Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil:
Construção e Infraestrutura

**Luigi Nascimento Pelizzoli**

# Barragem do Anel Dom Marco: Histórico, Obras de Recuperação e Análise de Fluxo Bidimensional

Porto Alegre
2024

LUIGI NASCIMENTO PELIZZOLI

# BARRAGEM DO ANEL DOM MARCO: HISTÓRICO, OBRAS DE RECUPERAÇÃO E ANÁLISE DE FLUXO BIDIMENSIONAL

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia

**Prof. William Fedrigo**
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
Orientador

**Prof. Luiz Antônio Bressani**
PhD. pelo Imperial College, University of London, Inglaterra
Coorientador

Porto Alegre
2024

LUIGI NASCIMENTO PELIZZOLI

# BARRAGEM DO ANEL DOM MARCO: HISTÓRICO, OBRAS DE RECUPERAÇÃO E ANÁLISE DE FLUXO BIDIMENSIONAL

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada como parte dos requisitos para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL, área de pesquisa de Obras Viárias e Hidráulicas, e aprovada em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 19 de abril de 2024.

**Prof. William Fedrigo**
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
Orientador

**Prof. Luiz Antônio Bressani**
PhD. pelo Imperial College, University of London, Inglaterra
Coorientador

**Profa. Ângela Borges Masuero**
Coordenadora PPGCI/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)**
Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

**Prof. Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)**
Doutor, Universidade Federal de Rio Grande, Brasil

**Prof. Murilo da Silva Espíndola (UFSC)**
Doutor, Universidade Federal de Santa Catarina, Brasil

A minha família. Mãe, meus dois pais, avós, irmãos,
minha noiva Michelle.

# AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por me dar forças todos os dias e sempre apontar o caminho até nos momentos mais difíceis.

Agradeço ao meu amor, Michelle, por absolutamente tudo. Ao teu lado vivo pleno, vivo feliz e posso ser quem realmente sou. Contigo quero passar o resto dos meus dias. Te amo infinito.

Agradeço a minha querida e amada mãe, Ana, por nunca deixar faltar nada, por me dar educação e me formar como pessoa, por sempre me apoiar, por ter lutado tanto para que eu chegasse até aqui. Ao meu pai, Flávio (*in memoriam*), que sempre me apoiou, me cuidou e acolheu em diversos momentos. Ao meu segundo pai, César, que também sempre esteve do meu lado, me cuidou e apoiou, que sempre esteve ao lado da minha mãe independente da situação. Vocês são meu maior exemplo. Amo vocês para sempre.

Agradeço aos meus irmãos, Giulio e Lucciano, pelos momentos de paz, alegria e apoio.

Agradeço aos meus avós por me cuidarem e estarem ao meu lado sempre.

Agradeço aos meus professores, fonte de sabedoria e inspiração. Professor Cléber, que para além da graduação, se tornou um grande amigo. Professor Bressani, por toda sabedoria transmitida. Se não fosse o momento histórico de pandemia que passamos, talvez teríamos tido mais tempo para conversarmos, quem sabe até compartilharmos um chimarrão. Professora Lysiane, que também se tornou uma grande amiga para além dos tempos de graduação. Ao Luiz, parceiro em tantos laboratórios na graduação. Graças a vocês, hoje tenho a vontade de me tornar professor para poder repassar um pouco do conhecimento que me foi passado e poder retribuir a sociedade dessa forma. Também, por inspiração a vocês, hoje valorizo ainda mais a educação e a profissão de professor, pauta tão importante para as futuras gerações e ao mesmo tempo tão desvalorizada neste país.

Agradeço aos meus amigos pelos grandes momentos. Pelos tragos, histórias, praias, festas, conversas, risadas, e tantos outros instantes. Leo, Pedro, Victor, Chris. A companhia de vocês tornou aqueles momentos da graduação um pouco mais leves. Jean, quantas risadas, quantos rolês aleatórios, quantas conversas. Turma da farmácia e seus cônjuges (eu incluso), quantos Vintages (y otras cositas más). Ana, por me acolher aqui em BH e se tornar uma grandiosa amiga. Todos vocês moram no meu coração.

"...existe obra quando o pensamento se debruça sobre a experiência como um não-saber dado que precisa ser transformado em saber, mudando a experiência dada em conhecimento. Como, a cada vez, o pensamento se debruça sobre experiências novas, ele precisa pensar o que ainda não foi pensado e dizer o que ainda não foi dito, pois, do contrário, se tentar explicar as experiências novas com o que já foi pensado e já foi dito, ele não será pensamento e sim ideologia."

*(Marilena Chauí)*

# RESUMO

PELIZZOLI, L. N. **Barragem do Anel Dom Marco: Histórico, Obras de Recuperação e Análise de Fluxo Bidimensional**. 2024. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

A segurança das barragens é crítica, pois falhas podem resultar em danos ambientais significativos e perdas de vidas. Quanto às barragens de concreto, as falhas principais tendem a ser provocadas pela erosão interna na fundação e pelo deslizamento ou colapso da estrutura, fenômenos estes que dependem diretamente do comportamento da rocha ou solo em que se assentam. Neste contexto, a Barragem do Anel Dom Marco desempenha um papel fundamental no controle hídrico do Rio Jacuí, no Rio Grande do Sul. Este estudo foi motivado por um incidente significativo ocorrido logo após a inauguração da barragem em 1972, que revelou vulnerabilidades geológicas em sua fundação. Passados aproximadamente 50 anos, este estudo aproveita as capacidades das ferramentas de simulação computacional contemporâneas para avaliar o comportamento hidrogeotécnico da barragem. Os resultados demonstraram que as intervenções realizadas na década de 1970 - que incluíram a injeção de cimento e a instalação de tirantes - foram fundamentais para estabilizar a estrutura. A análise de fluxo bidimensional confirmou que, apesar dos desafios iniciais e do contexto geológico complexo, a barragem manteve-se estável e funcional. Concluiu-se que, embora a fundação continue a representar um desafio, as medidas de reforço e manutenção têm sido bem-sucedidas. Com vistas ao futuro, recomenda uma vigilância contínua da erosão na fundação e avaliações periódicas para assegurar a durabilidade da barragem. Destaca-se a necessidade de intervenções planejadas para manter e aumentar a vida útil da estrutura.

**Palavras-chave: Barragem. Geotecnia. Análise de Fluxo. Erosão. Recuperação.**

# ABSTRACT

PELIZZOLI, L. N. **Anel Dom Marco Dam: History, Recovery Works, and Bidimensional Flow Analysis**. 2024. Dissertation (Master of Science in Civil Engineering) - Postgraduate Program in Civil Engineering: Construction and Infrastructure, Engineering School, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2024.

The safety of dams is critical, as failures can lead to significant environmental damage and loss of life. In the case of concrete dams, primary failures are often caused by internal erosion in the foundation and by the sliding or collapse of the structure, phenomena that directly depend on the behavior of the rock or soil on which they are based. In this context, the Anel Dom Marco Dam plays a fundamental role in the water control of the Jacuí River, in Rio Grande do Sul. This study was motivated by a significant incident that occurred shortly after the dam's inauguration in 1972, revealing geological vulnerabilities in its foundation. Approximately 50 years later, this study leverages the capabilities of contemporary computational simulation tools to assess the hydrogeotechnical behavior of the dam. The results showed that the interventions conducted in the 1970s - which included cement injection and the installation of anchors - were fundamental in stabilizing the structure. The bidimensional flow analysis confirmed that, despite the initial challenges and the complex geological context, the dam has remained stable and functional. It was concluded that, although the foundation continues to represent a challenge, the reinforcement and maintenance measures have been successful. Looking ahead, it recommends continuous vigilance of erosion in the foundation and periodic assessments to ensure the dam's durability. The need for planned interventions to maintain and increase the structure's lifespan is emphasized.

**Keywords: Dam. Geotechnics. Flow Analysis. Erosion. Recovery.**

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - (A) Localização da Bacia do Paraná; (B) e (C) Mapa geológico da Bacia do Paraná na região sul. ..... 24

Figura 2 – Domínios tectônicos do Estado do Rio Grande do Sul. ..... 26

Figura 3 – Localização geológica da barragem do Anel Dom Marco. ..... 28

Figura 4 - Seção típica de uma barragem em concreto ..... 31

Figura 5 – a) Diagrama de subpressão sem drenagem; b) Diagrama de subpressão com uso de drenos ..... 41

Figura 6 – Algumas condições da fundação onde as pontes rochosas fazem parte da superfície potencial de falha. ..... 44

Figura 7 – Esquema do processo de ruptura da barragem de Malpasset na França ..... 45

Figura 8 - Esquema dos processos de formação das rochas brandas ..... 46

Figura 9 - Esquema dos processos de formação das rochas brandas ..... 47

Figura 10 – Ordem de grandeza da permeabilidade de alguns materiais geotécnicos ..... 50

Figura 11 – Comparação entre as vazões totais medidas e calculadas no nível normal do reservatório (600 m) ..... 56

Figura 12 – Localização e esquema construtivo da barragem do Anel Dom Marco ..... 60

Figura 13 – Seção tipo dos trechos das comportas móveis. ..... 61

Figura 14 – Locação da ensacadeira e seção passante no Trecho 5. a) 1ª Fase; b) 2ª Fase. ..... 62

Figura 15 – Delineamento da pesquisa ..... 64

Figura 16 – Fluxograma das etapas de pesquisa ..... 66

Figura 17 – Granulometria das amostras retiradas da fundação da barragem. ..... 72

Figura 18 – Carta de plasticidade das amostras retiradas da fundação da barragem.....72

Figura 19 – a) Planta baixa da barragem do Anel Dom Marco; b) Vista frontal de montante para jusante.....75

Figura 20 – Seção transversal do pilar 2 após obras de recuperação. .....76

Figura 21 – Seção transversal do trecho 3 após obras de recuperação.....76

Figura 22 – Seção transversal do pilar 3 após obras de recuperação. .....77

Figura 23 – Seção transversal do trecho 4 após obras de recuperação.....77

Figura 24 – Seção transversal do pilar 5 após obras de recuperação. .....77

Figura 25 – Seção transversal típica dos trechos 6, 7, 8 e 9 após obras de recuperação. .....78

Figura 26 – Visão geral da área afetada à jusante da estrutura.....80

Figura 27 - (a) Cavidade formada por percolação de água através da rocha de fundação da barragem; (b) Avanço da erosão segundo uma zona falhada sob a fundação de um dos trechos; (c) Erosão em um dos locais em que a fenda horizontal intercepta uma das falhas inclinadas; (d) Fenda com intenso fraturamento da rocha por secagem ao longo das superfícies expostas. .....81

Figura 28 – Seção geológica D-D'. Detalhe A) Zona de falhamento situada sob a parte central do trecho 3. .....82

Figura 29 – Seção geológica E-E'. Detalhe A) Escavação na rocha sob a fundação do 2° contraforte do Trecho 3. Detalhe A.1) Presença de nata de cimento na cavidade encontrada na janela de inspeção.....83

Figura 30 – Seção geológica H-H'. Detalhe A) Fenda encontrada aproximadamente vertical. Detalhe A.1) Zona de contato da base do Pilar 3. Detalhe A.2) Fenda onde percebe-se o esmagamento da rocha em horizonte ferruginoso. .....83

Figura 31 – Seção geológica I-I'. Detalhe A) Zona fraturada abaixo do pilar 3 com presença da nata de cimento em fenda secundária. .....84

Figura 32 – Seção geológica J-J'. Detalhe A) Zona fraturada abaixo da célula central do Trecho 4. Detalhe A.1) Fratura com presença de argila na faixa de movimentação dos blocos. Detalhe B) Fenda horizontal com presença de argila e óxidos de ferro. Detalhe C) Visão geral da inspeção feita na região do Trecho 4. ..... 85

Figura 33 – Planta baixa esquemática e seções transversais principais dos tirantes implantados. ..... 88

Figura 34 – Gráfico de Nível de Montante pelo Desnível através das leituras históricas. ..... 92

Figura 35 – Médias do histórico de leituras dos drenos dos pilares. ..... 96

Figura 36 – Médias do histórico de leituras dos drenos dos trechos. ..... 96

Figura 37 – Médias e desvio padrão das leituras históricas dos piezômetros. ..... 98

Figura 38 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Pilar 2 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978. ..... 102

Figura 39 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Pilar 3 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para o ano de 1975, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975. ..... 103

Figura 40 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Pilar 5 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978. ..... 104

Figura 41 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Trecho 3 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978. ..... 105

Figura 42 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Trecho 4 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975. ..... 106

Figura 43 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Trecho Fixo, Bloco 8 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978. .....107

Figura 44 – Resultado dos dados modelados para os anos entre 2001 e 2019. .....110

Figura 45 – Resultados de subpressão na barragem e radier para diferentes condições de obra (dados de 1975), indicando forte redução pós-instalação dos drenos . .....111

# LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fator de Segurança por condição de carregamento ..... 34

Tabela 2 – Rupturas de barragens por décadas..... 42

Tabela 3 – Quantidade de dados obtidos. ..... 63

Tabela 4 – Documentação utilizada para obtenção dos dados. ..... 65

Tabela 5 – Tipos de análises executadas neste trabalho. ..... 67

Tabela 6 – Períodos geológicos evidenciados durante inspeção de 1973. ..... 70

Tabela 7 – Resultado dos ensaios de caracterização mecânica realizados através de ensaios triaxiais e de compressão simples. ..... 73

Tabela 8 – Histórico de leitura dos medidores de juntas (deslocamentos em cm). ..... 92

Tabela 9 – Médias e desvios padrão das vazões dos drenos da Barragem do Anel Dom Marco. ..... 95

Tabela 10 – Reduções de vazão média dos drenos por blocos entre os anos de 1975 e 1978. 97

Tabela 11 – Reduções de vazão média dos drenos por blocos. ..... 97

Tabela 12 – Valores de permeabilidade utilizados para calibração dos modelos. ..... 99

Tabela 13 – Valores utilizados para calibração dos modelos para o *software* Seep/w. ..... 100

Tabela 14 – Valores dos erros obtidos para os resultados das calibrações dos modelos. ..... 108

# LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA: Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico

CBDB: Comitê Brasileiro de Barragens

CCC: Condição de Carregamento de Construção

CCE: Condição de Carregamento Excepcional

CCL: Condição de Carregamento Limite

CCN: Condição de Carregamento Normal

CCR: Concreto Compactado com Rolo

CCV: Concreto Convencional Vibrado

CEMIG: Companhia Energética de Minas Gerais

CIENTEC: Fundação de Ciência e Tecnologia

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ELETROBRAS: Centrais Elétricas Brasileiras S.A.

FSSs: Fator de Segurança para Subpressões

FST: Fator de Segurança para Tombamento

$FSD_c$: Fator de Segurança para Deslizamento (coesão)

$FSD_\varphi$: Fator de Segurança para Deslizamento (ângulo de atrito)

FSF: Fator de Segurança à Flutuação

FST: Fator de Segurança ao Tombamento

ICOLD: International Commission on Large Dams

JTA: Junta

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

IP: Índice de Plasticidade

MAE: Mean Absolute Error

MEF: Método dos Elementos Finitos

N.A.: Nível do Reservatório

PPGCI: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura

PZ: Piezômetro

RMSE: Root Mean Squared Error

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USBR: United States Bureau of Reclamation

USACE: United States Army Corps of Engineers

# LISTA DE SÍMBOLOS

A: Área efetiva (comprimida) de contato da estrutura no plano em análise;

$\sum M_e$: Somatório de momentos estabilizantes;

$\sum M_t$: Somatório de momentos de tombamento;

R: Somatório das forças normais à superfície de deslizamento em análise (contato concreto-rocha);

$\sum E$: Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento;

$\sum N, efet$: Somatório das forças normais efetivas à superfície de escorregamento em análise;

$\emptyset$: Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

$\sum c$: Coesão característica ao longo da superfície de escorregamento;

$fsd_\phi$ e $fsd_c$: Coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão, respectivamente;

FSD, tot: Coeficiente de segurança ao deslizamento total.

CSD: Coeficiente de segurança ao deslizamento (USACE);

$\tau_r$ e $\tau$: Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

$\sigma_Z - u$: Tensão efetiva atuante na superfície de escorregamento (de compressão apenas);

c e $\phi$: Coesão e ângulo de atrito da superfície de escorregamento em análise;

n: número de amostras.

$y_i$: valor observado para a amostra i

$p_i$: valor previsto pelo modelo para a amostra i

# SUMÁRIO

**1. INTRODUÇÃO ..... 18**

1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA ..... 20

1.2 PROBLEMA DE PESQUISA ..... 20

1.3 QUESTÕES DE PESQUISA ..... 21

1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA ..... 21

1.5 DELIMITAÇÕES ..... 21

1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO ..... 22

**2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA ..... 22**

2.1 GEOLOGIA REGIONAL E LOCAL ..... 22

2.2 BARRAGENS DE CONCRETO ..... 29

2.3 PROBLEMAS E TRATAMENTOS DE MATERIAIS SEDIMENTARES ..... 45

**3. BARRAGEM DO ANEL DOM MARCO: CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS E MÉTODO DE ESTUDO ..... 59**

3.1 HISTÓRICO E CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA ..... 59

3.2 MÉTODO UTILIZADO E DOCUMENTAÇÃO RELACIONADA ..... 63

3.3 GEOLOGIA LOCAL E PARÂMETROS DE PERMEBILIDADE DA FUNDAÇÃO . 69

3.4 ARRANJO GERAL DAS ESTRUTURAS ..... 73

**4. PROBLEMAS DE EROSÃO E OBRAS DE RECUPERAÇÃO ..... 79**

4.1 DESCRIÇÃO DOS PROBLEMAS OBSERVADOS ..... 79

4.2 OBRAS DE RECUPERAÇÃO ..... 86

**5. DADOS DE MONITORAMENTO DE FLUXO E AJUSTE DOS PARÂMETROS 91**

5.1 DRENOS ..... 93

5.2 PIEZÔMETROS ..... 97

5.3 CALIBRAÇÃO DO MODELO PARA FLUXO PERMANENTE ..... 99

**6. VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DAS CONDIÇÕES DE FLUXO ..... 100**

**7. RECOMENDAÇÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS ..... 112**

**REFERÊNCIAS ..... 115**

# 1. INTRODUÇÃO

O Rio Grande do Sul possui uma extensa rede hidroviária que integra rios e lagoas importantes, destacando-se pela sua capacidade de expansão no setor de transportes de carga. A região conta com rios como o Jacuí, que possui 364,8 km de extensão e é crucial para o sistema, apresentando três eclusas estratégicas em Amarópolis, Dom Marco e Fandango, que facilitam o tráfego e a movimentação de mercadorias, contribuindo para a eficiência do transporte fluvial no estado.

Para a operação das eclusas é necessário a construção de barragens para regularização de vazões e viabilização de desníveis entre os dois trechos do rio abreviados pela eclusa. Sendo assim, as barragens que acompanham as eclusas também acabam por ter um papel, mesmo que coadjuvante, de muita importância para a viabilização dessas obras.

Localizada em Rio Pardo, a Barragem do Anel Dom Marco desempenha um papel vital no controle hídrico do Rio Jacuí, essencial para a manutenção da navegabilidade na região. Começada em 1966 e inaugurada seis anos depois, esta barragem de concreto convencional com vertedouro fixo foi construída para estabilizar uma variação de nível de água de 7,10 com cota de estiagem a +6,40 m e cota de represamento máximo a +13,50 m.

Para estabilizar a Barragem do Anel Dom Marco após detecção de erosão progressiva em sua fundação, foram adotadas medidas de reforço estrutural e monitoramento. O atirantamento da barragem foi uma das primeiras intervenções, foram executados 135 tirantes de cabo, lavagem e injeção de nata de cimento nas descontinuidades encontradas na fundação, injeção de colagem e preenchimento/injeção no radier, seguido de sondagens e ensaios laboratoriais para caracterização dos materiais da fundação. Análises petrográficas e a instalação de piezômetros, os quais indicaram também a presença de uma descarga de ar, devido a turbulência a jusante por erosão regressiva, contribuíram para o entendimento das causas da instabilidade. Um desvio do rio e a construção de ensecadeiras possibilitaram o acesso à fundação para a realização de injeções de cimento e instalação de tirantes, visando a consolidação e impermeabilização do local.

A revisão bibliográfica ressalta que as barragens de concreto do tipo gravidade são influenciadas pela geometria da seção, pela massa do concreto, e pelas condições da fundação,

sendo a segurança dessas estruturas assegurada por meio da análise de vários fatores, incluindo subpressões, pressões hidrostáticas e empuxos, com coeficientes de segurança variando em função do caso de carregamento considerado. Adicionalmente, a subpressão sob a fundação das barragens de concreto é um aspecto crítico que influencia diretamente na estabilidade estrutural. A determinação adequada das subpressões e a implementação de sistemas eficazes de drenagem são essenciais para minimizar os riscos de deslizamento.

Conforme apresentado no Boletim 188 da ICOLD (2019), excluindo-se as ocorrências com barragens de rejeitos, observa-se que 67% das rupturas catalogadas ocorreram em barragens de terra. Este tipo é seguido pelas barragens de gravidade, responsáveis por 15% dos casos, e pelas barragens de enrocamento, com 11%. Os dados também indicam que a taxa de rupturas em grandes barragens ao redor do mundo é de 0,88%. Especificamente para as grandes barragens de aterro, as causas mais comuns de ruptura identificadas são o transbordamento, representando 40%, seguido pela erosão interna, com 39%, e por falhas estruturais, abrangendo 21% dos casos. Para barragens rígidas, os principais motivos de colapso estão associados a problemas na fundação devido à erosão interna e a falhas estruturais.

Tschiedel (2019) destaca um aumento na frequência de falhas de barragens no Brasil, particularmente na década de 2010. Esse aumento pode refletir não apenas o envelhecimento das estruturas e o crescimento no número de barragens, mas também uma maior conscientização e documentação de falhas. O monitoramento mais efetivo e a comunicação ampliada sobre tais eventos têm melhorado o entendimento das causas e circunstâncias que levam à ruptura das barragens, incluindo o papel crítico da erosão na fundação.

O desastre da Barragem de Malpasset, analisado por Duffaut (2013), serve como um estudo de caso significativo que ilumina os riscos associados às fundações instáveis e as forças hidráulicas não adequadamente contabilizadas. A erosão na fundação, particularmente em rochas de menor resistência, como identificado por Serafim (1987) na margem esquerda da barragem de Malpasset, destaca como tensões de tração e a subsequente infiltração de água podem criar forças de subpressão elevadas, desencadeando o deslizamento da fundação.

Este trabalho analisa uma série de documentos disponibilizados pelo DNIT para compreender o comportamento da estrutura após cerca de 50 anos após suas obras de recuperação, com foco em seu comportamento de fluxo pela fundação. Desta forma, analisa-se o histórico dos fatos

ocorridos buscando compreendê-los e adequá-los a realidade atual das análises computacionais, neste caso, principalmente as análises de fluxo bidimensional.

## 1.1 CONTEXTO E JUSTIFICATIVA

A barragem do Anel Dom Marco está inserida na principal hidrovia do Rio Grande do Sul, que é o rio Jacuí. Com a possível revitalização desta hidrovia, se faz necessário que suas estruturas de apoio sejam revisadas, renovadas e postas em um novo patamar de utilização.

Sabe-se que barragens são estruturas que possuem uma complexidade implícita por estarem em um meio completamente dinâmico com o passar do tempo. Desta forma, este trabalho procura atualizar e rever documentos à época da construção da barragem do Anel Dom Marco para contribuir com futuras intervenções que se façam nesta estrutura.

Com os dados obtidos de documentos, artigos e dos instrumentos instalados criou-se uma proposta de modelo de fluxo com a tentativa de atualizar os esforços aplicados na estrutura à luz de novas ferramentas computacionais, para que este material possa ser utilizado em futuras intervenções no complexo do Anel Dom Marco.

## 1.2 PROBLEMA DE PESQUISA

Como descrito, a barragem Dom Marco sofreu um acidente considerado grave em seu primeiro ano após a inauguração, fruto de anomalias geológicas em sua fundação e um forte processo erosivo. Após o acontecimento, houve intervenções para estabilizar a estrutura e evitar uma possível ruptura. Entretanto, o contexto geológico da barragem é significativamente problemático, mesmo com as intervenções. Atualmente sabe-se pouco da situação das fundações da barragem e da efetividade das intervenções após 50 anos e, portanto, um levantamento de dados e aplicação de ferramentas computacionais recentes auxiliariam a se ter essa compreensão. A busca pelos documentos relacionados aos estudos propostos à época de sua construção e por trabalhos recentes auxiliariam na parametrização e a escolha de dados relevantes com os quais, através de uma análise detalhada e à luz de observações atuais pode-se prever futuros riscos e sugerir maneiras de contorná-los.

## 1.3 QUESTÕES DE PESQUISA

Dadas as circunstâncias envolvendo a lacuna do conhecimento e as condicionantes da barragem, a questão de pesquisa do trabalho pode ser estabelecida da seguinte forma:

Como está a situação do fluxo de água e o processo erosivo na fundação da barragem Dom Marco a partir de uma reavaliação dos dados com informações geológicas atualizadas e após as obras de recuperação a partir de ferramentas computacionais recentes?

Como desdobramento da questão principal, foram definidas as questões secundárias:

- A estrutura tem condições de se manter estável por mais 50 anos pelo menos?
- Quais melhorias podem ser implementadas para aumentar sua durabilidade?

## 1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA

A fim de responder à questão de pesquisa apresentada anteriormente, o objetivo geral desta pesquisa de mestrado é **compreender o comportamento hidrogeotécnico da Barragem Dom Marco a partir de tecnologias e informações atuais.**

Como auxílio para atingir o objetivo geral, outros três objetivos específicos são delineados:

a) Análise do comportamento de fluxo da barragem (comparando com estudos da época);

b) Modelagem do fluxo através de softwares atuais (Seep/w) e utilizando dados históricos da instrumentação instalada na estrutura;

c) Organização de documentos históricos do projeto e construção da barragem e criação de um *databank* a partir dos dados coletados nos documentos.

## 1.5 DELIMITAÇÕES

A principal delimitação do trabalho está relacionada a obtenção dos dados atuais da estrutura, principalmente ao que condiz ao modelo de fluxo. A obtenção dos dados foi feita a partir dos valores originais de projetos, artigos relacionados à barragem e análise das séries históricas da instrumentação que foram disponibilizadas. A partir destes dados, se fez uma análise crítica dos valores, comparando-os com outras bibliografias para maior sensibilidade da parametrização e

dentro do próprio software de análise. A obtenção de valores de campo atuais não foi possível por limitações de recursos implicaria em demanda de tempo e dinheiro, o qual o autor não pode arcar.

### 1.6 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está dividido entre a introdução, conduzindo o objetivo do trabalho, questões levantadas e debatidas ao longo do texto; uma revisão bibliográfica de materiais que permeiam a temática de barragens de concreto em fundações de rochas sedimentares e seus possíveis problemas; o método utilizado no desenvolvimento da pesquisa de mestrado; descrição e contextualização histórica da estrutura estudada, este sendo divido entre capítulos da estrutura de concreto em si, seus problemas de erosão evidenciados pelo acidente no ano de 1973 e seus dados de instrumentação; apresentação das documentações levantadas em ordem cronológica para entendimento da estrutura nos dias atuais e proposta de um novo modelo de fluxo; análise desta situação atual e; por fim, recomendações e conclusões finais para a barragem do Anel Dom Marco.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo traz as principais referências que cercam o tema abordado nesta dissertação, conectando assuntos previamente estudados em outras bibliografias com o histórico construtivo e as obras de recuperação da barragem do Anel Dom Marco.

### 2.1 GEOLOGIA REGIONAL E LOCAL

A geologia regional descrita neste capítulo tem seu foco na região norte do estado do Rio Grande do Sul, procurando expandir sua explicação nesta região pois o ponto de interesse desta dissertação está inserido neste contexto geológico. Nos capítulos seguintes a contextualização geológica reduz sua abrangência para maior concentração na barragem do Anel Dom Marco.

As unidades geomorfológicas Sul Rio Grandenses como conhecemos atualmente iniciaram sua formação na era cenozoica, há 65 milhões de anos, durante o período Terciário. Seus quatro

principais compartimentos geológicos são o Planalto Meridional, a Planície Costeira, a Depressão Central e o Escudo Sul-Rio-Grandense, sendo a Planície Costeira a formação mais jovem entre estas (Holz, 2003).

Também Holz (2003) descreve algumas das principais formações presentes em nossa geologia com a datação na era triássica, há 250 milhões de anos, como o Grupo São Bento, composto das formações Piramboia, Botucatu e Serra Geral. Com um olhar geral para o Rio Grande do Sul, enxerga-se também a divisão dos compartimentos previamente mencionados, como o Cinturão Dom Feliciano, ao sul do estado.

Milani (1991, 1997 e 2000) possui um vasto trabalho para a porção norte do estado, onde está contida a Bacia do Paraná. Neste arcabouço estratigráfico estão contidas as formações descritas anteriormente. Outros autores, como Scherer (2000, 2021) e Soares (2009) também possuem trabalho expressivo com relação a esta porção do Estado.

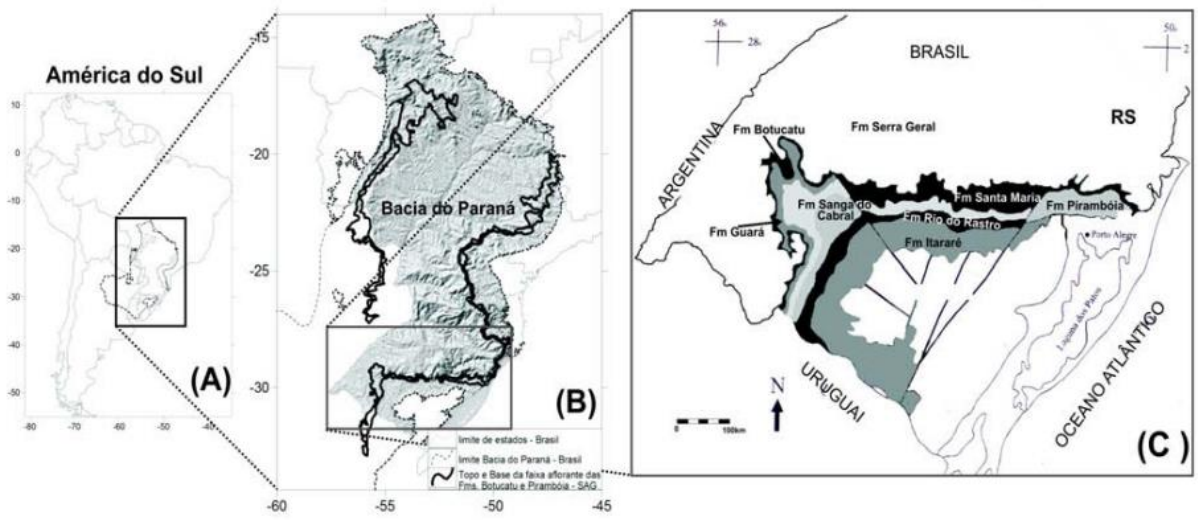
Conforme Nieble (2021), na era do Permiano médio são depositadas as formações: Rio Bonito, Dourados e Tatuí, seguidas pela formação Palermo no Permiano médio, constituída por folhelhos, siltitos e arenitos. No Permiano superior origina-se a formação Irati, constituída de folhelhos betuminosos e calcários depositados em ambiente marinho restrito. Finalizando a sequência tem-se a fase marinha da Bacia do Paraná, com depósitos da formação Serra Alta e o início da fase continental, com as Formações Teresina, Corumbataí, Rio do Rastro, Sanga do Cabral e Piramboia.

Milani (1997) explica que acompanhando a deformação da margem gondwânica, do Meso a Neopermiano, teve lugar uma progressiva e irreversível continentalização dos sistemas deposicionais na Bacia do Paraná, registrada na porção terminal da Supersequência Gondwana I (Formação Rio do Rasto). Desertos arenosos cobriram completamente a bacia e regiões vizinhas durante o Neojurássico (Formação Botucatu), seguidos pelas lavas Neocretáceas da Formação Serra Geral.

Ainda, Milani (1998), descreve que a Supersequência Gondwana II da bacia do Paraná é bem representada pela Fm. Santa Maria e unidades conectadas. Esta Formação inclui arenitos finos a médios, siltes esbranquiçados, conglomerados locais, estratificações cruzadas tangenciais, intercaladas entre maciços a laminados, folhelhos e siltitos vermelhos, subordinadamente com calcares e gesso depositados em camadas. Tais depósitos formados em ambiente lacustre-

fluvial. Faccini (1989) e Scherer (1994) revelam em seu estudo uma forte correlação climática sobre a sedimentação, expressa como a frequência da variação de nível da base lacustre, originando uma série de depósitos bem definidos com alta frequência. Nieble (2021) complementa em Gondwana II com fases deposicionais de sedimentos em porções restritas da Bacia do Paraná durante o Triássico superior. No que hoje conhecemos com o estado do Rio Grande do Sul, surgem unidades estratigráficas de duração e extensão contidas, originadas em ambiente fluvial e lacustre, constituindo o Grupo Rosário do Sul, que inclui as formações Sanga do Cabral, Santa Maria, Caturrita e Guará, apresentado na Figura 1. Ainda, na grande parte da extensão da Bacia do Paraná, durante o período Triássico, Jurássico e início do Cretáceo prevalecem as condições climáticas de deserto, criando o extenso paleodeserto de Botucatu.

Figura 1 - (A) Localização da Bacia do Paraná; (B) e (C) Mapa geológico da Bacia do Paraná na região sul.




Fonte: Soares, 2009.

Já a Supersequência Gondwana III, por Milani (1998), é representada por um pacote sedimentar de areias finas a médias, quartzosas, coloração avermelhada e bem selecionados, exibindo uma estratificação cruzada de grande escala e constituindo a Formação Botucatu. Em Nieble (2021) é explanado que topo desta unidade é intercalado com as primeiras camadas de lava, marcando o início de uma sequência de manifestações vulcânicas fissurais, decorrentes do processo de fragmentação do continente Gondwana, que conduziu à formação do Oceano Atlântico Sul. Estas extrusões de lava de grande porte resultaram na hoje conhecida Formação Serra Geral. Por conseguinte, entre os intervalos das manifestações vulcânicas continuaram atuantes as condições ambientais de deserto, resultando na justaposição de sequências basálticas com intercalações sedimentares formadas em ambiente eólico.

Na consolidação de Gondwana, a Bacia do Paraná foi incluída na vasta e árida massa terrestre durante os tempos de Triássico e Jurássico. No início do Cretáceo, a separação de Gondwana marcou o fim de uma longa história de sedimentação. O registro sedimentar de sua Bacia do Paraná terminou com o acúmulo da fina cobertura pós-basal representada pela supersequência de Bauru (MILANI, 1998).

Em resumo, Nieble (2021) contempla que o conjunto de sequências sedimentares sub-basálticas, formado pelas formações Botucatu, Piramboia, Sanga do Cabral (antiga Rosário do Sul), Tacuarembó, Buena Vista e Missiones origina o que se denomina de Sistema Aquífero Guarani. Ainda, as três áreas que correspondem à Bacia do Paraná propriamente, ordenam a Bacia Serra Geral, contemplando os arenitos eólicos da formação Botucatu e os derrames basálticos da formação Serra Geral e, finalmente, a Bacia Bauru, uma bacia intracratônica. Depois disso, identificam na Bacia do Paraná quatro ciclos de subsidência, correspondentes às supersequência Rio Ivaí, Paraná, Gondwana l e Gondwana II. Ao fim desses quatro ciclos, tem-se início o ciclo da Bacia Serra Geral, que corresponde à supersequência Gondwana III (Milani, 1997) e que compreende as formações Botucatu e Serra Geral, reunidas no Grupo São Bento.

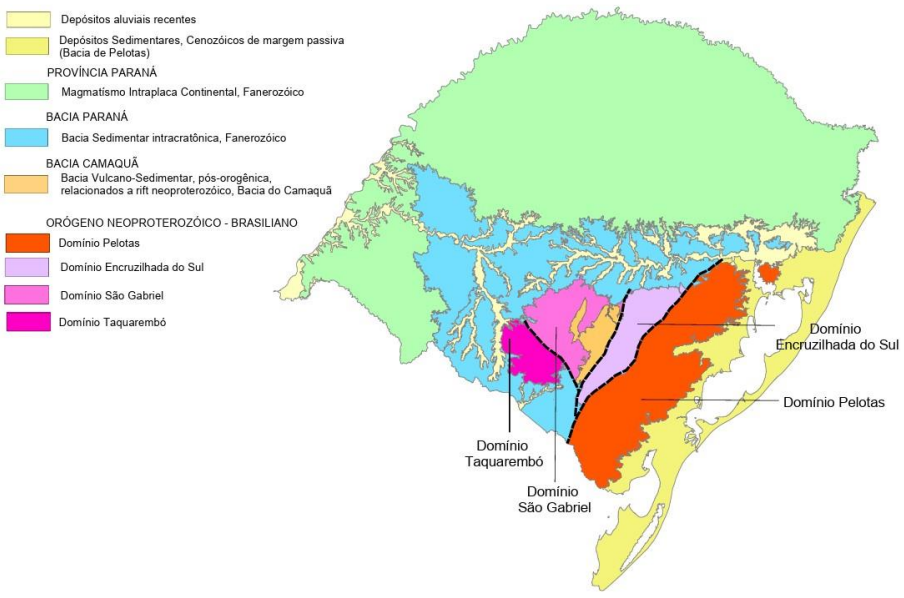
O Grupo Serra Geral foi formado através de uma sequência de eventos, cada um abrangendo grande complexidade. Para o seu pleno entendimento, é necessário investigar processos de fusão parcial do manto astenosférico e litosférico, a ascensão de magmas e suas modificações, a residência dos magmas na crosta e o processo final de efusão das lavas na superfície para formar a segunda maior província basáltica continental da Terra. Na trajetória ascendente, os magmas interagem com a crosta de várias maneiras, inclusive através da liberação do calor dos sills e consequente aumento do grau geotérmico na Bacia do Paraná. (HARTMANN, 2014)

De acordo com Reis (2014) a Formação Serra Geral apresenta-se em derrames sucessivos, onde os sistemas principais de fraturamento estão relacionados a esforços tectônicos, gerando fraturas subverticais associadas as disjunções sub-horizontais (entablamentos), originadas pelos processos de resfriamento. Nos derrames e intertraps arenosos observa-se que o sistema permoporoso constitui-se da porosidade: por fraturamento, vesicular, por dissolução e micro porosidade. Mizusaki *et al*. (2002) expõe que este sistema permoporoso seria constituído por um intenso processo de fraturamento associado à porosidade das zonas vesiculares (porosidade vesicular). Na zona vesicular, microfraturas resultantes do processo de resfriamento conectam as vesículas e conferem permeabilidade a esta porção.

