barragem analisada.

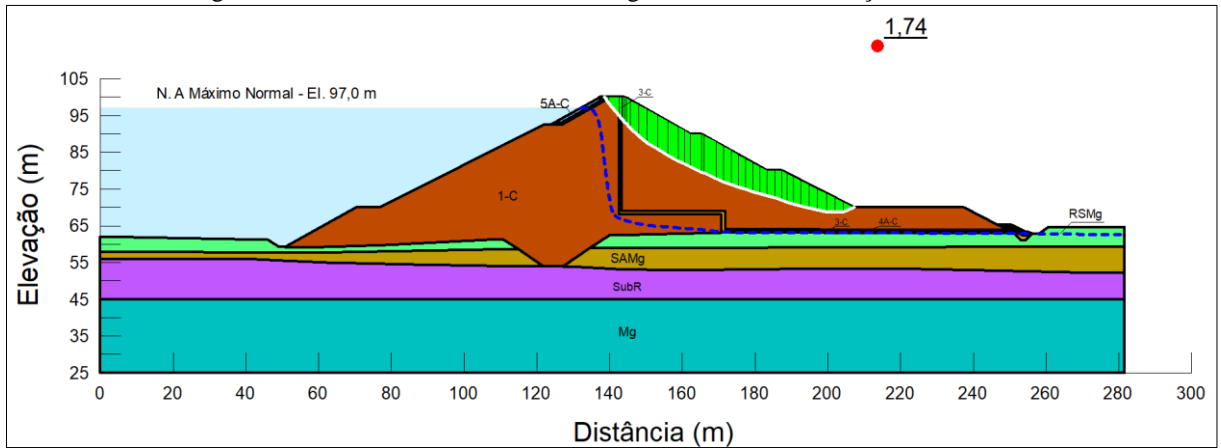
5.2.1 Resultados para a Seção A

Para as análises de ruptura global na Seção A, representativa da região central do Dique, com a utilização do Método de Morgenstern-Price, foram obtidos os Fatores de Segurança (FSs) mínimos apresentados na Tabela 26, para cada uma das superfícies críticas obtidas.

Tabela 26 – Resultados das Análises de Estabilidade - Seção A

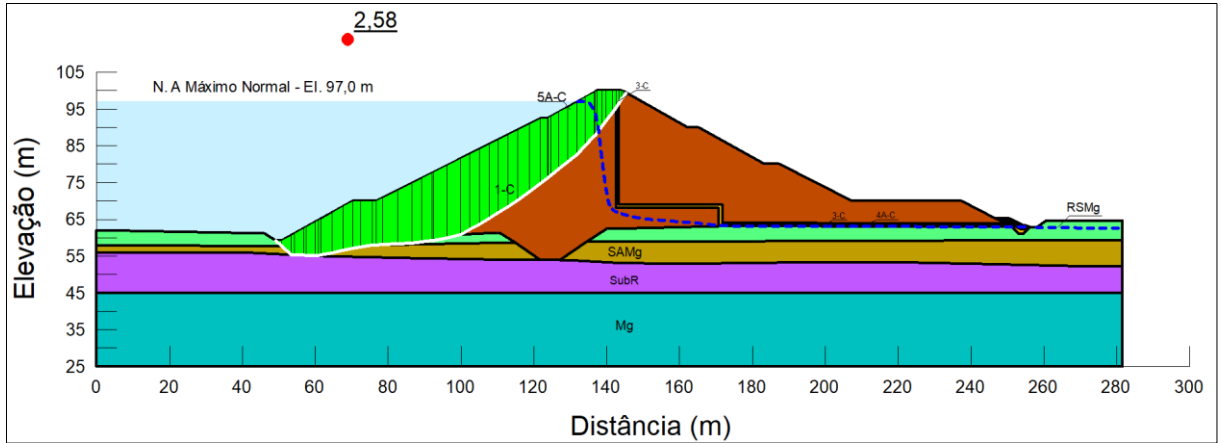
Análises de Estabilidade - Dique - Seção A				
Condição de carregamento	Talude	FS mínimo	FS Atingido	Figura de Referência
Regime Permanente (Operação Normal)	Jusante	1,5	1,74	Figura 68
	Montante		2,58	Figura 69
Operação com sismos	Jusante	1,1	1,54	Figura 70
	Montante		2,04	Figura 71
Rebaixamento Rápido do Reservatório	Montante (5 Dias)	1,3	1,97	Figura 72
	Montante (10 Dias)		1,50	Figura 73
Elevação da Linha Freática	Jusante	1,1	1,57	Figura 74

Figura 68 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção A - Jusante



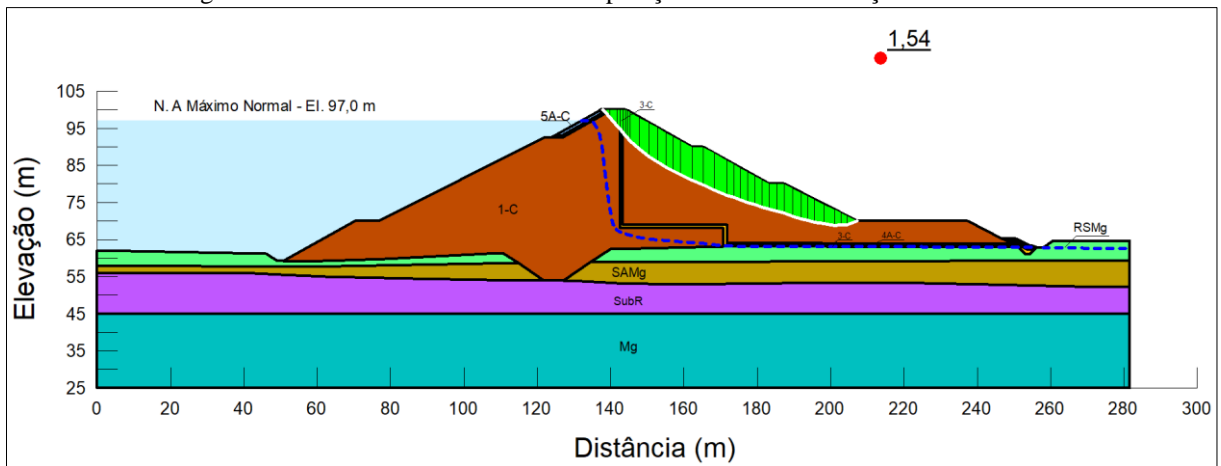
Fonte: Autor (2021)

Figura 69 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção A – Montante



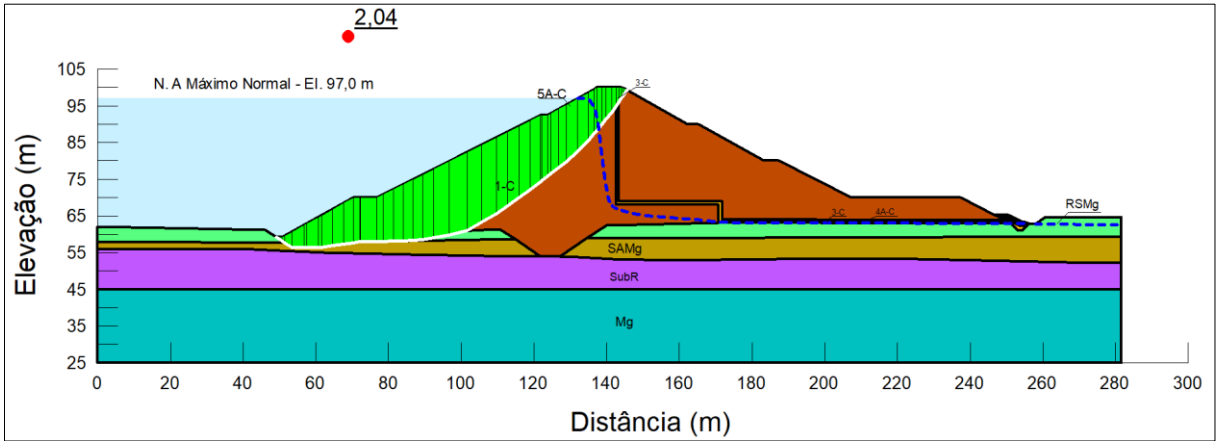
Fonte: Autor (2021)

Figura 70 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção A – Jusante



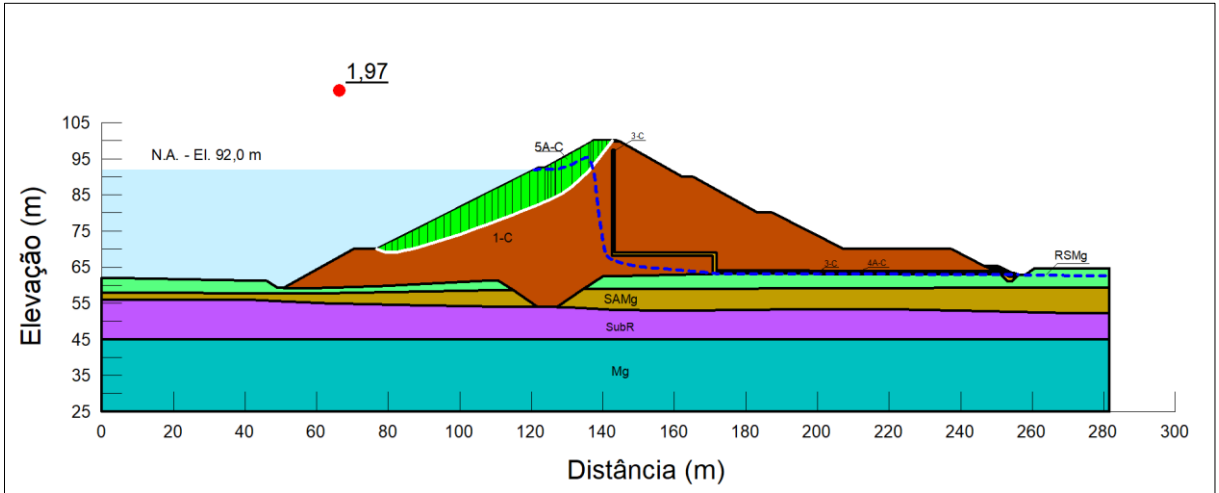
Fonte: Autor (2021)

Figura 71 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção A – Montante



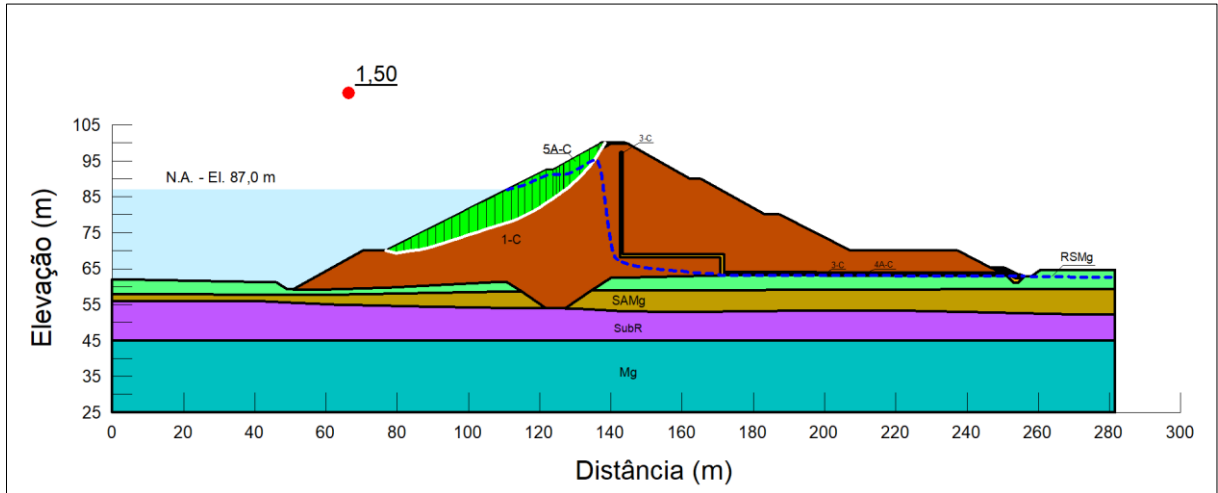
Fonte: Autor (2021)