Hartmann (2014) explica que a história da Fm. Serra Geral envolve processos de fusão parcial do manto astenosférico e litosférico, a ascensão de magmas e suas modificações, a residência dos magmas na crosta e o processo final de efusão das lavas na superfície, formando a segunda maior província basáltica continental da Terra. Durante a trajetória ascendente, os magmas interagem com a crosta de várias maneiras, incluindo a liberação de calor dos sills, o que aumenta o grau geotérmico na Bacia do Paraná. Apenas uma pequena parte do volume de magma atingiu a superfície (cerca de 10%), formando o Grupo Serra Geral.

Na porção ao sul há o Cinturão Dom Feliciano, onde Jelinek (2021) decorre que a margem continental brasileira é formada pela extensa área de terrenos Pré-Cambrianos, que ocupam o norte do estado de SC, como continuidade das escarpas da Serra do Mar, da margem sudeste, estreitando-se no sul de SC, à medida que as formações pertencentes à Bacia do Paraná se aproximam do oceano. A parte mais interiorizada da margem sul, no limite entre os estados de SC e do RS, é composta por notáveis feições geomorfológicas, formadas pelo corte abrupto do Planalto Meridional, através de paredões verticalizados de rochas vulcânicas, que, por uma grande extensão, mostram uma sucessão de cânions, próximos à planície do litoral Atlântico. Estas divisões podem ser observadas na Figura 2.

Figura 2 – Domínios tectônicos do Estado do Rio Grande do Sul.




Fonte: CPRM, 2021

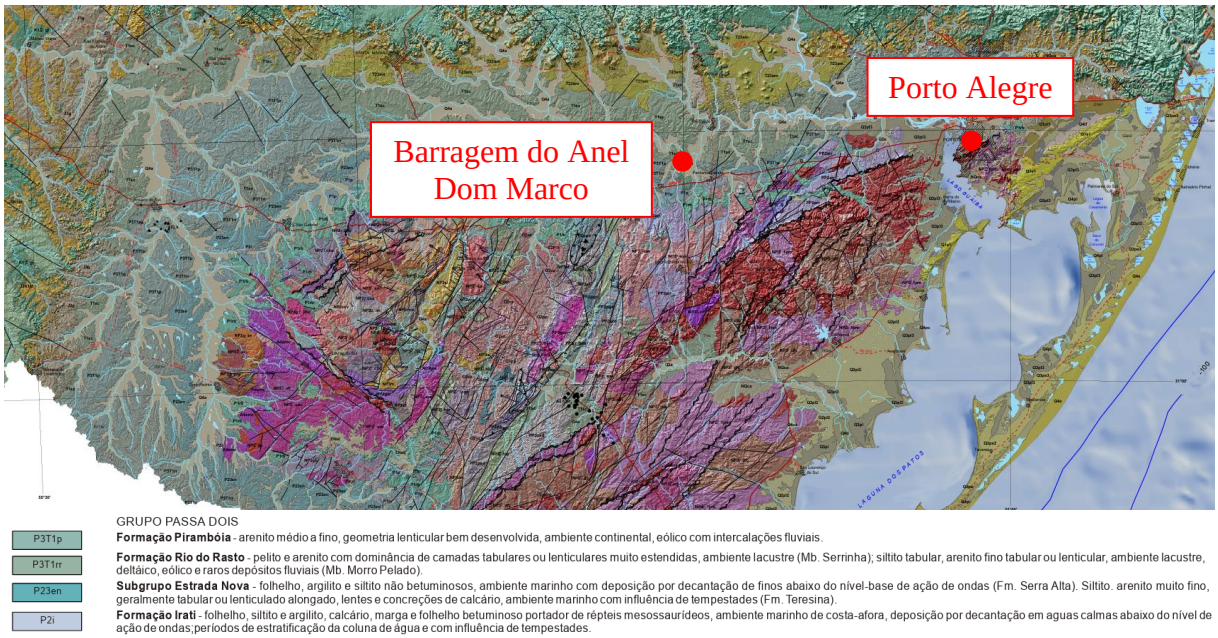
### 2.1.1 Formação sedimentar local – Fm. Estrada Nova

Segundo Petri (1982), a bacia intracratônica do Paraná, iniciam as formações com o Grupo Tubarão de idade permo-carbonífera, seguido pelos sedimentos permianos do Grupo Passa Dois. Este grupo se organiza em três formações principais: a Formação Irati na base, seguida pela Estrada Nova e culminando com a Rio do Rastro, cada uma com características litológicas distintas, refletindo uma sequência deposicional complexa e diversificada.

A nomenclatura da Formação Estrada Nova foi inicialmente proposta por White em 1908 para descrever os folhelhos cinzentos e variegados que se situam acima do folhelho preto da Formação Irati. Sousa (1985) detalha que esta formação, localizada na base da coluna geológica estudada, é composta majoritariamente por sedimentos de siltito e arenito fino, intercalados com siltito cinza e, em certos trechos, caracteriza-se pela presença de camadas lenticulares de arenito muito fino. Além disso, este autor detalha que a Formação Estrada Nova, como tendo fraturas preenchidas grão-a-grão em siltitos, indicando um processo de preenchimento de espaços abertos, apresentando características texturais que sugerem condições de deposição em um ambiente de calma tectônica, destacando-a dentro do Grupo Passa Dois.

As formações Estrada Nova e Rio do Rasto exibem uma mudança progressiva em sua mineralogia, com a Estrada Nova (composta pela Formação Serra Alta e Teresina indistinta) e o Rio do Rasto mostrando uma predominância de esmectita, conforme citado em Milani (2000). Para Teixeira (2011) esse padrão corresponde a uma continentalização e aridez crescente. A sequência estratigráfica revela um aumento na granulometria desde a Formação Irati até o Rio do Rasto, com a Estrada Nova marcada pela presença de folhelhos escuros a camadas de siltito e arenito vermelhos de granulação fina a média, e lentes e concreções carbonáticas, sugerindo ambientes de sedimentação redutores.

Figura 3 – Localização geológica da barragem do Anel Dom Marco.




Fonte: Adaptado de CPRM, 2021

O Grupo Passa Dois, analisado em profundidade por Christofoletti (2020 e 2021), é um complexo geológico de extensa distribuição na Bacia Sedimentar do Paraná, marcando sua presença de São Paulo aos estados do sul do Brasil. Este conjunto de formações geológicas, pertencente ao período permiano, integra a vasta e globalmente significativa bacia sedimentar, caracterizando-se pela diversidade litológica e pelas controvérsias em sua classificação estratigráfica. A Formação Estrada Nova, elemento deste grupo, é composta por litofácies distintas, desde folhelhos sílticos laminados com concreções ocasionais até siltitos intercalados com arenitos carbonáticos, evidenciando um incremento na granulometria e na complexidade sedimentar em direção ao topo. O Membro Teresina, parte superior da Fm. Estrada Nova, correlaciona-se aos argilitos da Fm. Corumbataí e tem sua ocorrência limitada ao sudoeste de São Paulo.

As investigações de Christofoletti (2020) identificam cinco litofácies principais, mostrando a variação de estruturas sedimentares e composições litológicas que vão além das cores acinzentadas, alcançando tonalidades avermelhadas nos estratos superiores. As litofácies variam em granulação, desde fina até média, com estruturas que alternam entre maciças e plano-paralelas, refletindo as diferentes condições de deposição ao longo do tempo geológico. As controvérsias que persistem entre os pesquisadores, destacadas por Christofoletti (2021), acerca da nomenclatura e estratigrafia das formações, sublinham a necessidade de uma definição mais

clara e estudos de fácies sedimentares consistentes para elucidar a evolução histórica e a dinâmica deposicional dessas formações. A complexidade interpretativa evidenciada pelos diversos autores ressalta a riqueza de informações e o potencial científico que o Grupo Passa Dois oferece para o entendimento da história geológica do Brasil.

Complementarmente, de acordo com Machado (1998), na análise da coluna geológica, a Formação Estrada Nova, localizada na base, não é caracterizada por conter água em volumes consideráveis. Dentro do Grupo Passa Dois, apenas a Formação Rio do Rasto é reconhecida como um aquífero.

## 2.2 BARRAGENS DE CONCRETO

Neste capítulo será realizada uma abordagem geral sobre barragens de concreto do tipo gravidade, procurando descrever suas principais características, como seus métodos analíticos de estabilidade, peculiaridades envolvendo barragens assentadas sobre rochas brandas, bem como alguns métodos de reforço de fundações deste tipo de estrutura. Dessa forma, serão embasados os temas envolvendo a barragem do Anel Dom Marco, descritos em um capítulo posterior.

### 2.2.1 Funcionamentos e exemplos

Barragens de concreto de gravidade são estruturas sólidas que garantem sua estabilidade a solicitações de projeto através de seu formato, sua massa e pela resistência do concreto (U.S. Army Corps of Engineers, 1995). Essas estruturas geralmente têm um perfil triangular, podendo ser levemente curvadas ou não, de maneira a atender condições específicas de projeto e de campo. A estrutura vertedora pode estar contida na seção principal da estrutura, onde geralmente há um sistema de comportas para a regulagem da vazão.

Seu projeto possui alta complexidade e interdisciplinaridade, entre temas estruturais, geotécnicos, hidrológicos e socioambientais. Para o correto funcionamento dessas barragens, as principais verificações a serem feitas são: flutuação, tombamento, deslizamento, ruptura pontual e ruptura geral. Seus fins se resumem nos itens a seguir, podendo servir para mais de um deles concomitantemente:

a) Aproveitamento hidrelétrico;

b) Regularização de vazões;
c) Irrigação;
d) Abastecimento doméstico e industrial;
e) Controle de inundações.

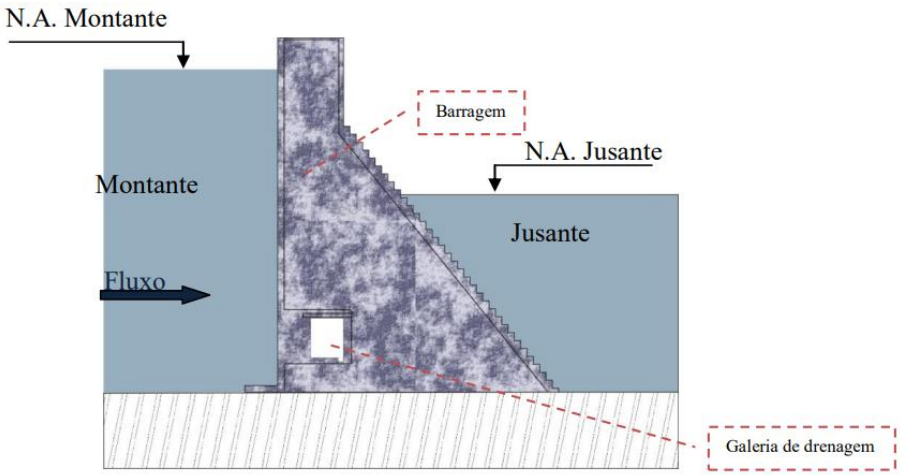
Quanto aos sistemas construtivos, há dois comumente utilizados para este tipo de estrutura, sendo o Concreto Convencional (CCV) e o Concreto Compactado a Rolo (CCR). A construção de barragens em CCR (Concreto Compactado a Rolo) é uma prática relativamente nova, porém bastante econômica quando comparada às barragens de concreto convencional (CCV). Isso é válido mesmo considerando as melhorias desenvolvidas no Brasil para o concreto convencional nas décadas de 70 e 80. Na técnica de CCR, utiliza-se um concreto com abatimento nulo, que é lançado, transportado e compactado com os mesmos equipamentos utilizados em barragens de terra e enrocamento. As características do CCR após endurecido são semelhantes às do concreto convencional. Entretanto, devido à técnica construtiva, há a formação de uma quantidade maior de juntas de construção, com espaçamento de aproximadamente 0,3m entre as camadas compactadas com rolo. É fundamental dar atenção especial a essas juntas para garantir boa aderência e resistência ao cisalhamento. Para proporcionar maior impermeabilidade junto às faces de montante das barragens de CCR, são utilizadas camadas verticais de concreto convencional moldado no local, ou pré-fabricado e ainda algumas vezes a associação destes com membranas de PVC em toda a extensão da face de montante da barragem (ANDRIOLO, 1998).

De modo geral, as barragens de concreto tipo gravidade tendem a ser mais dispendiosas do que as construídas com terra e/ou enrocamento. Uma seção típica está na Figura 4. Em certos casos, a altura do maciço da barragem, o comprimento do eixo longitudinal ou a disponibilidade de material para construção podem reverter essa premissa. O maciço da barragem de concreto é o tipo mais resistente e de menor custo de manutenção, sendo recomendado para vales amplos e capaz de ser construído na maioria dos locais com fundações rochosas, devido à grande tensão exercida pela estrutura. Entretanto, sua altura é restrita pela capacidade de resistência do maciço rochoso da fundação, como descrito por Santos (2018).

Segundo Costa (2012), quando a fundação é constituída de material de aluvião incoerente, a altura das barragens tem sido limitada a 20 m. No caso de a fundação ser de rocha sã, porém situada a uma considerável profundidade da superfície do terreno, pode ser mais adequado e

econômico construir-se uma barragem de terra, visto que, esta não necessita repousar sobre fundação em rocha. Assim, evita-se uma grande quantidade de escavações.

Figura 4 - Seção típica de uma barragem em concreto




Fonte: Ketzer, 2005

A maioria das barragens construídas no sistema CCR é de gravidade, porém em países como a China e África do Sul, há exemplos de barragens de arco-gravidade (Andriolo, 1998). As barragens de concreto convencional ainda são construídas, sempre condicionadas onde as dimensões e volumes dessas estruturas tornam inviável a aplicação de CCR.

De acordo com Araújo (2009), as barragens do tipo gravidade são adequadas para vales com fundações e ombreiras em rocha ou material resistente e pouco fraturado, desde que haja disponibilidade de pedreiras e areia, e que o terreno tenha uma cobertura de solo com pouca espessura, de modo a não encarecer a obra com os serviços de remoção. Em empreendimentos de médio e grande porte, a última condição pode não ter grande relevância, permitindo maiores profundidades de remoção de solos. A decisão de construir uma barragem de concreto-gravidade deve ser tomada após uma análise cuidadosa das condições da fundação, disponibilidade de materiais e equipamentos adequados para sua construção.

### 2.2.2 Estabilidade de estruturas de concreto

Conforme o Guia Básico de Segurança de Barragens (CBDB, 2001) é necessário realizar uma análise de segurança global para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas, considerando diversos casos de carregamentos. Essa análise deve incluir a verificação da estabilidade no contato concreto-rocha, análise de

estabilidade em planos inferiores ao da fundação, definição dos coeficientes de segurança e verificação da relação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais.

Ao se calcular a estabilidade de uma barragem de concreto, os principais carregamentos levados em consideração são (*U.S. Army Corps of Engineers*, 1995):

- Peso próprio;
- Subpressão;
- Pressão hidrostática;
- Ações térmicas do concreto;
- Ações de sismicidade;
- Empuxos de terra devido a aterros na proximidade;
- Ação das ondas;
- Reação das fundações;
- Pressão subatmosférica;
- Pressões do gelo (em regiões onde há necessidade deste fator).

O peso próprio do concreto é avaliado com base no seu peso específico, normalmente 24 kN/m³ ou valor mais exato, em função do agregado a ser empregado e; a pressão hidrostática varia conforme os níveis do reservatório a montante e a jusante da estrutura, definidos nos estudos hidrológicos.

A subpressão é um fenômeno que afeta tanto o corpo da barragem de gravidade quanto sua fundação. O maciço sobre o qual a barragem se apoia pode ser permeável à água acumulada no reservatório, devido à porosidade natural do maciço rochoso, bem como a anomalias, tais como falhas, fissuras, estratificações, incrustações ou outras irregularidades que propiciem o fluxo preferencial da água sob pressão (Mason, 1988). A porosidade do concreto da barragem, por sua vez, permite uma infiltração de água em seus vazios, tendo como consequência, a existência de pressões intersticiais.

Segundo Guimarães (1988) a previsão de valores de subpressão, utilizados como dados de entrada para modelos tensão-deformação e para cálculos de estabilidade de estruturas de concreto tem sido feita com maior confiabilidade a partir do desenvolvimento de métodos numéricos de análise de percolação de água pelas fundações. Entretanto, a adoção destes métodos torna-se possível uma vez que se tenha a caracterização adequada a respeito da

hidrogeologia da região e das características hidrogeotécnicas do maciço de fundação. Os resultados obtidos através de métodos numéricos são tanto mais próximos da realidade quanto melhores e mais numerosas forem estas informações, sendo necessária uma adequada campanha de investigações para caracterizar as diferentes litologias e feições quanto à permeabilidade, espessura, forma de ocorrência, persistência etc. Mais observações sobre este assunto serão abordadas mais a frente neste trabalho.

De acordo com o USBR (1976) a distribuição de pressões em uma seção horizontal da barragem de gravidade sem cortina de drenagem, é assumida com variação linear entre a coluna de água a montante e a coluna d'água a jusante, zerando neste ponto, quando inexiste nível d'água a jusante. Na existência de cortina de drenagem, as pressões internas podem ser calculadas de acordo com o tamanho, a localização e o espaçamento dos drenos, assim como a distribuição de pressões neutras internas através da fundação, onde deve se considerar também a porosidade da rocha, presença de juntas, falhas e extensão da cortina de injeção. Esta determinação pode ser feita através do traçado de redes de fluxo por vários métodos incluindo modelos físicos bi ou tridimensionais ou modelos numéricos por elementos finitos também bi ou tridimensionais.

Sendo assim as composições das condições de carregamento são, segundo Eletrobrás (2003), USACE (1995), USBR (1976), CEMIG (1994):

a) Caso de Carregamento Normal (CCN): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção normal da obra, em condições hidrológicas normais. Se refere ao NR normal a montante e NR normal e/ou mínimo a jusante;
b) Caso de Carregamento Excepcional (CCE): Corresponde a quaisquer ações de cargas eventuais com baixa probabilidade de ocorrência, tais como, condições hidrológicas excepcionais, falha no sistema de drenagem, manobra de caráter excepcional, efeito sísmico etc.;
c) Caso de Carregamento de Construção (CCC): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a construção da obra, apenas durante períodos curtos em relação à sua vida útil e em boas condições de controle. Podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, a carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes e quaisquer outras condições semelhantes.

d) Caso de Carregamento Limite (CCL): Se refere a combinações de carregamento de cargas com menor potencialidade de ocorrer quando comparada a CCE, e que adicionam cargas a CCN em pelo menos duas das seguintes:

i. Empuxos de água do reservatório montante e jusante nos níveis máximo *maximorum* e mínimo *minimorum*;
ii. Subpressão considerando níveis máximo *maximorum* e mínimo *minimorum*;
iii. Subpressão com drenagem inoperante;
iv. Pressão hidrodinâmica devido a ação sísmica;
v. Efeito de onda.

Uma vez entendidos os casos de carregamento, é necessário aplicá-los através do cálculo dos esforços, resultando em Fatores de Segurança. Os principais Fatores de Segurança para barragens de concreto, de acordo com o CBDB (2001) a serem atingidos nas análises, estão presentes na Tabela 1**.**

Tabela 1 – Fator de Segurança por condição de carregamento

| Casos de carregamento | CCN | CCE | CCC |
|---|---|---|---|
| $FSS_s$ (Subpressões) | 1,3 | 1,1 | 1,2 |
| FST (Tombamento) | 1,5 | 1,2 | 1,3 |
| $FSD_c$ (Deslizamento) | 3,0 (4,0) | 1,5 (2,0) | 2,0 (2,5) |
| $FSD_\phi$ (Deslizamento) | 1,5 (2,0) | 1,1 (1,3) | 1,3 (1,5) |

Fonte: CBDB, 2001

Onde:

$FSS_s$: Fator de Segurança a Subpressão

FST: Fator de Segurança ao Tombamento

$FSD_c$: Fator de Redução do Ângulo da Coesão

$FSD_\phi$: Fator de Redução da Coesão

Estes valores de Fator de Segurança são obtidos a partir dos cálculos a seguir.

#### 2.2.2.1 Segurança ao Deslizamento Devido ao Aumento da Subpressão

Quando uma barragem sofre imersão significativa, é necessário que ela resista aos esforços gerados pelas pressões da água, evitando que a estrutura seja empurrada para cima e deslize. A fim de verificar a segurança ao deslizamento da barragem devido à elevação das subpressões na base da estrutura, é necessário realizar a análise da relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão, conforme a equação 1.

$$FSS_S = \frac{\sum N}{\sum U} \quad (1)$$

Sendo:

FSSs: Coeficiente de segurança à elevação das subpressões na base da estrutura;

$\sum N$: Somatório das forças gravitacionais;

$\sum U$: Somatório das forças de subpressão;

#### 2.2.2.2 Segurança ao Tombamento

A relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou linha efetiva de rotação é conhecida como Coeficiente de Segurança ao Tombamento. Essa relação é calculada por meio da equação 2:

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (2)$$

Sendo:

FST: Coeficiente de segurança ao tombamento;

$\sum M_e$: Somatório de momentos estabilizantes;

$\sum M_t$: Somatório de momentos de tombamento;

Gutstein (2003) cita que a análise de estabilidade ao tombamento deve desconsiderar os efeitos estabilizantes de coesão e atrito nas superfícies em contato com a fundação. Se a base da estrutura tiver dimensão igual ou superior à sua altura, não é necessário realizar análise de estabilidade ao tombamento.

2.2.2.3 Segurança ao Deslizamento

Para verificar a estabilidade das estruturas de concreto em relação ao deslizamento, é necessário utilizar uma superfície de ruptura que seja suscetível ao movimento do barramento. Geralmente, essa superfície é definida como o contato entre o concreto e a rocha (ELETROBRÁS, 2003). Em planos que contenham materiais coesivos, o Fator de Segurança ao deslizamento é verificado através das equação 3. Já em planos em que não há coesão, verifica-se através da equação 4:

$$FSD, tot = \frac{R}{\sum E} = \frac{\left(\frac{\sum N, efet \cdot tan\emptyset}{fsd\emptyset} + \frac{\sum c \cdot A}{fsdc}\right)}{\sum E} \geq 1{,}0 \qquad (3)$$

$$FSD, tot = \frac{R}{\sum E} = \frac{\left(\frac{\sum N, efet \cdot tan\emptyset}{FSd\emptyset}\right)}{\sum E} \geq 1{,}0 \qquad (4)$$

Sendo:

R: Somatório das forças normais à superfície de deslizamento em análise (contato concreto-rocha);

$\sum E$: Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento;

$\sum N, efet$: Somatório das forças normais efetivas à superfície de escorregamento em análise;

$\emptyset$: Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

$\sum c$: Coesão característica ao longo da superfície de escorregamento;

A: Área efetiva (comprimida) de contato da estrutura no plano em análise;

*fsd*ϕ e *fsd*c: Coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e à coesão, respectivamente;

FSD, tot: Coeficiente de segurança ao deslizamento total.

Gutstein (2003) cita que em cada estrutura analisada, os valores característicos dos parâmetros serão determinados de forma adequada de acordo com as investigações geológicas realizadas para cada caso específico. Os valores dos coeficientes de segurança parciais a adotar estão

apresentados na Tabela 1 e variam conforme as combinações de carregamento. Recomenda-se adotar os valores entre parênteses nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou quando estes parâmetros apresentam grande variabilidade. O coeficiente de segurança total (FSD,tot) deve ser maior do que 1, uma vez que considera a existência dos coeficientes parciais de segurança do atrito (FSDϕ) e da coesão (FSDc). É possível realizar o cálculo do coeficiente de segurança ao deslizamento separadamente, isto é, considerando a parcela de segurança devido ao atrito (FSD,ϕ) e a parcela de segurança devido à coesão (FSD,c), conforme equações 4 e 5.

$$FSD,\emptyset = \frac{\frac{\sum N,efet \cdot tan\emptyset}{fsd\emptyset}}{\sum E} \quad (5)$$

$$FSD,c = \frac{\frac{c \cdot A}{fsdc}}{\sum E} \quad (6)$$

É importante transferir o excesso de tensão cisalhante não absorvido pelo trecho às partes remanescentes da superfície de deslizamento e recalcular a segurança ao deslizamento para cada trecho, repetindo esse processo até que os critérios sejam atendidos ou seja necessário modificar a estrutura-fundação. É fundamental garantir a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais, de acordo com o nível de solicitação alcançado (ELETROBRÁS, 2003).

Para planos de deslizamento em descontinuidades situados em cotas inferiores à de contato concreto-rocha, é possível considerar uma parcela de empuxo passivo como redutor das forças horizontais atuantes, conforme (7) ou ainda como força resistente (8):

$$FSD,tot = \frac{R}{\sum E - E_p} = \frac{\left(\frac{\sum N,efet \cdot tan\emptyset}{fsd\emptyset} + \frac{\sum c \cdot A}{fsdc}\right)}{\sum E - E_p} \geq 1{,}0 \quad (7)$$

$$FSD,tot = \frac{R + R_p}{\sum E} = \frac{\left(\frac{\sum N,efet \cdot tan\emptyset}{fsd\emptyset} + \frac{\sum c \cdot A}{fsdc}\right) + E_p}{\sum E} \geq 1{,}0 \quad (8)$$

Onde $E_p$ corresponde ao empuxo passivo da rocha a jusante.

Em 1981, acrescenta Jansen, o *U. S. Corps of Engineers* substituiu o conceito de *shear-friction* para avaliar a resistência ao deslizamento de barragens de concreto por gravidade pelo Método

do Equilíbrio Limite de Mohr-Coulomb. O M.E.L. é amplamente utilizado na engenharia de solos e define o coeficiente de segurança como a relação entre a resistência ao cisalhamento e a tensão de cisalhamento aplicada, conforme (9):

$$CSD = \frac{\tau_r}{\tau} = \frac{c + (\sigma_Z - U) \cdot tg\emptyset}{\tau} \qquad (9)$$

Sendo:
CSD: Coeficiente de segurança ao deslizamento (USACE);

$\tau_r$ e $\tau$: Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

$\sigma_Z - U$: Tensão normal (vertical) efetiva atuante na superfície de escorregamento (de compressão apenas);

c e ϕ: Coesão e ângulo de atrito da superfície de escorregamento em análise.

Znamenky (2007) relata que além do atrito entre a estrutura e o maciço rochoso de fundação, alguns materiais apresentam uma força independente das tensões principais normais da envoltória de Mohr-Coulomb, a coesão (c). Ao adotar os parâmetros de resistência ao cisalhamento (ϕ, c), é importante considerar o efeito de escala, a precisão dos ensaios e a dispersão dos resultados.

Como exposto em Varshney (1972), para assegurar a estabilidade permanente de uma barragem de maneira econômica, o primeiro requisito é investigar todos os aspectos das características naturais do solo subjacente. Isso tem sido reconhecido há muito tempo, e assume uma maior importância à medida que a experiência em construção de barragens se acumula ao redor do mundo, uma vez que se torna cada vez mais importante aproveitar ao máximo as condições desfavoráveis do subsolo. A importância do conhecimento da estabilidade da fundação, sem dúvida, pode ser vista pelo fato de que mais de um terço das falhas de barragens podem ser atribuídas a defeitos e falhas de fundação. A anisotropia mecânica e a não homogeneidade afetam, no entanto, não apenas a resistência e deformação da massa rochosa, mas também a distribuição de tensões nela. A orientação do sistema de juntas, anisotropia morfológica, sistema de planos de estratificação etc., afetam as tensões de projeto em uma barragem e no maciço rochoso.

### 2.2.3 Subpressão em barragens de concreto

Devido à diferença nos níveis de água entre os lados a montante e a jusante de estruturas hídricas construídas sobre fundações permeáveis, ocorre infiltração sob a fundação dessas estruturas. Os efeitos da infiltração na fundação de estruturas hidráulicas podem ser divididos em três partes: força de elevação, descarga de infiltração e gradiente de saída. A força de elevação, ao reduzir a resistência ao cisalhamento entre a barragem e sua fundação, resulta em gerar tensão de deformação e, por fim, diminuir o fator de segurança contra deslizamento ou tombamento da estrutura da barragem. Por outro lado, o gradiente de saída é o principal critério de design para determinar a segurança das estruturas hidráulicas contra o fenômeno de *piping* (TOKALDANY, 2013).

Levis (2006) caracteriza a subpressão como o esforço que atua de forma ascendente em uma estrutura ou em sua fundação, resultante da pressão gerada pela infiltração de água através de maciços constituídos por concreto, rocha ou solo. Até final do século XIX este esforço não era levado em consideração ao se projetar barragens de gravidade. Nota-se através das metodologias de cálculo que únicas grandezas passíveis de serem modificadas pelo projetista são: o peso da estrutura, a resultante das subpressões e a área da base. Assim, com a minoração da subpressão, há um decréscimo no consumo de concreto. Portanto, a determinação das supressões é de grande importância tanto para a estabilidade da estrutura quanto no aspecto econômico.

De acordo com Znamensky (2007) a resultante da subpressão, ao lado de outros fatores, tem um reflexo direto e de boa magnitude sobre a segurança ao cisalhamento, e influencia os valores do coeficiente de segurança adotados para as diversas combinações de carga. Portanto a busca da máxima redução da subpressão deve ser o objetivo principal a ser alcançado para garantir um adequado coeficiente de segurança contra o deslizamento-escorregamento ou uma resistência segura contra o cisalhamento das estruturas de gravidade.

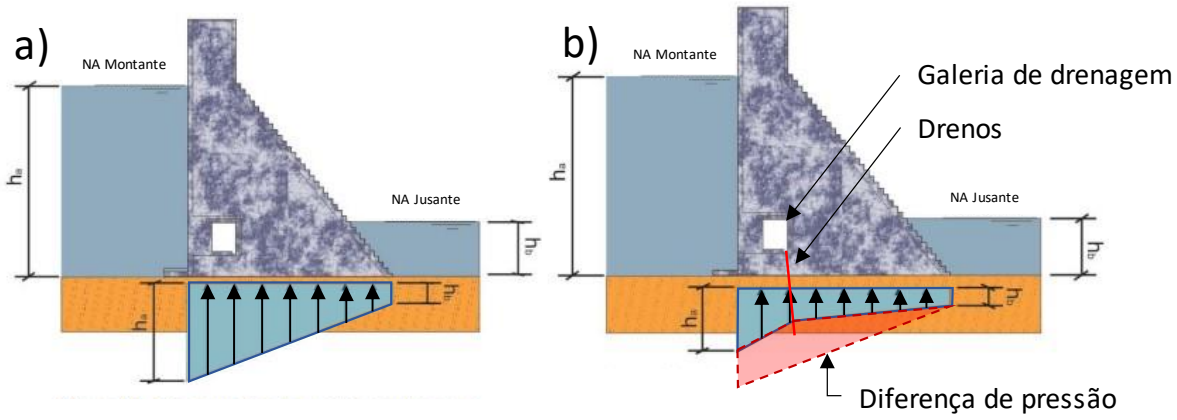
Oliveira (2002) descreve que, em termos gerais, sabemos que qualquer massa que suporte uma barragem é permeável à água retida no reservatório, em maior ou menor grau. Essa permeabilidade decorre da porosidade natural do material rochoso e de suas anomalias, como falhas, fissuras, estratificações, incrustações e outras irregularidades que favorecem o fluxo da água sob pressão. No entanto, quantificar as subpressões não é uma tarefa simples e requer o uso de piezômetros para obter medidas precisas. O autor continua onde as subpressões são

geradas pelo desenvolvimento de pressões de água que surgem por percolação nos espaços intersticiais presentes no interior da barragem, em decorrência da porosidade do concreto, especialmente nas juntas de concretagem. Essas pressões geram forças internas auto equilibrantes que reduzem as tensões de compressão na região afetada, e são chamadas de pressões intersticiais.

Na análise de estabilidade de um barramento, as únicas grandezas que podem ser modificadas pelo projetista são o peso da estrutura, a resultante das subpressões e a área da base. Assim, reduzindo-se a força de subpressão (U), pode-se reduzir o consumo de concreto e permitir obras economicamente mais viáveis (LEVIS, 2006). Baseado nas soluções teóricas de Muskat, propostas em 1937, Casagrande (1961) fundamentou sua análise para diferentes condições de injeção e drenagem. Observa-se que a drenagem operante altera o diagrama de subpressão de forma mais ativa que somente a cortina de injeção, mas que ambos trabalhando em conjunto podem ser mais eficientes no projeto.

É possível reduzir o esforço necessário por meio do uso de drenagem, o que resulta em uma mudança no gráfico de distribuição de cargas, de acordo com Schreiber (1977). Inicialmente, o gráfico começa com um valor igual à altura da água na face do paramento e, em seguida, diminui gradualmente até atingir o ponto em que a drenagem está localizada. Nesse ponto, ocorre um alívio repentino da pressão e o gráfico continua a diminuir gradualmente. Em geral, a pressão da água a montante pode ser diminuída por meio de injeções e drenagem. No entanto, é difícil determinar a redução da pressão por drenagem durante a fase de projeto por meio de pesquisas de campo. Estudos em barragens já construídas mostram reduções na faixa de 40 a 60%.

Figura 5 – a) Diagrama de subpressão sem drenagem; b) Diagrama de subpressão com uso de drenos




Fonte: Adaptado de Ketzer, 2005

Gutstein (2003) explica que um dos desafios mais cruciais no projeto e no cálculo de barragens de gravidade é determinar a subpressão. Em linhas gerais, existem duas abordagens para determinar a subpressão em projetos de barragens de gravidade: o cálculo com base em critérios reconhecidos internacionalmente e a análise da percolação de água no maciço rochoso.

Os principais métodos para determinação da subpressão reconhecidos internacionalmente são:

a) Critério USACE (US Army Corps of Engineers): Segundo essa abordagem, a subpressão é totalmente aplicada na base da barragem, e sua distribuição varia de acordo com a eficácia dos drenos e da cortina de injeção. A subpressão em qualquer ponto da base da barragem é a soma da pressão da água no nível do reservatório de jusante com a pressão medida como uma ordenada do nível de água de jusante em relação ao gradiente hidráulico entre montante e jusante (LEVIS, 2006).

b) Critério do USBR (United States Bureau of Reclamation): Essa abordagem considera que a subpressão atua em toda a base da barragem e que um terço da carga hidrostática aplicada à estrutura é responsável pela influência na linha de drenos (OSAKO, 2002). Seguindo as diretrizes da USBR (1976), a maneira como a pressão interna é distribuída ao longo da fundação é influenciada pelo tamanho, profundidade, localização, espaçamento e orientação dos drenos, e pode ser investigada por meio de modelos físicos ou numéricos.

c) Critério de Paulo Teixeira Cruz: Este critério considera a subpressão total no plano de uma descontinuidade permeável, com reduções para alguns tratamentos. Cruz (2004)

considera eficiência teórica de 100% e 67% para os casos comuns de projeto.

d) Determinação da subpressão por análise de percolação bidimensional: Esta determinação, de acordo com Gutstein (2003), envolve uma simplificação da cortina de drenagem. No entanto, devido às incertezas envolvidas, é recomendável utilizar metodologias teóricas internacionais.

### 2.2.4 Segurança de barragens e principais instabilidades descritas na literatura

A importância das barragens no Brasil é reconhecida pelo seu papel crítico no fornecimento de energia e recursos hídricos para consumo e irrigação. No entanto, a ruptura dessas estruturas representa um sério risco para as populações a jusante. Tschiedel (2019) relata que desde a década de 1950, documentaram-se 39 rompimentos de barragens no Brasil, conforme Tabela 2, sendo que mais da metade ocorreu na década de 2010, representando uma média de dois incidentes anuais. Este aumento deve ser considerado com cautela, podendo estar associado ao envelhecimento das estruturas, ao crescimento no número de barragens e à evolução dos meios de comunicação, que amplificam a divulgação de tais eventos. Além disso, o monitoramento mais efetivo por agências reguladoras tem melhorado o registro e a disseminação de informações sobre colapsos de barragens.

Tabela 2 – Rupturas de barragens por décadas

| Década | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1950** | **1960** | **1970** | **1980** | **1990** | **2000** | **2010** |
| Pampulha | Orós | Euclides da Cunha | Boa Esperança | Macacos | Rio Verde | Itabirito |
| | | Limoeiro | Santa Helena | Emas | Cataguases | Laranjal do Jari |
| | | Poquim | Fernandinho | | Miraí | Herculano |
| | | | Pico São Luiz | | Espora | Camocim |
| | | | | | Apertadinho | Analandia |
| | | | | | Algodões | Boa Vista do Uru |
| | | | | | Camará | Vacaro |
| | | | | | Nova Lima | Coronel Sapucaia |
| | | | | | | Zampieri |
| | | | | | | Buritis |
| | | | | | | Fundão |
| | | | | | | Alta Grande |
| | | | | | | Fazenda Felícia |
| | | | | | | Fazenda Guavirova |
| | | | | | | Balneário Ayrton Senna |
| | | | | | | Rincão dos Kroeff |
| | | | | | | Cacimba Nova |
| | | | | | | Barreiros |

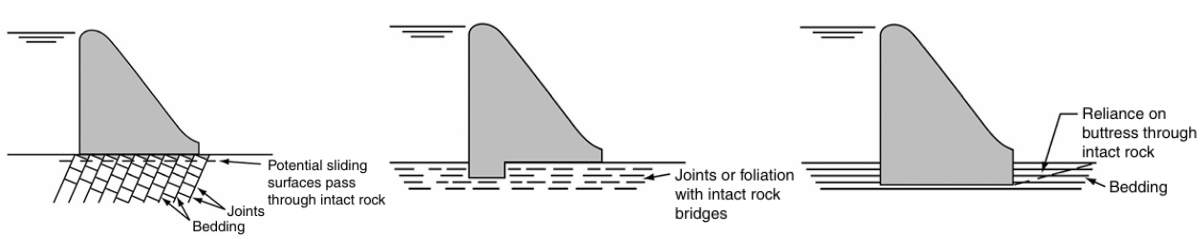
| Década | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1950** | **1960** | **1970** | **1980** | **1990** | **2000** | **2010** |
| | | | | | | Lageado |
| | | | | | | Brumadinho |

Fonte: Tschiedel, 2019

Segundo Cruz, (2015) a arte de um bom projeto de barragem está em manter a estabilidade da estrutura, controlando deformações e a quantidade de água que pode emergir através do corpo da barragem, encontros e fundações. Diversos tipos de barragens, incluindo as de concreto, apresentam vazamentos e falhas progressivas devido ao fluxo excessivo de água dos encontros, altos gradientes através do enrocamento e imperfeições na fundação. Este artigo apresenta ilustrações de falhas típicas e registros de desempenho de vazamentos em vários tipos de barragens, diferenciando a infiltração normal do vazamento inesperado causado por imperfeições. Destaca-se, portanto, a importância de um bom projeto e tratamento eficaz das fundações para o controle de vazamentos. Enfatiza-se a necessidade de diferenciar infiltração de vazamento, pois enquanto a primeira refere-se à água fluindo em formações de solo, a segunda é concentrada e ocorre através de fissuras e falhas. Para barragens de gravidade de concreto, o controle de vazamentos na fundação de rochas por meio de injeção de calda e drenagem é extensivamente usado. Em zonas sismicamente ativas, é fundamental controlar o fluxo de água que se infiltra para manter a segurança da barragem. O estudo do histórico de barragens tanto brasileiras quanto internacionais, contribui para explicar acidentes e melhorar tratamentos, enfatizando que o fluxo não controlado e o *piping* são situações que devem ser evitadas, pois podem levar a falhas estruturais.

Fell (2014) ressalta que a rugosidade ou ondulação em larga escala nas superfícies de falha da fundação, como ondulações nas superfícies de estratificação, geralmente não deve ser modelada como pontes rochosas. Para falhar ao longo de tal superfície, o bloco de falha se move em direção ao topo da superfície, ao invés de romper a rocha intacta, a menos que as tensões sejam tão altas que a força do material rochoso prevaleça (Figura 6). Costa (2012) complementa que à medida que a rocha sofre alterações, sua resistência diminui, tornando crucial avaliar o estado de alteração das descontinuidades, especialmente fraturas. Isso se deve ao fato de a penetração da água nesses planos acelerar o processo de intemperismo da rocha, expandindo-se da superfície para o interior do maciço.

Figura 6 – Algumas condições da fundação onde as pontes rochosas fazem parte da superfície potencial de falha.




Fonte: Fell, 2014

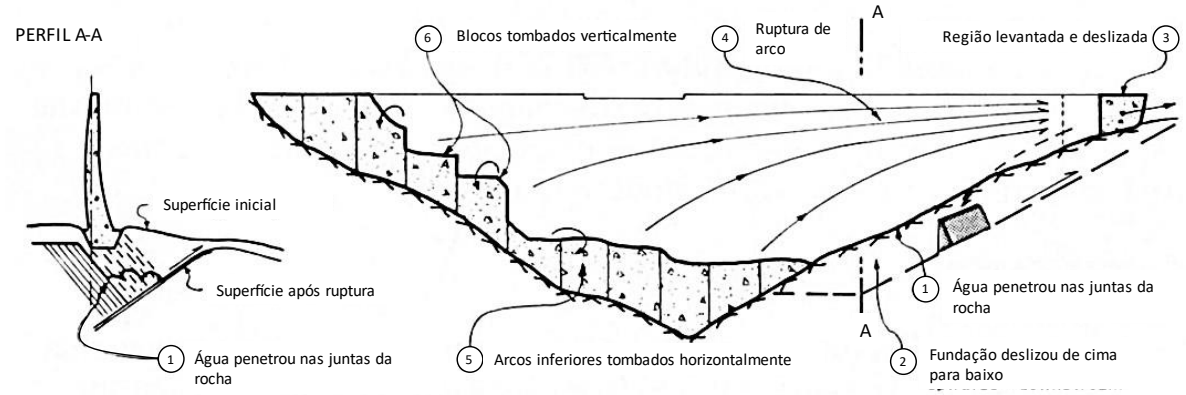
Em Nieble (2021) é citado um caso de 2006 onde uma PCH (Pequena Central Hidroelétrica) construída no estado de Rondônia, onde a estrutura da tomada d'água foi assentada em rocha sedimentar do grupo Utiariti, constituído por material arenoso fino a médio. À medida que a escavação avançava rapidamente para apoio da estrutura, fortes surgências vindas da ombreira direita afloravam e causavam arraste intenso das partículas do solo, com formação de cavidades de erosão, configurando um processo de erosão tubular (*piping*). Após diversas tentativas de controlar o *piping*, se verificou a intensificação deste fenômeno, e aumento do tubo de erosão formado de maneira mais rápida que se conseguia contê-lo. Após a duração de alguns dias de tentativas a estrutura não resistiu e foi derrubada, fazendo com que as demais estruturas de concreto perdessem o apoio e fossem arrastadas pela lama que se formou.

A falha catastrófica da Barragem de Malpasset em 1959 é um marco na engenharia de barragens, representando um alerta sobre os riscos de construções em fundações instáveis sem a devida consideração das forças hidráulicas. O colapso, precipitado por condições meteorológicas adversas, resultou em perdas significativas de vidas e propriedades, destacando a necessidade de regulamentações de segurança rigorosas, avaliações geotécnicas precisas e práticas de engenharia sólidas à época. Este incidente desencadeou uma revisão global das práticas de engenharia de barragens para prevenir a ocorrência de tais desastres. (DUFFAUT, 2013)

Serafim (1987) aponta que depois de muitos anos de estudos e discussões por pesquisadores e especialistas em todo o mundo, foi estabelecido que a principal causa da falha da barragem certamente foi devido ao fato de que ela foi fundada, na margem esquerda, em uma rocha de menor resistência. Devido à existência de tensões de tração relativamente altas na base dos balanços a montante, provavelmente o xisto na fundação se abriu e a água infiltrou ao longo dele (Figura 7), depois ao longo da superfície da falha, criando (devido à falta de drenagem) uma elevada força de subpressão que imediatamente permitiu a fundação deslizar sobre a

superfície (2). As linhas de deslizamento eram bastante evidentes na face da falha quando o autor visitou o local pela primeira vez. Quando o movimento da base começou, o impulso do arco no lado esquerdo foi transmitido ao contraforte, que se moveu cerca de 2 m, o muro de asa foi cortado permitindo que a barragem se achatasse e se rompesse (4). Blocos desta zona foram encontrados a mais de 2 km a jusante. A partir dos restos de outros blocos, também foi evidente que o arco inferior havia se curvado (5) e que os blocos da margem direita haviam falhado por uma curvatura final (6).

Figura 7 – Esquema do processo de ruptura da barragem de Malpasset na França




(Fonte: adaptado de Serafim, 1987)

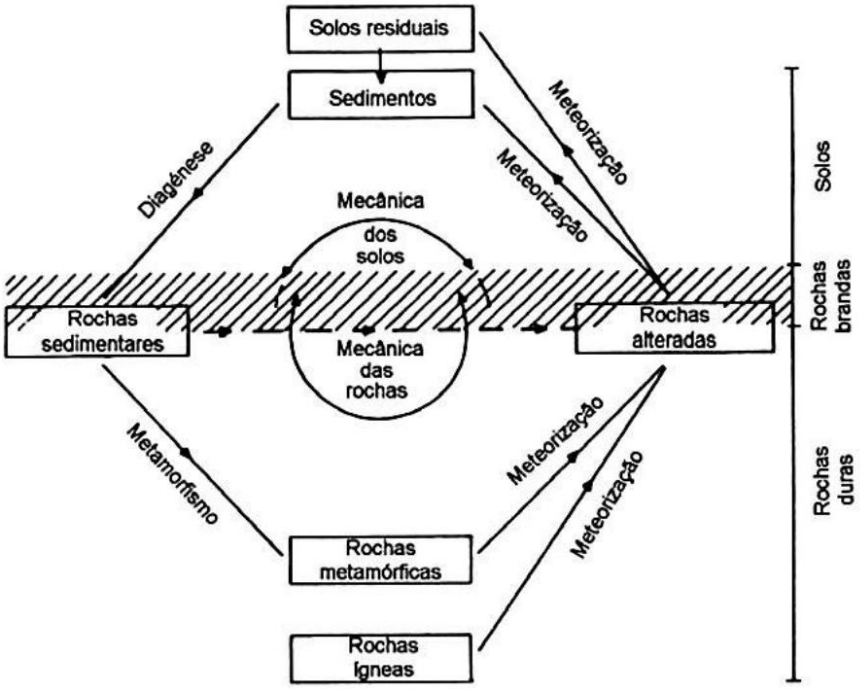
## 2.3 PROBLEMAS E TRATAMENTOS DE MATERIAIS SEDIMENTARES

Segundo Znamensky (2007) a influência das propriedades do maciço rochoso na pressão que se origina nele é um fator aleatório que reflete o estado de conservação da rocha, o grau de fraturamento do maciço rochoso e outras propriedades hidrogeológicas que afetam sua capacidade de infiltração e drenagem. A resultante da subpressão, ao lado de outros fatores, tem um reflexo direto e apreciável sobre a segurança ao cisalhamento e influencia os valores do coeficiente de segurança adotados para as diversas combinações de carga. Portanto a busca da máxima redução da subpressão deve ser o objetivo principal a ser alcançado para garantir um adequado coeficiente de segurança contra o deslizamento-escorregamento ou uma resistência segura contra o cisalhamento das estruturas de peso.

As rochas sedimentares por vezes são chamadas de rochas brandas pelo fato de tenderem a exibir maiores deformações e baixa resistência, com o comportamento geotécnico se situando entre o de solo (“hard soil”) e o de rocha branda (“soft rock”). Segundo Costa (2012), rochas

sedimentares são as que se formaram tanto pela atividade mecânica como pela atividade química dos agentes do intemperismo, sobre rochas preexistentes. As rochas sedimentares originam-se do acúmulo de materiais degradados de outras rochas, frequentemente transportados e depositados por água ou vento em áreas mais baixas. Esses sedimentos, uma vez assentados, sofrem alterações físico-químicas ou biológicas, solidificando-se em novas formações rochosas com variações significativas em sua composição e textura. A Figura 8 ilustra de forma resumida o ciclo das rochas, destacando o estágio das rochas brandas.

Figura 8 - Esquema dos processos de formação das rochas brandas




(Fonte: adaptado de DOBEREINER & DE FREITAS, 1986)

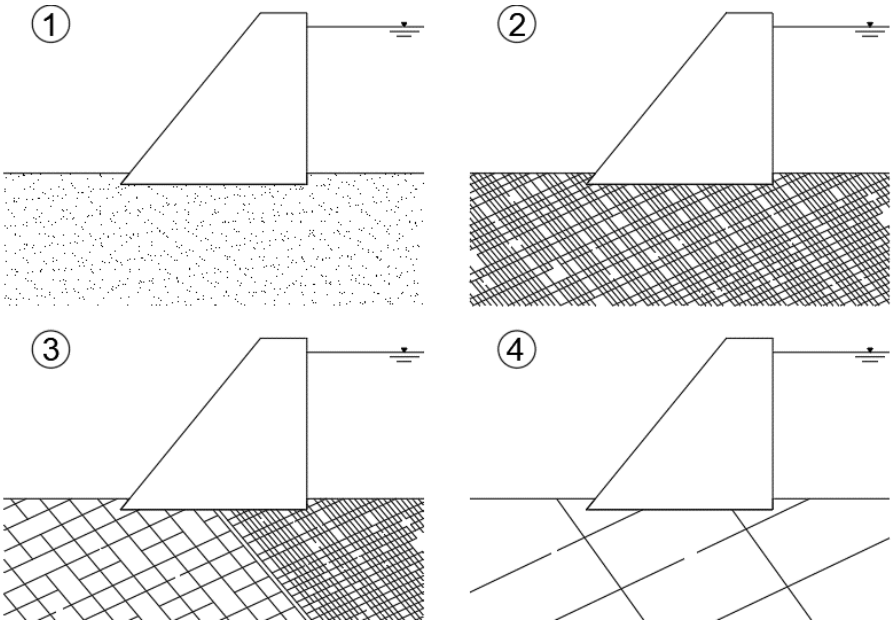
Em Pastore *et al*. (2015) citam que no Brasil existem cerca de 40 barragens com fundação em rochas sedimentares areníticas. Na maioria dos casos, o comportamento destas barragens tem sido satisfatório, mas ocorreram alguns acidentes que exigiram intervenções e num caso a perda da barragem, logo após o enchimento do reservatório. No caso de fundação em arenitos é muito comum as camadas do maciço natural não serem homogêneas pelo fato de ocorrerem lentes ou mesmo camadas de areia intercaladas a camadas de arenito competente, condição inerente à própria gênese do depósito sedimentar.

Nieble (2021) cita que arenitos brandos são susceptíveis ao fenômeno de *piping* por raramente constituírem meios homogêneos devido às variações na granulometria (intercalações com

frações diferentes), graus de coerência (litificação, cimentação) e proximidade à superfície do terreno (agentes intempéricos). Isso exige critério e cuidado na determinação dos níveis de assentamento das estruturas da barragem, tanto durante a fase de projeto quanto durante a implantação no campo, com orientações para as escavações para alcançar o nível estimado, avaliação e liberação das características encontradas como aceitáveis de acordo com os requisitos do projeto.

De acordo com Oliveira (1981), a heterogeneidade dos maciços rochosos tem influência na distribuição das pressões hidrostáticas e forças de percolação, em que as linhas equipotenciais se concentram nas regiões menos permeáveis. O autor destaca que os maciços são naturalmente heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos, sendo que a escala de análise define a homogeneidade/heterogeneidade e anisotropia/isotropia da matriz. A Figura 9, exemplifica os diferentes modelos de homogeneidade e isotropia em relação à escala do problema analisado, onde para a Figura 9.1 e Figura 9.2 considera-se o maciço de fundação homogêneo, isotrópico e contínuo. Na Figura 9.3 o maciço é definido como heterogêneo, subdivido em dois materiais: o primeiro (C-1) anisotrópico e descontínuo, e o segundo (C-II) isotrópico e contínuo. Por fim, a Figura 9.4 detalha um meio homogêneo, anisotrópico e descontínuo.

Figura 9 - Esquema dos processos de formação das rochas brandas




Fonte: Adaptado de Oliveira, 1981

Em seu estudo, Favero (2019) ressalta que a condutividade hidráulica medida diretamente no campo, especialmente quando considera a anisotropia em materiais de arenito, proporciona estimativas de vazão mais alinhadas com as observações práticas. Aponta-se que os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos em laboratório, quando aplicados em simulações, não refletem a configuração mais precisa. A permeabilidade em uma formação rochosa é dominada pelas suas descontinuidades e, embora a permeabilidade associada à microestrutura dos sedimentos rochosos possa diminuir significativamente com o aumento da tensão, essa redução pode não ser suficiente para fechar completamente fissuras e vãos sob as tensões experimentadas pela fundação da barragem, mesmo que as observações de ensaios laboratoriais que indicam essa tendência.

Nieble (2021) descreve as principais estruturas dos arenitos que afetam a segurança dos barramentos, as quais podem ser divididas em duas categorias: primárias (intrínsecas) e secundárias (adquiridas). As estruturas primárias estão relacionadas diretamente à origem dos arenitos, incluindo:

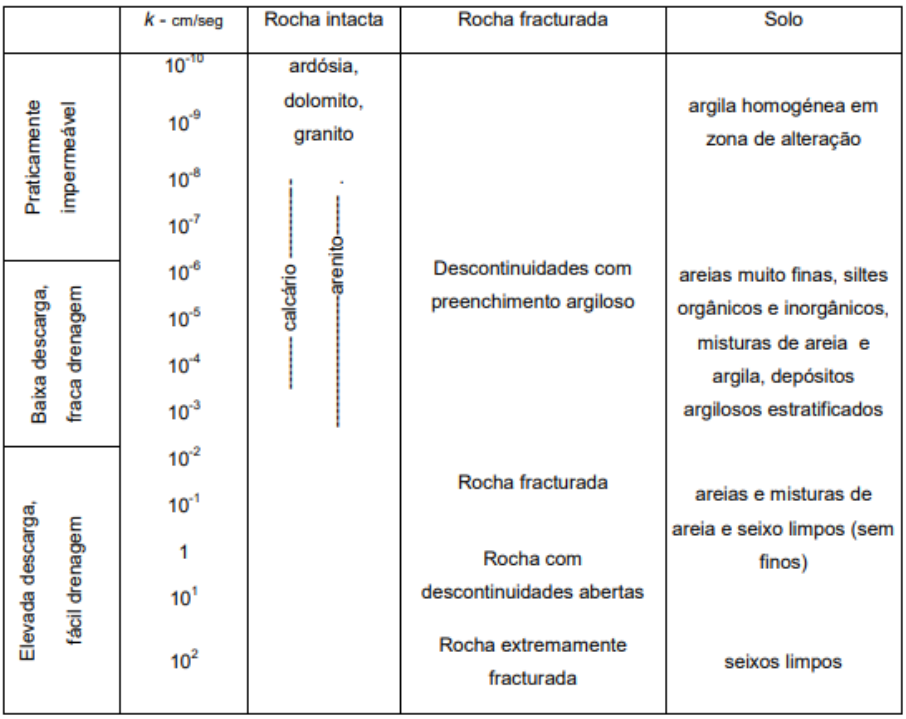
- Estratificação ou acamamento: Normalmente envolve a ocorrência de camadas mais fracas intercaladas nos arenitos, ou passagens não coesivas. É crucial determinar as dimensões das camadas, caso elas tenham uma continuidade lateral suficiente para afetar o comportamento de um bloco de concreto ou de camadas contínuas menos coesas. Sempre que houver incertezas, é recomendável considerar as camadas mais contínuas como camadas, pelo menos em análises e verificações nas condições mais desfavoráveis possíveis, quando é possível aceitar uma segurança um pouco reduzida.
- Diaclasamento: Para avaliar a estabilidade de estruturas de concreto ou terra, é importante analisar os planos contínuos de diaclasamento presentes nas fundações e verificar suas condições de face e preenchimento. É comum que esses planos tenham sofrido movimentações anteriores, o que pode resultar em um ângulo de atrito residual reduzido e uma baixa resistência. Além disso, essas descontinuidades podem ter elevados coeficientes de permeabilidade, o que exige a realização de operações de drenagem intensa. Caso haja materiais plásticos de preenchimento presentes nos planos de diaclasamento, é necessário ter cuidado especial para evitar o transporte de finos. Destaca-se que, em alguns casos, essas descontinuidades podem ser uma combinação de características primárias com estruturas adquiridas, apresentando estrias de fricção (*slickensides*) e baixa resistência ao longo do plano contínuo.

Quanto as estruturas secundárias, adquiridas após a gênese do maciço, elas podem ser classificadas, em:

- Estruturas de alívio;
- Juntas de tração subverticais:
- Diques clásticos;
- Juntas de cisalhamento sub-horizontais;
- Caixas de falhas;
- Cavidades associadas a arqueamento;
- Cavidades de lixiviação e arraste.

Para tomar decisões adequadas, é importante identificar e avaliar corretamente essas estruturas. As estruturas de alívio são formadas por esforços de tração e apresentam irregularidades que conferem maior resistência, em termos de intercepto de coesão e ângulo de atrito. Em contrapartida, estruturas formadas por esforços cisalhantes, como juntas de cisalhamento sub-horizontais, possuem menor resistência ao corte, podendo apresentar estrias de fricção e valores reduzidos de atrito, correspondentes ao atrito residual. As cavidades de lixiviação e de arqueamento são difíceis de identificar, já que formam cavernas com localização aleatória. Durante as investigações, a presença de "vazios" nas sondagens, como uma queda abrupta na composição da perfuração, pode indicar sua presença. Para orientar a localização de investigações adicionais, é recomendado combinar técnicas complementares de investigação geofísica ou de televisão em furos de sondagem (NIEBLE, 2021). A Figura 10 mostra a ordem de grandeza das permeabilidades de alguns materiais geotécnicos, tanto no âmbito de rochas quanto de solos.

Figura 10 – Ordem de grandeza da permeabilidade de alguns materiais geotécnicos




Fonte: adaptado de Nieble, 2021

Oliveira (1981) e Andrade (1988) fornecem visões complementares sobre a interconectividade das fraturas em maciços rochosos fraturados. Segundo Andrade, o fluxo é controlado por descontinuidades principais com baixa resistência ao atrito. Já Oliveira destaca que os maciços são heterogêneos, anisotrópicos e descontínuos, e que a escala do estudo determina a homogeneidade/heterogeneidade e anisotropia/isotropia da matriz.

Também Oliveira (1981) destaca que a heterogeneidade é um fator fundamental a ser considerado, já que afeta a distribuição das pressões hidrostáticas e forças de percolação, onde as linhas equipotenciais se concentram em regiões menos permeáveis, afetando a permeabilidade, a propagação de ondas sísmicas e a resistência mecânica do maciço rochoso, entre outros aspectos. Essa heterogeneidade pode ser causada por vários fatores, como presença de fraturas, tipos de rochas, granulometria, textura e mineralogia. É importante destacar que a escala do problema analisado é crucial para entender a heterogeneidade do maciço rochoso, que pode variar de acordo com a escala do estudo.

De maneira geral, a incerteza na medição ou estimativa da abertura efetiva de juntas, assim como na avaliação da aspereza em campo e na extrapolação de medidas para todo o maciço rochoso, é um desafio. A modelagem do fluxo em rochas fraturadas requer valores de abertura

condutora, que podem variar significativamente desde o ponto de medição, como um furo de sondagem, o que pode levar a estimativas imprecisas. A conversão de aberturas mecânicas medidas em aberturas condutoras para fins de modelagem é incerta, e há dificuldades em avaliar a persistência das juntas e seu impacto na hidráulica do maciço rochoso. Além disso, a variação dos níveis do reservatório pode deformar a fundação, alterando o sistema de juntas. Rochas sedimentares, sujeitas a compressão e litificação ao longo do tempo, apresentam desafios únicos devido à sua porosidade e potencial de fluxo ao longo de descontinuidades, que podem levar a erosão se não controladas. A solubilidade de rochas como calcários também representa riscos devido ao potencial de formação de cavidades que podem afetar a integridade da barragem. (USACE, 2002)

Sobrinho *et al*. (2003) apresenta um modelo hidrogeológico para estimar a infiltração em arenitos sob uma barragem de CCR. Relata-se uma condutividade hidráulica média de $1\times10^{-4}$ cm/s, acima de uma elevação específica e variável em outras camadas geológicas. Os resultados de medições de fluxo indicam uma aderência muito boa aos resultados do modelo matemático. Conclui-se então neste estudo que a infiltração real é cerca de 81% da estimada pelo modelo computacional.

Já Meirelles (2015) traz medições de UHE Estreito (Maranhão), que está sobre um maciço arenítico de alta permeabilidade, onde há uma complexidade na avaliação das características do fraturamento e da anisotropia, a determinação exata da permeabilidade da fundação se torna um desafio. Esta fundação apresenta coeficientes de permeabilidade horizontal ($k_H$) de $4{,}0\times10^{-3}$ cm/s e vertical ($k_V$) de $2{,}0\times10^{-3}$ cm/s e $2{,}67\times10^{-3}$ cm/s para diferentes seções. A relação de anisotropia de 2 na primeira análise e de 1,5 na segunda sugere que, em ambas as situações, a permeabilidade no sentido horizontal supera a vertical. Utilizando dados de vazão coletados *in loco* e informações piezométricas durante o desvio do rio e enchimento do reservatório, o consórcio responsável pelo projeto realizou um processo de retroanálise e ajuste no modelo de elementos finitos, simulando a percolação através do maciço, verificando-se vazões inferiores que a esperada após três anos de operação.

### 2.3.1 Considerações sobre anisotropia

Varshney (1972) observa que a anisotropia, natureza das foliações, juntas e combinação de diferentes estratos rochosos são tão variadas que necessitam de uma abordagem individualizada para cada caso. Contudo, é possível estabelecer algumas idealizações amplas para estudar o

impacto da natureza da rocha sobre as tensões e deformações na barragem. As variações de rigidez na fundação provocam alterações significativas na distribuição das tensões de contato, sendo que uma fundação mais rígida tende a aumentar a área de tensão de tração a montante, enquanto o oposto ocorre com fundações menos rígidas. As falhas na massa rochosa, que podem variar em tamanho e impacto, são de particular preocupação para a integridade de grandes barragens, alterando não apenas as propriedades físicas da rocha nas zonas de falha, mas também influenciando significativamente as condições de fluxo que percolam por ela.

Destaca-se em Barton (2014) a vasta presença da anisotropia em formações rochosas, desafiando a suposição comum de comportamento isotrópico em modelagens geomecânicas. Argumenta-se que a anisotropia é uma característica inerente às massas rochosas, influenciada por suas origens geológicas, como ciclos de sedimentação, fluxos basálticos, foliações, xistosidade, clivagem e falhas. A anisotropia afeta diretamente a velocidade sísmica, os módulos de deformação, a resistência e a permeabilidade das rochas. A pesquisa ressalta a importância de considerar a anisotropia nas práticas de modelagem geomecânica para uma avaliação mais precisa e realista das propriedades das massas rochosas, destacando a necessidade de abordagens que reconheçam e incorporem a anisotropia para melhorar o entendimento e a gestão do comportamento das rochas em aplicações de engenharia e geociências.

Conforme Heitfeld (1981) a avaliação eficaz das perdas por infiltração em barragens requer o conhecimento dos valores médios de permeabilidade das camadas rochosas, considerando a anisotropia do maciço. A determinação da permeabilidade pode ser complexa devido a suposições simplificadas sobre a geometria das juntas, como já citado em outros trabalhos. O estudo de Farrell (2014) proporciona observações interessantes sobre o impacto da deformação em rochas falhadas, evidenciando como isso afeta a porosidade e, de forma mais significativa, a permeabilidade, especialmente em rochas sedimentares. Ao contrário do pensamento tradicional de que a porosidade e a permeabilidade tendem a diminuir com o aumento da deformação, o estudo revela que a deformação, na verdade, pode aumentar a permeabilidade nos falhamentos das rochas. Isso ocorre através da criação de anisotropia de permeabilidade que, embora possa reduzir a permeabilidade geral, favorecem o fluxo como um todo. Dentro de uma única amostra, a anisotropia da permeabilidade pode variar em até cinco ordens de magnitude. Contudo, a análise das porosidades de área, baseadas em seções finas, mostra uma

variação significativa, indicando que os poros são formados e orientados de maneira específica devido a mecanismos de deformação como catáclases e cisalhamento.

O artigo de Clavaud *et al*. (2008) apresenta uma investigação detalhada sobre a anisotropia da permeabilidade em núcleos de rocha porosa e sua relação com a estrutura do meio poroso. A análise comparativa entre a forma tridimensional e os índices de porosidade obtidos por raio-X permitiu estudar o efeito da geometria do espaço poroso sobre a anisotropia da permeabilidade. As amostras, incluindo arenitos limpos e com argila, calcários e rochas vulcânicas, apresentaram uma grande variedade de granulometria e geometria do espaço poroso, com porosidade variando de 12% a 57% e permeabilidade de $1{,}5\times10^{-14}$ a $4\times10^{-12}$ $m^2$. Os resultados mostraram que, para arenitos, a anisotropia da permeabilidade está bem correlacionada com a presença de estratificação, enquanto, para rochas vulcânicas, está claramente relacionada à orientação das vesículas ou fissuras. Por outro lado, para calcários, não foi evidenciada uma ligação clara entre a geometria da rede porosa e a anisotropia da permeabilidade, provavelmente devido à influência da porosidade não conectada que não contribui para o transporte hidráulico.

### 2.3.2 Instrumentação de barragens de concreto em rochas sedimentares

Segundo Dunnicliff (1988), a prática de instrumentação geotécnica une a capacidade dos instrumentos de medição com a dos especialistas. Há dois tipos de instrumentos: aqueles para avaliar *in situ* as propriedades do solo ou rocha e outros para monitoramento durante a construção ou operação de um projeto. A escolha correta de instrumentos e métodos de avaliação é vital, e o uso de sistemas automáticos de aquisição de dados está crescendo, apesar de não poderem substituir completamente o julgamento de engenheiros. Tendências atuais mostram o aumento do uso de técnicas de modelagem como elementos finitos para verificação de comportamentos observados em campo, além de melhorias em transdutores e métodos de construção.

Os instrumentos requerem manutenção para garantir precisão, confiabilidade e máxima longevidade. A manutenção é necessária mesmo após uma verificação completa antes, durante e após a instalação. A calibração de fábrica, os testes de aceitação pré-instalação e pós-instalação asseguram o bom funcionamento inicial do equipamento. Entretanto, mesmo os melhores instrumentos podem descalibrar ou se deteriorar. A manutenção é geralmente responsabilidade do proprietário do projeto e deve ser planejada desde a concepção do sistema de instrumentação, com procedimentos detalhados em um manual de operação e manutenção,

o qual deve incluir ou fazer referência aos manuais de instrução do fabricante, adaptando os procedimentos às condições específicas do local do projeto (USACE, 2020).

O estudo de Cruz (2015) aborda especificamente o fluxo de água através de barragens e suas fundações, ressaltando a importância de um entendimento aprofundado das características hidráulicas e geotécnicas das rochas sedimentares subjacentes. A pesquisa enfatiza a necessidade de monitoramento contínuo e de técnicas de instrumentação avançadas para detectar e gerenciar o fluxo de água de maneira eficaz, prevenindo a erosão interna e outros problemas de estabilidade. A integração dos dados de permeabilidade das rochas sedimentares com a análise de fluxo contribui significativamente para o design e a manutenção de barragens seguras.

Deste modo, a compreensão da hidrogeologia e a instrumentação geotécnica de barragens construídas sobre rochas sedimentares são essenciais para assegurar a estabilidade e a segurança a longo prazo destas estruturas. O estudo de Santos (2023) é fundamental neste contexto, ao detalhar o comportamento geotécnico da UHE Dona Francisca, onde a análise das poropressões e as deformações da fundação revelam um período inicial de estabilização intensa seguido por uma taxa decrescente de ajustes na massa rochosa. Este comportamento é indicativo da adaptação da fundação sedimentar às cargas impostas pela barragem, onde a instrumentação geotécnica detalhada, se mostrou indispensável no monitoramento da evolução das deformações e na avaliação da segurança.

Em paralelo, Bressani (2019) apresenta uma análise da influência da permeabilidade nas respostas temporais dos piezômetros instalados na mesma UHE Dona Francisca. A pesquisa ressalta a variação significativa do coeficiente de permeabilidade em função da tensão efetiva, um aspecto importante que afeta diretamente a rapidez dos piezômetros em reagir às variações de poropressão. Este estudo corrobora a noção de que o tempo de resposta dos piezômetros é sensível à anisotropia material e às variações de tensão.

Também a compreensão da permeabilidade e das características de fluxo é vital para a modelagem hidrogeológica e para o planejamento do sistema de instrumentação. Os dados de Santos (2023), que indicam uma tendência à estabilização das poropressões, juntamente com as observações de Bressani (2019) sobre a variabilidade da permeabilidade, ponto que certamente deve ser considerado e para uma avaliação holística e dinâmica da segurança da barragem.

O estudo de Hvorslev (1951) é de suma importância na compreensão da permeabilidade do solo e do tempo de resposta de instrumentos geotécnicos, fornecendo métodos teóricos e experimentais para a determinação do tempo deste atraso e sua influência nas medições de poropressão. A observação do tempo de atraso para perfurações e instalação de piezômetros é teoricamente simples. No entanto, há dificuldades práticas e potenciais erros em tais testes de permeabilidade que carecem de métodos de correção. A precisão desses métodos é crucial, pois distúrbios no solo e vazamentos durante a perfuração podem afetar adversamente os resultados. Testes de bombeamento são alternativas para evitar esses erros, apesar de serem dispendiosos e demorados. É importante notar que a anisotropia é frequentemente ignorada em testes de laboratório que medem a permeabilidade geral do estrato do solo. Como consequência, esta diferenciação tampouco é realizada em campo através da instrumentação.

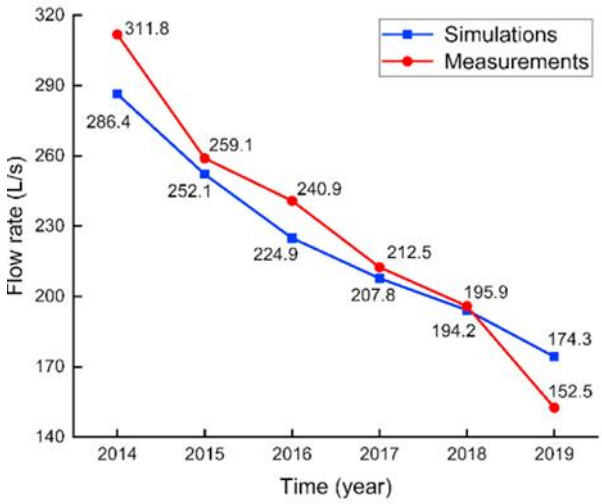
Não obstante, a instrumentação geotécnica, quando devidamente planejada e interpretada à luz do conhecimento das propriedades das rochas sedimentares, permite a detecção de possíveis pontos de falhamentos, a avaliação do comportamento de longo prazo da fundação da barragem e o ajuste dos modelos de fluxo de água. A escolha apropriada dos tipos de piezômetros, considerando a permeabilidade do substrato rochoso, é crítica, como apontado por Bressani (2019), e deve ser adaptada às especificidades geológicas e operacionais da barragem. Portanto, demonstra-se nestes estudos a necessidade de uma abordagem integrada, que combine a modelagem geotécnica com um planejamento de instrumentação estratégico, a fim de garantir a integridade e a segurança das barragens sobre fundações em rochas sedimentares.

Cita-se em Favero (2019) que a análise dos resultados de campo dos piezômetros instalados nos demais blocos do vertedouro da UHE Dona Francisca mostram que os instrumentos que estão localizados próximos às linhas de drenagem de montante apresentam uma variação muito pequena nos valores de poropressão, independente das oscilações dos reservatórios de montante e jusante. Contudo, aqueles instalados a jusante do vertedouro mostra maior sensibilidade às variações dos níveis dos reservatórios.

De acordo com Barboza (2021), no contexto de barragens de concreto, é crucial monitorar a quantidade de sedimentos transportados que se acumulam nas canaletas de drenagem. Este acompanhamento é essencial para a gestão da segurança da barragem, pois o transporte excessivo de material pode levar à criação de cavidades na fundação e iniciar um processo de erosão interna, comprometendo a integridade da estrutura.

Chen (2016) detalha a modelagem do fluxo de água durante o enchimento de reservatórios, destacando a importância de recalibrar a permeabilidade para melhorar a precisão da modelagem em cada etapa da estrutura. Já Chen *et al.* (2021), exploram de forma aprofundada a dinâmica temporal da condutividade hidráulica em rochas fraturadas na fundação de uma barragem em arco na China. A pesquisa destaca a influência significativa da deposição de sedimentos e da colmatação de fraturas na redução da permeabilidade, demonstrando a importância de compreender essas variações para a manutenção e operação eficaz das barragens. Este enfoque revela a complexidade dos processos geológicos em jogo e a necessidade de estratégias adaptativas no gerenciamento de recursos hídricos. Utilizando uma retro modelagem baseada em dados de séries temporais de poropressões, os autores identificam uma tendência de decréscimo na condutividade hidráulica dos materiais da fundação ao longo do tempo. Destaca-se então a importância de considerar a evolução da condutividade hidráulica para o controle do comportamento do fluxo em barragens (Figura 11).