Figura 72 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção A – Tempo decorrido: 5 dias



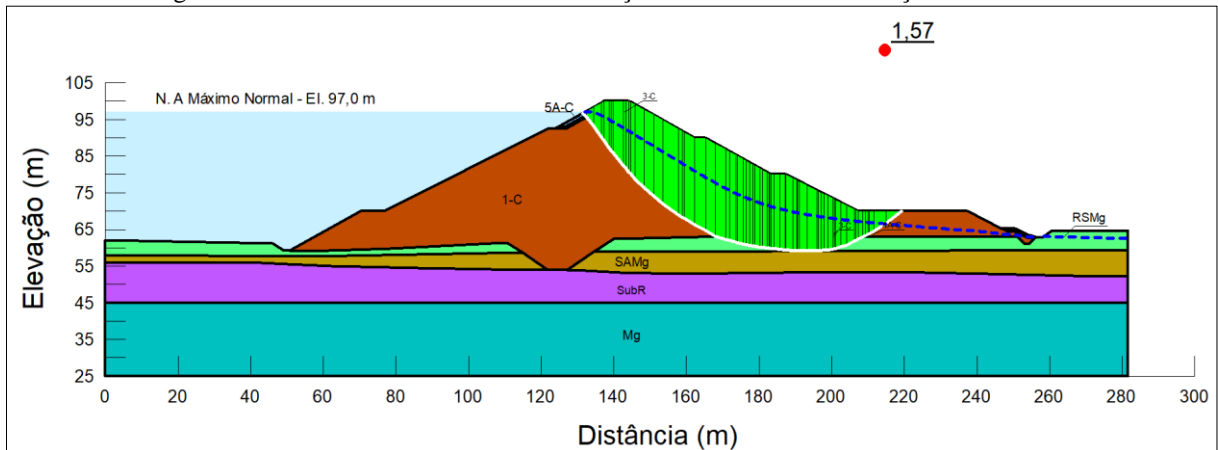
Fonte: Autor (2021)

Figura 73 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção A – Tempo decorrido: 10 dias



Fonte: Autor (2021)

Figura 74 – Análise de Estabilidade – Elevação da Linha Freática - Seção A - Jusante



Fonte: Autor (2021)

5.2.2 Resultados para a Seção B

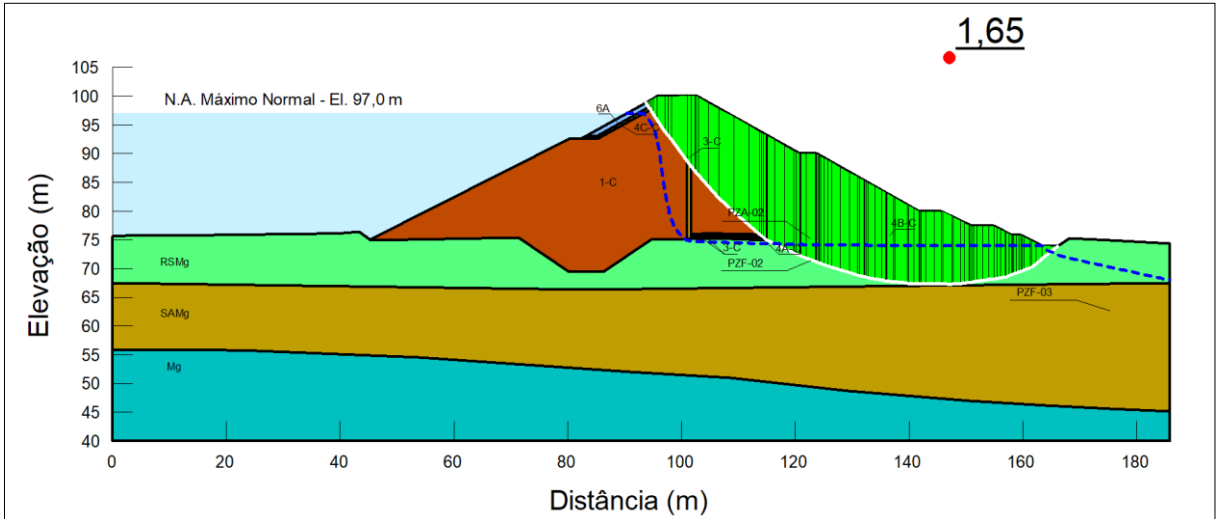
No caso da Seção B, representativa da ombreira direita, a Tabela 27 apresenta os Fatores de Segurança (FSs) mínimos obtidos em cada análise.

Tabela 27 – Resultados das Análises de Estabilidade - Seção B

Análises de Estabilidade - Dique - Seção B				
Condição de carregamento	Talude	FS mínimo	FS Atingido	Figura de Referência
Regime Permanente (Operação Normal)	Jusante	1,5	1,65	Figura 75
	Montante		2,97	Figura 76
Operação com sismos	Jusante	1,1	1,44	Figura 77

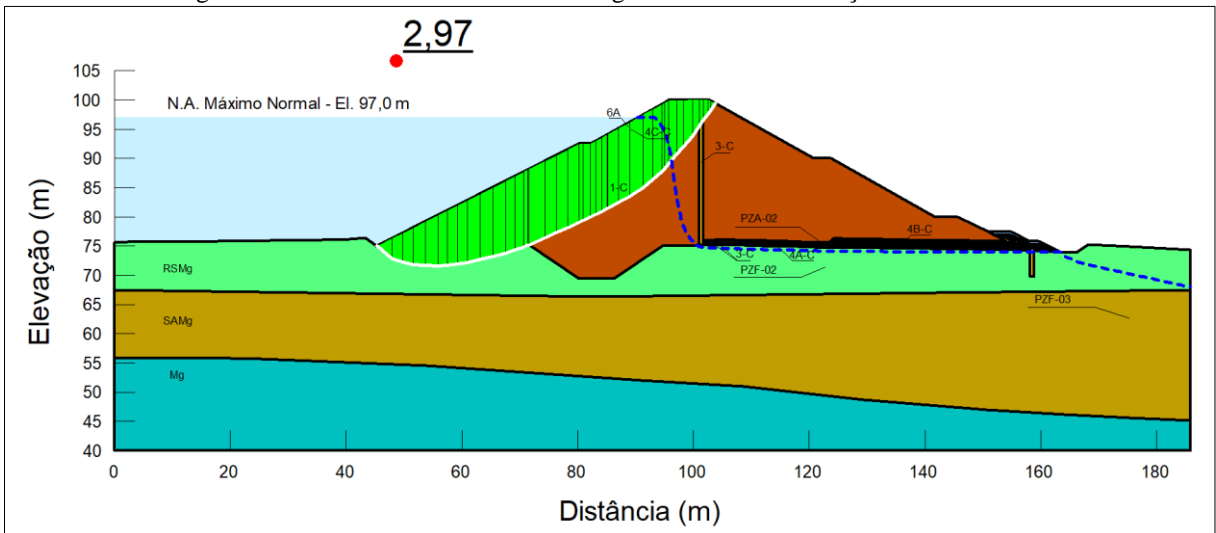
Análises de Estabilidade - Dique - Seção B				
Condição de carregamento	Talude	FS mínimo	FS Atingido	Figura de Referência
	Montante		2,39	Figura 78
Rebaixamento Rápido do Reservatório	Montante (5 Dias)	1,3	2,09	Figura 79
	Montante (10 Dias)		1,67	Figura 80
Elevação da Linha Freática	Jusante	1,1	1,49	Figura 81

Figura 75 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção B – Jusante



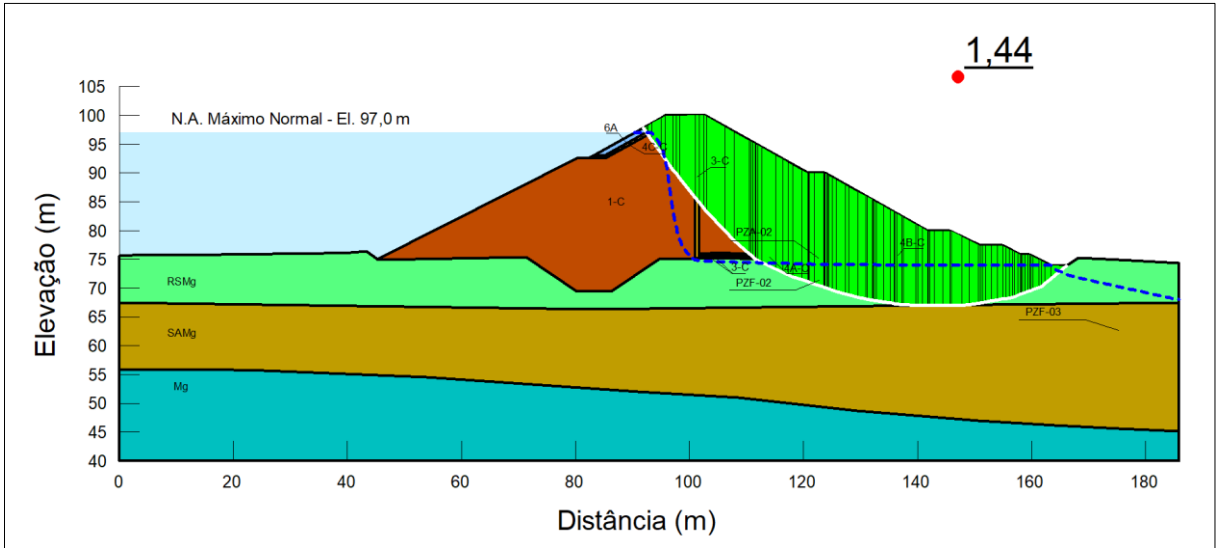
Fonte: Autor (2021)