Figura 11 – Comparação entre as vazões totais medidas e calculadas no nível normal do reservatório (600 m)




Fonte: Chen *et al.* (2021)

Deste modo, Chen *et al.* (2021) mostram que a deposição de sedimentos e a colmatação de fraturas contribuem significativamente para a diminuição da permeabilidade, o que é crucial para a avaliação de longo prazo do desempenho de controle de infiltração e para a previsão do comportamento do fluxo em fundações de barragens em rios com carga de sedimentos.

### 2.3.3 Tratamentos de fundação em barragens de concreto e dispositivos de drenagem profunda

O uso de drenos possui um bom respaldo na literatura acadêmica. É citado por Casagrande (1961) que a segurança de barragens pode ser melhor assegurada por sistemas de drenagem, que controlam efetivamente a percolação. Nas barragens do tipo gravidade, a implementação de uma série de drenos, mesmo que não muito profundos, se mostra eficaz no manejo das subpressões. Para aumentar ainda mais a eficiência deste controle, especialmente sob condições geológicas complexas, pode-se adotar drenos de maior profundidade. Este aborda necessidade de controle de infiltração pelas das fundações de barragens, destacando técnicas como cortinas de injeção de calda de cimento e sistemas de drenagem. A eficácia destas técnicas é variável e depende da complexidade das condições geológicas e hidráulicas envolvidas.

Para Jansen (1988), muitas vezes, uma drenagem mais eficaz pode ser alcançada sem grandes esforços, e frequentemente a reabilitação dos drenos existentes em barragens de concreto é suficiente para reduzir a poropressão para um nível aceitável. Manutenções e monitoramentos regulares são essenciais, com verificações periódicas dos drenos para identificar possíveis bloqueios. Condições locais e requisitos específicos determinarão o tipo de dreno a ser escolhido. Todo sistema de drenagem deve ser adaptado ao local e observado regularmente para detectar mudanças significativas no desempenho da barragem ou na condição de sua fundação.

Costa (2012) contribui comentando que as subpressões constituem um desafio para barragens de concreto devido à sua elevada relação altura/comprimento da base, comparativamente às barragens granulares. Para mitigar isso, utiliza-se drenagem subterrânea por meio de drenos de alívio, perfurados no maciço rochoso, geralmente a partir de uma galeria próxima ao pé da barragem.

Silveira (2017) demonstra que foi observado que a operação de limpeza dos drenos nas Barragens de Castro Alves e Monte Claro afetou a instrumentação da barragem, resultando em uma redução das subpressões na fundação e um aumento temporário das vazões de drenagem. A experiência recente no país sugere que a primeira limpeza dos drenos deve ocorrer logo após a conclusão da construção da barragem e as limpezas subsequentes devem ser realizadas a cada 5 ou 10 anos. Para barragens construídas em maciços basálticos, como na Itaipu, foi observado que a limpeza dos drenos pode ser realizada a cada 10 anos, mesmo com diversos tipos de derrames basálticos e grandes extensões de barragem.

Mantese (2021) apresenta conclusões acerca de seu estudo em uma barragem sobre metacalcáreos/metasiltitos. Inicialmente, destaca-se que a região analisada contém um maciço de rochas carbonáticas com alta permeabilidade e presença de cavernas, o que desafia o controle de água na região e aumenta o risco de dissolução e intercomunicação entre fraturas. Seu estudo enfatiza a complexidade de avaliar o fraturamento e a anisotropia do maciço rochoso, crucial para a definição precisa da permeabilidade das fundações. Várias hipóteses são levantadas para explicar as condições de percolação, incluindo obstrução de drenos e piezômetros, sedimentação e a descoberta de novos caminhos de percolação devido à complexidade estrutural das rochas.

Ainda em Mantese (2021), observa-se que a circulação de água na fundação pode causar alterações nos caminhos de percolação por meio da dissolução de carbonato e remoção de finos, o que é corroborado pelas observações durante a operação dos drenos. É essencial monitorar e documentar o comportamento das barragens ao longo do tempo para garantir a segurança estrutural e a eficácia das cortinas de drenagem e dos piezômetros. Em barragens de concreto, recomenda-se a verificação da profundidade dos drenos e a realização de testes periódicos para avaliar possíveis reduções de eficiência e elevação de níveis piezométricos.

Quanto ao tratamento com injeções, basicamente, conforme Costa (2012), envolve a aplicação de uma calda que endurece, preenchendo vazios do maciço natural. Este método divide-se em injeções de colagem (para eliminar vazios e integrar concreto ao maciço rochoso), consolidação (para reforçar a resistência das fundações, com efeito impermeabilizante) e cortina de injeções (para controlar a percolação de água). As injeções são bastante adequadas para rochas, solos e materiais de transição, como saprólitos. Segundo Fecker (1980), a disposição e a inclinação dos furos de injeção devem ser normalmente perpendiculares ao conjunto de juntas principais, a fim de intersectar o máximo de juntas. A eficácia da injeção depende da orientação das juntas e da disposição adequada dos furos de injeção, sendo que um espaçamento excessivo pode reduzir a efetividade do selamento das juntas. O controle efetivo da cortina de injeção é essencial, e falhas nesse processo podem levar ao fracasso estrutural, como foi o caso na Teton Dam.

Já os dispositivos de ancoragem são utilizados para estabilização e para manter a continuidade entre as estruturas, podendo ser classificados como ativos (tirantes) ou passivos (chumbadores) e instalados no concreto ou no maciço rochoso. Segundo a Eletrobrás (2003), os chumbadores

são indicados para restaurar partes do barramento ou blocos do maciço de fundação, enquanto os tirantes são recomendados para aumentar a força de atrito na junta sujeita a deslizamento. O comprimento das barras de aço no maciço é determinado pela sua alteração e fraturamento, bem como pela aderência entre a calda de cimento e a fundação. As ancoragens são dimensionadas com base na representação de uma superfície resistente em forma de cone, com vértice voltado para o extremo da ancoragem e a geratriz formando um ângulo com essa direção, cuja inclinação depende das propriedades do maciço rochoso, geralmente adotando-se um ângulo de 30°. O dimensionamento das ancoragens é realizado de acordo com as normas NBR 6118 (ABNT, 2014) e NBR 5629 (ABNT, 2018).

# 3. BARRAGEM DO ANEL DOM MARCO: CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS E MÉTODO DE ESTUDO

## 3.1 HISTÓRICO E CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

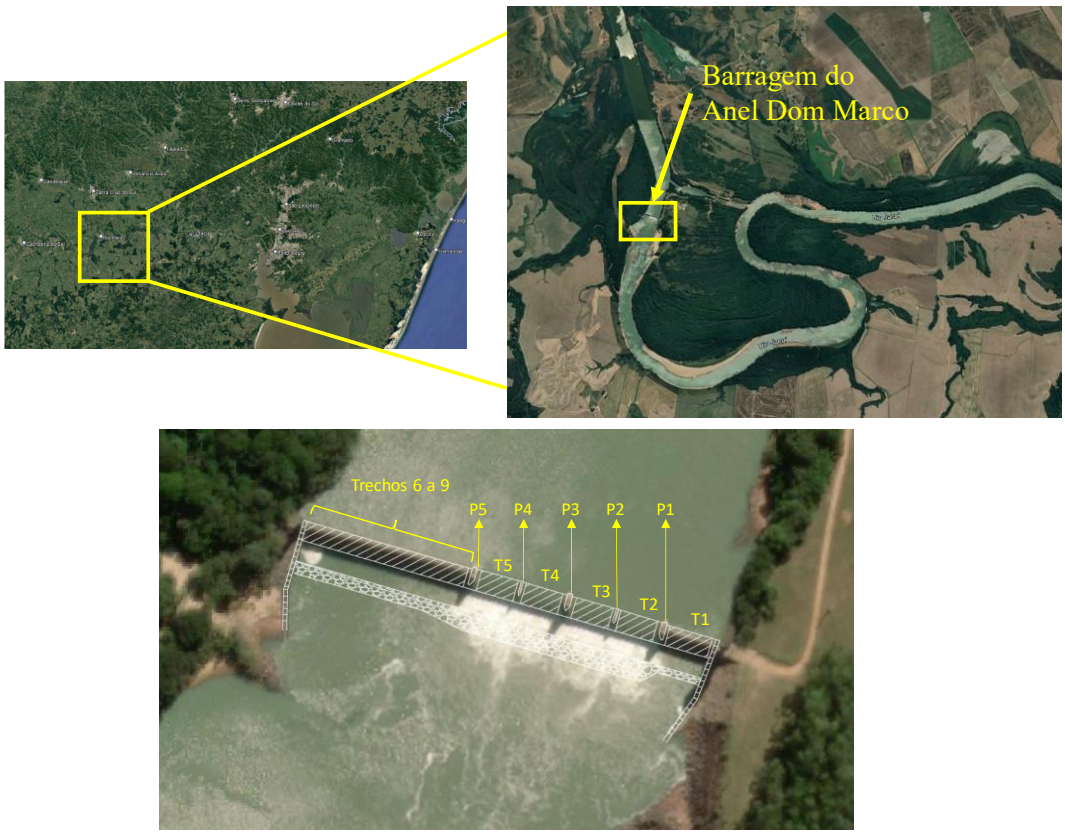
A Hidrovia do Mercosul, administrada pela AHSUL, é um eixo vital de comércio e transporte para o Brasil e o Uruguai, estendendo-se por mais de 740 km e compreendendo o rio Jacuí, que sozinho proporciona 352 km de rotas navegáveis essenciais para o transporte de cargas como material de construção, soja e carvão mineral. A integração do rio Jacuí com o Taquari e a estratégica Lagoa dos Patos, esta última permitindo embarcações de maior calado, potencializa a capacidade de escoamento da produção regional, consolidando a hidrovia como uma infraestrutura de transporte de alta eficiência e importância econômica. (ANA, 2007)

Após um período de declínio na navegação fluvial no Rio Grande do Sul devido ao aprimoramento das rodovias e mudanças legislativas trabalhistas, a década de 70 marcou um renascimento da importância das hidrovias, impulsionado por políticas de incentivo governamental e investimentos robustos em infraestrutura, como dragagens e construção de barragens eclusadas. Este ressurgimento coincidiu com um aumento na produção de granéis agrícolas, exigindo um sistema de transporte mais eficiente e de baixo custo, papel que as hidrovias desempenharam com sucesso, facilitando o escoamento da produção para mercados

internacionais e reafirmando a relevância estratégica do rio Jacuí no contexto do Mercosul e no suporte ao desenvolvimento e integração econômica regional. (AZAMBUJA, 2005)

A barragem do Anel Dom Marco está situada no município de Rio Pardo, a 167 km de Porto Alegre, na porção centro-leste do Estado do Rio Grande do Sul, conforme Figura 12. Ela constitui o segundo degrau do hidrovia do Rio Jacuí, criado por um remanso de 63 km que chega à barragem de Fandango na sequência, em Cachoeira do Sul. Foi construída por meio do extinto Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis (DNPVN) e Portobrás. A estrutura teve seu final de construção no ano de 1972, e sua função é o auxílio na garantia de diferença de nível d'água, principalmente em épocas de seca, ou seja, regularização de vazão, para que a eclusa que compõe o sistema do Anel Dom Marco funcione normalmente. Atualmente é operada pela Administração das Hidrovias do Sul (AHSUL).

Figura 12 – Localização e esquema construtivo da barragem do Anel Dom Marco

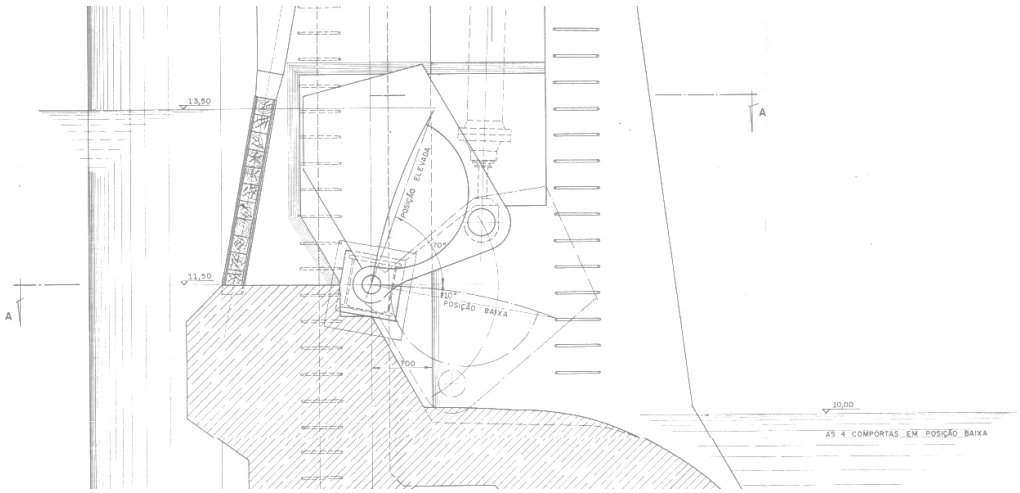



Fonte: Elaborado pelo Autor

A estrutura é feita de concreto e é composta por quatro vãos móveis centrais, conforme e dois vertedouros fixos nas margens. Com uma extensão total de 220 metros e altura máxima de 13,25 metros, uma galeria de visita percorre a estrutura em toda a sua extensão e pode ser

acessada por poços nos três pilares maiores. O barramento cria um desnível de 7,50 metros que é superado por meio de uma eclusa construída em um canal dragado artificialmente, localizado a cerca de 800 metros da barragem. Isso evita a navegação em um meandro do rio com cerca de 8 km, encurtando o percurso das embarcações nessa área. Ainda, conforme a Figura 12, a barragem divide-se em 14 blocos, sendo 3 pilares principais (Pilares 1, 3 e 5), 2 pilares intermediários (Pilares 2 e 4), 4 trechos intermediários (Trechos 2 a 5) e demais trechos vertentes (Trechos 1, 6, 7, 8 e 9). Quanto aos vãos móveis a Figura 13 ilustra sua seção tipo.

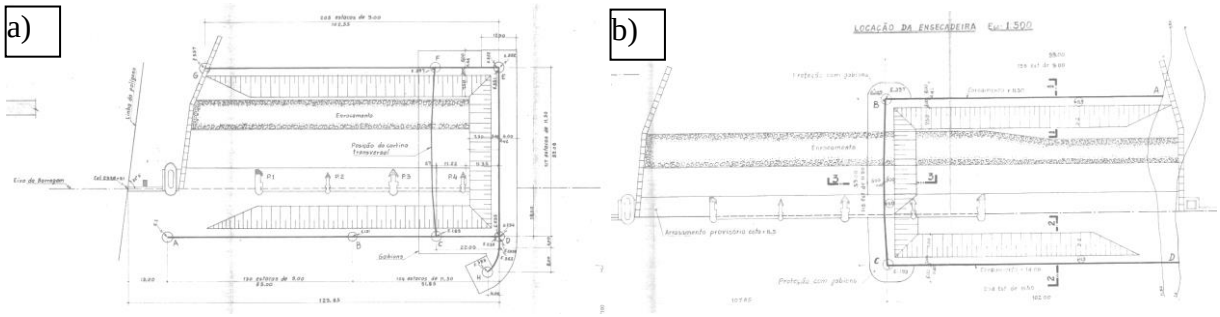
Figura 13 – Seção tipo dos trechos das comportas móveis.




Fonte: Brasília Obras Públicas, 1968.

Inicialmente, no projeto executado, a laje a jusante da barragem tinha uma espessura de 25cm, sendo o local de dissipação de energia. Posteriormente ao reforço devido ao acidente, essa função foi transferida para um radier incorporado à estrutura, com aproximadamente 1,20 m de espessura. Esse radier realiza a dissipação por meio da formação de ressalto hidráulico, totalmente contido em uma bacia, que foi integrada à barragem durante as obras de recuperação. Ainda, após identificar a erosão regressiva, um canal de desvio foi escavado na margem direita do rio, e ensecadeiras foram construídas para isolar a barragem (Figura 14), permitindo inspeção detalhada. Durante a avaliação, notou-se a destruição quase total da laje e erosão progressiva na base jusante, ameaçando a integridade do concreto.

Figura 14 – Locação da ensacadeira e seção passante no Trecho 5. a) 1ª Fase; b) 2ª Fase.




Fonte: Brasília Obras Públicas, 1968.

Durante o processo de perfuração para a instalação de tirantes de cabos angulados nas seções 8 e 9, foi observada uma significativa emergência de água em determinadas localidades. Inicialmente, este evento foi atribuído à intercepção do dreno longitudinal situado abaixo da galeria que percorre os referidos segmentos da barragem. Para remediar o problema, optou-se por aumentar o ângulo de inclinação dos tirantes e, paralelamente, ampliar a distância da parede a jusante da galeria. Os tirantes foram ajustados para uma inclinação de 16 graus com um espaçamento máximo de 73 cm da parede. Esta intervenção geralmente solucionou o problema, no entanto, permaneceram situações não resolvidas, como no caso do tirante número 12 da seção 9, que ainda exibia um fluxo substancial de água sob alta pressão. Posteriormente, durante a realização das perfurações para a inserção dos tirantes verticais com espaçamentos de apenas 40 centímetros da parede a jusante da galeria, houve um risco potencial de intersecção com o grande dreno longitudinal, o que de fato resultou em novos episódios de fluxos intensos de água.

A restauração da barragem envolveu a instalação de 135 tirantes de cabo ao longo da parede montante, com ancoragem profunda para estabilização. Além disso, procedeu-se com a limpeza e injeção de consolidantes no substrato rochoso, acompanhado de sondagens e um mapeamento geológico meticuloso das fissuras na fundação. Análises revelaram distintos litotipos e movimentações ao longo das falhas, com o monitoramento contínuo do comportamento dos tirantes, bem como do deslocamento relativo entre os blocos e dados de vazão de drenos instalados e dados piezométricos, sendo crucial para prevenir danos maiores, permitindo a reativação segura da estrutura em 1974. A Tabela 3 apresenta o quantitativo de instrumentos instalados, bem como a quantidade de tirantes e sondagens executadas.

Tabela 3 – Quantidade de dados obtidos.

| Bloco | Comprimento do Bloco (m) | Drenos | Piezômetros | Tirantes | | Sondagens |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Barra | Cabo | |
| OE | - | - | - | - | - | 1 |
| OD | - | - | - | - | - | 1 |
| Trecho 1 | 21,41 | 7 | 0 | 21 | 4 | 3 |
| Pilar 1 | 6,52 | 2 | 1 | 15 | 5 | 2 |
| Trecho 2 | 18,48 | 6 | 1 | 22 | 20 | 3 |
| Pilar 2 | 4,02 | 2 | 1 | 11 | 2 | 1 |
| Trecho 3 | 18,48 | 7 | 2 | 25 | 20 | 6 |
| Pilar 3 | 7,02 | 3 | 1 | 16 | 3 | 6 |
| Trecho 4 | 18,48 | 7 | 2 | 33 | 16 | 2 |
| Pilar 4 | 4,02 | 1 | 2 | 11 | 3 | 1 |
| Trecho 5 | 18,48 | 6 | 2 | 23 | 17 | 5 |
| Pilar 5 | 6,52 | 4 | 1 | 15 | 5 | 3 |
| Trecho 6 | 16,02 | 7 | 0 | 20 | 5 | 3 |
| Trecho 7 | 16,02 | 7 | 0 | 23 | 4 | 2 |
| Trecho 8 | 16,02 | 6 | 2 | 0 | 18 | 2 |
| Trecho 9 | 16,18 | 5 | 1 | 0 | 14 | 2 |
| Total | 187,67 | 70 | 16 | 235 | 136 | 43 |

Fonte: Elaborado pelo Autor

## 3.2 MÉTODO UTILIZADO E DOCUMENTAÇÃO RELACIONADA

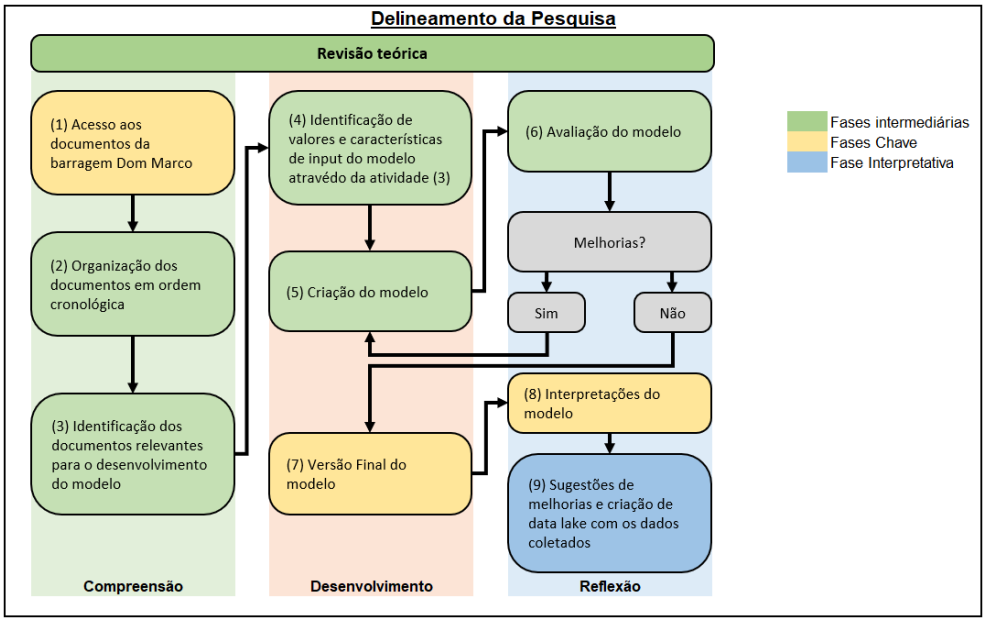
Este trabalho apresenta um estudo com a finalidade de investigação e melhor compreensão do comportamento hidrogeotécnico da barragem do Anel Dom Marco após 50 anos de operação, principalmente buscando a influência das obras de recuperação, com foco no fluxo pela fundação em rocha branda, no contexto do acidente ocorrido no ano de 1973.

A metodologia do estudo de caso foi empregada, utilizando-se de análises e interpretações de dados de documentos técnicos sobre o projeto, execução e monitoramento da barragem para atender aos objetivos do estudo. Para validar os resultados do estudo, simulações numéricas bidimensionais de fluxo hidráulico foram realizadas, empregando a técnica de modelagem computacional baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o *software* Seep/w, parte do pacote Geostudio, desenvolvido pela Bentley Systems. O *software* oferece funcionalidades para análise de estabilidade de taludes, adensamento de solos e fluxo de água, tanto em duas quanto em três dimensões, sendo aplicável em projetos de infraestrutura, mineração, sistemas de contenção, reforço de taludes e construção de barragens.

Basicamente, o Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma técnica numérica para resolver problemas de valores de contorno associados a equações diferenciais parciais (EDP), descrevendo processos físicos como a conservação de massa ou energia. A solução desses problemas de campo resulta na distribuição da variável dependente, como a energia, sujeita a condições de contorno e é obtida através da discretização do domínio em elementos finitos e da aplicação de funções de forma. O MEF transforma a EDP em um conjunto de equações lineares simultâneas, resolvidas por meio de álgebra linear, seguindo etapas de discretização do domínio, definição da EDP, derivação das equações dos elementos, montagem em um sistema global e aplicação das condições de contorno para alcançar a solução final. (BENTLEY SYSTEMS, 2022)

Portanto, entende-se que este trabalho contribui na avaliação e criação de um modelo e um método que represente e avalie os fenômenos ocorridos na barragem Dom Marco ao longo do tempo. Também pode-se adicionar o fato de que através das fases de busca e organização dos documentos e informações da barragem, será entregue uma base de dados à sociedade, com elementos que servem de suporte para demais modelos, como o aprendizado de máquina ou análises computacionais avançadas. Assim, o delineamento da pesquisa está dividido em três etapas, conforme apresentado na Figura 14, e descritos nos subcapítulos a seguir.

Figura 15 – Delineamento da pesquisa




Fonte: Elaborado pelo Autor

### 3.2.1 Revisão dos dados

Esta fase inclui primeiramente o acesso aos documentos da barragem Dom Marco (1), desde seu projeto até o momento presente. Esta etapa norteia as demais pois a partir dela estarão disponíveis uma grande quantidade de dados e informações relevantes embasadas com tecnologias e trabalhos à época da construção da barragem. Com esses dados em mãos, as etapas (2) e (3) trarão clareza para as demais fases.

Na sequência, as etapas de Organização (2) e Identificação dos documentos (3) são momentos chave do trabalho pela compreensão de quais dados estão disponíveis para a avaliação e parametrização do modelo a ser construído. A Tabela 4 apresenta a relação de documentos analisados para este fim aqui colocado.

Tabela 4 – Documentação utilizada para obtenção dos dados.

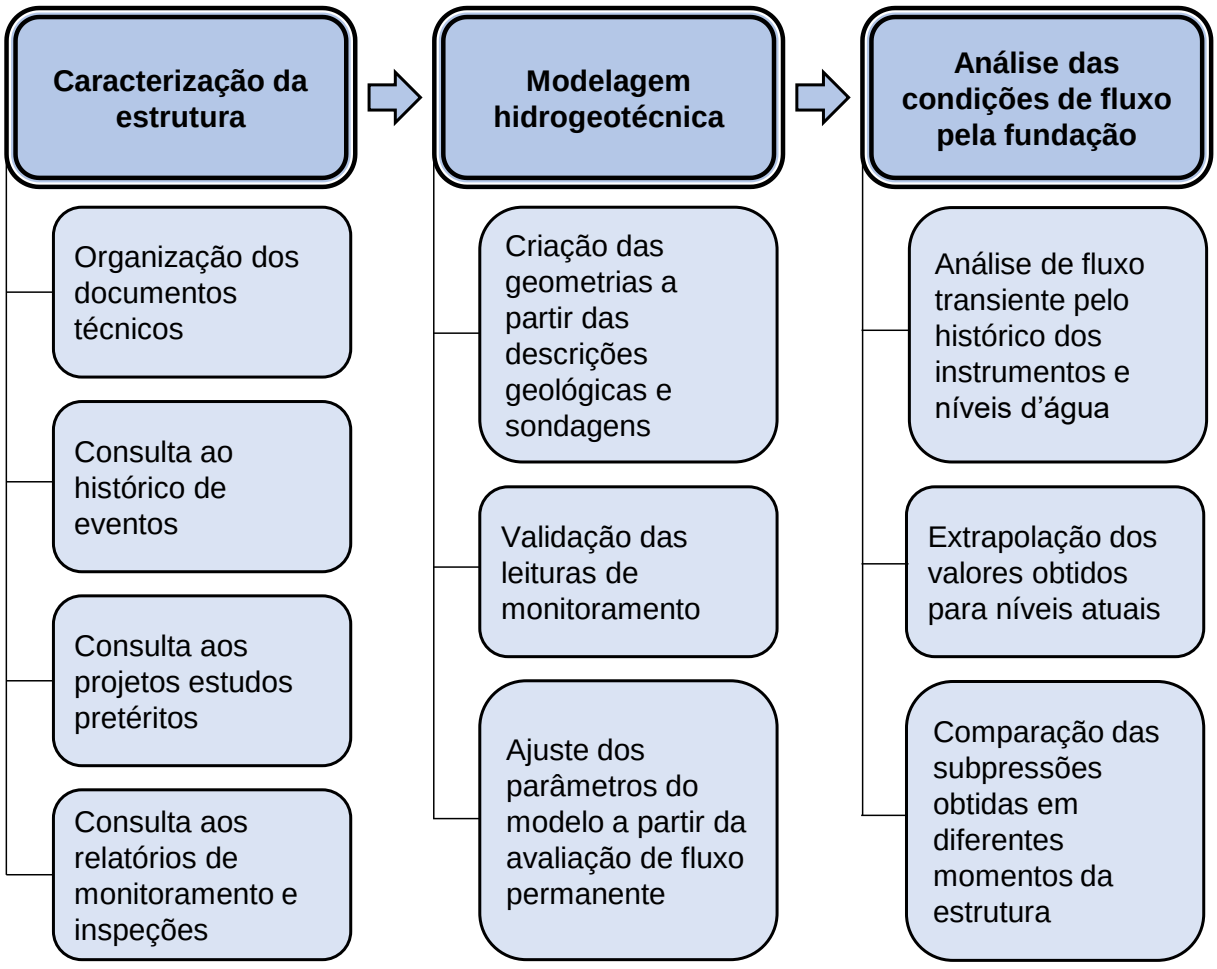
| Data | Assunto |
|---|---|
| 16/07/1972 | Relatório fotográfico das margens do Jacuí a montante da barragem |
| 15/03/1973 | Deslocamentos horizontais, deslocamentos relativos das juntas, deslocamentos horizontais do pilar P3 – Pendulo Invertido |
| 20/06/1973 | Estudo petrográfico da rocha |
| 30/08/1973 | Investigações sobre a movimentação da barragem Dom Marco |
| 09/10/1973 | Ensaios geotécnicos |
| 14/12/1973 | Controle e comportamento da estrutura da Barragem Dom Marco, Parecer n°2. |
| 18/12/1973 | Levantamento geológico detalhado do terreno de fundação |
| 01/02/1974 | Considerações sobre o projeto de recuperação de barragem |
| 10/09/1974 | Relatório de serviços executados pela Tecnosolo |
| 16/09/1974 | Estudo das infiltrações nos trechos 8 e 9 |
| 14/11/1974 | Levantamento fotográfico barragem do anel dom marco |
| 10/01/1975 | Primeira verificação de tensão residual dos tirantes de cabo e de barra |
| 09/06/1975 | Relatório final das leituras de vazão dos drenos e das pressões piezométricas |
| 30/10/1975 | Comportamento da estrutura da Barragem do Anel Dom Marco no período de 24/06 a 02/10 de 1975 |
| 30/03/1976 | Informações complementares solicitadas por Victor de Mello em 10/02/1976, compreendendo 2ª e 3ª reprotensão |
| 29/09/1976 | 4ª verificação dos tirantes |
| 17/11/1977 | Proposta serviços de instrumentação |
| 19/12/1978 | Boletim n° 3 |
| 19/03/1979 | p. 90-119, Análise do comportamento da Barragem – Descarregamento dos Tirantes |
| 22/10/1984 | Resumo atividades da obra de elevação do coroamento do dique de fechamento do canal de desvio |

Fonte: Elaborado pelo Autor

### 3.2.2 Desenvolvimento

A fase de desenvolvimento inclui também 3 etapas, bem como a etapa de compreensão. Esta etapa é realizada com base no método de pesquisa estudado, composta pela caracterização da barragem, análise dos dados de monitoramento e análise das condições de fluxo pela sua fundação, conforme fluxograma apresentado na Figura 16. A etapa (4) de Identificação de valores e características de *input* servirão como base ao modelo computacional hidrogeológico da barragem. Neste momento anterior ao início da modelagem há a escolha criteriosa de parâmetros que influenciam no resultado esperado do modelo. As etapas (5) e (7) são iterativas com a etapa (6) da fase seguinte. Isso ocorre pois assim que se inicia a modelagem, este passará por extensas reavaliações e adequações das geometrias, parâmetros e características relevantes. Esta fase de desenvolvimento se conclui assim que a etapa (7) seja satisfeita por completo com as informações disponíveis e demais resultados esperados.

Figura 16 – Fluxograma das etapas de pesquisa




Fonte: Elaborado pelo Autor

Para a caracterização da barragem primeiramente é necessário a organização e análise da documentação, constante na fase anterior, de compreensão. A documentação existente foi fornecida pelo atual DNIT (AHSUL), que opera a estrutura, e assim realizou-se o levantamento. Os documentos incluem relatórios de projeto, desenhos "*as buit*" da estrutura, mapeamento geológico-geotécnico, avaliações de especialistas externos, dados de testes realizados durante e após a construção, e relatórios de monitoramento e inspeções visuais regulares da barragem. Destaca-se que durante a realização do presente estudo não foram realizadas visitas técnicas no empreendimento.

Na presente fase, são avaliados relatórios de monitoramento e inspeções visuais para construir uma visão inicial do comportamento histórico da barragem. Esta análise permite detalhar a evolução do empreendimento, a geologia das ombreiras e fundações, as características estruturais e os processos de monitoramento hidrogeotécnico implementados. Também neste momento, avalia-se os relatórios de monitoramento e inspeções para obter uma compreensão inicial sobre a performance da barragem ao longo do tempo. Isso inclui revisão do histórico da estrutura, análise geológica e estrutural, e revisão dos métodos de monitoramento hidrogeotécnico. Adicionalmente, examina-se a instalação e a manutenção dos piezômetros e drenos, seguido pela sistematização e validação dos dados de monitoramento coletados.

Digitalizou-se os dados obtidos, uma vez que os documentos são datados das décadas de 1970 e 1980 e, a partir daí iniciou-se a compilação dos dados e geraram-se gráficos e demais materiais subprodutos destes para posteriores estudos comparativos, obtenção de parâmetros e outros dados pertinentes às avaliações deste trabalho. Desta maneira, padrões são analisados e surgem comparações com demais estruturas abordadas anteriormente nos referenciais bibliográficos com estruturas do mesmo porte. Exibe-se na Tabela 5 os tipos de análises de fluxo feitas para este estudo.

Tabela 5 – Tipos de análises executadas neste trabalho.

| Bloco | Piezômetro | Dreno | Tipo | Data |
|---|---|---|---|---|
| Pilar 2 | PZ3 | 1 | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| | | | Modelo c/ dreno | 1975, 1978, 2001 a 2019 |
| | | | Modelo s/ dreno | 1975, 1978 |
| Trecho 3 | PZ4 | 1, 2, 3, 4, 5, 6 | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| | | | Modelo c/ dreno | 1975, 2001 a 2019 |
| | PZ5 | | Leitura de Campo | 1975, 1978 |

| Bloco | Piezômetro | Dreno | Tipo | Data |
|---|---|---|---|---|
| Pilar 3 | PZ6 | 1, 2, 3 | Modelo c/ dreno | 1975, 1978, 2001 a 2019 |
| | | | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| Trecho 4 | PZ7 | 1, 2, 3, 4, 5, 6 | Modelo c/ dreno | 1975, 1978, 2001 a 2019 |
| | | | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| | PZ8 | | Modelo c/ dreno | 1975, 2001 a 2019 |
| | | | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| Pilar 5 | PZ12 | 1, 2, 3 | Modelo c/ dreno | 1975, 1978, 2001 a 2019 |
| | | | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| | PZ13 | | Modelo c/ dreno | 1975, 1978, 2001 a 2019 |
| | | | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| Trecho 8 | PZ14 | 2, 3, 4, 5 | Modelo c/ dreno | 1975, 2001 a 2019 |
| | | | Leitura de Campo | 1975, 1978 |
| | PZM1 | | Modelo c/ dreno | 1975, 1978, 2001 a 2019 |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Na análise dos modelos da barragem do Anel Dom Marco, a definição da geometria e estratigrafia da fundação baseia-se nos desenhos de projeto e na coleta de documentos "*as built*". Foram avaliadas as sondagens realizadas à época do reforço da estrutura e recriadas as seções geológico-geotécnicas com o auxílio do *software* AutoCad 2D.

Os parâmetros aplicados ao modelo de fluxo também fazem parte dos documentos avaliados, com exceção dos parâmetros de permeabilidade do concreto, sendo este retirado do trabalho de Filho (2005). Entretanto, os dados de anisotropia da fundação foram obtidos com o auxílio do Seep/w, ajustando-se a partir dos modelos, utilizando séries históricas de monitoramento piezométrico e vazões de drenagem. Foram ajustadas as condições de contorno referenciadas nas variações históricas dos níveis de água do reservatório a montante e jusante, variando inclusive o ajuste da curva aos pontos de leitura dos níveis das séries de leituras através do próprio *software*.

### 3.2.3 Reflexão

A fase de reflexão diz a respeito das etapas em que é feito um julgamento dos resultados e se os resultados se adequam com a teoria estudada ao longo do trabalho. As etapas (6), (8) e (9) são necessárias para o fechamento adequado do trabalho sem que as etapas anteriores fiquem incompletas.

Como citado anteriormente, a etapa de Avaliação do modelo (6) será de avaliação dos resultados e comparação com trabalhos já publicados e será iterativa com as etapas (5) e (7) da fase de Desenvolvimento. Com isso, se espera que o modelo contenha a maioria de informações necessárias para reproduzir o estado atual da barragem Dom Marco, bem como entender e prover futuros comportamentos possíveis.

## 3.3 GEOLOGIA LOCAL E PARÂMETROS DE PERMEBILIDADE DA FUNDAÇÃO

A barragem Dom Marco está assente em Depósitos Aluviais (Q4a), compostos por areia grossa a fina, cascalho e sedimento síltico-argiloso, em calhas de rio e planícies de inundação, de acordo com o Mapa Geológico do Rio Grande do Sul (CPRM, 2006).