Figura 76 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção B – Montante



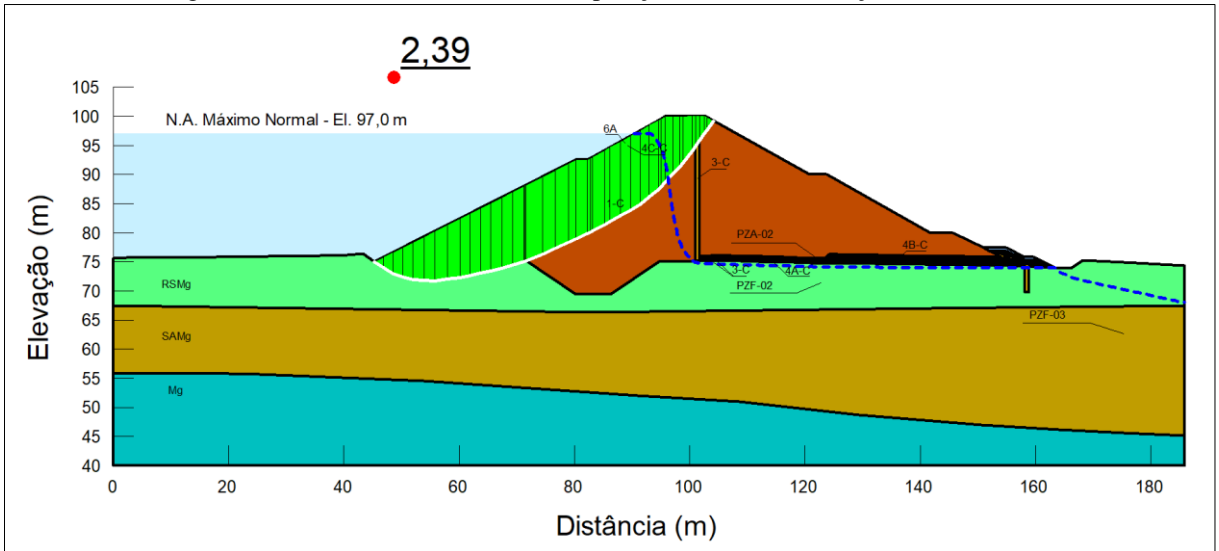
Fonte: Autor (2021)

Figura 77 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção B – Jusante



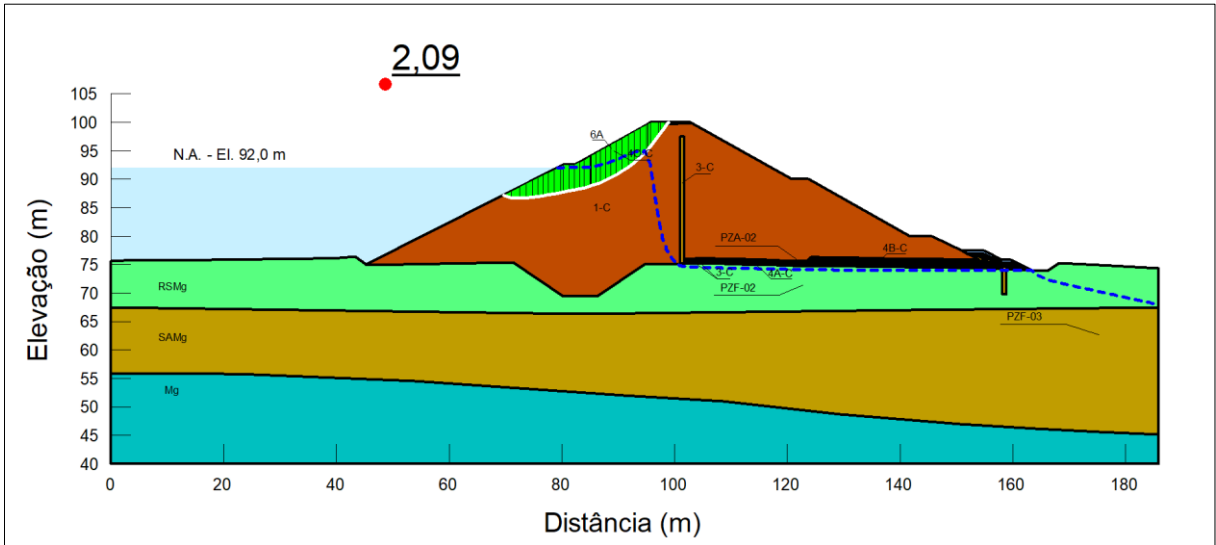
Fonte: Autor (2021)

Figura 78 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção B – Montante



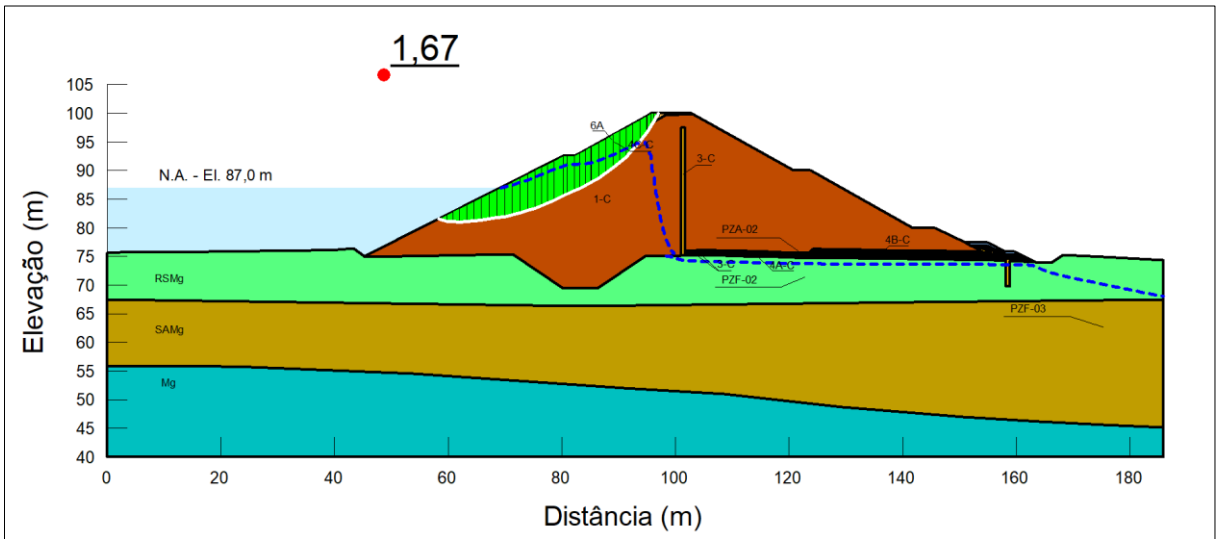
Fonte: Autor (2021)

Figura 79 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção B – Tempo decorrido: 5 dias



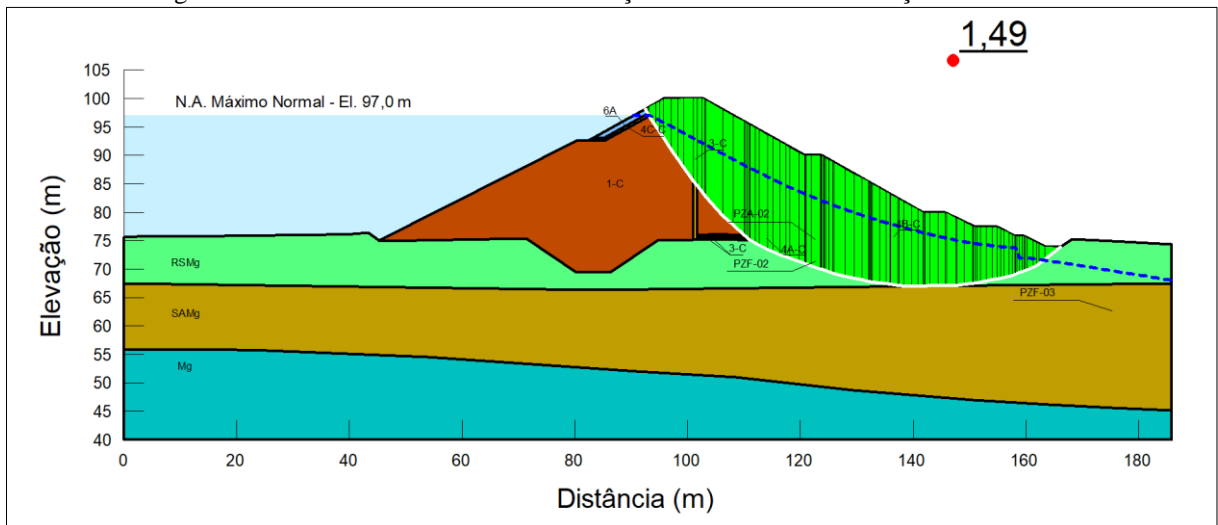
Fonte: Autor (2021)

Figura 80 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção B – Tempo decorrido: 10 dias



Fonte: Autor (2021)

Figura 81 – Análise de Estabilidade – Elevação da Linha Freática - Seção B - Jusante



Fonte: Autor (2021)

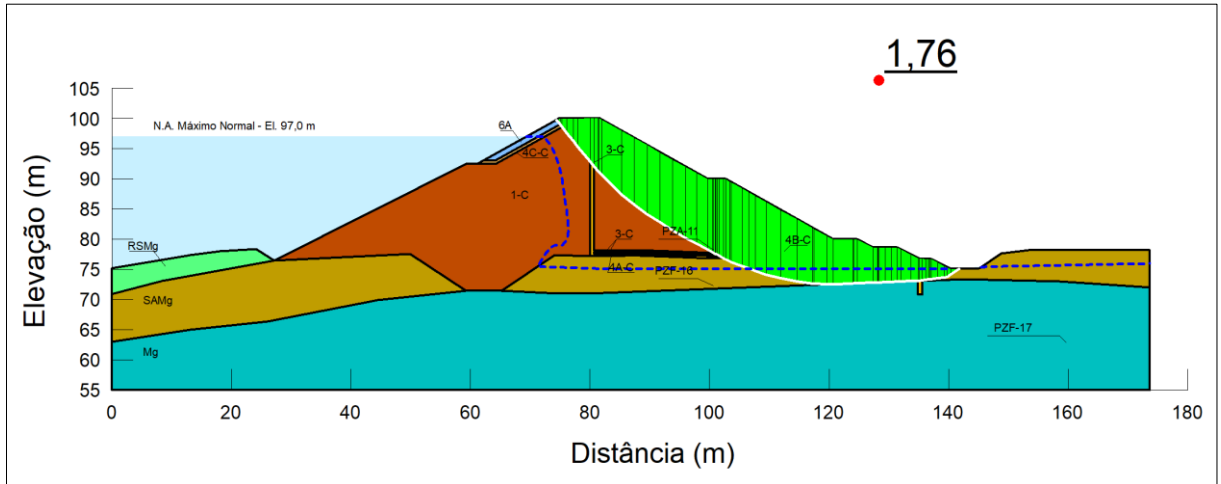
5.2.3 Resultados para a Seção C

Em relação à Seção C, representativa da ombreira esquerda, foram obtidos os Fatores de Segurança (FSs) mínimos apresentados na Tabela 27.

Tabela 28 – Resultados das Análises de Estabilidade - Seção C

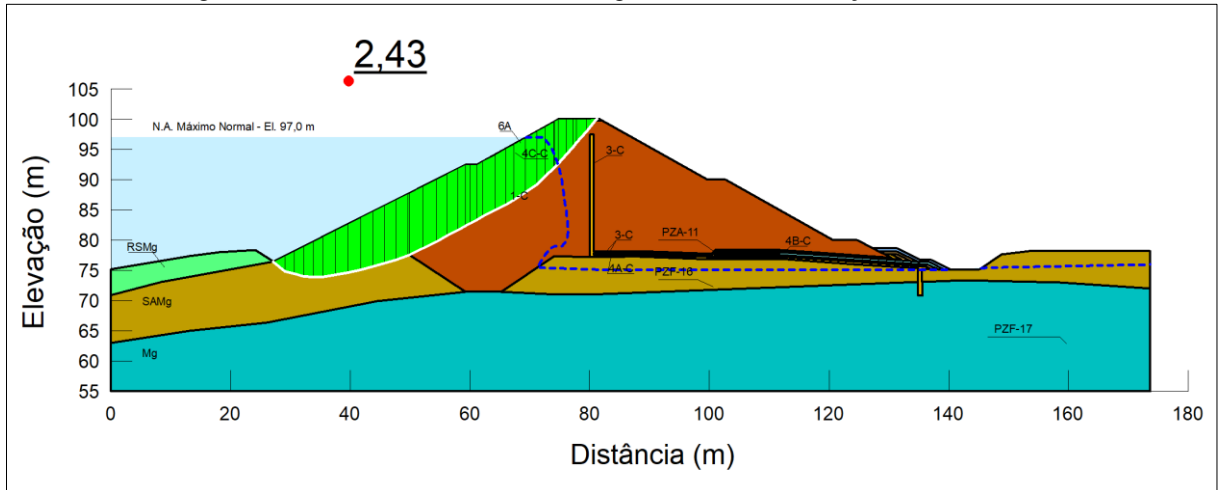
Análises de Estabilidade - Dique - Seção C				
Condição de carregamento	Talude	FS mínimo	FS Atingido	Figura de Referência
Regime Permanente (Operação Normal)	Jusante	1,5	1,76	Figura 82
	Montante		2,43	Figura 83
Operação com sismos	Jusante	1,1	1,55	Figura 84
	Montante		1,97	Figura 85
Rebaixamento Rápido do Reservatório	Montante (5 Dias)	1,3	1,83	Figura 86
	Montante (10 Dias)		1,51	Figura 87
Elevação da Linha Freática	Jusante	1,1	1,37	Figura 88

Figura 82 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção C – Jusante



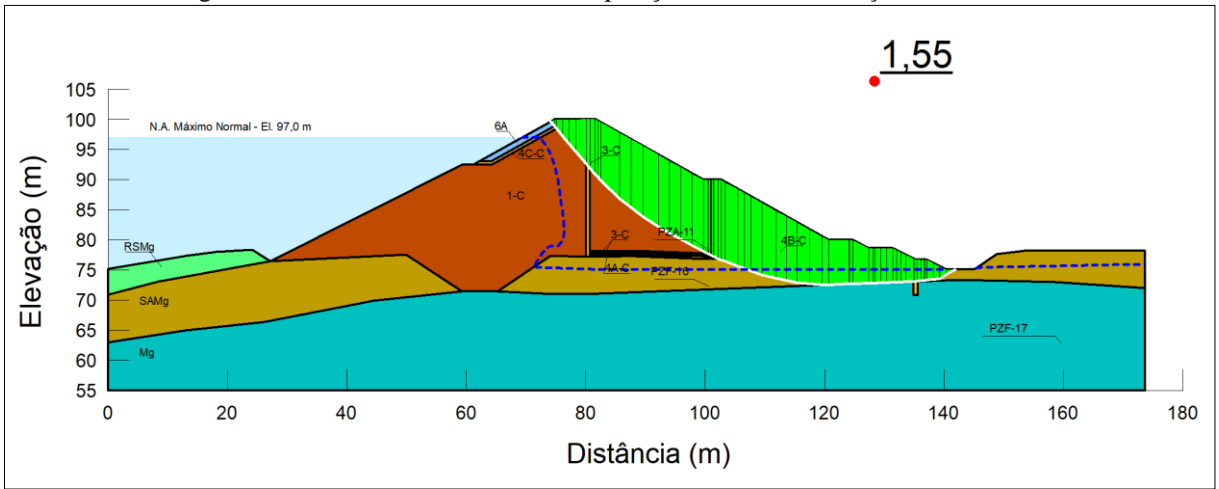
Fonte: Autor (2021)

Figura 83 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente - Seção C – Montante



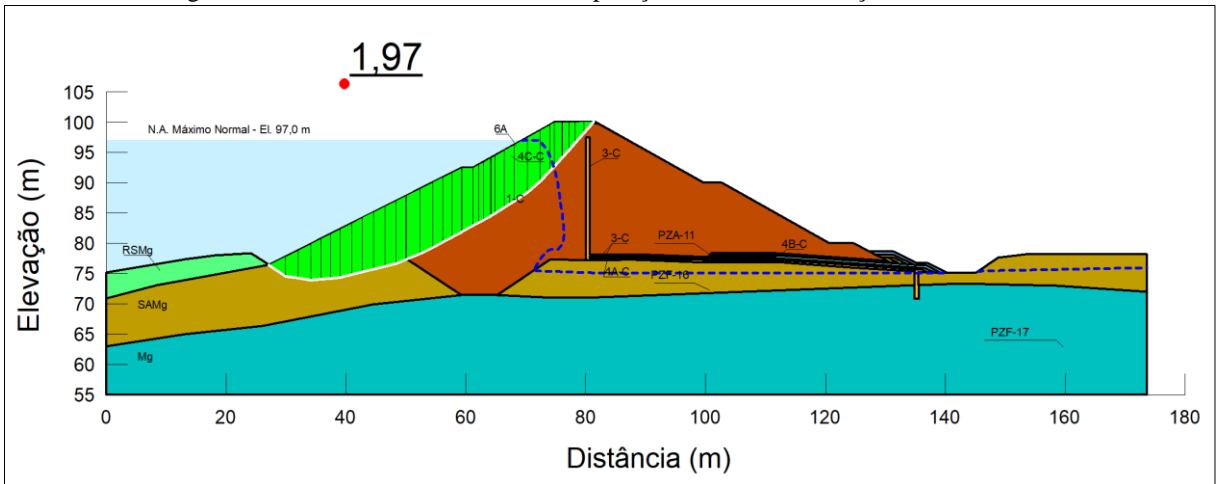
Fonte: Autor (2021)

Figura 84 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção C – Jusante



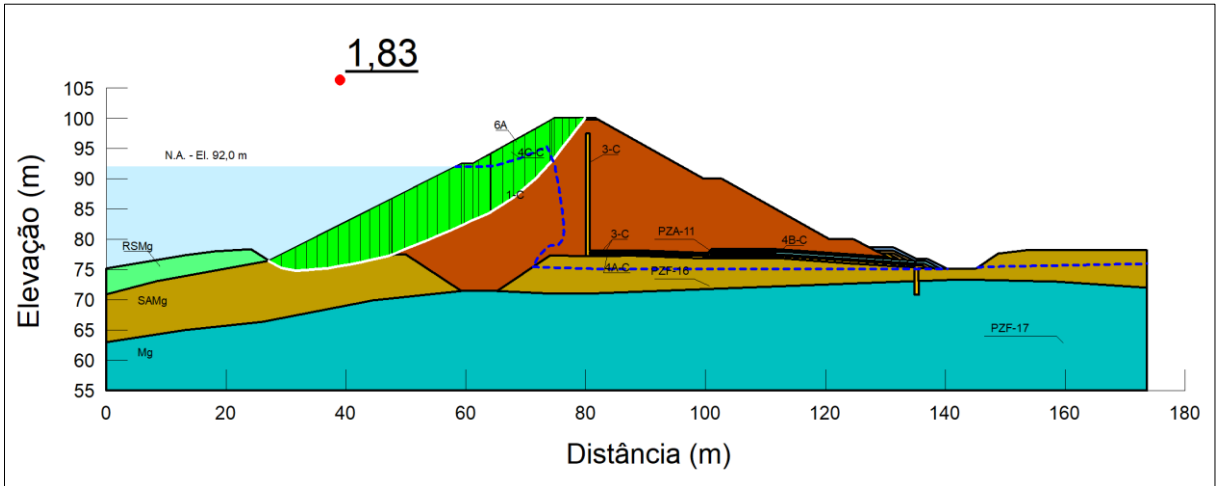
Fonte: Autor (2021)

Figura 85 – Análise de Estabilidade – Operação com sismos - Seção C – Montante



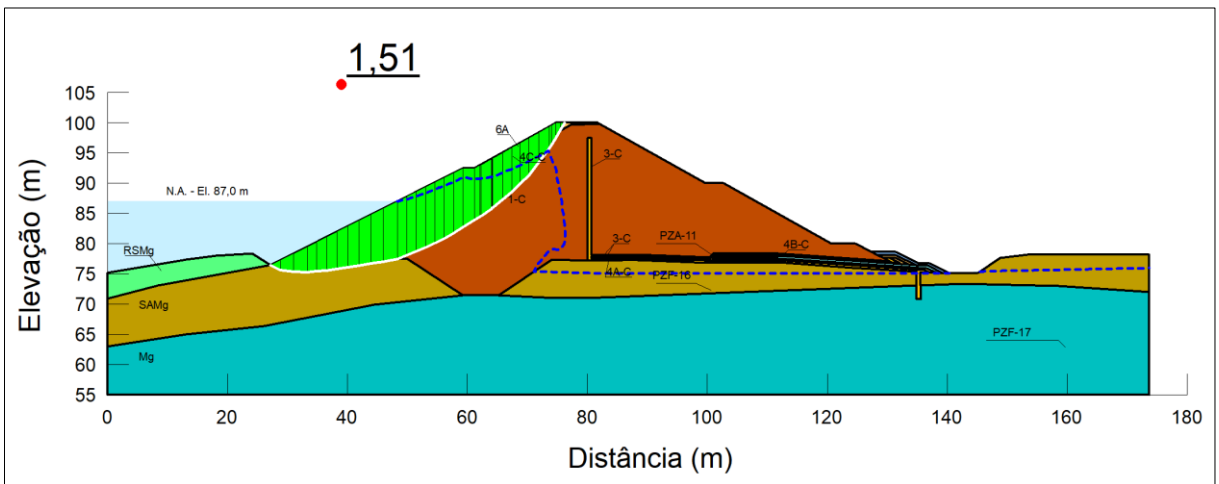
Fonte: Autor (2021)

Figura 86 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção C – Tempo decorrido: 5 dias



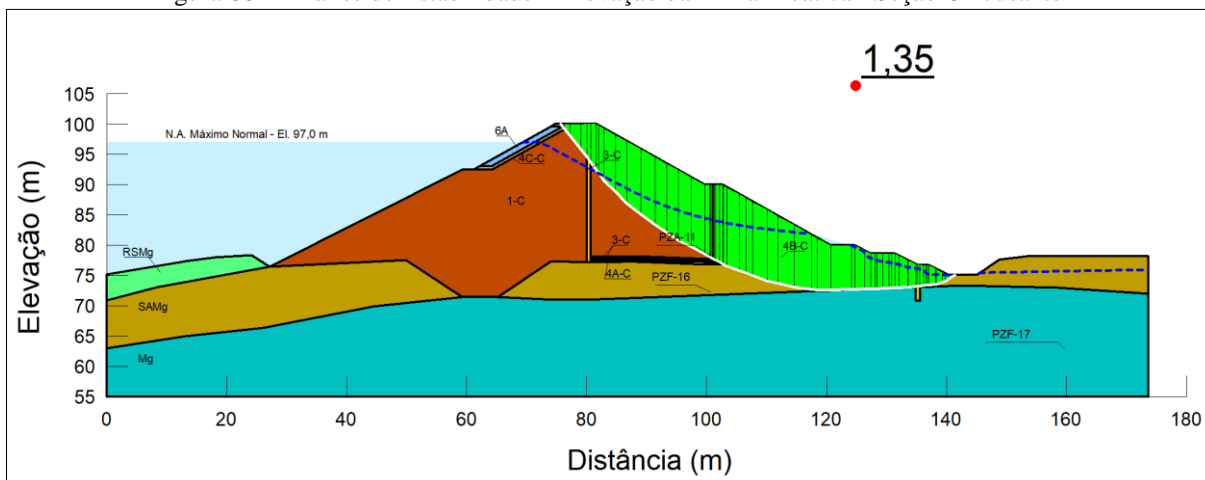
Fonte: Autor (2021)