Conforme relatório da Tecnosolo (1973), a base das estruturas da barragem parece estar assente no nível basal da Formação Estrada Nova, que é composta por um pacote de folhelhos de cor cinza esverdeada a cinza chumbo. Existem variações locais no sentido de horizontes sílticos e arenosos, que em alguns lugares se graduam para siltitos e arenitos argilosos com uma coloração avermelhada típica. Os folhelhos apresentam grau de laminação variável, juntamente com uma fina alternância de leitos escuros e argilosos, intercalados com leitos claros de natureza calcária. O calcário também é encontrado na matriz rochosa, o que leva à denominação de folhelhos calcíferos.

Acima de uma determinada cota, o pacote de folhelhos gradua para siltitos cinza escuro, que apresentam lentes intercaladas de arenitos calcífero finos com uma coloração avermelhada ou rosada. Os ensaios geotécnicos realizados, incluindo caracterização, expansibilidade, petrografia e difração de raios X, indicam que o material da base é expansivo, com o mineral montmorilonita predominante na constituição mineralógica e apresentando altas pressões de inchamento. No entanto, a porcentagem de expansão é pequena em relação ao módulo de deformação, que é muito elevado.

De acordo com a análise petrográfica da Tecnosolo (1973), a rocha apresenta coloração cinza e natureza físsil, laminações paralelas e, às vezes, cruzadas, com alternância de lâminas claras e escuras, e reage ao ácido. As lâminas escuras são compostas de material argiloso, biotita, muscovita e quartzo. Existem também carbonatos cálcicos dispersos na matriz argilosa. As lâminas claras são formadas principalmente por carbonato cálcico. As formações geológicas da

região de Rio Pardo possuem argila montmorilonita, que tem propriedades expansivas e reage com a água. Devido a presença da montmorilonita e, devido à sua solubilidade, o carbonato cálcico na estrutura pode, com o tempo, causar problemas de perda de capacidade de carga se houver percolação de águas subterrâneas (Tecnosolo, 1973).

Tabela 6 – Períodos geológicos evidenciados durante inspeção de 1973.

| ERA | PERÍODO | GRUPO | FORMAÇÃO | CARACT. LITOLÓGICAS |
|---|---|---|---|---|
| Cenozoico | Quaternário | | | Depósitos aluviais e eluviais. Areias e pedregulhos inconsolidados. |
| Mesozoico | | São Bento | Serra Geral | Sills e diques de diabásio. |
| | | | Rosário do Sul | Arenitos, siltitos e lamitos avermelhados. Argilas montmoriloníticas. |
| Paleozoico | Permiano | Passa Dois | Estrada Nova | Siltitos e folhelhos cinza claros, siltitos e arenitos avermelhados. Siltes cinza com concreções ovoides vermelhas. |
| | | | Irati | Folhelhos e siltitos esverdeados com nódulos de shert, folhelho pirobetuminoso, lentes de calcário, amarelo ou cinza. Arenitos finos. Rochas fossilíferas. |

Fonte: Tecnosolo, 1973

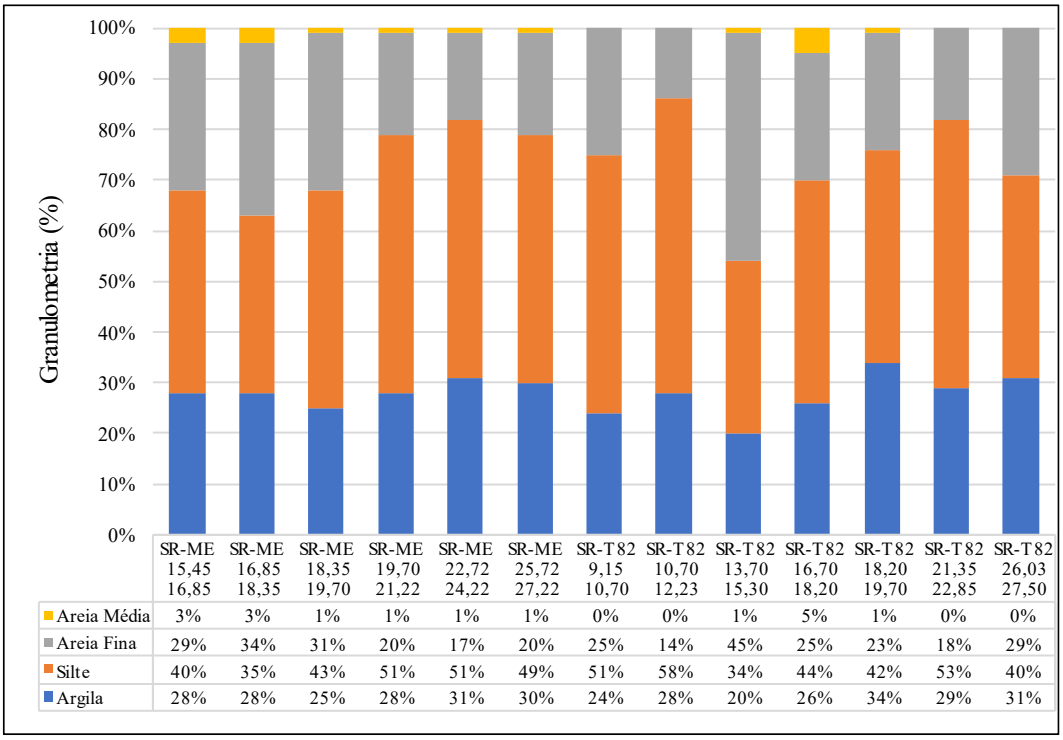
De acordo com o levantamento geológico executado no local, os folhelhos apresentam grau de laminação variável, exibindo também uma fina alternância de leitos escuros, argilosos e claros, de natureza calcária. O material calcário aparece também como parte integrante da matriz rochosa, de onde vem a denominação de folhelhos calcíferos.

Conforme Silva Filho (1979), foram realizados ensaios de permeabilidade tanto paralelamente quanto perpendicularmente aos planos de estratificação. Em ambos, se verificou o material com valores de k iguais ou inferiores a $10^{-7}$ cm/s. Foi ressaltado que os corpos de prova não apresentavam fissuras ou quaisquer outras anomalias visíveis as quais facilitassem o escoamento. Foram feitas 3 tentativas em cada caso, nas amostras 34, 35, 36, 37, 38 e 39, respectivamente.

Borges (2016), sobre parâmetros de permeabilidade de rochas brandas, adotou nas análises que tiveram por base os resultados dos ensaios Lugeon realizados em furos de sondagem durante investigações de campo do maciço de fundação para sua barragem estudada. A análise estratigráfica revela uma variação significativa nos coeficientes de permeabilidade entre as camadas do subsolo, impactando diretamente na percolação da água. A camada superior, composta por siltito argiloso a arenoso finamente estratificado, apresenta o menor coeficiente de permeabilidade, de $10^{-7}$ m/s, funcionando como um tapete impermeável que contribui para uma baixa vazão de percolação, inferior a 0,5 l/min/m, e uma maior perda de carga concentrada nessa camada. Conforme se avança para camadas mais profundas, com depósitos lacustres a fluvio-lacustres e conglomerados brechosos, observa-se um aumento na permeabilidade, alcançando até $10^{-5}$ m/s, indicando que as camadas mais profundas permitem uma maior movimentação de água, contrastando com a camada superficial de baixa permeabilidade.

Além das sondagens, foram executados ensaios de laboratório com amostras extraídas das sondagens executadas. Destas amostras uma parcela em solo significativa, principalmente por se tratar de uma rocha friável e possuir material intemperizado, já em granulometria caracterizada como solo. A Figura 17 ilustra em resumo a distribuição granulométrica das amostras recolhidas. Nota-se a predominância de material fino, com as classificações variando entre silte argilo-arenoso e silte areno-argiloso.

Figura 17 – Granulometria das amostras retiradas da fundação da barragem.

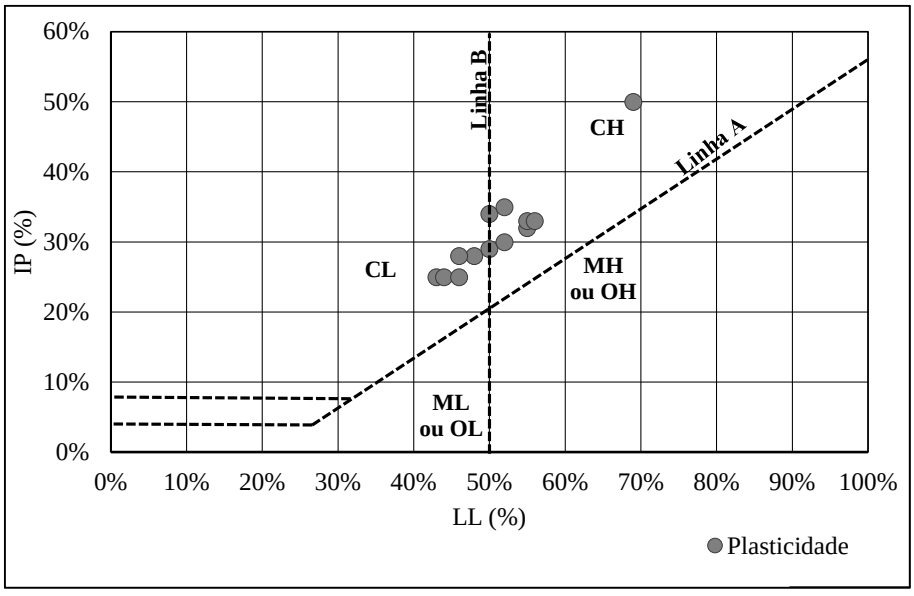



| | SR-ME 15,45 16,85 | SR-ME 16,85 18,35 | SR-ME 18,35 19,70 | SR-ME 19,70 21,22 | SR-ME 22,72 24,22 | SR-ME 25,72 27,22 | SR-T82 9,15 10,70 | SR-T82 10,70 12,23 | SR-T82 13,70 15,30 | SR-T82 16,70 18,20 | SR-T82 18,20 19,70 | SR-T82 21,35 22,85 | SR-T82 26,03 27,50 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Areia Média | 3% | 3% | 1% | 1% | 1% | 1% | 0% | 0% | 1% | 5% | 1% | 0% | 0% |
| Areia Fina | 29% | 34% | 31% | 20% | 17% | 20% | 25% | 14% | 45% | 25% | 23% | 18% | 29% |
| Silte | 40% | 35% | 43% | 51% | 51% | 49% | 51% | 58% | 34% | 44% | 42% | 53% | 40% |
| Argila | 28% | 28% | 25% | 28% | 31% | 30% | 24% | 28% | 20% | 26% | 34% | 29% | 31% |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Destas amostras ainda se classificou os materiais para a carta de plasticidade, conforme Figura 18, sendo classificados como argilas inorgânicas de plasticidade média (CL) e alta (CH).

Figura 18 – Carta de plasticidade das amostras retiradas da fundação da barragem.




Fonte: Elaborado pelo Autor

Adicionalmente, Silva Filho (1979), cita que em relação à resistência mecânica do maciço da fundação, os ensaios, sob pressões laterais de 100, 200 e 300 kPa. A umidade foi medida antes e após os testes nos corpos de prova, com perda mínima durante o manuseio. A absorção de água pelos corpos de prova, tanto ao natural quanto imersos, foi insignificante, e os testes realizados nas amostras 36, 38 e 35 não forneceram dados suficientes para determinar a coesão ou o ângulo de atrito interno à época dos ensaios. Também se realizou ensaios de compressão simples nas mesmas amostras retiradas de blocos indeformados. A Tabela 7 apresenta o resumo dos ensaios realizados de caráter de resistência mecânica.

Tabela 7 – Resultado dos ensaios de caracterização mecânica realizados através de ensaios triaxiais e de compressão simples.

| **Amostra n°** | **Amostra Natural** | | | | | | **Amostra Imersa** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Resistência (kg/cm²) | φ (°) | c (kg/cm²) | c (kPa) | h (%) | | Resistência (kg/cm²) | φ (°) | c (kg/cm²) | c (kPa) | h (%) | Tempo de imersão |
| | | | | | Antes | Após | | | | | | |
| 34 | 15,5 | 52,0 | 1,5 | 14,7 | 15,9 | 16,1 | - | 31,0 | 1,7 | 16,7 | 17,4 | 72h |
| 35 | 51,3 | 48,0 | 6,0 | 56,9 | 13,5 | 13,3 | 27,9 | - | - | - | 13,8 | 72h |
| 36 | 34,2 | - | - | - | 14,5 | 14,1 | - | 50,0 | 3,0 | 29,4 | 14,5 | 96h |
| 37 | 19,0 | 32,0 | 4,2 | 41,2 | 17,5 | 17,2 | - | 22,0 | 5,0 | 49,0 | 18,3 | 72h |
| 38 | 20,5 | - | - | - | 16,4 | 16,7 | - | 25,0 | 3,2 | 31,4 | 17,4 | 72h |
| 39 | 19,3 | 25,0 | 6,0 | 58,8 | 16,3 | 14,9 | - | 30,0 | 4,6 | 45,1 | 16,6 | 72h |

Fonte: adaptado de Tecnosolo, 1973

## 3.4 ARRANJO GERAL DAS ESTRUTURAS

A barragem do Anel Dom Marco possui seus projetos datados do ano de 1968 e sua construção entre os anos 1969 e 1971. Sua estrutura é uma barragem semimóvel, e foi construída em concreto convencional, com sua fundação em rocha sedimentar, sendo basicamente argilitos e filitos, assim como em suas ombreiras. Há na estrutura cinco pilares principais, numerados de 1 a 5 da esquerda para a direita, conforme Figura 19. A estrutura possui nove seções, numeradas ao mesmo padrão dos pilares, onde o Pilar 5 fica entre o Trecho 5 e o Trecho 6.

O sistema extravasor é composto por 4 (quatro) *Flap Gates*, situados entre os 5 pilares principais, que quando fechados, garantem a barragem estanqueidade até a cota +13,50, ou seja, 2 metros a mais que quando abaixados, com a cota +11,50.

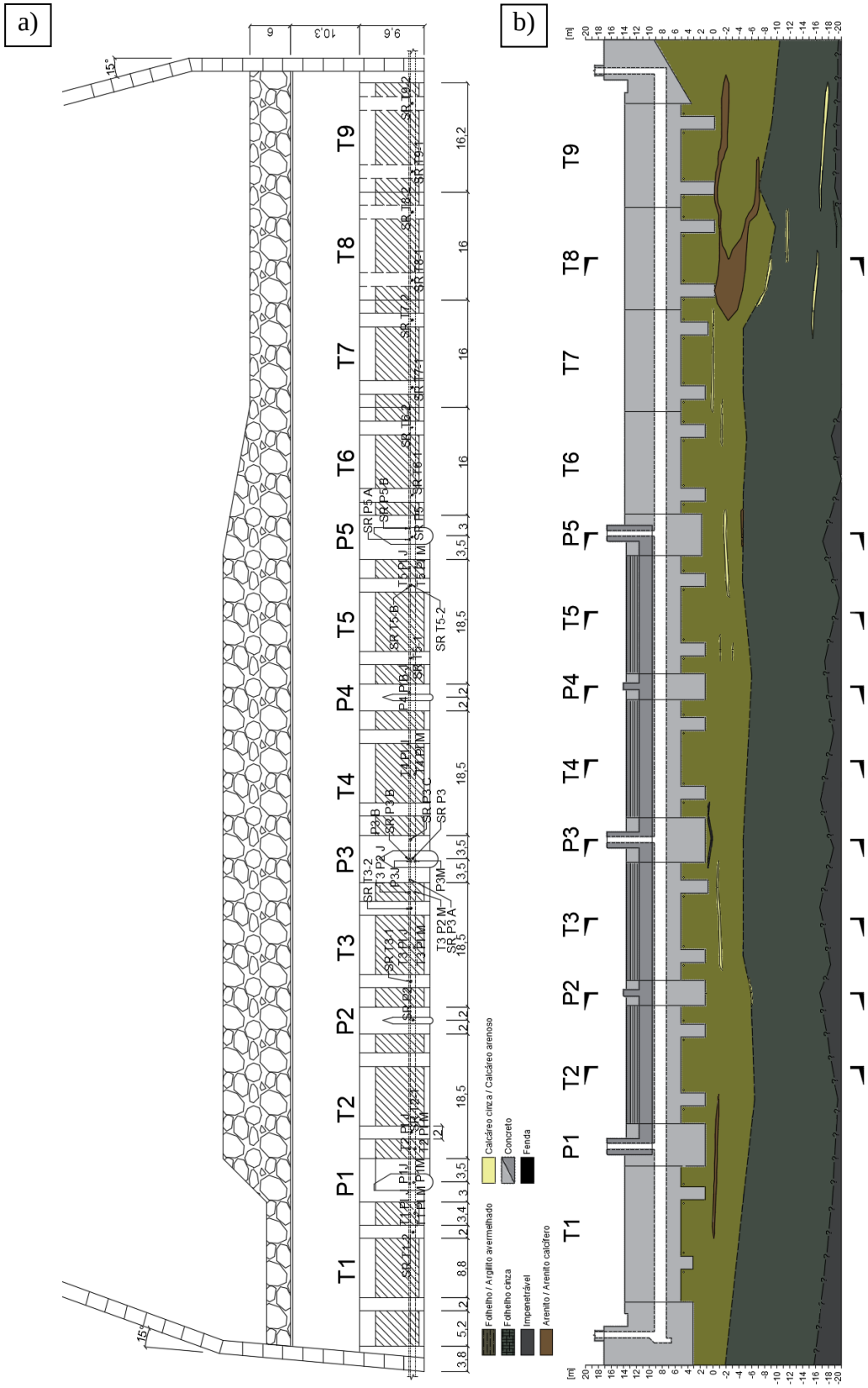
A estratigrafia foi refeita neste trabalho a partir das sondagens em cada bloco da estrutura executados no período em que foram necessários os reforços após o acidente ocorrido.

Analisou-se um total de 43 sondagens realizadas ao longo de todos os blocos, varrendo em boa parte a fundação do barramento, ponto de maior interesse neste trabalho.

A Figura 19 (a) apresenta a configuração dos furos de sondagem realizados e analisados para compreensão e dimensionamento dos tirantes após acidente. A Figura 19 (b) ilustra a reanálise destas sondagens para este trabalho, em uma visão frontal da estrutura. Apesar de haver um número considerável de sondagens realizadas, ainda assim há dificuldades na interpretação, especialmente em relação à anisotropia da fundação. Estas sondagens foram analisadas em conjunto com as escavações a jusante. Poucas falhas ou descontinuidades foram interceptadas pelas sondagens e não foram disponibilizadas imagens dos corpos de prova amostrados pelo método. Isto dificultou uma reanálise dos materiais e uma mais correta interpretação da fundação atualmente. Adiante são indicadas as seções analisadas neste trabalho.

Somente com o estudo conjunto das fotos da escavação do pé da estrutura a jusante foi possível entender melhor a anisotropia presente na fundação e o quanto isto de fato influenciou o acidente, também ressaltando os pontos de *piping* observados.

Figura 19 – a) Planta baixa da barragem do Anel Dom Marco; b) Vista frontal de montante para jusante.

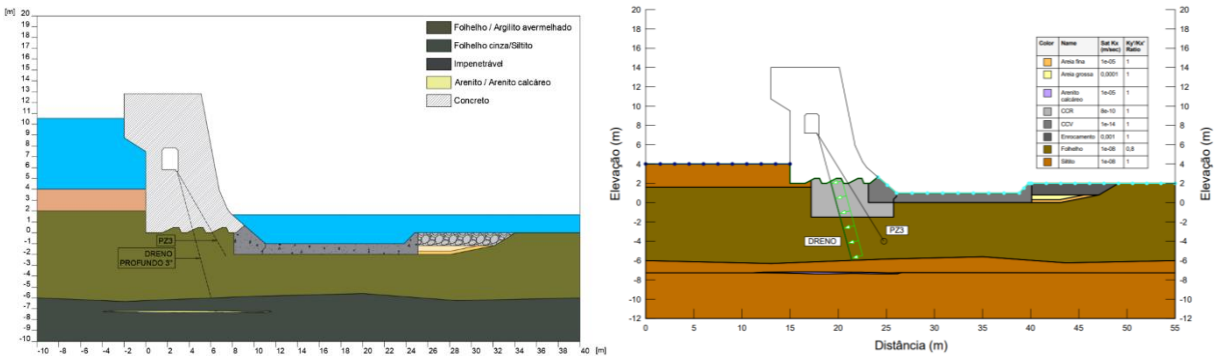



Fonte: Elaborado pelo Autor

### 3.4.1 Seções transversais das estruturas principais

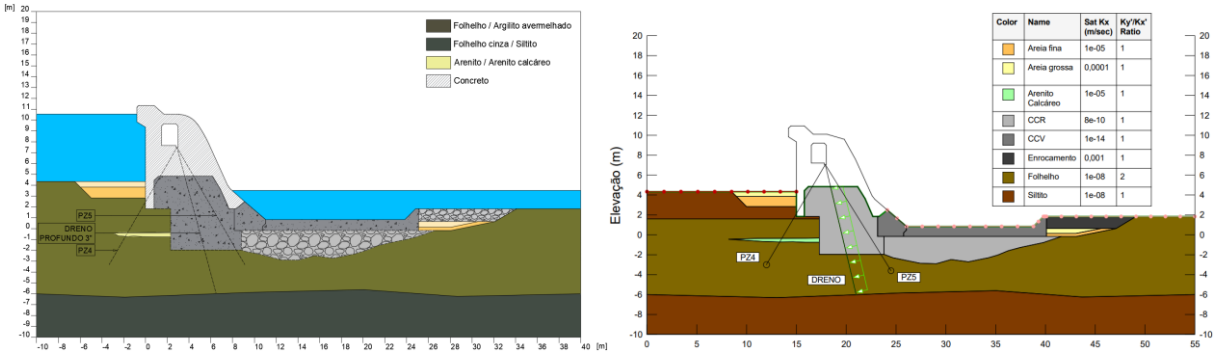
A partir da interpretação das sondagens disponibilizadas e dos desenhos *as built* foram desenvolvidas as seções de análise do trabalho. As principais diferenças entre as seções estão tanto na estratigrafia da fundação quanto na geometria dos reforços em concreto. Estas geometrias diferentes foram executadas procurando substituir os materiais mais friáveis, os quais estavam logo abaixo dos blocos centrais. Portanto, entre o trecho 3 e o trecho 4 observa-se uma complementação com maior volume de concreto ciclópico. Apresentam-se as seções que fazem parte da análise principal desta dissertação, todas para o período pós obras de recuperação, tanto a reprodução elaborada a partir da Figura 19, quanto as elaboradas no *software* Seep/w, sendo o pilar 2 na Figura 20, o trecho 3 na Figura 21, o pilar 3 na Figura 22, o trecho 4 na Figura 23, o pilar 5 na Figura 24 e o trecho fixo 8 na Figura 25. Não são apresentados os tirantes neste momento, já que o objetivo principal é a avaliação do fluxo pela fundação. Também, são identificados os instrumentos de cada bloco para melhor análise posterior.

Figura 20 – Seção transversal do pilar 2 após obras de recuperação.



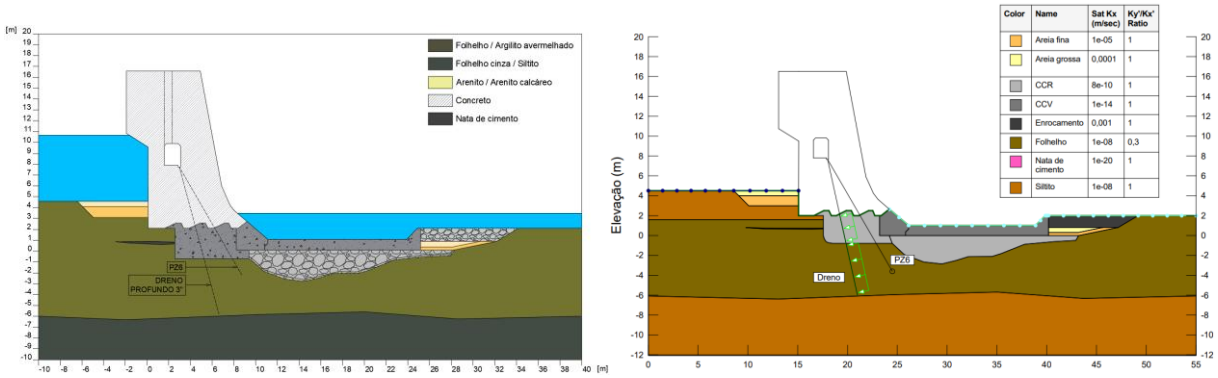

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 21 – Seção transversal do trecho 3 após obras de recuperação.



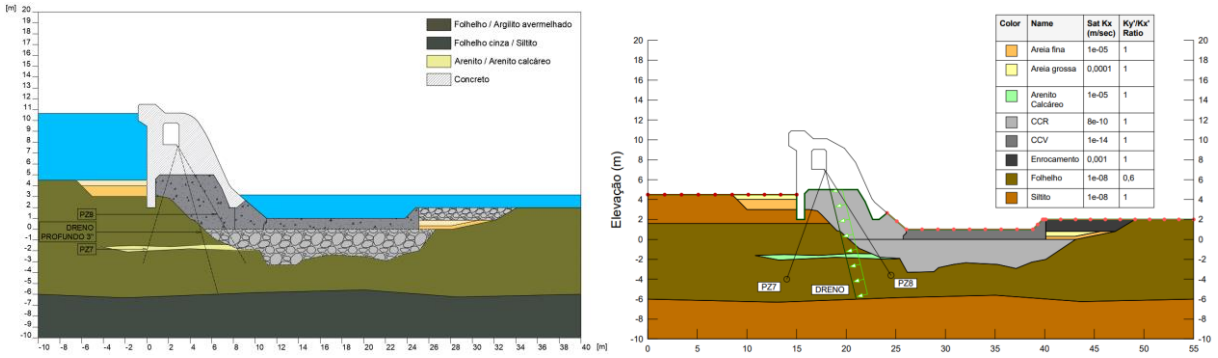

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 22 – Seção transversal do pilar 3 após obras de recuperação.



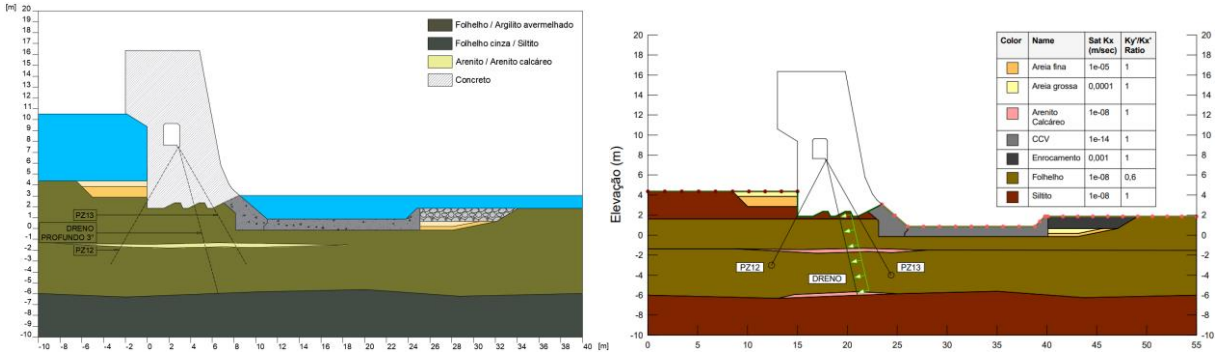

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 23 – Seção transversal do trecho 4 após obras de recuperação.



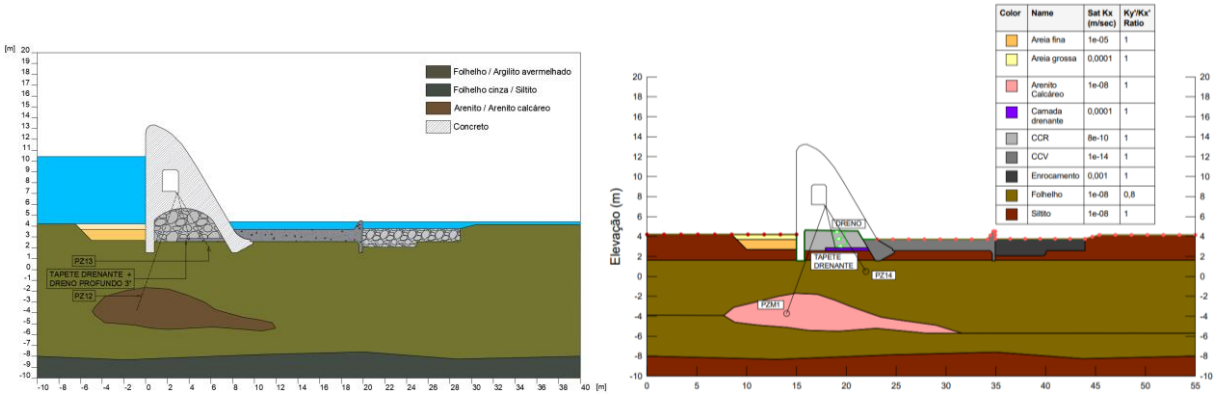

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 24 – Seção transversal do pilar 5 após obras de recuperação.




Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 25 – Seção transversal típica dos trechos 6, 7, 8 e 9 após obras de recuperação.




Fonte: Elaborado pelo Autor

Nota-se nestas seções a presença de camadas mais permeáveis intermediárias à camada menos permeável, o que é possível em ambientes deposicionais. Quanto a geologia local, não houve alterações maiores, porém para a análise computacional houve simplificações das camadas, onde a anisotropia hidráulica é representada pela razão $k_v/k_h$. No Apêndice A estão representadas as seções pré acidente, generalizadas entre pilar, trecho entre pilares e trecho fixo.

Como foco deste trabalho, as seções principais reanalisadas foram as que contêm dados e informações mínimas necessárias para uma análise computacional. Após o material disponível ter sido revisado, apensas as seções do Trecho 2, Pilar 2, Trecho 3, Pilar 3, Trecho 4, Pilar 5 e do Trecho Fixo 8 foram representadas de modo a criar o material a ser interpretado posteriormente.

Ressalta-se que há alguns dados incompletos, principalmente quanto à disposição da instrumentação. Há poucas descrições exatas das cotas e inclinações dos piezômetros e drenos, apenas há valores aproximados destes. Para ambos os instrumentos, drenos e piezômetros, cruciais neste estudo, utilizou-se também das calibrações para suas corretas colocações em seção. Também se usou descrições complementares, principalmente presentes nos relatórios Tecnosolo (1973), CIENTEC (1978) e Mello (1979) para o posicionamento da instrumentação, buscando a melhor representatividade.

# 4. PROBLEMAS DE EROSÃO E OBRAS DE RECUPERAÇÃO

As principais evidências do acidente bem como de suas obras de recuperação apuradas a partir das descrições dos documentos da estrutura em estudo são descritas a seguir.

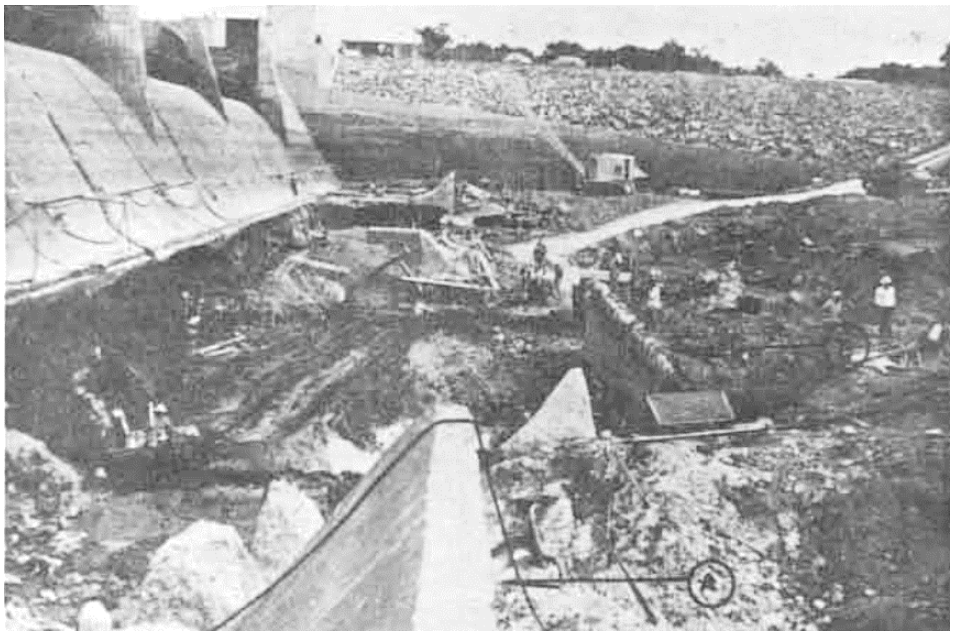
## 4.1 DESCRIÇÃO DOS PROBLEMAS OBSERVADOS

Durante uma inspeção à galeria de visita, no dia 12 de abril de 1973, foi observada uma infiltração com vazão considerável através de uma junta construtiva, inclusive com inundação parcial da galeria. Em seguida foi observado um desalinhamento de alguns elementos da estrutura, na parede de montante da galeria, denotando movimentação da estrutura.

Ao se observar os pilares da barragem, notou-se que um deles, o Pilar 3, estava em desalinhamento com os demais pilares, com um deslocamento estimado em cerca de 0,35 m para jusante. Dessa forma, através da vigilância da equipe de monitoramento, a qual realizava as inspeções periódicas na estrutura, houve intervenção a tempo de recuperar a barragem, evitando sua ruína completa.

As investigações apontaram que as causas do acidente estiveram relacionadas a um processo erosivo originado a jusante, que começou com a destruição do radier pelo fluxo de água e retrogrediu até atingir a base da estrutura principal da barragem. O deslocamento da barragem ocorreu mais profundamente, dentro do maciço rochoso, seguindo as superfícies de fraqueza estrutural já existentes. Não foi observado cisalhamento na interface de contato entre a barragem e a rocha. A Figura 26 apresenta uma visão geral da região de jusante afetada pela alta subpressão, consequência do processo erosivo pela fundação, após escavações para inspeções visuais à época do acidente. Diante da verificação de erosão regressiva, foi iniciado um plano estratégico para o desvio do curso fluvial, mediante a escavação de um canal na margem esquerda.

Figura 26 – Visão geral da área afetada à jusante da estrutura.



Fonte: Filho, 1979

Quanto aos falhamentos encontrados, o relatório da Tecnosolo (1973) realiza uma análise estratigráfica e geotécnica da fundação rochosa subjacente à barragem, onde são identificados falhamentos geológicos significativos. A estratificação inclui camadas de folhelhos com nuances de cinza esverdeado, intremeadas por siltitos e arenitos, que evidenciam um histórico de deposição variável e complexidade estrutural. Nota-se uma prevalência de falhas que se manifestam tanto pela presença de quartzo quanto por argilas expansivas, indicando atividade tectônica pregressa e potencial para movimentação diferencial.

Desta forma, é evidente a complexidade da estratigrafia local, com folhelhos de coloração cinza esverdeada e intercalações variadas de siltitos e arenitos, que indicam um ambiente de deposição dinâmico e heterogêneo. Detectou-se nas falhas características dos preenchimentos de quartzo e argila, refletindo uma história de atividade tectônica significativa e alterações pós-deposicionais. Esta presença de argilas expansivas têm o potencial de impactar a mecânica e a permeabilidade do solo, particularmente em relação à estabilidade da barragem sob condições hidráulicas variáveis. A Figura 27 apresenta quatro destaques do momento da inspeção após ensacamento da estrutura a jusante:

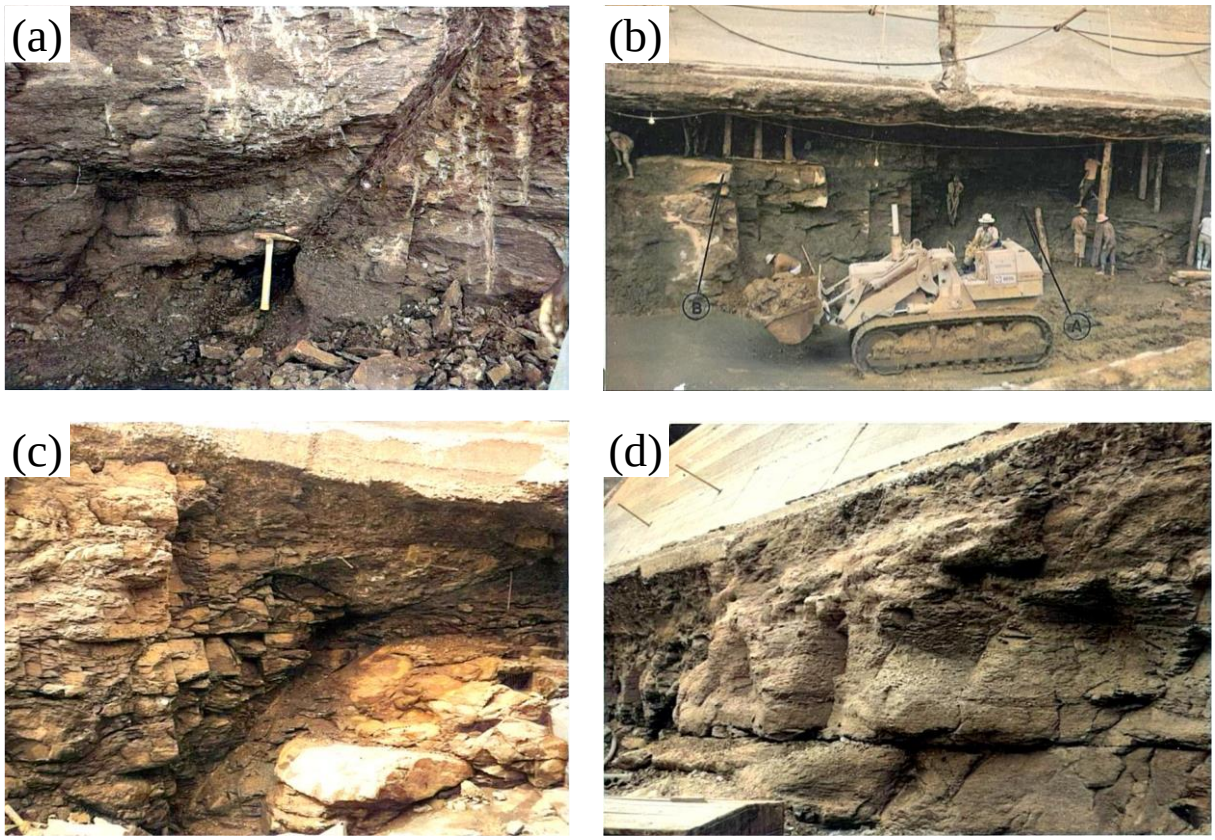
a) Tectonismo e Percolação: Formação de cavidades e diáclases devido à compressão tectônica e percolação de água;

b) Erosão Tectonicamente Induzida: Avanço erosivo ao longo de zonas de falha que afetam a fundação da barragem;

c) Intersecção Erosiva: Erosão potencializada onde fendas horizontais encontram falhas inclinadas.

d) Fraturamento e Secagem: Intenso fraturamento rochosa devido à secagem, realçando a susceptibilidade da rocha a processos físicos.

Figura 27 - (a) Cavidade formada por percolação de água através da rocha de fundação da barragem; (b) Avanço da erosão segundo uma zona falhada sob a fundação de um dos trechos; (c) Erosão em um dos locais em que a fenda horizontal intercepta uma das falhas inclinadas; (d) Fenda com intenso fraturamento da rocha por secagem ao longo das superfícies expostas.

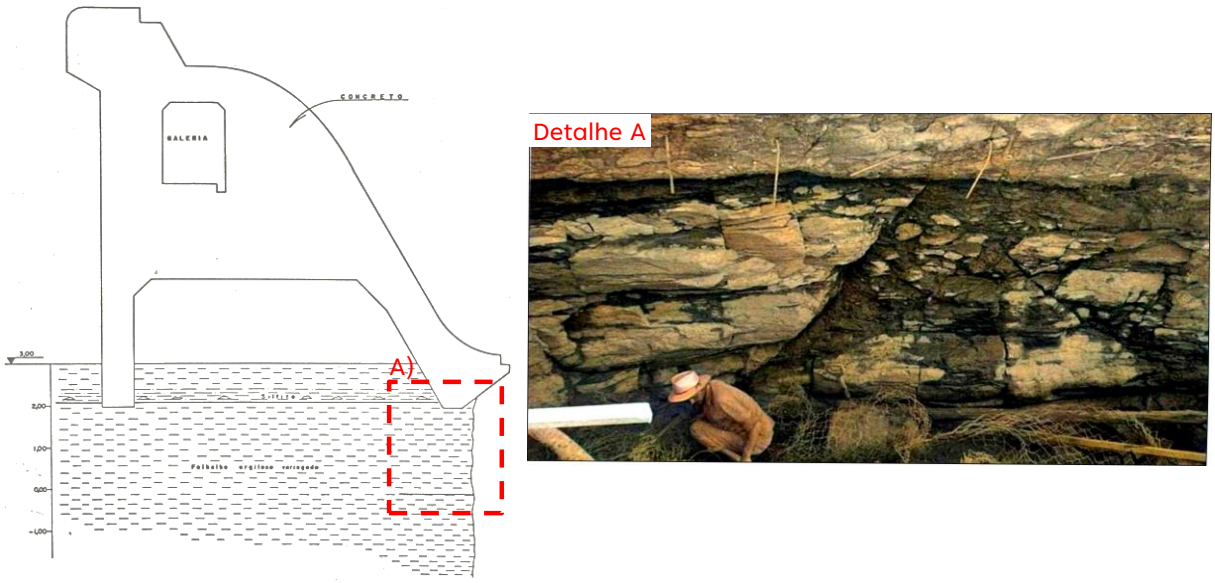



Fonte: Modificado de Tecnosolo, 1973

Em geral, como já descrito, a fundação do barramento é predominantemente de material sedimentar friável e com evidentes orifícios formados pela força da água que percolava pela fundação, iniciando os pontos de erosão regressiva. Abaixo do Trecho 3, conforme Figura 28, observou-se uma zona de falhamentos subperpendiculares ao acamamento padrão da rocha sedimentar. É notório que a região interna a este falhamento possui um maior grau de

intemperismo ao comparar com suas laterais, percebendo-se blocos com arestas mais arredondadas e com a região mais úmida mesmo após certo tempo exposta.

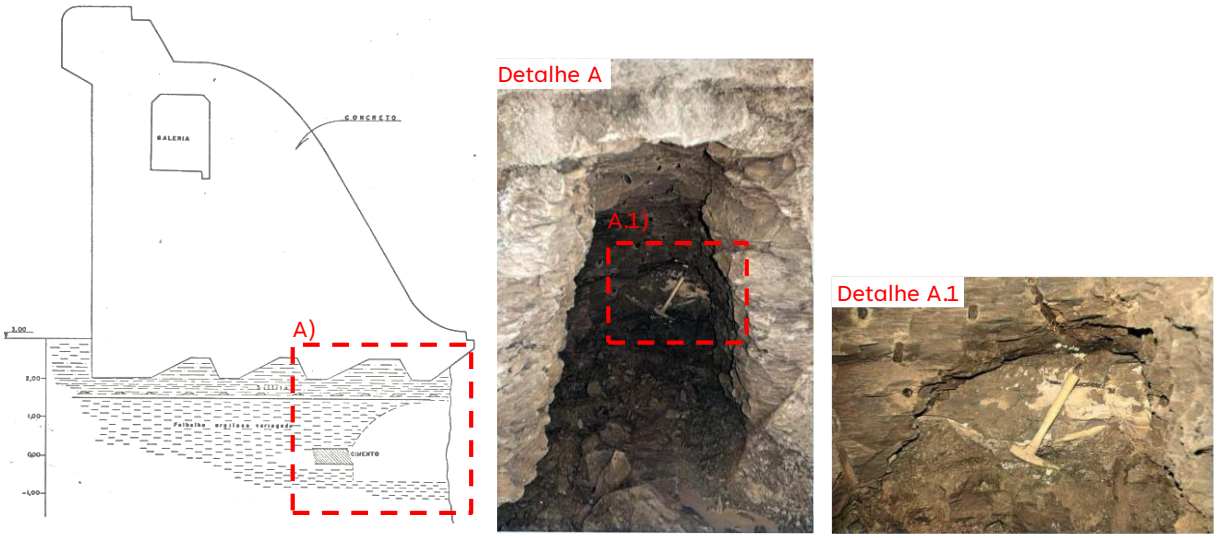
Figura 28 – Seção geológica D-D'. Detalhe A) Zona de falhamento situada sob a parte central do trecho 3.




Fonte: Modificado de Tecnosolo, 1973

Já a Figura 29, também abaixo do Trecho 3, e seus detalhes evidencia a penetração da nata de cimento utilizada para vedar as juntas entre blocos e orifícios criados pela pressão da água. Observa-se que em alguns pontos a nata fez bem seu trabalho, fechando pontos chave para evitar caminhos críticos da água em que esta poderia criar ainda mais patologias em momentos futuros, entretanto, é difícil comparar o desempenho desta medida uma vez que não havia medições de piezometria ou de qualquer outra natureza anteriormente.

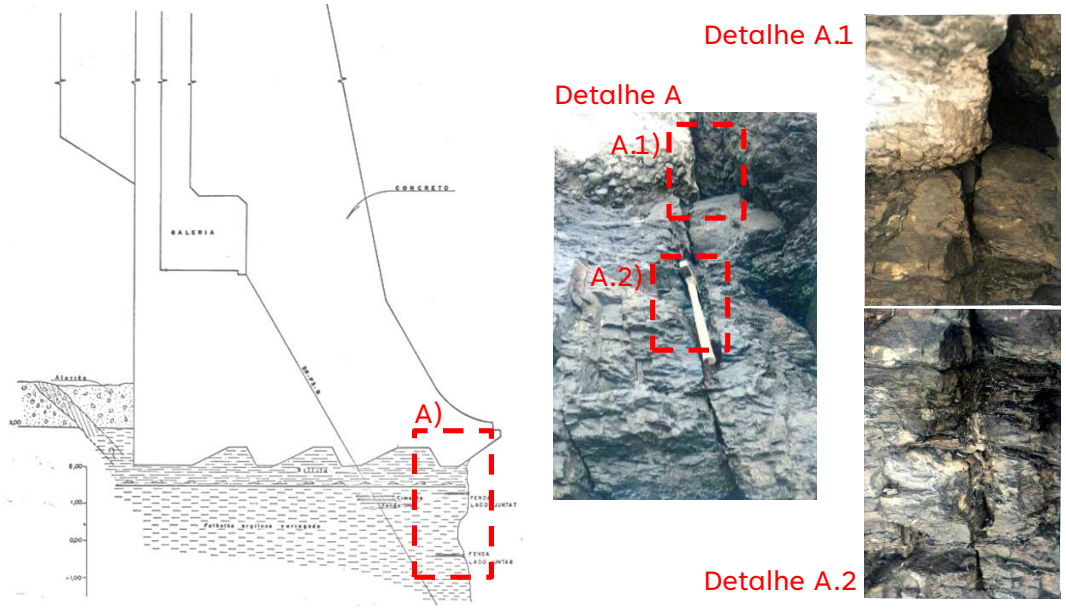
Figura 29 – Seção geológica E-E'. Detalhe A) Escavação na rocha sob a fundação do 2° contraforte do Trecho 3. Detalhe A.1) Presença de nata de cimento na cavidade encontrada na janela de inspeção.




Fonte: Modificado de Tecnosolo, 1973

A Figura 30, ilustra a região abaixo do Pilar 3, apontando para detalhes do contato entre o pilar e a fundação e a falha encontrada preenchida com a nata de cimento. De maneira geral, muitas cavidades foram encontradas fruto da erosão devido à pressão da água. Uma parte já preenchida com a nata, principalmente em falhas maiores em que o material fino que ali estava foi carreado.

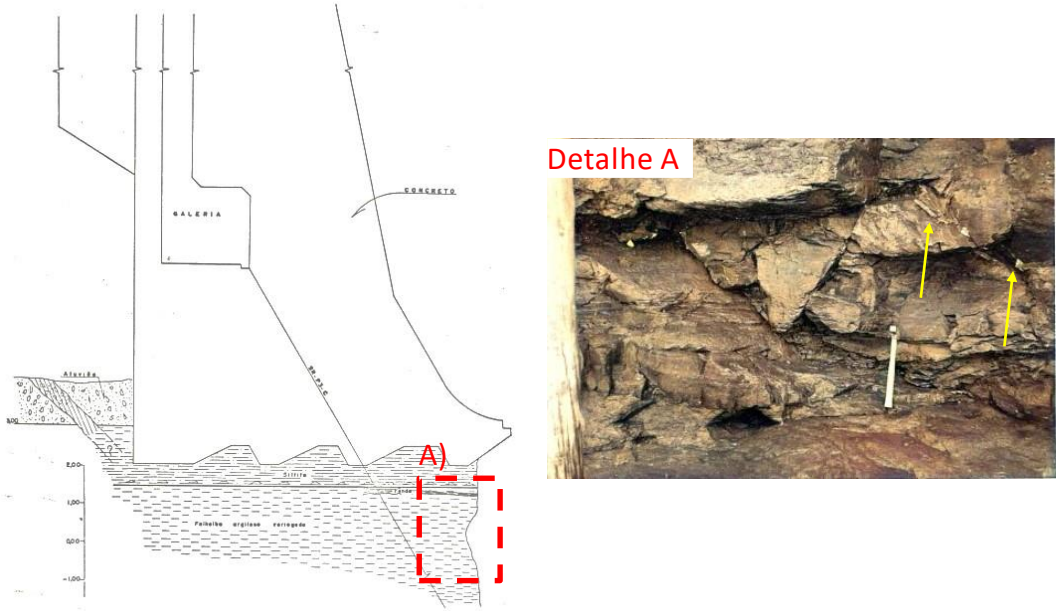
Figura 30 – Seção geológica H-H'. Detalhe A) Fenda encontrada aproximadamente vertical. Detalhe A.1) Zona de contato da base do Pilar 3. Detalhe A.2) Fenda onde percebe-se o esmagamento da rocha em horizonte ferruginoso.




Fonte: Modificado de Tecnosolo, 1973

Também abaixo do Pilar 3, a Figura 31 aponta demais falhas importantes para o comportamento anisotrópico da rocha. Nota-se em pouca distância uma grande variedade de fraturas, não necessariamente seguindo planos e formando famílias.

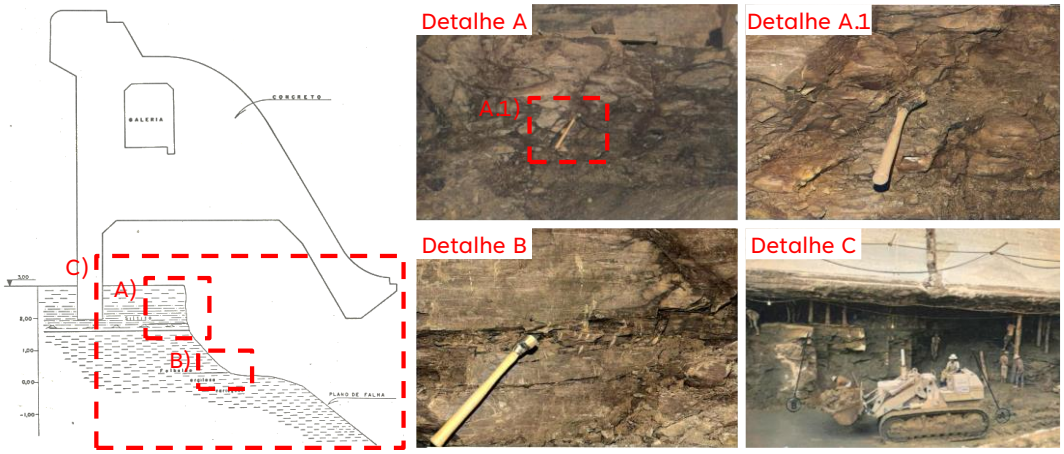
Figura 31 – Seção geológica I-I'. Detalhe A) Zona fraturada abaixo do pilar 3 com presença da nata de cimento em fenda secundária.




Fonte: Modificado de Tecnosolo, 1973

Conforme a Figura 32, abaixo do trecho 4, houve uma escavação mais robusta em direção a montante, na tentativa de extrair o material acima de uma falha que desfavorecia a estabilidade do bloco. A falha foi vista enquanto ocorriam as escavações para o mapeamento geológico da fundação e tomou-se a ação em campo de substituir o material de rocha sedimentar por concreto ciclópico. Ainda, assim como as demais regiões, encontrou-se material argiloso entre os blocos de siltito e folhelho, mais uma vez apontando o intemperismo agressivo presente na fundação da estrutura.

Figura 32 – Seção geológica J-J'. Detalhe A) Zona fraturada abaixo da célula central do Trecho 4. Detalhe A.1) Fratura com presença de argila na faixa de movimentação dos blocos. Detalhe B) Fenda horizontal com presença de argila e óxidos de ferro. Detalhe C) Visão geral da inspeção feita na região do Trecho 4.




Fonte: modificado de Tecnosolo, 1973

Portanto, em análise preliminar observa-se que os processos tectônicos passados contribuíram para a formação de falhas e diáclases, e que, juntamente com a erosão subsequente, afetaram a integridade da fundação. A erosão foi ainda mais agressiva em zonas onde falhas pré-existentes facilitaram a percolação e o fraturamento da rocha. Esta combinação de esforços e processos erosivos necessitam de uma avaliação contínua para garantir a estabilidade da estrutura.

Em resposta à iminência de movimentação e possível falha estrutural da barragem, adotou-se um procedimento emergencial de atirantamento das estruturas, concomitante à implementação de um sistema de drenagem na fundação. O procedimento de reforço consistiu na instalação de tirantes de aço, originando-se da galeria de inspeção, com profundidades de ancoragem oscilando entre 16,5 m e 19,5 m inferiores ao nível do piso da galeria, apresentando inclinações de 10° a 15° em direção ao eixo vertical, para montante.

O intervalo de tempo entre a conclusão da construção e a detecção do desalinhamento dos pilares da barragem Anel de Dom Marco, que foi de um ano, sugere que o processo de erosão e destruição do radier foi rápido e intenso. Somente a supervisão constante da equipe de monitoramento, responsável por efetuar inspeções regulares na barragem, possibilitou a intervenção imediata e a recuperação da estrutura, prevenindo um acidente mais grave.

## 4.2 OBRAS DE RECUPERAÇÃO

As obras de recuperação foram divididas em duas principais etapas, sendo a primeira decidida que como medida de emergência para evitar o rompimento da barragem, seria realizado o reforço por atirantamento das estruturas, juntamente com a instalação de um sistema de drenagem na fundação. O reforço consistiu na instalação de tirantes de barra a partir da galeria de visita, com profundidade de ancoragem variando entre 16,5m e 19,5m abaixo do piso da galeria e inclinações de 10° a 15° em relação à vertical. Além disso, um sistema de drenagem de fundação foi implantado, com a abertura de 67 drenos a partir da parede de jusante da galeria, penetrando de 3 a 4m na rocha de fundação. Um sistema de monitoramento com piezômetros e pêndulos invertidos foi instalado, com 16 piezômetros no contato concreto-rocha, sendo 5 profundos e 11 rasos.

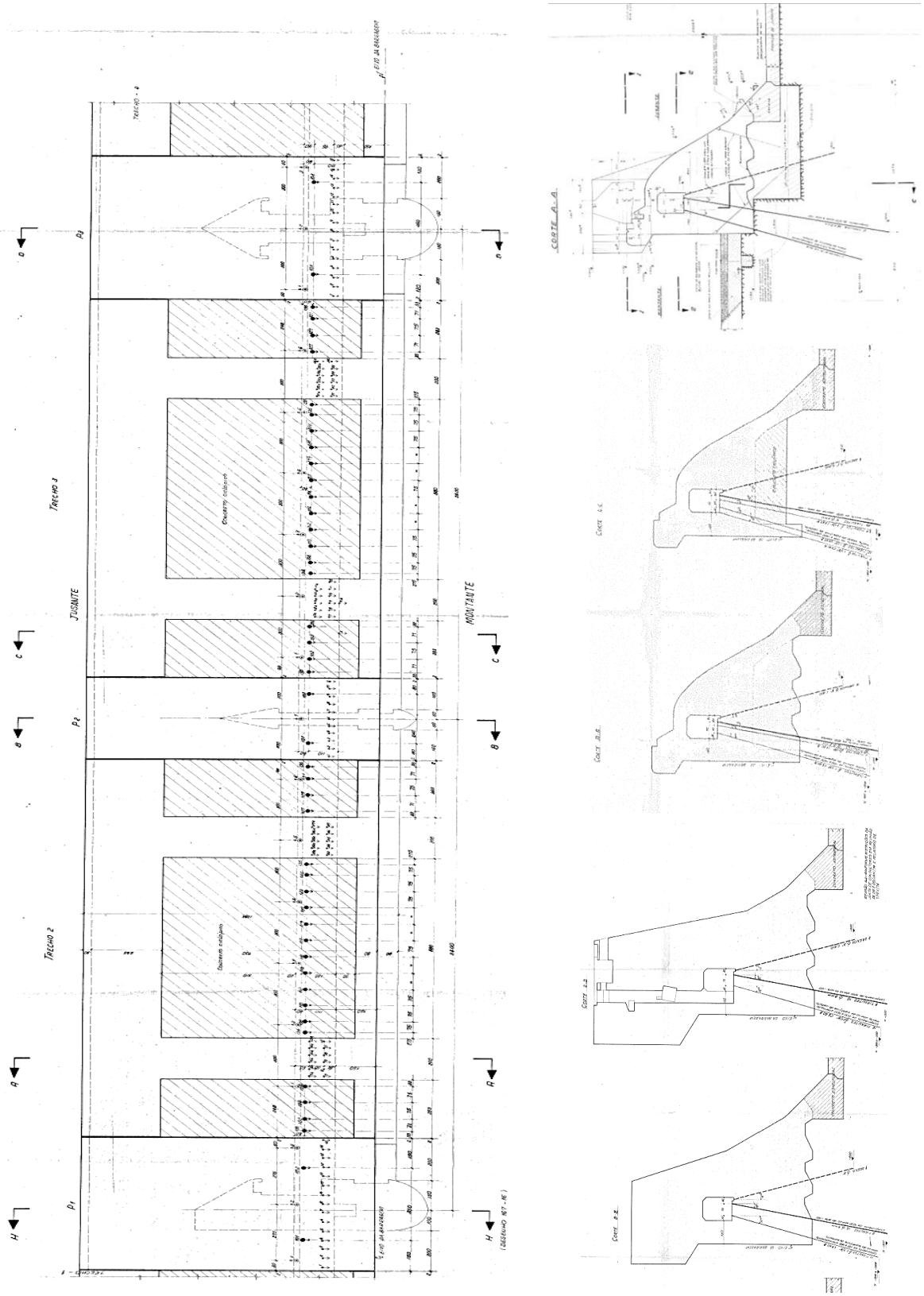
Durante a instalação dos piezômetros, foram observados fenômenos inesperados, como fortes descargas de ar, vazios, ejeção de fragmentos de rocha durante as perfurações e o surgimento de folhas de árvores verdes sem sinais de decomposição. A análise dessas informações levou à suspeita de que existiam grandes vazios causados por erosão na porção jusante das estruturas, o que motivou a contratação de uma equipe de mergulhadores. O primeiro mergulho exploratório confirmou a existência de uma grande erosão regressiva.

Após confirmada a presença de erosão regressiva, um plano foi acionado para desviar o rio através de um canal dragado na margem direita. Ao mesmo tempo, foram erguidas ensecadeiras a montante e a jusante da barragem, permitindo que esta fosse exposta. Com isso, puderam ser realizadas observações detalhadas dos danos e das condições geológicas da fundação da estrutura. Foi constatado que o radier encontrava-se quase completamente destruído e que houve erosão no pé de jusante da estrutura, que progrediu em direção ao concreto.

Para recuperar a estrutura, foram instalados 135 tirantes de cabo, locados conforme Figura 33, tanto verticais como inclinados para montante, com comprimento médio de 20 metros, ancorados abaixo do plano de movimentação da barragem, ao longo da parede montante da galeria. Além disso, foi feito um programa de lavagem e injeção do maciço rochoso de fundação em uma faixa com cerca de 5 metros de largura, imediatamente a montante e a jusante da barragem. Também foram realizadas sondagens de amostragem completa na área do radier de concreto e um mapeamento geológico detalhado das principais fendas longitudinais da fundação da barragem. Observou-se que, por volta da El. 2,00 m, havia o contato entre dois

litotipos bastante diferentes: um siltito micáceo arenoso de coloração avermelhada e de posição superior, com intercalações de lentes de arenito calcífero, sobrepondo-se a um folhelho de coloração esverdeada, predominantemente argiloso, com intercalações de níveis arenosos e conglomeráticos. Verificou-se a presença de estrias de fricção e deslocamentos relativos entre blocos ao longo de falhas de pequeno rejeito. As estruturas danificadas foram recuperadas e voltaram à operação em 1974.

Figura 33 – Planta baixa esquemática e seções transversais principais dos tirantes implantados.




Fonte: Elaborado pelo Autor

No processo de recuperação estrutural da zona do pilar P4, foi imperativo aplicar métodos de consolidação fraturada com máxima precisão. A técnica adotada envolveu o confinamento da fratura e seu subsequente preenchimento com argamassa especializada, seguindo uma sequência meticulosa que começou com a purificação por água e culminou com o reforço do concreto adjacente. Essencialmente, o procedimento foi realizado sob tensão controlada, permitindo a aplicação de pressões otimizadas durante a injeção. A integridade da intervenção foi assegurada através de uma criteriosa coleta de amostras pós-injeção, crucial para a avaliação da qualidade do tratamento, particularmente na região crítica do pilar P4.

Recomendou-se que a junta do trecho móvel entre a sapata a construir a jusante e o concreto da estrutura atual fosse simplesmente injetada, dispensando-se armaduras. A fim de garantir que a junta ficasse submetida a compressão, os tirantes foram montados sob tensão correspondente à barragem em vazio, a junta foi injetada, de preferência com resina epóxi, e posteriormente foi reduzido o valor da tensão nos tirantes. Mediu-se a abertura da junta devido à aplicação da tensão nos tirantes.

Quanto ao valor que deveria ser dado às tensões nos tirantes com a barragem em vazio, com vista a ser atingido o valor desejado das tensões quando a barragem entrava em carga, os consultores recomendaram que fossem feitos cálculos pelo método dos elementos finitos.

Em relação aos tirantes a colocar no trecho fixo da barragem, foi aconselhado que se procedesse à colocação dos tirantes inclinados, previstos no projeto de recuperação, e que, entretanto, fossem realizados cálculos por elementos finitos para averiguação da contribuição do revestimento da soleira para a segurança da barragem, sendo posteriormente tomada decisão sobre a necessidade dos restantes tirantes do projeto. A laje da soleira foi ligada à barragem de modo a poder ser garantida a transmissão da contribuição que se acabou de referir.

Este método meticuloso assegurou não apenas a estabilidade imediata da estrutura, mas também fortaleceu a resiliência a longo prazo contra possíveis movimentos e tensões futuras. O cuidado na aplicação das técnicas e na análise dos dados foi uma demonstração da dedicação dos engenheiros e técnicos envolvidos neste projeto de recuperação.

O desempenho dos tirantes para os anos subsequentes, analisado pela junta de consultores externos, foi avaliado através de verificações da carga residual. Os tirantes foram agrupados em três verificações principais, e os resultados mostraram uma retenção de carga considerável. Na

primeira verificação, foi constatada uma retenção de carga de 68,6%, na segunda 85,5%, e na terceira 87,3%. Quando observados todos os tirantes de cabo, houve um ligeiro aumento na retenção de carga nas verificações subsequentes, com 86,3% na primeira, 94,1% na segunda e 94,8% na terceira. Por outro lado, os tirantes de barra mostraram um desempenho inferior comparado aos de cabo, com retenções de carga de 39,7% na primeira verificação, 71,9% na segunda, e 75,1% na terceira.

Nos trechos específicos da barragem, os trechos 1, 6, 7, 8 e 9 demonstraram um aumento de protensão, sugerindo uma eficácia generalizada nessas áreas. Em relação aos desempenhos individuais por pilar e trecho na terceira verificação, observações relevantes incluíram uma retenção de carga de 93,4% no pilar 2, 101% no trecho 1 e 92% no pilar 3, indicando que perdas significativas de retenção de carga ocorreram somente nos tirantes de barra.

Em suma, o comportamento dos tirantes de cabo foi considerado satisfatório em termos de retenção de carga ao longo das verificações, enquanto os tirantes de barra apresentaram uma performance menos consistente. Os resultados indicam que a estrutura em geral manteve um desempenho adequado, mas com áreas específicas necessitando de atenção para garantir a integridade estrutural contínua.

Relata-se também nos documentos uma investigação de infiltrações de água na barragem, especificamente nos trechos 8 e 9, durante a instalação de tirantes de cabo inclinados. Foram identificadas surgências de água significativas, inicialmente interpretadas como resultado da intercepção de um dreno longitudinal. Como solução, aumentou-se o ângulo de inclinação dos tirantes e o afastamento da parede de jusante da galeria. Essa alteração resultou na resolução geral do problema, embora casos específicos, como o do tirante 12 do trecho 9, não foram solucionados, evidenciando jorros de água sob alta pressão.

Para entender melhor o fenômeno, perfurações verticais foram realizadas. A perfuração FE-1-T9 resultou em uma forte surgência de água, e outras perfurações confirmaram infiltrações significativas a uma profundidade de 1,5 metros, onde havia presença de água com pressão elevada. Isso sugere uma comunicação generalizada entre os furos executados.

A instalação de piezômetros foi realizada para determinar o nível piezométrico e assegurar o monitoramento adequado das infiltrações. As medições dos piezômetros refletiram as variações dos níveis de água do rio a jusante da barragem. Destaca-se entre os principais pontos relatados:

- As perfurações indicaram descontinuidade no concreto a cerca de 1,5 metros abaixo do piso da galeria.
- Um dos furos mostrou que o contato do concreto com a rocha de fundação estava um pouco abaixo do planejado.
- As injeções de corante mostraram que não há comunicação generalizada entre os furos ali executados.
- A comunicação entre os furos foi melhor evidenciada quando a injeção de corante foi feita próximo à parede montante da galeria.
- Os níveis piezométricos refletiram a influência do nível do rio a jusante da barragem nas infiltrações.
- Há uma falta de uniformidade nas vazões dos furos mais afastados, o que pode ter sido criado ou acentuado pela compactação dos tirantes.
- Por fim, para garantir a proteção exigida, é necessária atenção para os trechos dos tirantes acima da cota 5,70, possivelmente exigindo medidas adicionais baseadas nas observações.

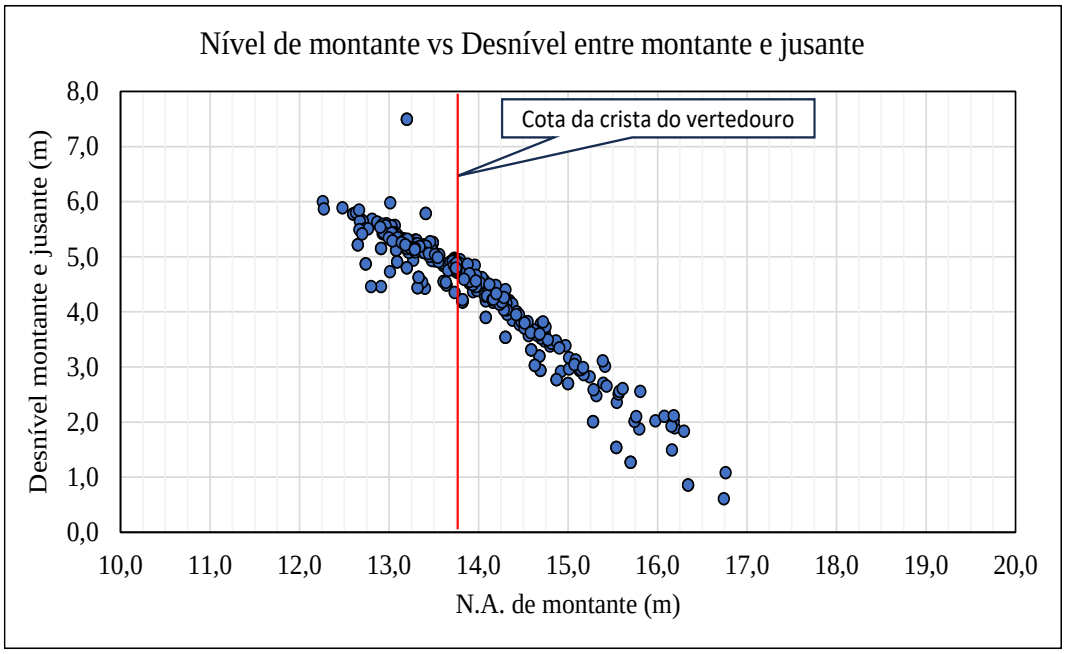
Estas conclusões apontam para a necessidade de uma manutenção cuidadosa do sistema de drenagem e monitoramento contínuo para assegurar a estabilidade da barragem. As informações coletadas servem de base para futuras decisões de engenharia e gestão de infraestrutura na barragem.

## 5. DADOS DE MONITORAMENTO DE FLUXO E AJUSTE DOS PARÂMETROS

A partir dos dados de monitoramento da barragem deu-se início às análises de seu comportamento. Assim, inicialmente com as leituras de cota do Rio Jacuí, identifica-se que o transbordo da barragem se inicia quando atingido o nível 13,8 m. Ademais, constatou-se que o maior desnível registrado foi aproximadamente 7 metros, conforme Figura 34, sendo este identificado no nível de montante em torno de 13 m. Há certa divergência entre os dados coletados em campo e aqueles empregados no Projeto de Recuperação datado de 1974. Os parâmetros adotados no referido projeto tendem a ser conservadores em termos de segurança;

contudo, a verificação e confirmação desta condição exigem uma revisão e atualização dos estudos de estabilidade.

Figura 34 – Gráfico de Nível de Montante pelo Desnível através das leituras históricas.




Fonte: Elaborado pelo Autor

A Tabela 8 apresenta os dados de monitoramento dos medidores de junta instalados entre cada bloco, sendo valores positivos (+) em X para deslocamentos em direção à ombreira direita e em Y para deslocamentos de montante para jusante. Os dados demonstram variações relativas pouco significativas e um valor acumulado pouco expressivo. Os valores acompanham os níveis de montante e jusante conforme já esperado.

Tabela 8 – Histórico de leitura dos medidores de juntas (deslocamentos em cm).

| **Trecho** | **Jta.** | **04/02/76** | | **19/03/76** | | **10/01/78** | | **15/03/78** | | **29/06/78** | | **28/11/78** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | **Δx** | **Δy** | **Δx** | **Δy** | **Δx** | **Δy** | **Δx** | **Δy** | **Δx** | **Δy** | **Δx** | **Δy** |
| Te-T1 | 1 | 0,938 | 0,076 | 0,784 | 0,081 | 0 | 0 | -0,069 | -0,441 | -0,914 | 0,267 | -0,168 | 0,155 |
| T1-P1 | 2 | 1,085 | 0,730 | 1,030 | 0,716 | 0 | 0 | -0,073 | 0,791 | -0,863 | 0,030 | -0,216 | -0,091 |
| P1-T2 | 3 | 0,725 | 0,192 | 0,640 | 0,164 | 0 | 0 | -0,103 | 0,605 | -0,629 | -0,010 | -0,258 | -0,068 |
| T2-P2 | 4 | 0,092 | 0,323 | 0,103 | 0,531 | 0 | 0 | -0,085 | 0,757 | 0,663 | 0,085 | -0,191 | -0,012 |
| P2-T3 | 5 | 0,263 | -0,238 | 0,206 | -0,233 | 0 | 0 | -0,048 | 0,215 | -0,412 | 0,020 | -0,147 | 0,012 |
| T3-P3 | 6 | 0,730 | -0,690 | 0,596 | -0,654 | 0 | 0 | -0,064 | 1,198 | -0,534 | 0,066 | -0,062 | 0,101 |
| P3-T4 | 7 | 0,640 | 0,519 | 0,499 | 0,520 | 0 | 0 | -0,063 | 2,740 | -0,662 | -0,038 | -0,187 | -0,111 |
| T4-P4 | 8 | 0,224 | -0,112 | 0,141 | -0,128 | 0 | 0 | -0,060 | 0,902 | -0,450 | 0,036 | -0,161 | 0,001 |
| P4-T5 | 9 | 0,591 | -1,365 | 0,522 | -1,324 | 0 | 0 | -0,064 | 2,308 | -0,483 | -0,034 | -0,128 | 0,027 |
| T5-P5 | 10 | 0,298 | -0,302 | 0,263 | -0,309 | 0 | 0 | -0,412 | 0,306 | -1,119 | 0,994 | 0,702 | 1,091 |

| Trecho | Jta. | 04/02/76 | | 19/03/76 | | 10/01/78 | | 15/03/78 | | 29/06/78 | | 28/11/78 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Δx | Δy | Δx | Δy | Δx | Δy | Δx | Δy | Δx | Δy | Δx | Δy |
| P5-T6 | 11 | 1,325 | -0,183 | 1,268 | -0,153 | 0 | 0 | -0,079 | -0,877 | -0,770 | -0,090 | -0,212 | 0,023 |
| T6-T7 | 12 | 0,649 | -0,223 | 0,433 | -0,300 | 0 | 0 | -0,155 | -1,409 | -2,062 | -0,233 | -0,621 | 0,058 |
| T7-T8 | 13 | 1,656 | -0,646 | 1,476 | -0,468 | 0 | 0 | 0,444 | 1,529 | -1,777 | -1,450 | -0,056 | -1,170 |
| T8-T9 | 14 | 0,629 | -0,302 | 0,653 | -0,198 | 0 | 0 | 0,027 | -0,130 | -0,720 | -0,229 | -0,057 | -0,178 |
| T9-Td | 15 | -0,117 | -2,015 | -0,383 | -1,613 | 0 | 0 | -0,040 | -2,807 | -0,784 | -1,599 | -0,401 | -0,976 |

Fonte: adaptado de Tecnosolo, 1973

De modo geral, estes valores apresentados corroboram com as conclusões extraídas dos valores de perda de carga dos tirantes, notando-se a eficácia das obras de recuperação nos anos próximos. Conforme relatos da junta de consultores, houve boa adaptação dos tirantes às cargas cíclicas aplicadas, mantendo os deslocamentos em níveis aceitáveis.