Figura 87 – Análise de Estabilidade – Rebaixamento rápido do reservatório - Seção C – Tempo decorrido: 10 dias



Fonte: Autor (2021)

Figura 88 – Análise de Estabilidade – Elevação da Linha Freática - Seção C - Jusante

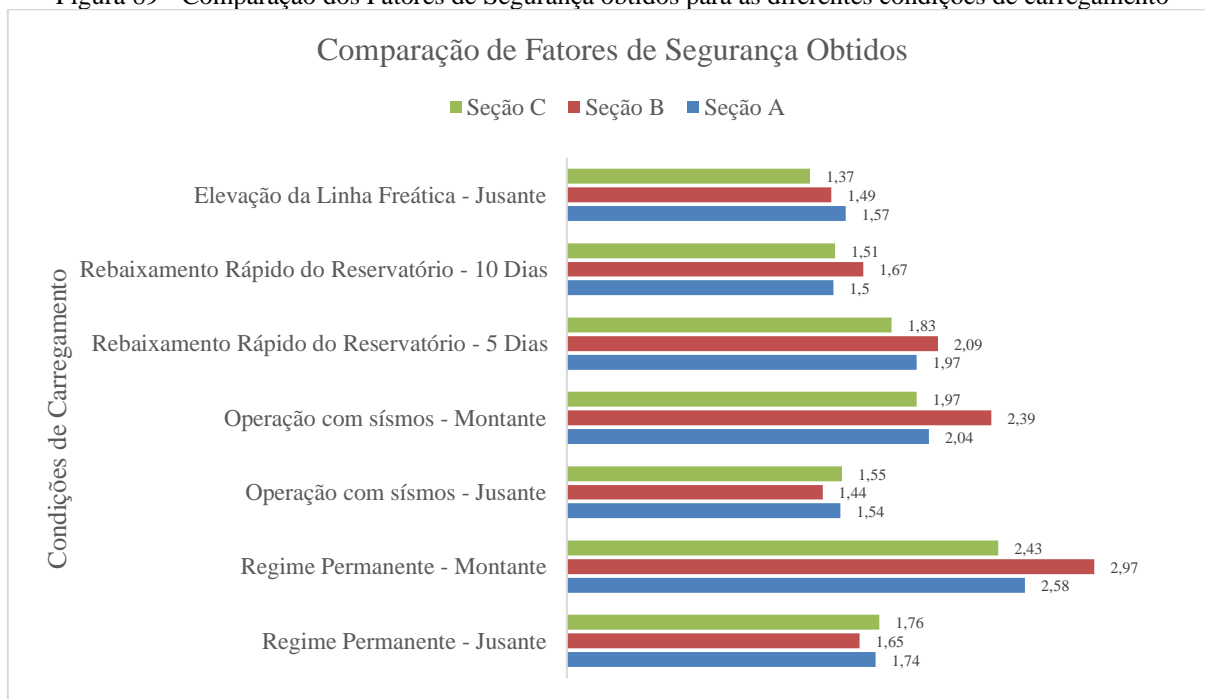


Fonte: Autor (2021)

5.2.4 Resumo dos resultados

A segurança do Dique foi avaliada para diferentes situações de solicitação, cujos valores foram apresentados no item 5.2.1, 5.2.2 e 5.2.3 para a Seção A, Seção B e Seção C, respectivamente. O gráfico da Figura 89 apresenta um comparativo entre os Fatores de Segurança obtidos para cada uma das seções e em cada uma das condições de carregamento.

Figura 89 - Comparação dos Fatores de Segurança obtidos para as diferentes condições de carregamento



Fonte: Autor (2021)

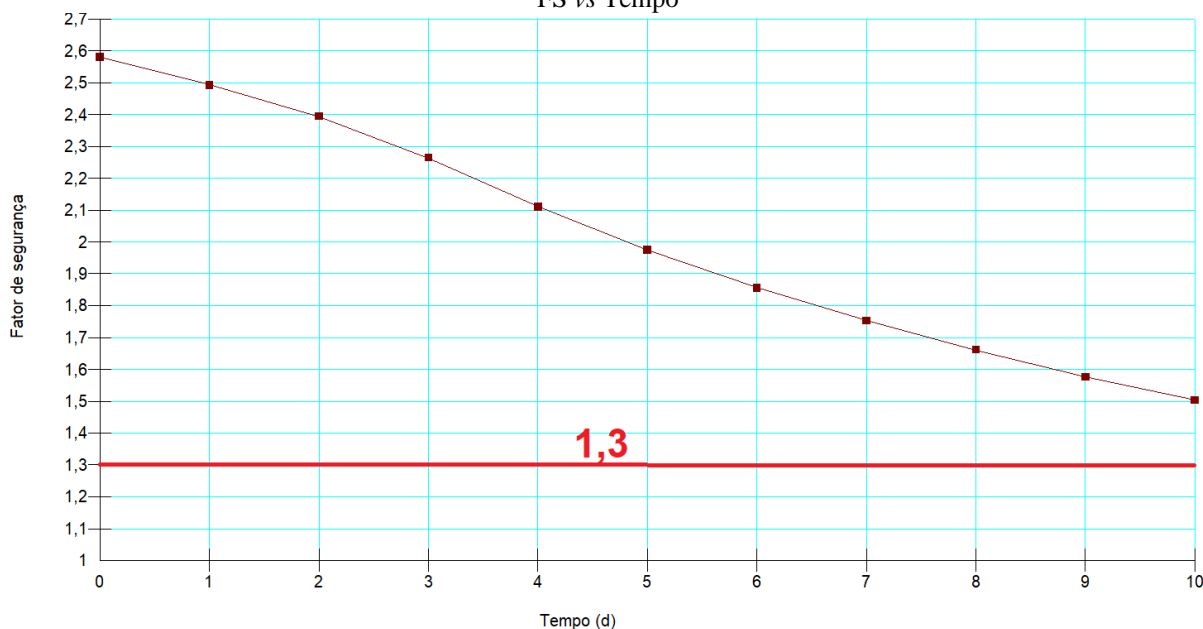
Com bases nos valores obtidos, têm-se as seguintes constatações:

- Para a condição de Regime Permanente (operação normal do reservatório), foram obtidos valores de FS superiores ao valor mínimo de 1,5 estabelecido, para todas as seções verificadas. Neste caso, a Seção C ($FS = 1.76$) foi a que apresentou maior segurança para o talude de jusante e a Seção B ($FS = 1.65$), a menor segurança.
- Redução do FS para todas as seções na situação de Operação com Sismos, porém sem atingir o FS mínimo.
- Redução nos valores de FS para a condição de Elevação da Linha Freática, quando comparado ao cenário de Operação Normal (Regime Permanente). Neste caso, conforme se esperava, a Seção C, que apresentou a maior elevação da linha freática, foi a que resultou em menor valor do FS (1,37). Evidencia-se que esta é uma situação hipotética e não representa a situação atual do barramento. Mesmo assim, verifica-se que, com o comprometimento total do sistema de drenagem interna, a barragem encontra-se ainda estável, com FSs superiores ao valor excepcional de 1,1 estabelecido.
- Redução dos valores de FS para a condição de Rebaixamento Rápido do Reservatório, considerando os tempos de 0, 5 e 10 dias decorridos. Neste caso, o menor FS, para todas as seções, ocorre no décimo dia, após o reservatório ter esvaziado 10,0 m de água. Ainda assim, os valores obtidos são superiores ao FS mínimo de 1,3 para esta condição.
- O talude de montante em nenhum caso apresentou valores de FS considerados como críticos para o barramento. Na condição de regime permanente em operação normal, as seções apresentaram valores de FS superiores a 2,0, servindo como base de comparação para a condição de rebaixamento rápido.
- O barramento apresenta-se estável para todas as condições de carregamento.

Ainda sobre a condição de Rebaixamento Rápido, apresenta-se, para a Seção A, mediante o gráfico da Figura 90, a variação do Fator de Segurança (FS) com o tempo decorrido,

isto é, considerando o FS inicial na situação de regime permanente (tempo decorrido igual a zero) e nos tempos correspondentes à El. 97,0 m (0 dias) e El. 87,0 m (10 dias).

Figura 90 – Análise Numérica – Estabilidade – Seção A – Rebaixamento Rápido do Reservatório - Gráfico de FS vs Tempo



Fonte: Autor (2021)

Diante do gráfico, verifica-se que para a situação estudada, considerando um esvaziamento correspondente à 10 m de água no tempo de 10 dias, o talude de montante se apresenta estável, com Fatores de Segurança superiores ao valor mínimo de 1,3. Todavia, ocorre uma redução considerável do FS entre a situação de operação normal ($FS = 2,58$) e o rebaixamento rápido ($FS = 1,50$). Desta forma, dada a linearidade da curva apresentada no gráfico, presume-se que, em situações com taxas maiores de rebaixamento, em termos de tempo e nível de água, poderiam ocorrer superfícies de ruptura mais desfavoráveis, abaixo do valor tolerável de 1,3. Portanto, trata-se de uma curva que não tende ao equilíbrio.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho de conclusão de curso teve como objetivo analisar a segurança de uma barragem de terra homogênea, quanto aos aspectos de estabilidade e percolação, cujos fatores de segurança e níveis de controle obtidos foram adequados. Os resultados foram alcançados para cada uma das seções analisadas e com base em cada uma das condições de carregamento consideradas. Para tanto, foram utilizados modelos numéricos, baseados em Métodos dos Elementos Finitos, para determinar as poropressões no interior do maciço, bem como prever possíveis situações de elevação da linha freática e definir níveis de controle para situações de atenção, alerta ou emergenciais.

A premissa adotada para calibrar o modelo numérico de percolação foi a de variar os parâmetros hidráulicos dos materiais que compõem o maciço da barragem e de sua fundação, de forma que as cotas piezométricas, aferidas em campo, fossem compatíveis com àquelas indicadas pelo modelo computacional. Neste caso, a calibração teve êxito, visto que a diferença entre as leituras reais e as do modelo foi pequena. Apesar do exposto, salienta-se que a calibração foi feita apenas para a Seção B do barramento. Neste caso, seria interessante que fossem feitas calibrações com base em outras seções do Dique, com o propósito de elevar a precisão dos modelos elaborados.