A análise detalhada dos dados dos medidores de junta e das perdas de carga dos tirantes na barragem do Anel Dom Marco proporciona pontos valiosos sobre a condição e o comportamento da estrutura. Um padrão de deformações limitadas, conforme indicado pelos medidores de junta, sugere que as intervenções estruturais, como a instalação de tirantes, contribuíram significativamente para a estabilidade da barragem. Isso é reforçado pela observação de reduções nas perdas de carga dos tirantes, indicando uma melhoria na eficiência a partir do sistema de drenagem.

Essa abordagem integrada de análise não só demonstra a eficácia das estratégias de recuperação adotadas, como também fornece uma base sólida para o planejamento de ações futuras, garantindo a segurança e prolongando a vida útil da barragem do Anel Dom Marco.

## 5.1 DRENOS

O histórico de leitura dos drenos, datados dos anos de 1975 e 1978, da Barragem do Anel de Dom Marco apontam que apesar das atividades de construção que poderiam influenciar as medições, os dispositivos mostraram-se satisfatórios, uma vez que as vazões medidas ao longo da barragem foram consistentemente baixas e abaixo dos limites considerados anormais. Os piezômetros, com apenas uma exceção, também registraram níveis de água (pressão) abaixo do esperado, indicando bom controle do fluxo. Foi observado que os drenos respondem rapidamente às variações dos níveis d'água de montante e jusante da barragem, indicando uma

relação direta com as oscilações naturais de água. As quantidades de drenos instalados e um breve resumo de seu funcionamento seguem:

- Trecho 1 e Pilar 1: Inicialmente, 10 drenos foram instalados, 7 no trecho e 3 no pilar. 6 drenos ainda funcionam regularmente. As vazões observadas são consideradas desprezíveis;
- Trecho 2 e Pilar 2: 6 drenos instalados no trecho e 1 no pilar, com vazões baixas influenciadas pela variação dos níveis de água;
- Trecho 3 e Pilar 3: 9 drenos instalados com apenas 3 em funcionamento atualmente. Comportamento semelhante ao Trecho2 e Pilar 2;
- Trecho 4 e Pilar 4: 6 drenos de trecho e 1 de pilar (que nunca funcionou). Os drenos mantêm a tendência de vazões baixas e correlacionadas com os níveis de água;
- Trecho 5 e Pilar 5: 6 drenos de trecho e 3 de pilar com um não funcionando. Vazões baixas, como nos trechos anteriores;
- Trecho 6: 7 drenos, dos quais 3 estão secos. O D1T6 tem vazão constante, não afetada pelas variações de níveis d'água;
- Trecho 7: 8 drenos, apenas um em pleno funcionamento com vazões muito baixas;
- Trecho 8: 5 drenos, com 2 em funcionamento e vazões baixas;
- Trecho 9: 5 drenos foram instalados, dos quais 2 estão funcionando com baixas vazões.

Com isto, tem-se uma análise das vazões médias conforme a Tabela 9, demonstrando de fato um baixo volume geral de vazões para todos os blocos. Na Tabela também estão apresentadas as vazões específicas, as quais foram utilizadas para as calibrações dos modelos de fluxo. Foram observadas inadequações no sistema de drenagem, com a constatação de que, dos 70 drenos existentes, 16 encontram-se completamente obstruídos, e os restantes apresentam profundidades que não correspondem às especificadas nos desenhos técnicos originais do projeto. Entretanto, embora o sistema de drenagem das fundações apresente algumas falhas, ele contribui significativamente para a mitigação das pressões de subpressão. Ressalta-se ser essencial para a eficácia do sistema, que uma manutenção apropriada dos drenos seja executada.

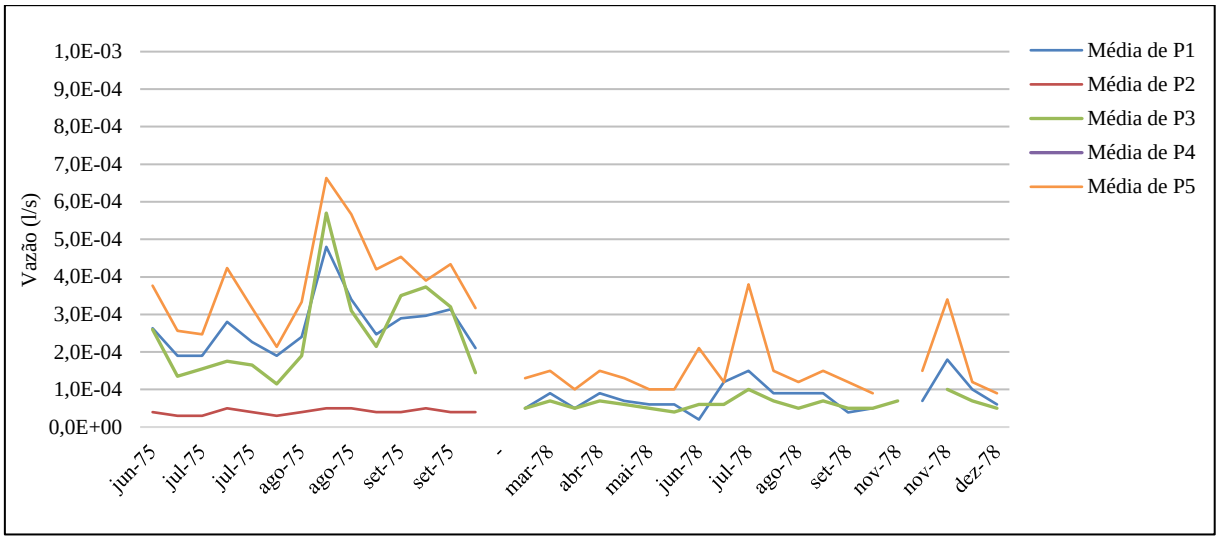
Tabela 9 – Médias e desvios padrão das vazões dos drenos da Barragem do Anel Dom Marco.

| Bloco | Vazão Média ($cm^3/s$) | Vazão Média (l/s) | Vazão Média (l/min) | Desvio Padrão (l/s) | Desvio Padrão (l/min) | Vazão Esp. (l/s/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Trecho 1 | 4,41 | 4,41E-03 | 2,64E-01 | 4,61E-03 | 2,77E-01 | 2,06E-04 |
| Pilar 1 | 2,10 | 2,10E-03 | 1,26E-01 | 1,68E-03 | 1,01E-01 | 3,22E-04 |
| Trecho 2 | 1,77 | 1,77E-03 | 1,06E-01 | 1,97E-03 | 1,18E-01 | 9,59E-05 |
| Pilar 2 | 0,41 | 4,07E-04 | 2,44E-02 | 7,03E-05 | 4,22E-03 | 1,01E-04 |
| Trecho 3 | 2,10 | 2,10E-03 | 1,26E-01 | 1,98E-03 | 1,19E-01 | 1,14E-04 |
| Pilar 3 | 1,55 | 1,55E-03 | 9,30E-02 | 1,87E-03 | 1,12E-01 | 2,21E-04 |
| Trecho 4 | 3,71 | 3,71E-03 | 2,23E-01 | 5,15E-03 | 3,09E-01 | 2,01E-04 |
| Pilar 4 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Trecho 5 | 1,74 | 1,74E-03 | 1,04E-01 | 1,69E-03 | 1,01E-01 | 9,42E-05 |
| Pilar 5 | 3,14 | 3,14E-03 | 1,88E-01 | 3,39E-03 | 2,04E-01 | 4,81E-04 |
| Trecho 6 | 1,87 | 1,87E-03 | 1,12E-01 | 2,88E-03 | 1,73E-01 | 1,17E-04 |
| Trecho 7 | 1,16 | 1,16E-03 | 6,98E-02 | 1,62E-03 | 9,73E-02 | 7,26E-05 |
| Trecho 8 | 1,44 | 1,44E-03 | 8,66E-02 | 2,07E-03 | 1,24E-01 | 9,00E-05 |
| Trecho 9 | 2,47 | 2,47E-03 | 1,48E-01 | 4,35E-03 | 2,61E-01 | 1,53E-04 |

Fonte: Elaborado pelo Autor

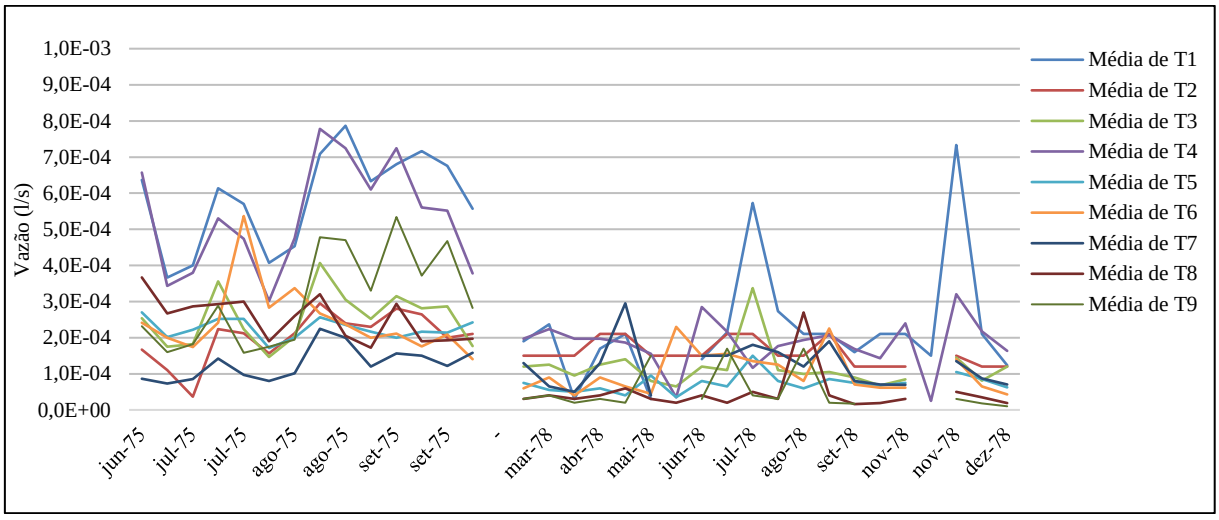
Para uma visão geral do histórico de leituras, a Figura 35 para os pilares e a Figura 36 para os trechos ilustram o histórico completo das leituras disponibilizadas para estas análises. A divisão presente nos gráficos aponta a separação entre os dados de 1975 e 1978. É notada a não continuidade das leituras ao decorrer do tempo em que a barragem não demonstrou mais tendências de movimentações. Neste contexto, a junta de consultores da barragem à época de sua prestação de serviço ao DNPM é que solicita a interrupção das leituras periódicas dos instrumentos.

Figura 35 – Médias do histórico de leituras dos drenos dos pilares.




Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 36 – Médias do histórico de leituras dos drenos dos trechos.




Fonte: Elaborado pelo Autor

A partir da visualização do histórico de leitura dos drenos, nota-se uma redução substancial nos níveis de vazão a partir de março/78. Naturalmente, com o passar do tempo é normal que ocorram essas reduções devido a colmatação interna dos drenos, principalmente devido ao ambiente deposicional e também devido ao transporte dos materiais finos que estão contidos entre os blocos de rocha, consequência do intemperismo local. A Tabela 10 ilustra as perdas de capacidade de vazão dos drenos entre os anos que se tem dados, 1975 e 1978.

Tabela 10 – Reduções de vazão média dos drenos por blocos entre os anos de 1975 e 1978.

| Bloco | T1 | P1 | T2 | P2 | T3 | P3 | T4 | P4 | T5 | P5 | T6 | T7 | T8 | T9 | Méd. Tot. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Red. | 56,1% | 70,0% | 13,0% | - | 53,3% | 68,2% | 62,6% | - | 66,4% | 60,5% | 53,7% | -6,5% | 73,3% | 83,3% | 54,5% |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Estas reduções corroboram com demais trabalhos citados anteriormente, como Chen (2016) e Chen *et al.* (2021) na possibilidade de haver colmatações tanto no próprio dreno quanto das fraturas por material fino. Estes dados ressaltam a importância de recalibragem dos modelos hidrogeotécnicos a cada bloco da estrutura devido à heterogeneidade ali estabelecida.

## 5.2 PIEZÔMETROS

Foram instalados um total de 16 piezômetros, dos quais 5 são profundos e 11 de contato (rasos). As leituras dos níveis de água foram feitas três vezes ao dia, e os resultados indicam que, na maior parte dos casos, os piezômetros de montante e jusante estão indicando pressões praticamente iguais. Observações nos piezômetros de contato revelam pressões piezométricas pouco relevantes, apontando para a eficácia do sistema de drenagem. Entretanto, foram detectadas algumas situações particulares, indicativas de infiltrações, especialmente no contato barragem-rocha abaixo da cota de 5,70 m.

Conforme Tabela 11 e Figura 37 tem-se demonstrados os valores de cargas máximas, mínimas e médias tanto para o ano de 1975 quanto 1978. Nota-se através dos dados a redução destes valores estatísticos básicos, indicando uma possível mudança nas condições de fluxo. Apesar disso, os dados apresentam pouca variação e ainda representam níveis piezométricos aceitáveis. Importante frisar a interrupção das leituras dos piezômetros do pilar 1, trecho 2, pilar 3, trecho 4 e trecho 5.

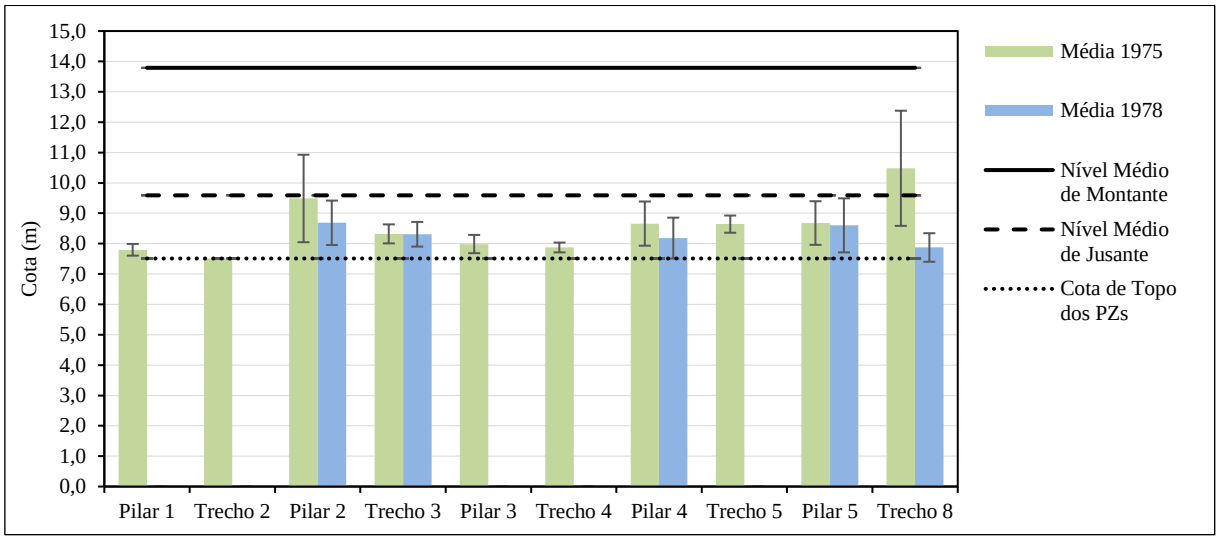
Tabela 11 – Reduções de vazão média dos drenos por blocos.

| Bloco | 1975 | | | | | 1978 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Carga média (m.c.a.) | Cota local (m) | Carga Máxima | Carga Mínima | Desvio Padrão | Carga média (m.c.a.) | Cota local (m) | Carga Máxima | Carga Mínima | Desvio Padrão |
| Pilar 1 | 7,80 | 1,80 | 8,32 | 7,52 | 0,19 | - | - | - | - | - |
| Trecho 2 | 7,51 | 0,00 | 7,51 | 7,51 | 0,00 | - | - | - | - | - |
| Pilar 2 | 9,49 | 3,49 | 13,00 | 8,22 | 1,44 | 8,69 | 2,69 | 10,81 | 7,88 | 0,73 |
| Trecho 3 | 8,32 | 2,32 | 8,99 | 7,86 | 0,31 | 8,31 | 2,31 | 9,43 | 7,58 | 0,41 |
| Pilar 3 | 7,99 | 1,99 | 8,55 | 7,56 | 0,30 | - | - | - | - | - |

| Bloco | 1975 | | | | | 1978 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Carga média (m.c.a.) | Cota local (m) | Carga Máxima | Carga Mínima | Desvio Padrão | Carga média (m.c.a.) | Cota local (m) | Carga Máxima | Carga Mínima | Desvio Padrão |
| Trecho 4 | 7,87 | 1,87 | 8,19 | 7,61 | 0,16 | - | - | - | - | - |
| Pilar 4 | 8,66 | 2,66 | 10,40 | 7,70 | 0,73 | 8,18 | 2,18 | 10,40 | 7,70 | 0,67 |
| Trecho 5 | 8,64 | 2,64 | 9,14 | 8,07 | 0,28 | - | - | - | - | - |
| Pilar 5 | 8,68 | 2,68 | 10,59 | 7,33 | 0,72 | 8,60 | 2,60 | 11,08 | 7,39 | 0,89 |
| Trecho 8 | 10,48 | 4,48 | 15,48 | 7,55 | 1,90 | 7,87 | 1,87 | 9,30 | 7,52 | 0,47 |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 37 – Médias e desvio padrão das leituras históricas dos piezômetros.




Fonte: Elaborado pelo Autor

As análises das sondagens e piezômetros sugerem a existência de canais de drenagem ou zonas de fraturas na rocha, que podem estar contribuindo para as infiltrações e surgências de água observadas. Em alguns casos, foi notado um incremento na infiltração de água, associado a uma zona imediatamente abaixo da galeria de visita. Inclusive, há evidência de fragmentos de rocha e lama no interior da barragem que poderiam indicar comunicação entre o concreto da barragem e a rocha de fundação, bem como a presença de falhas sugerindo um caminho para a água. As principais conclusões apontam que:

- Existem pequenas variações nas pressões piezométricas, indicando uma drenagem eficaz;
- Há evidências de caminhos de drenagem ou fraturas na fundação da barragem, como surgências de água em certos pontos;

- Algumas infiltrações podem ser associadas a materiais como a calcita, identificada em fendas e cavidades, devido a sua mais fácil dissolução na água.

## 5.3 CALIBRAÇÃO DO MODELO PARA FLUXO PERMANENTE

Para esta etapa, o trabalho foi feito a partir da modelagem de fluxo permanente com os dados do ano de 1975, adotando-se uma série de valores de permeabilidade e anisotropia, como descrito adiante. Foram consideradas as seguintes condições de contorno:

- Seções geológico-geotécnicas foram construídas a partir da interpretação das sondagens fornecidas e das inspeções de campo à época do reforço da estrutura, incluindo a estrutura de concreto propriamente dita;
- Vazão específica dos drenos, utilizando-se a média dos drenos instalados no bloco;
- Valor médio de NA de montante e valor médio de NA de jusante;
- As dimensões e cotas de instalação dos drenos basearam-se nos desenhos dos projetos fornecidos à época do reforço da estrutura;
- Valores fixos de permeabilidade dos materiais que não se relacionam de maneira direta com a camada de fundação em estudo. Os valores foram adotados conforme Tabela 12:

Tabela 12 – Valores de permeabilidade utilizados para calibração dos modelos.

| **Material** | **Permeabilidade (m/s)** | **Relação $k_y/k_x$** | **Fonte** |
|---|---|---|---|
| Concreto Convencional (CCV) | $1 \times 10^{-14}$ | 1 | Filho (2005) |
| Concreto Compactado a Rolo (CCR) | $1 \times 10^{-10}$ | 1 | Filho (2005) |
| Enrocamento | $1 \times 10^{-3}$ | 1 | Nieble (2021) |
| Areia grossa | $1 \times 10^{-4}$ | 1 | Nieble (2021) |
| Areia fina | $1 \times 10^{-5}$ | 1 | Nieble (2021) |
| Arenito calcáreo | $1 \times 10^{-5}$ | 1 | Meyer (2002) |
| Siltito | $1 \times 10^{-8}$ | 1 | Clavaud *et al*. (2008) |
| Folhelho | $1 \times 10^{-8}$ | Var. | Clavaud *et al*. (2008) |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Os valores aplicados para as análises transientes e o comparativo com os valores dos históricos de leituras de cada instrumento são apresentados na Tabela 13. Para a anisotropia obteve-se valores entre 0,3 e 2,0 e para os ajustes valores entre 40% e 100%, significando que em geral

não há uma homogeneidade na anisotropia entre a fundação de cada bloco. Portanto, cada seção foi analisada individualmente com dados independentes de cada histórico de leitura.

Tabela 13 – Valores utilizados para calibração dos modelos para o *software* Seep/w.

| Instrumento de Referência | NA Montante [m] | NA Jusante [m] | Valores de referência (1975) | | | | Valores simulados | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Valor de fluxo aplicado no dreno [m³/s/m²] | Valor medido máx. [m] | Valor medido mín. [m] | Valor medido méd. [m] | Carga da Pressão de Água [m] | Relação $k_y/k_x$ | Valor de ajuste da curva |
| PZ3 - P2 | 13,86 | 9,75 | $4{,}23 \times 10^{-5}$ | 13,00 | 8,22 | 9,49 | 9,40 | 0,8 | 40% e 100% |
| PZ5 - T3 | 13,86 | 9,75 | $4{,}76 \times 10^{-5}$ | 8,99 | 7,86 | 8,32 | 8,21 | 2,0 | 60% |
| PZ6 - P3 | 13,86 | 9,75 | $9{,}22 \times 10^{-5}$ | 8,55 | 7,56 | 7,99 | 7,80 | 0,3 | 60% |
| PZ7 - T4 | 13,86 | 9,75 | $8{,}38 \times 10^{-5}$ | 8,19 | 7,61 | 7,87 | 7,76 | 0,6 | 100% |
| PZ12 - P5 | 13,86 | 9,75 | $2{,}01 \times 10^{-4}$ | 10,59 | 7,33 | 8,68 | 8,64 | 0,6 | 100% |
| PZM1 - T8 | 13,86 | 9,75 | $3{,}76 \times 10^{-5}$ | 15,48 | 7,55 | 10,48 | 10,80 | 2,0 | 100% |

Fonte: Elaborado pelo Autor

Para cada seção de análise foram executadas exaustivas análises procurando convergir os valores simulados para os limites máximos e mínimos, procurando-se obter o valor médio medido no instrumento citado.

É importante realçar que, já nas análises prévias de calibração, ficou evidente uma importante redução de subpressões no radier de jusante como efeito dos dispositivos de drenagem.

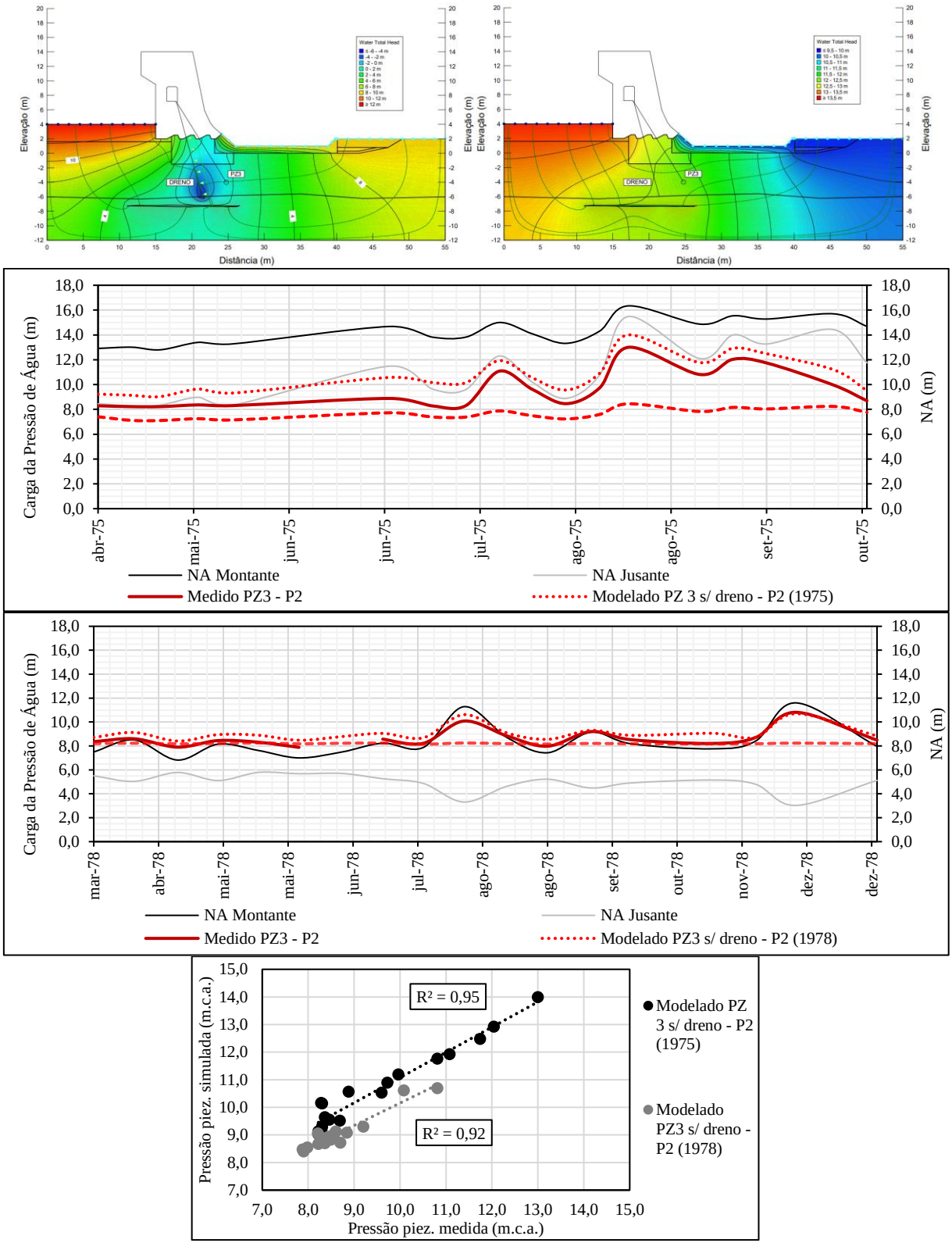
Em relação à anisotropia e ao ajuste da curva em relação às diferenças de nível de montante e jusante também foram conduzidas diversas tentativas para se obter os valores de campo, porém para a condição transiente. Para todos os blocos analisados, a convergência das linhas de fluxo para os drenos deixa claro que a estrutura tem uma grande dependência destes instrumentos para seu correto funcionamento.

## 6. VERIFICAÇÃO DOS RESULTADOS DAS CONDIÇÕES DE FLUXO

Executada a calibração de cada seção, partiu-se para as verificações das condições de fluxo de cada bloco em condição transiente. Analisou-se bloco a bloco procurando aproximar os valores simulados aos valores medidos e desta forma foram obtidos os resultados apresentados nas Figura 38 a Figura 43, que ilustram as linhas equipotenciais, valores medidos *versus* simulados

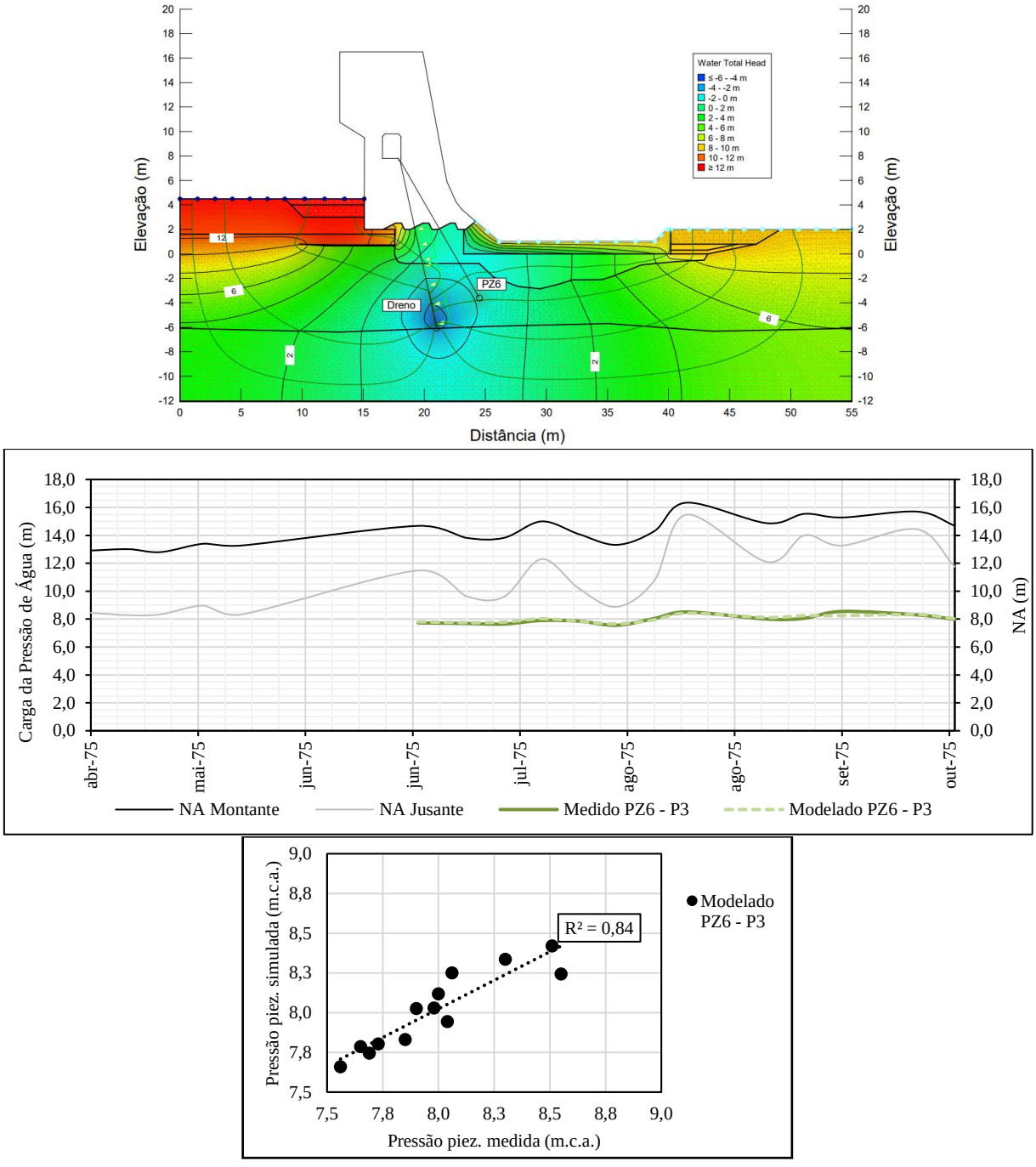
e o $r^2$ obtidos das condições de fluxo destas análises nos anos de 1975 e 1978 de acordo com dados fornecidos. Também foi verificado o Pilar 2 com e sem o funcionamento do elemento drenante.

Figura 38 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Pilar 2 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978.



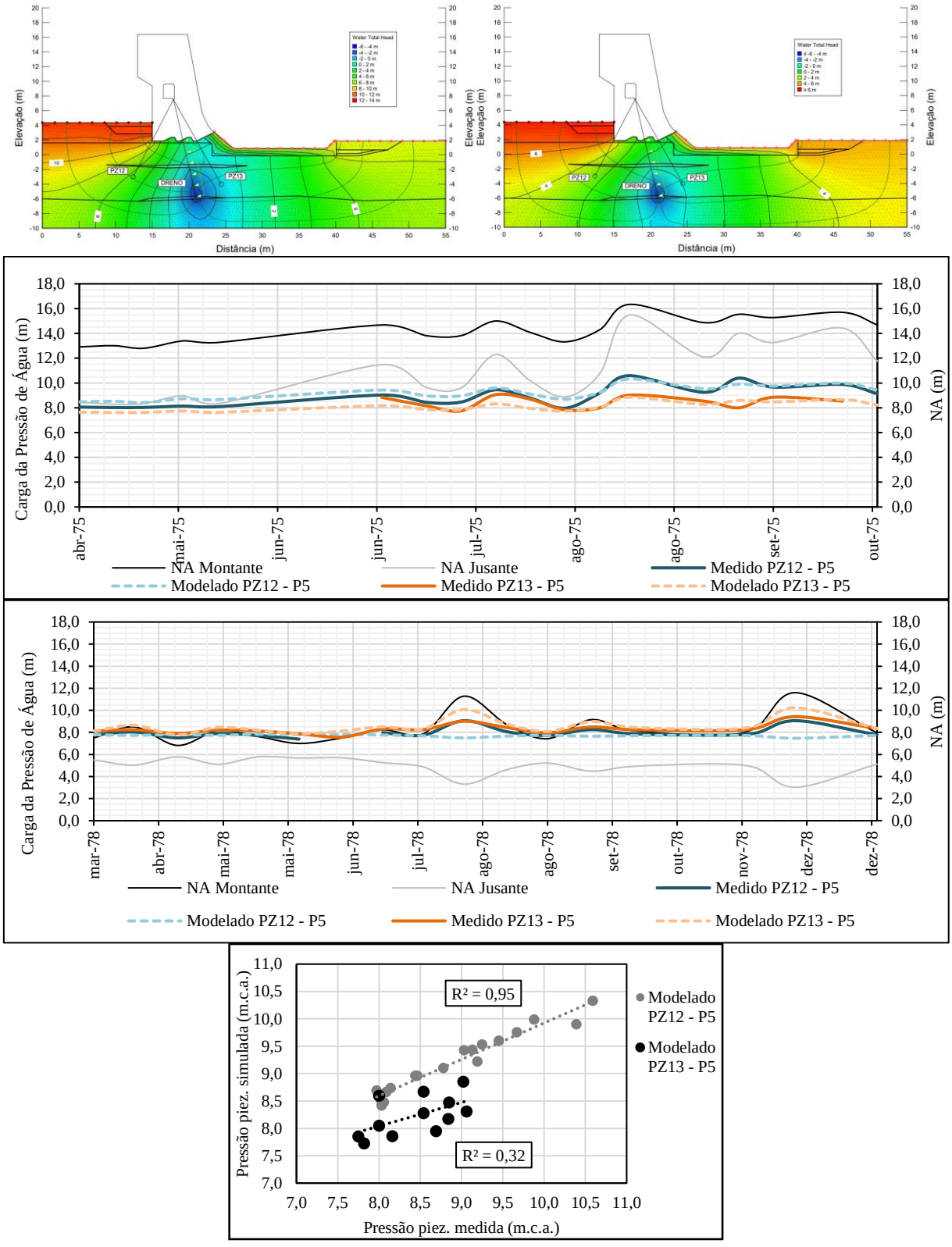

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 39 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Pilar 3 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para o ano de 1975, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975.



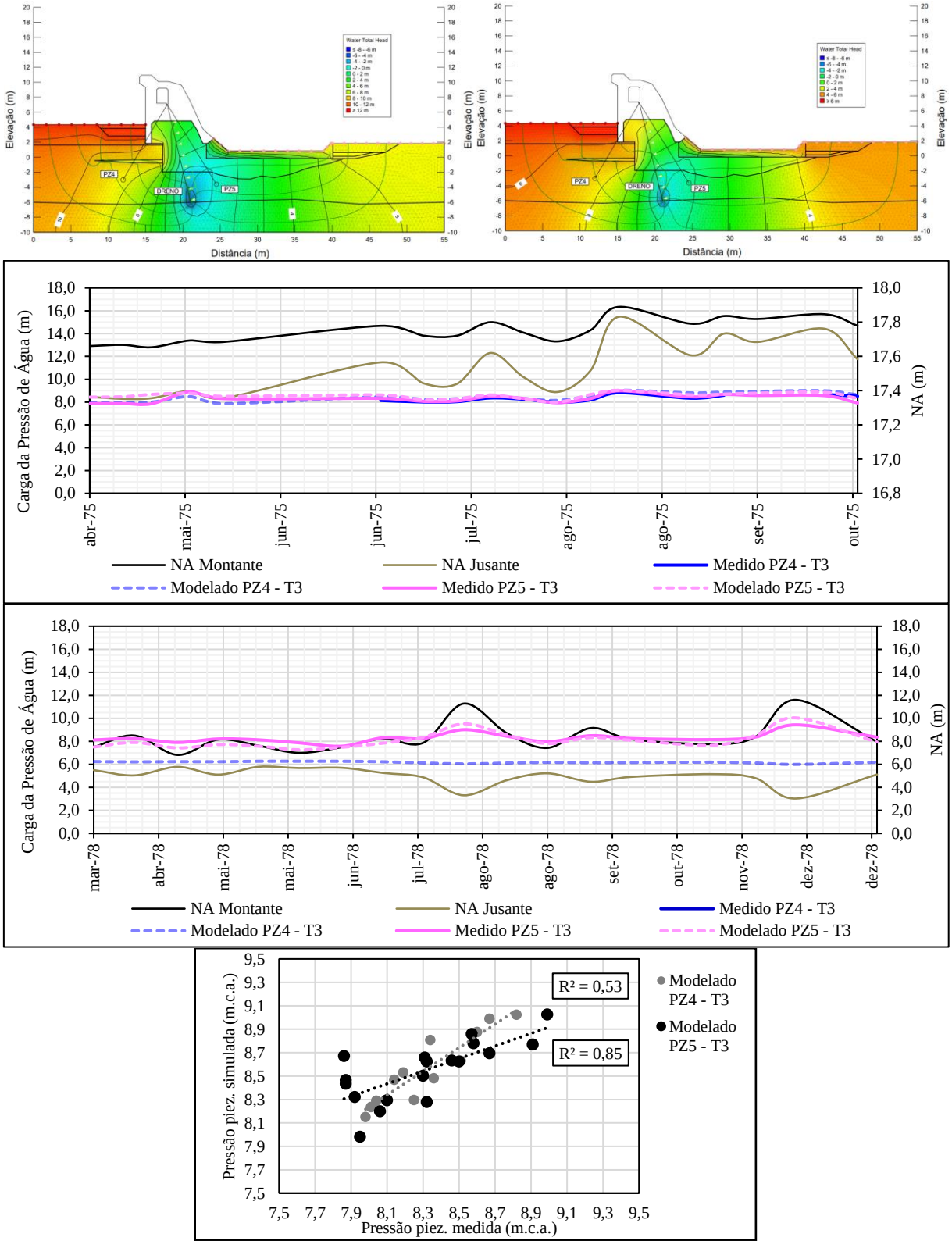

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 40 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Pilar 5 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978.