Para a condição de carregamento referente à operação normal do reservatório (percolação estável), embora não seja a situação de carregamento mais crítica, é o cenário que perdura por maior tempo ao longo da vida útil de uma barragem, e que pode, eventualmente, ocasionar a ruptura do maciço, devido aos esforços causados pelo reservatório. Neste caso, o Dique apresentou fatores de segurança elevados para o talude de montante e valores adequados para o talude de jusante, com um valor mínimo de 1,65 para a Seção B, sendo este superior ao critério de projeto considerado. Além do mais, após a aplicação de cargas sísmicas, referente à condição excepcional de operação com sismos, os taludes apresentaram FSs satisfatórios, sendo o valor mínimo de 1,44 para o talude de jusante da Seção B.

Além das informações expostas, é habitual que na condição de carregamento referente ao rebaixamento rápido do reservatório, devido à ocorrência de uma complexa combinação de tensões, se tenha a condição crítica para o talude de montante. Este comportamento é observado em todas as seções analisadas, quando comparado à condição de operação normal ou com sismos. Nesta condição, ocorreu um fator de segurança mínimo de 1,50 para a Seção A, sendo este valor superior ao valor mínimo a ser atingido de 1,30. Todavia, ressalta-se que neste

trabalho não foi realizado um estudo hidráulico para obter o tempo real (em dias) que decorreria do rebaixamento entre o nível de operação normal (EL. 97,0 m) e o nível da soleira do canal que alimenta o reservatório (EL. 87,0 m), tendo sido adotado a taxa constante de 1,0 m por dia. Portanto, para aprimorar o trabalho, seria interessante aumentar a taxa de redução do nível do reservatório, com vistas a identificar qual é o rebaixamento rápido que gera o menor fator de segurança para o talude de montante.

Com relação à condição que se refere à elevação da linha freática, devido à perda total do sistema de drenagem, verificou-se com base nas análises de estabilidade que esta é a condição crítica para o talude de jusante, tendo sido obtido um fator de segurança de 1,37 para a Seção C. Apesar do exposto, todos os valores obtidos para as seções são superiores ao FS mínimo de 1,1 fixado. Ainda, nesta situação, é importante elucidar que mesmo que o talude tenha apresentado uma condição estável, a situação hipotética de comprometimento do sistema de drenagem interna pode ser catastrófica para o barramento, visto que o modelo numérico não é capaz de simular ou prever outros fenômenos que podem acometer o maciço da barragem. Dito isso, a carta piezométrica apresentada no item 5.1.4 pode servir como instrumento para observar em campo, mediante leitura nos piezômetros, a situação da linha freática no maciço, de forma que seja possível estabelecer medidas de segurança caso os níveis de atenção, alerta ou emergência sejam ultrapassados.

Face às informações apresentadas, a segurança global do barramento é adequada, visto que todos os fatores de segurança obtidos foram superiores aos mínimos fixados. Por fim, ressalta-se que, apesar do Projeto Básico e Executivo do empreendimento ter abarcado uma complexa campanha de investigações geotécnicas, muitos dos parâmetros considerados, principalmente os de resistência, correspondem a valores gerais, obtidos de ensaios realizados nos materiais de jazida que compõem os diques do empreendimento. Nesse sentido, sempre que possível, é necessário que as análises de segurança de barragens sejam feitas com investigações complementares e atuais, para confirmação dos parâmetros inseridos nas análises. Esta consideração pode contribuir para a melhora dos modelos elaborados e, conseqüentemente, para com os resultados obtidos.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros envolvendo análises de estabilidade em barragens de terra, indica-se:

- Realizar a calibração do modelo de percolação com base em várias seções do barramento, com vistas a definir os parâmetros hidráulicos dos materiais do aterro e fundação da barragem que melhor representam a situação real;
- Na condição de carregamento referente ao rebaixamento rápido do reservatório, executar um estudo hidráulico para obter o tempo real que decorreria do rebaixamento entre o nível de operação normal e o nível considerado como mínimo para o reservatório, com o objetivo de obter a taxa real de rebaixamento e analisar a segurança do talude de montante;
- Complementar as análises de percolação e de estabilidade com análises de tensão-deformação para o maciço da barragem, considerando diferentes seções e diferentes condições de carregamento. Ainda, neste estudo, indica-se comparar os valores de deformação obtidos com os dados obtidos dos instrumentos de campo, tal como os marcos superficiais, para análise dos recalques.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13292**: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. Rio de Janeiro, 2000. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545**: Solo - determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argiloso à carga variável. Rio de Janeiro, 2000. 12 p.

Agência Nacional de Águas (Brasil). **Diretrizes Para Elaboração de Projetos de Barragens**. -- Brasília: ANA, 2016.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). EM 1110-2-2300: **General Design and Construction Considerations for Earth and Rock-Fill Dams**. Washington, D.C.: USACE, 30 July 2004. 130 p. [.pdf].

COSTA, Walter Duarte. **Geologia de barragens**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2012. 338 p.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. **Mecânica dos Solos e suas aplicações**: mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 7. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2019. 560 p.

BORDEAUX, Guy H. R. M. **Projeto e construção de Barragens de Terra e Enrocamento I**. Notas de aula, 1979.

Agência Nacional de Águas (Brasil). **Diretrizes Para Elaboração de Projetos de Barragens**. -- Brasília: ANA, 2016.

ELETROBRAS (BRASIL). **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Centrais Elétricas S. A., 2003.

CRUZ, P. T.. **100 Barragens Brasileiras**: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto. 2.ed. São Paulo-SP: Oficina de Textos, FAPESP, 2004.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

CARVALHO, D. **Barragens. Uma Introdução Para Graduandos**. São Paulo: Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, 2011.

GERSCOVICH, Denise M. S.. **Estabilidade de taludes: 2ª edição com exercícios resolvidos**. 2. ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2016. 192 p.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. Nova York: John Wiley & Sons, 1943.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2006. 367 p.

DAS, Braja M.; SOBHAN, Khaled. **Fundamentos de engenharia geotécnica: tradução da 8ª edição norte-americana**. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014. 612 p.

GEORIO. Manual técnico de encostas. Fundação Instituto Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 1999. 4 v.

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

ALONSO, Urbano Rodriguez. Rebaixamento temporário de aquíferos. 2. ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2018.

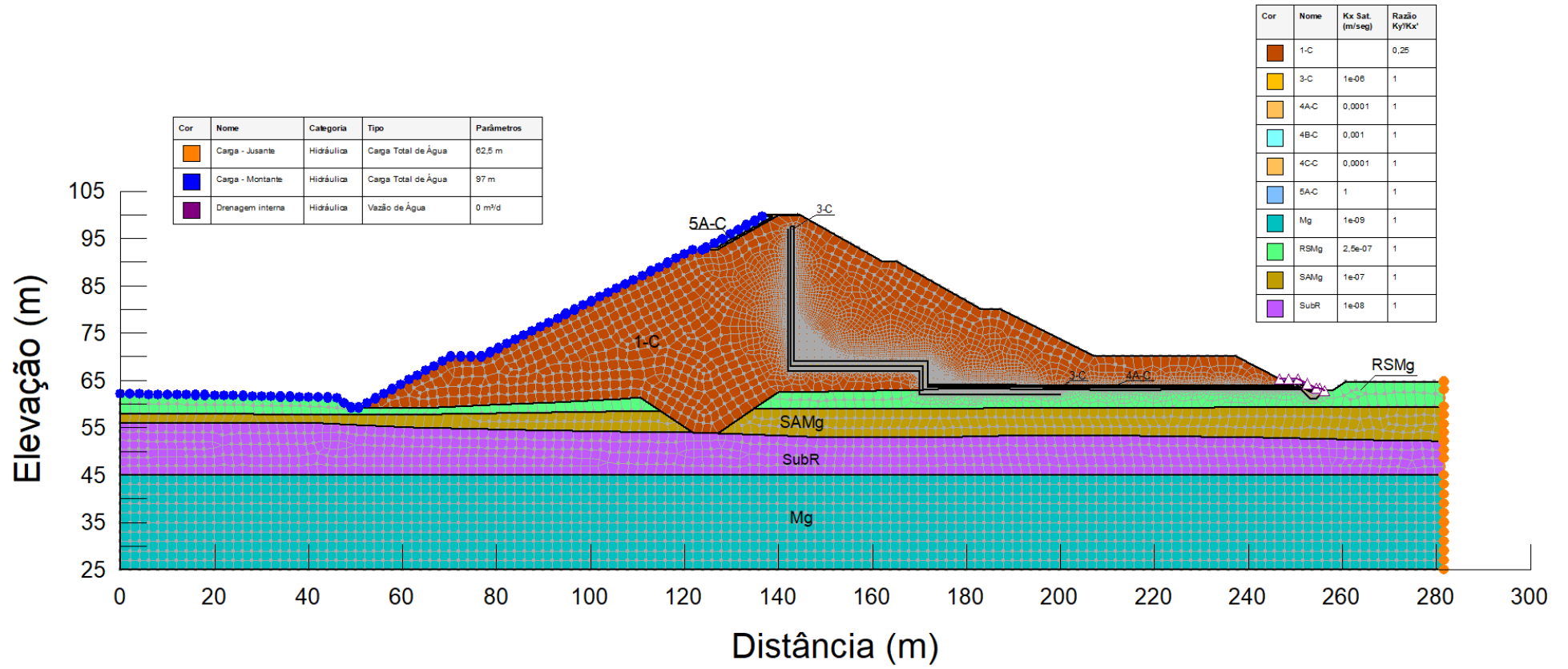
MASSAD, Façal. **Obras de Terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

STRUFALDI, Elieni Guimarães Barbosa. **Retroanálise probabilística: aplicação prática de análise de percolação em uma barragem de terra**. 2004. 100 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

SILVEIRA, João Francisco Alves. **Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento**. São Paulo: Oficina dos Textos, 2006. 405 p.

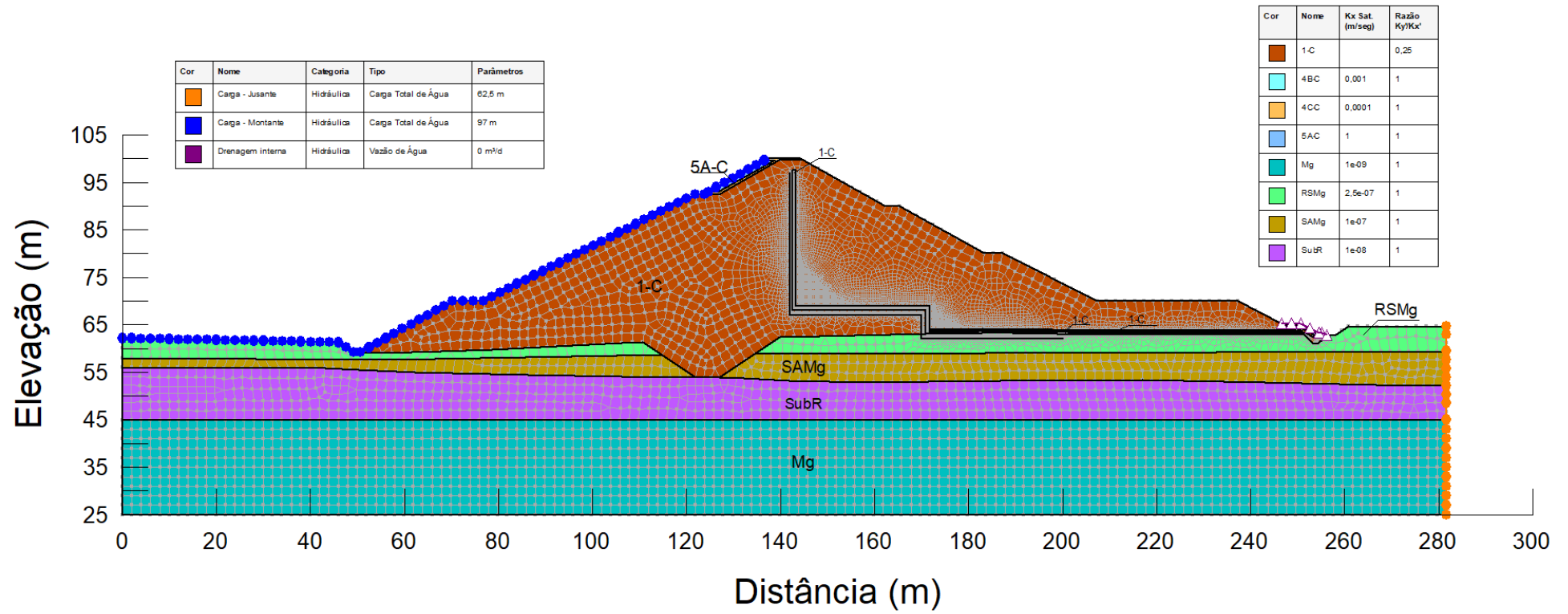
APÊNDICE A – Modelos de Percolação Discretizados

Seção A – Análise de Percolação - Regime Permanente

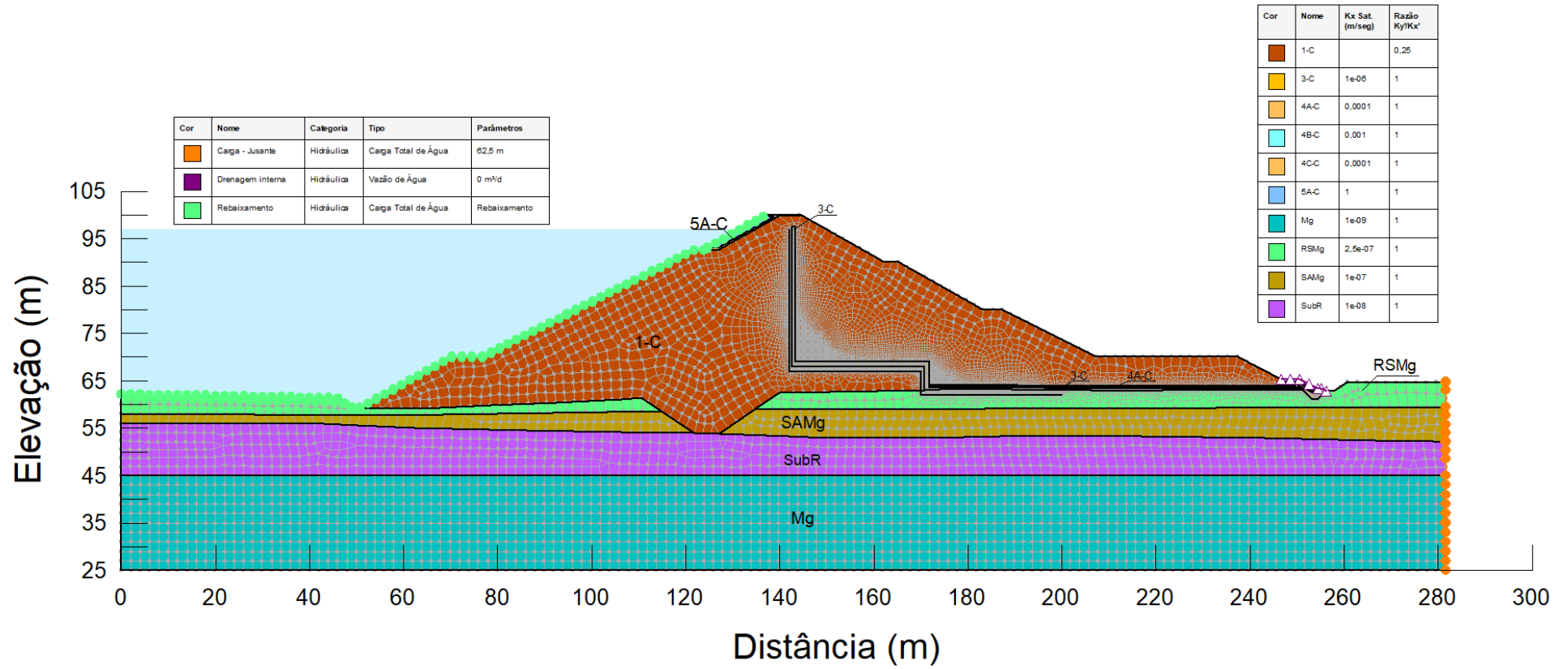


Fonte: Autor (2021)

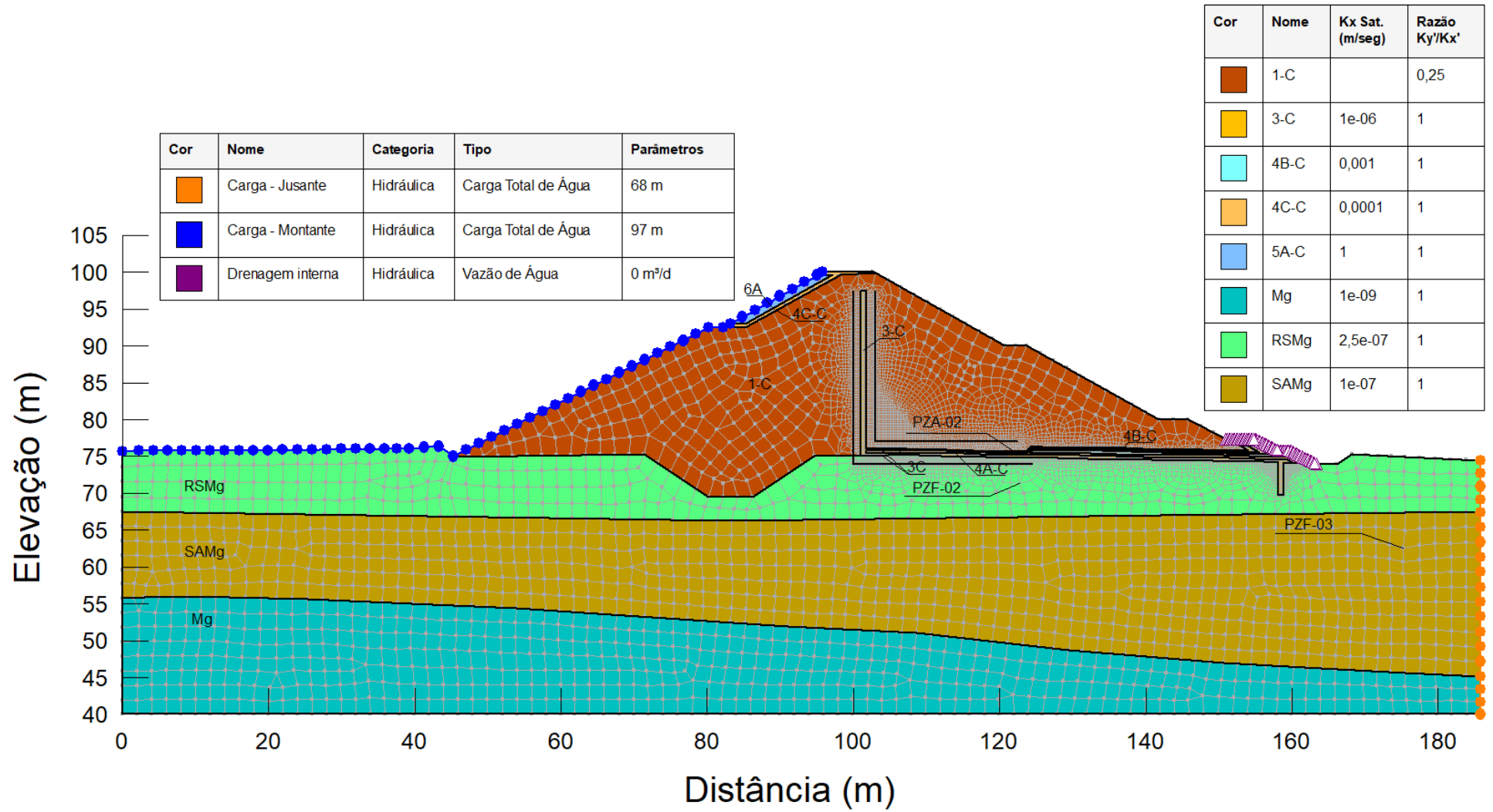
Seção A – Análise de Percolação - Regime Permanente - Elevação da Linha Freática



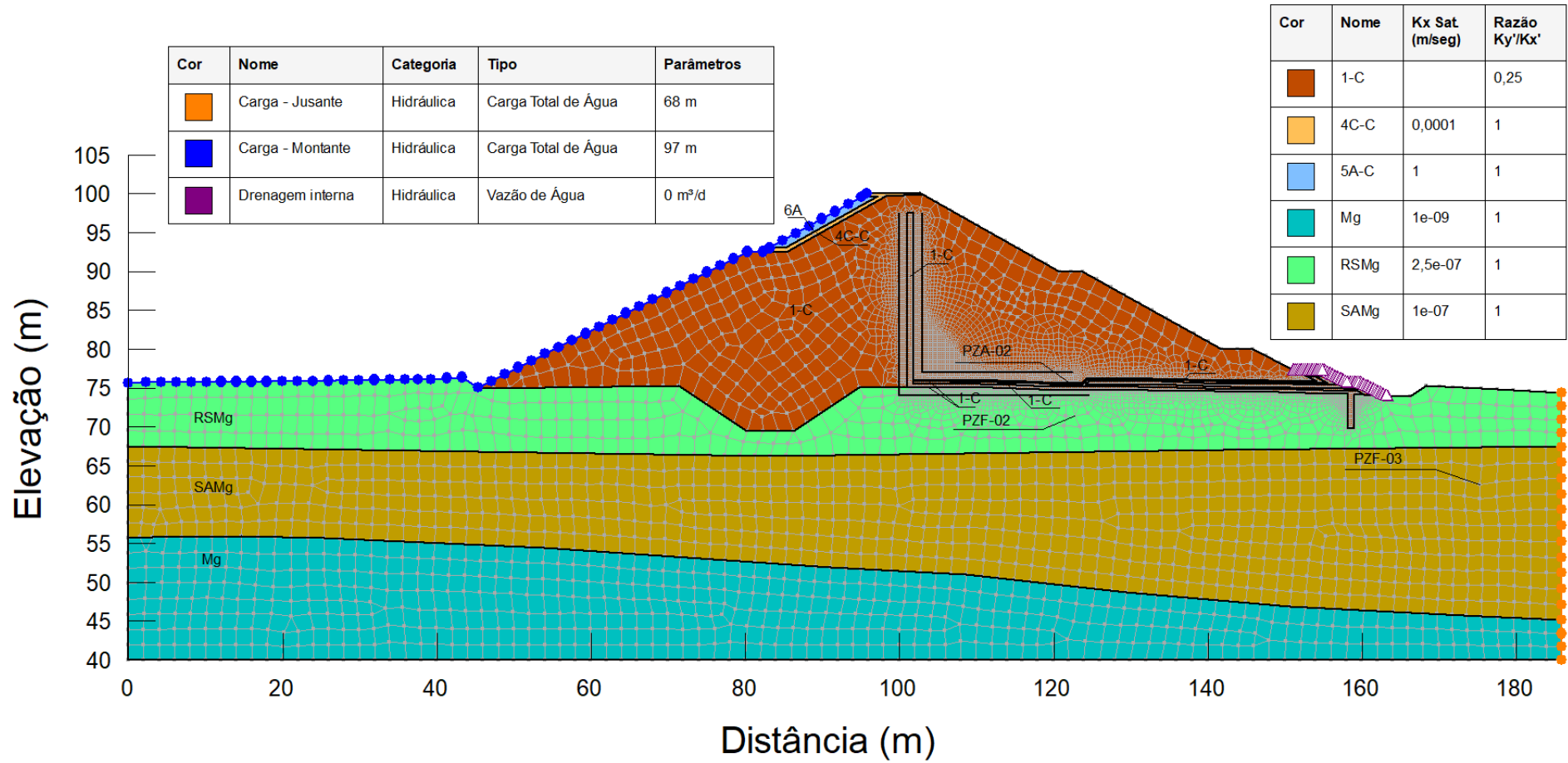
Seção A – Análise de Percolação - Regime Transiente