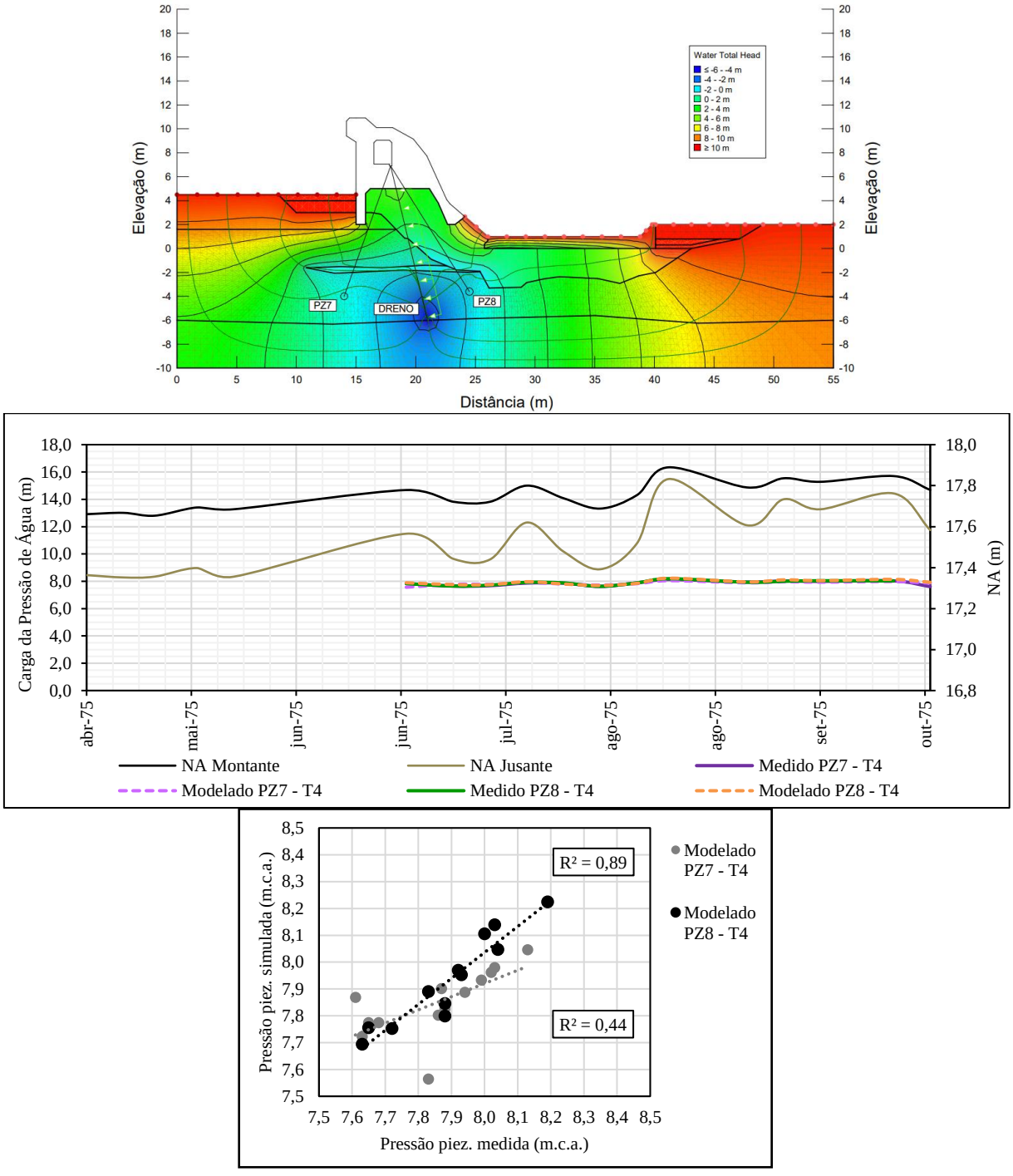

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 41 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Trecho 3 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978.



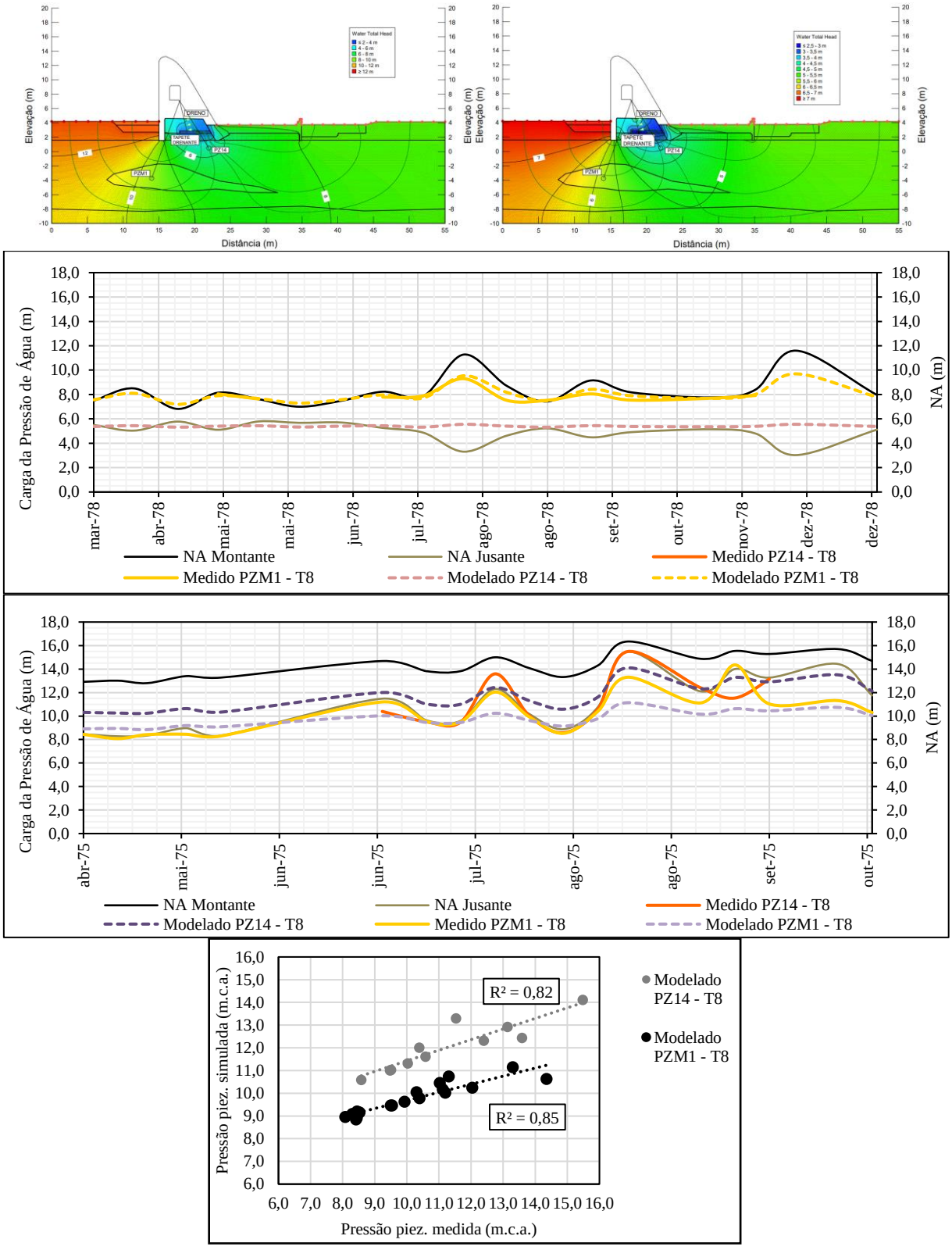

Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 42 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Trecho 4 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975.




Fonte: Elaborado pelo Autor

Figura 43 – Regime das linhas equipotenciais e Modelo do Trecho Fixo, Bloco 8 após obras de recuperação, leituras medidas x simuladas para os anos de 1975 e 1978, e correlação entre cotas piezométricas medidas e simuladas para 1975 e 1978.




Fonte: Elaborado pelo Autor

A verificação de aproximação dos valores simulados aos medidos deu-se a partir do método estatístico da Raiz do Erro Quadrático Médio (RMSE - *Root Mean Squared Error*), a qual representa uma evolução do cálculo do Erro Quadrático Médio (MSE), incorporando a mesma fundamentação de penalizar disparidades significativas entre os valores previstos e os valores reais observados. A principal distinção introduzida pelo RMSE reside na implementação da raiz quadrada ao resultado do MSE, conforme ilustrado na Equação 10. Esta operação ajusta a unidade de medida do erro para que seja consistente com a unidade dos dados originais, o que facilita a interpretação dos resultados obtidos com esta métrica (BRUCE, 2019).

$$RMSE(y, \hat{y}) = \sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(y_i - \hat{y_i})^2} \qquad (10)$$

Onde:

n: número de amostras;

$y_i$: valor observado para a amostra i e;

$p_i$: valor previsto pelo modelo para a amostra i.

Ainda Bruce (2019), explica que embora o RMSE retorne valores na mesma unidade dos dados analisados, diferentemente do Erro Absoluto Médio (MAE - *Mean Absolute Error*), ele não tende a apresentar valores comparáveis ao MAE. Isso evidencia o impacto que *outliers* podem exercer sobre as estimativas geradas pelo modelo, pois o RMSE atribui um peso maior para esses desvios, aumentando o valor do erro quando tais valores estão presentes. Portanto, a interpretação do RMSE segue um raciocínio análogo ao do MAE: um RMSE de 1,0 m indica que, em média, as previsões do modelo podem desviar-se do valor real com uma margem de erro de 1,0 m, seja para mais ou para menos. Portanto, para cada seção em cada situação analisada, dados os períodos. A Tabela 14 demonstra os valores de r, $r^2$ e RMSE entre os valores medidos e modelados de cada piezômetro, para cada seção e situação analisada.

Tabela 14 – Valores dos erros obtidos para os resultados das calibrações dos modelos.

| **Bloco** | **$r^2$** | **r** | **RMSE** |
|---|---|---|---|
| Pilar 2 - PZ3 s/ dreno (1975) | 95% | 0,97 | 0,28 m |

| Bloco | $r^2$ | r | RMSE |
|---|---|---|---|
| Pilar 2 - PZ3 s/ dreno (1978) | 92% | 0,96 | 0,11 m |
| Trecho 3 - PZ4 (1975) | 53% | 0,73 | 0,08 m |
| Trecho 3 - PZ5 (1975) | 85% | 0,92 | 0,08 m |
| Pilar 3 - PZ6 (1975) | 84% | 0,92 | 0,04 m |
| Trecho 4 - PZ7 (1975) | 44% | 0,66 | 0,03 m |
| Trecho 4 - PZ8 (1975) | 89% | 0,94 | 0,02 m |
| Pilar 5 - PZ12 (1975) | 95% | 0,97 | 0,09 m |
| Pilar 5 - PZ13 (1975) | 32% | 0,57 | 0,13 m |
| Trecho 8 - PZ14 (1975) | 82% | 0,91 | 0,41 m |
| Trecho 8 - PZM1 (1975) | 85% | 0,92 | 0,29 m |

Fonte: Elaborado pelo Autor

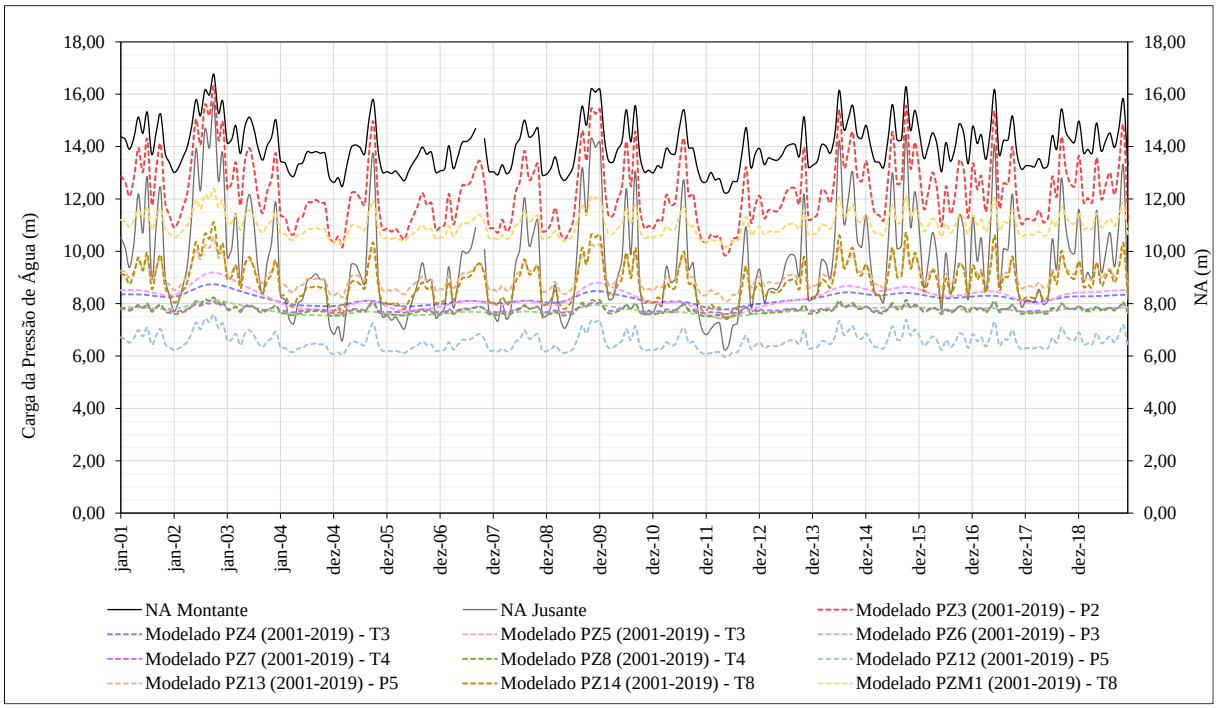
Considera-se os valores obtidos adequados para as circunstâncias do estudo. Os Pilares 2 e 5, junto com os trechos 3 e 8, apresentam modelos com um desempenho estatístico notável. Para o Pilar 2, tanto o PZ3 s/ dreno de 1975 quanto o de 1978 exibem uma alta correspondência com os dados observados, denotada por um $r^2$ de 95% e 92% respectivamente, e coeficientes de correlação (r) acima de 0,96, indicando uma precisão elevada nas predições. Os RMSEs baixos, de 0,28 m e 0,11 m, reforçam essa precisão. No Trecho 3, o PZ4 de 1975 mostra uma qualidade de ajuste moderada ($r^2$ de 53% e r de 0,73), enquanto o PZ5 do mesmo ano melhora significativamente, com um $r^2$ de 85% e r de 0,92. O Pilar 3 - PZ6 de 1975 apresenta resultados parecidos com um $r^2$ de 84% e r de 0,92.

Observa-se uma variação no Trecho 4, onde o PZ7 de 1975 possui um dos ajustes mais baixos ($r^2$ de 44% e r de 0,66), mas o PZ8 apresenta uma notável recuperação na qualidade do ajuste com um $r^2$ de 89% e r de 0,94. O Pilar 5 destaca o PZ12 de 1975 com o $r^2$ mais elevado (95%) e um r de 0,97, contrastando fortemente com o PZ13 do mesmo pilar e ano, que detém o ajuste mais fraco da série ($r^2$ de 32% e r de 0,57). Para o Trecho 8, tanto o PZ14 quanto o PZM1 de 1975 apresentam ajustes bons com $r^2$ de 82% e 85% e coeficientes de correlação acima de 0,9; no entanto, o PZM1 é ligeiramente superior com um RMSE de 0,29 m comparado ao 0,41 m do PZ14, sugerindo um ajuste marginalmente melhor do modelo aos dados observados.

Após modelados os instrumentos, conduziu-se duas últimas análises para este estudo, sendo a extrapolação das leituras para datas recentes (2001 a 2019) e os valores médios de subpressões nos blocos da barragem.

Observa-se então que há uma clara diferenciação entre instrumentos: os que acompanham a diferença de níveis das lâminas de montante e jusante, e os que não respondem a esta diferença. Dentre estes, o PZ3 é o que apresenta as maiores variações de valores modelados e está mais próximo aos níveis lidos de montante.

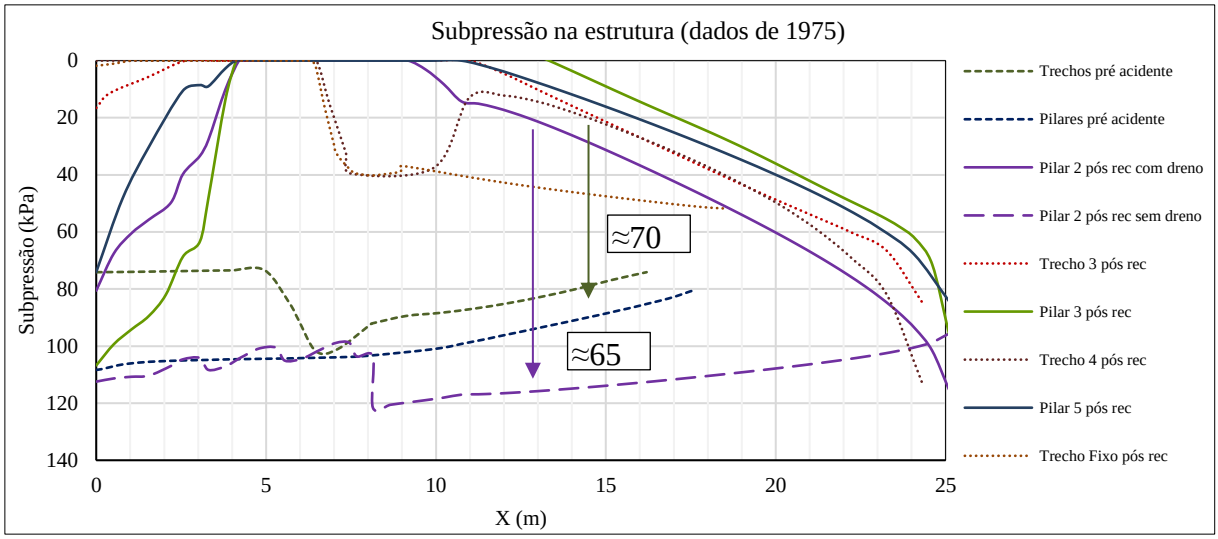
Figura 44 – Resultado dos dados modelados para os anos entre 2001 e 2019.




Fonte: Elaborado pelo Autor

Os dados tornam evidente a redução de subpressões nas análises considerando o funcionamento dos drenos, principalmente para os períodos antes e depois das obras de recuperação. Estes são sabidamente instrumentos fundamentais para o prolongamento da vida útil da estrutura pela sua redução de pressões num geral, tanto para subpressões quanto para reduções de fluxos críticos. A partir da Figura 45 verifica-se que os drenos desta barragem provocam uma redução de subpressões entre 60 e 70%, quando funcionando plenamente.

Figura 45 – Resultados de subpressão na barragem e radier para diferentes condições de obra (dados de 1975), indicando forte redução pós-instalação dos drenos .




Fonte: Elaborado pelo Autor

Um ponto central a ser discutido: alguns piezômetros têm maior amplitude de variação que outros, sendo os piezômetros PZ3, PZ14 e PZM1 os que apresentam os maiores valores.

A partir das análises dos dados, percebe-se uma tendência de redução da vazão dos drenos (possível colmatação) em praticamente todos os blocos em que se tem leituras. Conforme citado anteriormente, isto é relatado na literatura sobre elementos drenantes, principalmente no contexto de rochas sedimentares fraturadas. É possível também considerar a colmatação das próprias fraturas da rocha pelo material fino carreado.

Os piezômetros não apresentaram tendências de mal funcionamento num geral, excluindo aqueles já citados pela junta de consultores à época da reforma da estrutura. Deste modo, parecem ser instrumentos confiáveis, mesmo neste contexto de alta heterogeneidade.

A partir das leituras, não foi observado *time-lag* significativo nas leituras dos instrumentos. Esta constatação pode ser advinda de: a) instrumentos instalados em meio fraturado, portanto seu tempo de resposta é relativamente reduzido, e/ou b) o intervalo de leitura dos instrumentos é muito longo não sendo suficiente para obter valores intermediários de pressão.

É imprescindível que haja uma limpeza e manutenção nos elementos drenantes. Conforme apontado por Silveira (2017) esse tipo de manutenção amplia a vida útil da estrutura reduzindo riscos relacionados ao fluxo. Também é necessário que se faça um monitoramento de fluxo e depósito de sedimentos, conforme indicado por Barboza (2021). Estas medidas, junto às leituras

periódicas de vazão dos drenos, indicam o tempo necessário para manutenções preventivas na estrutura.

Os valores da relação $k_y/k_x$ obtidos a partir da modelagem da fundação (entre 0,3 e 2,0) estão de acordo com trabalhos dos autores Meirelles (2015), Clavaud *et al.* (2008), Favero (2019), Sobrinho *et al*. (2003) e Nieble (2021) para o filito.

Foi observado que para o mesmo material há diferentes níveis de anisotropia a depender da seção. Isto indica que o estado de anisotropia não pode ser generalizado para toda a fundação. Há regiões onde o fluxo é mais facilitado para o eixo X e regiões onde o fluxo é mais facilitado para o eixo Y. A partir das imagens da inspeção geológica de campo, nota-se que de fato há fraturas em diversos ângulos, dificultando agrupá-las em famílias.

Em relação à análise das subpressões com e sem o funcionamento do elemento drenante do Pilar 2, percebe-se  o quanto a colmatação destes elementos é prejudicial, tanto para este estudo de caso, quanto para fundações de barragens de concreto em geral.

## 7. RECOMENDAÇÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou uma análise crítica detalhada da Barragem do Anel Dom Marco, abordando seu histórico construtivo, os problemas identificados ao longo dos anos, as obras de recuperação e, sobretudo, análises de fluxo bidimensional realizadas para entender o comportamento da estrutura sob diferentes condições hidrogeológicas. A partir da reavaliação dos dados, com informações geológicas atualizadas e o uso de ferramentas computacionais modernas, foi possível identificar os principais desafios enfrentados pela barragem, destacando-se a erosão na fundação como um fator crítico para a estabilidade da estrutura.

A partir da análise dos dados e resultados das simulações de fluxo, as seguintes conclusões podem ser feitas:

- As obras de recuperação realizadas após o incidente de 1973 mostraram-se eficazes em estabilizar a barragem e mitigar os riscos imediatos. No entanto, a análise de longo prazo indica que monitoramento contínuo e intervenções adicionais podem ser

necessários para garantir a segurança e funcionalidade da barragem diante de eventos extremos e mudanças nas condições ambientais;

- A limpeza dos elementos drenantes é de grande importância para o prolongamento da vida útil da estrutura. A redução das vazões, por colmatação física ou efeito de ferrobactérias, ficou bastante evidente;
- Sugere-se o acompanhamento periódico da estrutura a partir de um plano de manutenções, com a criação de um Manual de Operação, estipulando seus níveis de controle;
- É de grande importância que se retome as leituras periódicas, e que se atualize todo o sistema de instrumentos e monitoramento da estrutura, retomando o controle da barragem como um todo. Dado seu histórico complexo, sua estabilidade depende de diversos fatores, sendo os principais a capacidade de carga dos tirantes atualmente e os níveis de fluxo/pressões na fundação;
- Os valores de anisotropia obtidos a partir da retroanálise de fluxo variam entre 0,3 e 2,0. Esta ordem de grandeza é comum para materiais sedimentares, entretanto, como há valores maiores e menores que 1,0, não há um padrão de anisotropia na fundação, mas anisotropias específicas para cada região analisada;
- Para o Pilar 2 analisou-se a condição com e sem o funcionamento dos drenos. Em ambos, não houve um completo ajuste dos valores medidos, podendo indicar que estes drenos , ou seu entorno, estavam em um processo de colmatação;
- Dada a redução de 60-70% nas subpressões devido aos elementos drenantes, eles passam a fazer parte fundamental na estabilidade da barragem. Com subpressões elevadas, além das consequências já citadas em relação ao fluxo, tem-se um aumento gradual do carregamento dos tirantes, com claras consequências na segurança.

Este estudo contribui para o campo da engenharia civil e geotécnica ao analisar algumas técnicas de recuperação de barragens e a importância das modelagens bidimensionais de fluxo, comparadas aos dados de instrumentação, para a compreensão de interações hidrogeológicas. Ressalta também a necessidade de uma abordagem integrada, que considere tanto aspectos técnicos quanto ambientais, para a gestão e manutenção de grandes estruturas hidráulicas.

Para o desenvolvimento de trabalhos futuros, sugere-se:

- Extração de corpos de prova para aferição de parâmetros: propriedades físicas e mecânicas do material constituinte da barragem, para melhorar modelos de previsão e decisões de manutenção;
- Análise da influência dos elementos drenantes com simulações tridimensionais: como os drenos afetam o fluxo de água e a estabilidade da barragem, proporcionando compreensão e informações para otimizar seu desempenho;
- Análise da influência da perda de capacidade dos elementos drenantes: como a eficiência reduzida dos drenos impacta a segurança e a funcionalidade da barragem, visando estratégias de manutenção e melhoria;
- Criação de um banco de dados para barragens do estado do Rio Grande do Sul: desenvolver um repositório centralizado de dados, integrando informações de diversas barragens para facilitar análises comparativas, monitoramento e tomada de decisões baseadas em dados.

# REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (Brasil). A Navegação Interior e sua Interface com o Setor de Recursos Hídricos no Brasil e Aproveitamento do Potencial Hidráulico para Geração de Energia no. Brasília: ANA, 2007.

ANDRIOLO, F. R. **The Use of Roller Compacted Concrete.** São Paulo: Oficina de Textos, 1998.

ARAÚJO, T. **Disciplina de Obras de Terra.** Apostila do curso de graduação em Engenharia Civil. Santa Maria: UFSM, 2009. 210 p.

AZAMBUJA, J. L. F. de. **Hidrovia da Lagoa Mirim: Um Marco de Desenvolvimento nos Caminhos do Mercosul**. Mestrado Profissionalizante em Engenharia – Ênfase Transportes. Porto Alegre, 2005.

BARBOZA, D. U. **Estudo sobre o Comportamento Hidrogeotécnico da Ombreira Direita da Barragem do Ribeirão João Leite.** 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021.

BARTON, N.; QUADROS, E. **Anisotropy is Everywhere: To See, to Measure, and to Model.** Rock Mechanics and Rock Engineering, v. 48, p. 1323-1339. 2014.

BENTLEY SYSTEMS. Heat and Mass Transfer Modeling with GeoStudio. Seequent, 2022.

BORGES, A. A. F. **Caracterização geomecânica de fundação de barragem de concreto em rocha branda**. Dissertação (Mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2016.

BRESSANI, L. A.; FAVERO, D. E. G.; SIMÕES, E. B.; SMIRDELE, C. D. **Influência da Permeabilidade no Tempo de Resposta de Diferentes Tipos de Piezômetros na UHE Dona Francisca**. GEOSUL 2019, Joinville, Santa Catarina, Brasil. 2019.

BRUCE, P.; BRUCE, A. **Estatística prática para cientistas de dados: 50 conceitos essenciais.** 1ª edição. Rio de Janeiro, RJ: Alta Books, 2019.

CANADIAN DAM SAFETY ASSOCIATION (CDSA). **Dam Safety Guidelines.** 1 ed. Edmonton: Alberta, Canadá, 1995.

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

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS. **Critérios de projeto civil de usinas hidrelétricas.** ELETROBRÁS. Rio de Janeiro, 2003.

CHEN, Y.; HONG, J.; TANG, S.; & ZHOU, C. **Characterization of transient groundwater flow through a high arch dam foundation during reservoir impounding.** Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8(4), p. 462-471. 2016.

CHEN, Y. F. *et al*. **Variation in hydraulic conductivity of fractured rocks at a dam foundation during operation.** Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 13(2), p. 351-367. 2021.

CHRISTOFOLETTI, S. R.; DEL ROVERI, C.; ZANARDO, A. Litofácies e Mineralogia da Formação Estrada Nova no Estado de São Paulo – Brasil Visando Aplicação na Indústria Cerâmica de Revestimento. Anuário do Instituto de Geociências - UFRJ, [S.l.], v. 43, n. 4, p. 156-175, 2020.

CHRISTOFOLETTI, S. R.; MOTTA, J. F. M. O grupo Passa Dois (formações Corumbatái e Estrada Nova) no Estado de São Paulo, Brasil: fonte de matéria prima para a indústria cerâmica. Geociências, São Paulo, UNESP, v. 40, n. 2, p. 357-372, 2021.

CLAVAUD, J. B. *et al*. Permeability anisotropy and its relations with porous medium structure. Journal of Geophysics Research, v. 113. 2008.

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

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa geológico do Rio Grande do Sul.** Porto Alegre, 2021. Escala: 1:750.000.

CRUZ, P. T.; MATERÓN, B.; FREITAS JR., M. S. **Flow of water through dams and foundations.** 2015

DOS SANTOS, V. O. **Segurança de barragens de concreto: auscultação por instrumentação da barragem da UHE Dona Francisca – RS.** 2018. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

DUNNICLIFF, J. Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. John Wiley & Sons. 1988.

FARRELL, N. J. C.; HEALY, D.; TAYLOR, C.W. **Anisotropy of permeability in faulted porous sandstones.** Journal of Structural Geology, v. 63, p. 50-67. 2014.

FAVERO, D. E. G. **Modelagem numérica do fluxo hidráulico na fundação da UHE Dona Francisca.** 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

FECKER, E. **The influence of jointing on failure of Teton Dam – A review and commentary.** 1980. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, (21), 232–238.

FELL, R.; MACGREGOR, P.; STAPLEDON, D.; BELL, G.; FOSTER, M. **Geotechnical Engineering of Dams.** 2nd. ed. Leiden: CRC Press/Balkema, 2014.

FLAGG, C. G. **Geological causes of dam incidents.** 1979. Bulletin of the International Association of Engineering Geology 20, p. 196–201.

GUTSTEIN, D. **Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo método de elementos finitos.** 2003. p. 278. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

HEITFELD, K. H.; KRAPP, L. **The problem of water permeability in dam geology.** 1981. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, (23), p. 79–83.

HVORSLEV, M. J. **Time Lag and Soil Permeability in Ground-Water Observations.** 1951. Bulletin N° 36. Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army, Vicksburg, Mississippi.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS (ICOLD). **Statistical Analysis of Dam Failures**. Bulletin 188. Paris: CIGB/ICOLD, 2019.

JANSEN, R. B. Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation. New York: Van Nostrand Reinhold. 1988.

LEVIS, S. D. **Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragens de concreto.** 2006. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Paulo, São Carlos, 195 p.

LOPES, M. B. Tratamento de fundação para barragens de concreto. Curitiba: Appris, 2020.

MACHADO, J. L. F. Hidroestratigrafia química preliminar dos aquíferos na região central do Rio Grande do Sul. **Anais...** São Paulo. ABAS, 1998.

MANTESE, A. C. Análise do comportamento da fundação das estruturas de concreto de uma barragem sobre metacalcários/metasiltitos e drenos se fundação com intensa carbonatação - estudo de caso. 2021. 262p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2021.

MARQUES FILHO, J. **Maciços experimentais de laboratório de concreto compactado com rolo aplicado às barragens**. 2005. 247p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MEIRELLES, M. C.; GODOI, C. S.; CORRÊA, J. F.; LOPES, K. G**. Compilação de Dados de Vazões de Drenagem em Diversas Fundações de Estruturas de Concreto de UHE's.** XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, Paraná. 2015.

MEYER, R. **Anisotropy of sandstone permeability**. CREWES Research Report. v. 14. 2002.

MOLINA, H. T.; NUNES, A. J. C.; GUSSO, L. G. Desempenho das ancoragens de reforço da barragem do Anel de Dom Marco. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 11. Fortaleza, 1976. **Anais...** Rio de Janeiro: CBGB, 1976. v.2. 13 p.

NIEBLE, C. M.; GUIDICINI, G.; DE MELLO, L. G. **Barragens em Arenitos Brandos no Brasil.** São Paulo: ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2021.

PASTORE, E. L; CRUZ, P.T.; FREITAS JR., M.S. Fundações de barragens e estruturas em arenito: natureza dos maciços e controle de fluxo e erosões. In: XXX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 2015, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: CBDB. Não Paginado.

PETRI, S.; COIMBRA, A. M. Estruturas sedimentares das formações Irati e Estrada Nova (Permiano) e sua contribuição para elucidação dos seus paleoambientes geradores, Brasil. In: QUINTO CONGRESO LATINOAMERICANO DE GEOLOGIA, 1982, Buenos Aires. Actas... Buenos Aires: [s.n.], 1982. p. 353-371.

SANTOS, V. O.; BRESSANI, L. A.; SMIRDELE, C. S. D. Comportamento geotécnico de barragens de gravidade construídas sobre rochas sedimentares: pressões dos poros e análises de deformação da fundação da HPP Dona Francisca. Soils and Rocks, 46(2). 2023.

SCHREIBER, G. P. **Usinas Hidrelétrica.** São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., 1977. 238 p. ENGEVIX S.A.

SERAFIM, J. L. **Malpasset Dam discussion — Remembrances of failures of dams.** Engineering Geology, Volume 24, Issues 1–4, 1987, pág. 355-366.

SILVA FILHO, B. C.; COULON, F. K.; MOLINA, H. T. **Estudos geológico-geotécnicos na barragem do Anel de Dom Marco.** Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 3. Itapema, 1981. São Paulo: ABGE, 1981. v.3. pág. 303-335.

SILVEIRA, J. F. A.; MANTESE, A. C.; MELEGARI, L. F. P. **Experiência na operação de limpeza de drenos de fundação em três barragens em CCR.** In: XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens. Belo Horizonte, 2017.

SOBRINHO, J. A. *et al*. **Condições críticas de infiltração sob barragem de RCC em fundação permeável: O caso da barragem Dona Francisca.** Proceedings of Seventh Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, ICOLD, Bucareste, Romênia, p. 420-427. 2003.

SOUSA, S. H. de M. e. **Fácies sedimentares das formações Estrada Nova e Corumbatái no Estado de São Paulo.** 1985. Dissertação (Mestrado em Paleontologia e Estratigrafia) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1985.

TEIXEIRA, G. K. **Critérios de prospecção de bentonita associada à formação Rio do Rasto na região sudoeste do Rio Grande do Sul.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Geologia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Geociências, Porto Alegre, 2011.

TOKALDANY, E. A.; SHAYAN, H. K. **Uplift force, seepage, and exit gradient under diversion dams.** *Water Management*, 166 (WM8), p. 452–462. 2013.

TSCHIEDEL, A. DA F.; TASSINARI, L. C. DA S.; FAN, F. M.; PAIVA, R. C. D. de. **Barragens e Rompimentos: Compilação Histórica Nacional e Internacional.** XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Foz do Iguaçu, PR. 2019.

OLIVEIRA, F. F. **Análise de Tensões e Estabilidade Global de Barragens de Gravidade de Concreto.** 2002. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 169p.

OSAKO, C. I. A manutenção dos drenos nas fundações de barragens – o caso da usina hidrelétrica de Itaipu. 2002. Dissertação – Universidade Federal do Paraná. Curitiba.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). EM 1110-2-2200: **Gravity Dam Design.** Washington: USACE, 1995. 88p.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). ERDC TR-02-2: Assessment of Geology as it Pertains to Modeling Uplift in Jointed Rock: A Basis for Inclusion of Uncertainty in Flow Models. Washington: USACE, 2002. 180p.

UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). EM 1110-2-1908: **Instrumentation of Embankment Dams and Levees.** Washington: USACE, 2020. 282p.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION (USBR). **Design of Gravity Dams.** Denver: USBR, 1976.

VARSHNEY R. S. **Rock foundation characteristics and dam design.** International Journal of Rock Mechanics. 1972. Vol. 9, p. 645-659.