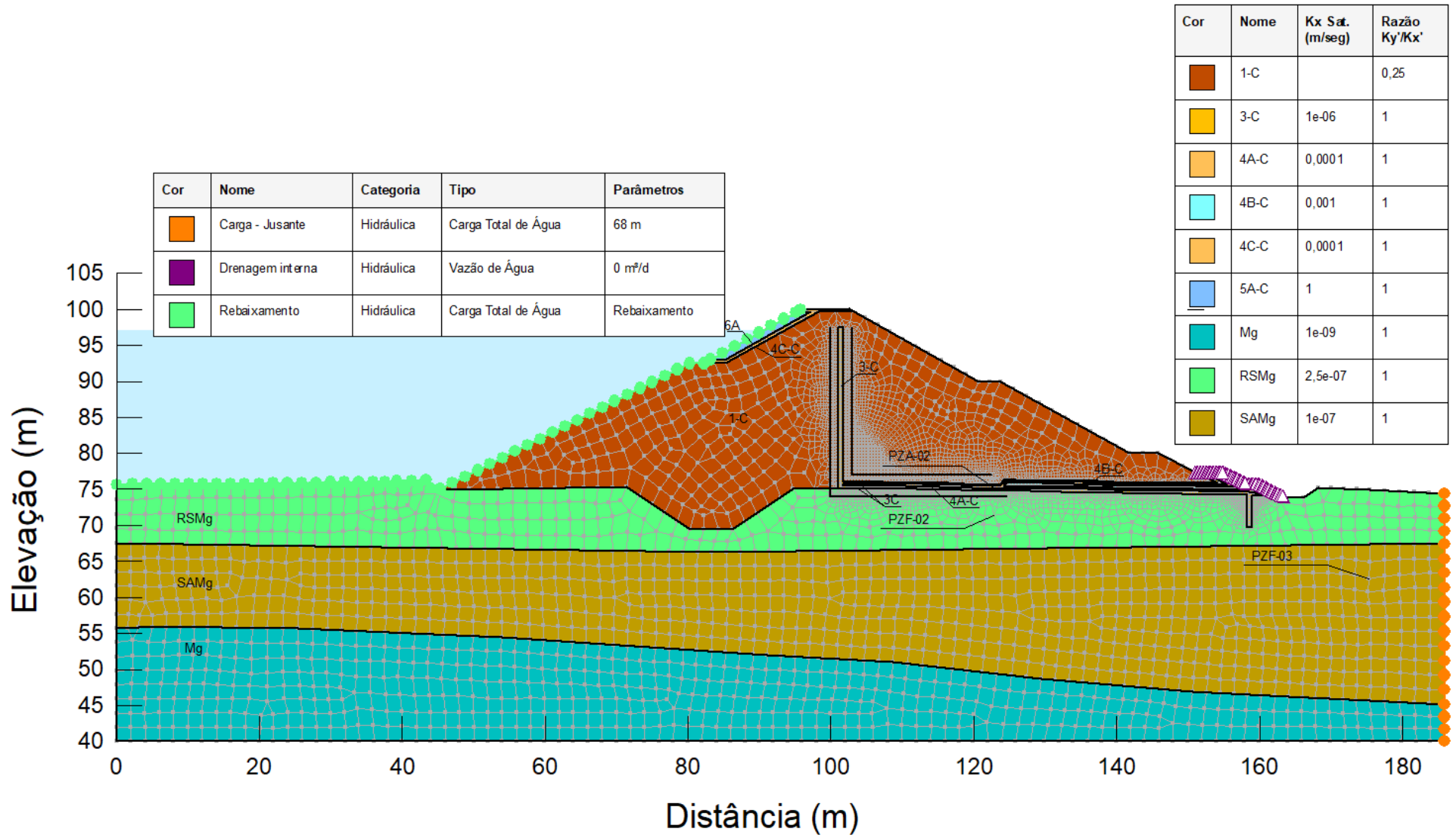
Seção B – Análise de Percolação - Regime Permanente



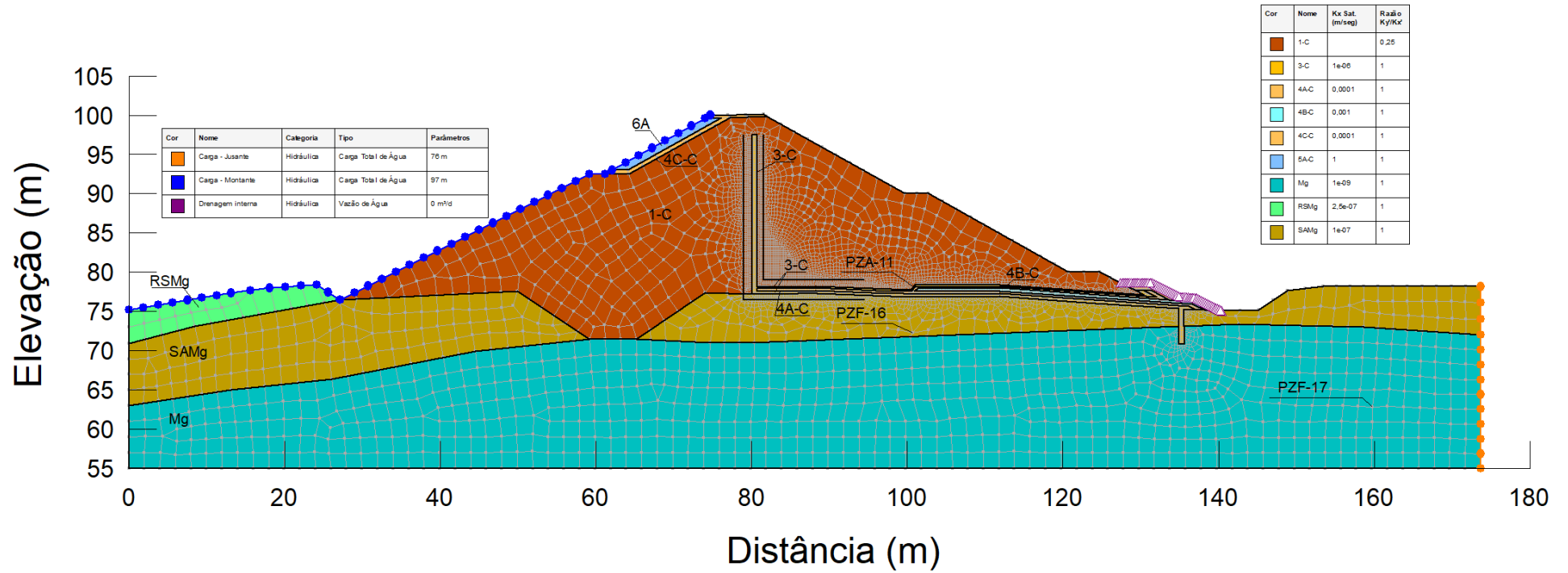
Seção B – Análise de Percolação - Regime Permanente - Elevação da Linha Freática



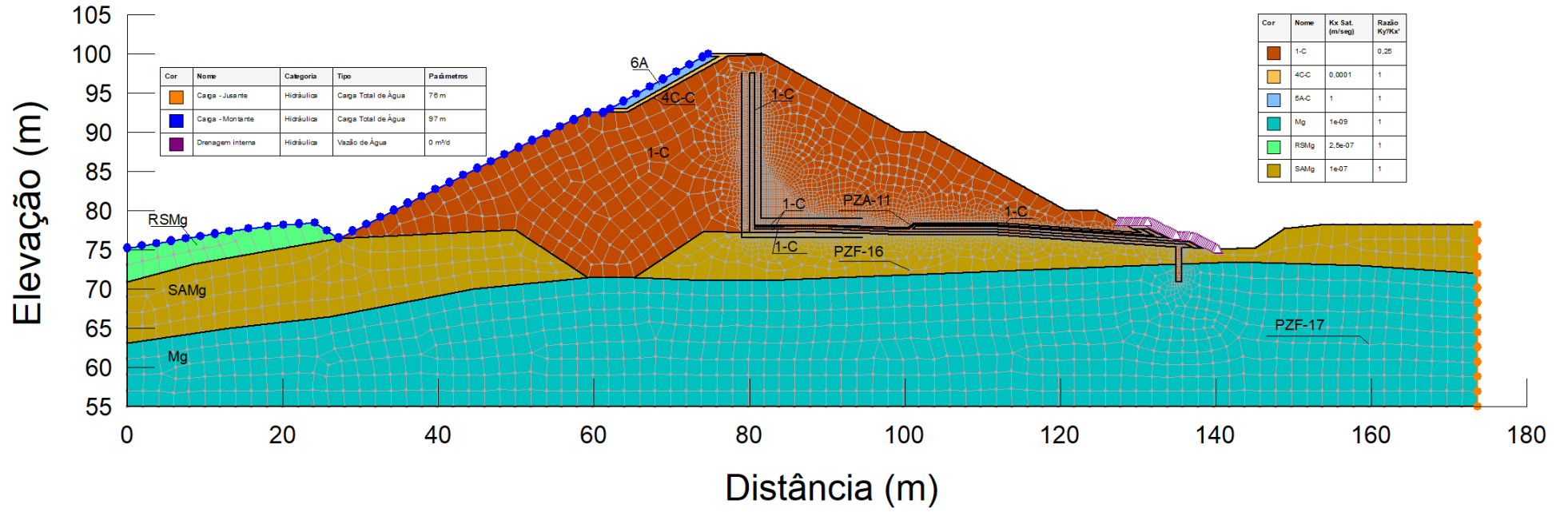
Seção B – Análise de Percolação - Regime Transiente



Seção C – Análise de Percolação - Regime Permanente



Seção C – Análise de Percolação - Regime Permanente - Elevação da Linha Freática



Seção C – Análise de Percolação - Regime Transiente

