

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MARCELO ARTHUR DE OLIVEIRA LOUREIRO

**ESTUDO DE SUBPRESSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO
NO CONTEXTO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2018

MARCELO ARTHUR DE OLIVEIRA LOUREIRO

**ESTUDO DE SUBPRESSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO
NO CONTEXTO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS**

Trabalho de Conclusão de Curso do Curso de Engenharia Civil, do Departamento Acadêmico de Construção Civil (DACOC) da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Profa. Dra. Daniela Gutstein

CURITIBA

2018

FOLHA DE APROVAÇÃO

ESTUDO DE SUBPRESSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO NO CONTEXTO DA SEGURANÇA DE BARRAGENS

Por

MARCELO ARTHUR DE OLIVEIRA LOUREIRO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado no segundo semestre de 2018, pela seguinte banca de avaliação presente:

Profa. Orientadora – Daniela Gutstein, Dra.
UTFPR

Profa. Amanda Dalla Rosa Johann, Dra.
UTFPR

Prof. Erica Fernanda Aiko Kimura, Dra.
UTFPR

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Rita e Paulo, por todo o esforço feito ao longo dos anos para que meus sonhos fossem realizados. Vocês, mais do que qualquer outra pessoa, são parte fundamental para o cumprimento dessa etapa em minha vida. À minha irmã, pelos anos de amizade e companheirismo.

Aos meus avós, Aziolé e Dinarte, por todo o amor e preocupação demonstrados ao longo dos anos.

À professora Daniela Gutstein, pelo apoio e orientação ao longo do ano e pelo compartilhamento de conhecimentos e referências, bastante úteis para a elaboração do trabalho.

Às demais membros da banca, Amanda e Erica, pelo interesse e disponibilidade em colaborar com a construção e melhoria do trabalho.

À Companhia Paranaense de Energia (COPEL) e à Centrais Elétricas do Rio Jordão (ELEJOR), pela cessão dos dados de instrumentação da barragem estudada, fundamentais para a elaboração do trabalho. Agradeço também à Bruna e ao Hudson, pela ajuda na obtenção dos dados.

À Intertechne Consultores, pela cessão dos desenhos e dos dados de projeto da obra estudada, contribuição importante para o desenvolvimento do trabalho.

Ao Marcelo André, por me dar a maior oportunidade profissional da minha vida, e a todos os profissionais com quem trabalhei na Intertechne, responsáveis por mudar completamente a minha visão sobre a engenharia civil e por me despertar a curiosidade para os projetos de grandes obras, em especial de barragens.

Aos meus amigos e colegas, por toda a amizade e apoio ao longo dos últimos cinco anos.

RESUMO

LOUREIRO, M. A. O. **Estudo de Subpressões em Barragens de Concreto no Contexto da Segurança de Barragens.** 101 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2018.

Estruturas fundamentais para o desenvolvimento da humanidade, as barragens sofrem influência de uma série de cargas, que determinam suas condições de estabilidade e segurança. A subpressão, esforço exercido sobre uma estrutura, no sentido ascendente, em decorrência da pressão resultante da percolação de água através do maciço de concreto ou rochoso, é uma das cargas que influenciam o dimensionamento estrutural, bem como as condições de estabilidade resultantes. O interesse por entender o comportamento das forças de subpressão motivou o desenvolvimento do trabalho, desenhado com o objetivo de estudar os critérios de projeto da Eletrobras para determinação dos diagramas de subpressão e comparar os resultados encontrados a partir dos critérios com os diagramas de subpressão verificados na prática, determinados a partir de dados de instrumentação da estrutura estudada. Duas seções instrumentadas de uma barragem localizada no estado do Paraná foram selecionadas, sendo calculados os diagramas de subpressão sobre elas atuantes, através dos critérios de projeto, e verificadas suas condições de segurança global. Comparativamente, também foram determinadas as subpressões atuantes a partir dos registros de piezômetros, resultando em forças pelo menos 10% menores do que as previstas em projeto, bem como maiores fatores de segurança, consecutivamente. Os resultados obtidos levam à conclusão de que a estrutura se mostra estável ao longo de sua operação e que os critérios de projeto estudados podem ser considerados conservadores.

Palavras-chave: barragem de concreto; estabilidade; segurança de barragens; subpressão.

ABSTRACT

LOUREIRO, M. A. O. Study of Uplift Pressures in Concrete Gravity Dams in the Context of Dam Safety. 101 f. Undergraduate thesis (Civil Engineering) – Federal and Technological University of Paraná. Curitiba, 2018.

Structures historically very important to the humanity progress, dams are influenced by several loads, which determine their stability and safety conditions. The uplift pressure, load pressure exerted under a structure, in an upward direction, as a result of the pressure caused by the water percolation through the concrete or rocky massif, is one of the loads that influence the structural design, as well as the resulting stability conditions. The interest in understanding the behavior of the uplift pressures motivated the development of this graduation work, conceived to study the Eletrobras design criteria for determination of the uplift pressure diagrams and to compare the obtained results to the diagrams determined based on instrumentation data. Two instrumented blocks of a dam located in the state of Paraná were selected, being calculated the uplift pressure diagrams based on the design criteria and verified its global safety conditions. Comparatively, it was also determined the uplift pressures from the piezometer records, leading to strengths at least 10% lower than the pressures expected by design criteria, as well as higher safety factors, consecutively. The obtained results lead to the conclusion that the structure is reliable, as seen along its operation, and that the design criteria can be considered conservative.

Key words: concrete dam; stability analysis; dam safety; uplift pressure.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Barragem de Cedros, no Ceará.	16
Figura 2.2 – Execução de CCR na barragem da UHE Mauá, no Paraná.....	21
Figura 2.3 – Representação das pressões hidrostáticas atuantes sobre uma estrutura.	24
Figura 2.4 – Representação de subpressão atuante sobre uma estrutura.....	26
Figura 2.5 – Diagrama de subpressão sem drenos operantes na estrutura.....	30
Figura 2.6 – Diagrama de subpressão, considerando contato aberto.....	31
Figura 2.7 – Subpressão com uma linha de drenos operantes.	32
Figura 2.8 – Diagrama de subpressão com drenos inoperantes.....	33
Figura 3.1 – Vista de jusante da barragem e da soleira vertente.	42
Figura 3.2 – Seção estudada do Bloco 04, da barragem.	48
Figura 3.3 – Seção estudada do Bloco 15, da soleira vertente.	49
Figura 3.4 – Representação do significado dos valores de a, b e c nos diagramas de subpressão.	52
Figura 3.5 – Posicionamento genérico dos piezômetros em uma seção.	56
Figura 3.6 – Codificação dos valores observados na leituras dos piezômetros.	57

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Evolução dos consumos de cimento em aproveitamentos hidráulicos.....	20
Tabela 2.2 – Coeficientes de permeabilidade em rochas.....	28
Tabela 2.3 – Tensões Admissíveis à Compressão, segundo Critérios Eletrobras (2003).....	38
Tabela 3.1 – Pressões médias e máximos registradas nos piezômetros ao longo da operação, em m.c.a.....	44
Tabela 3.2 – Valores registrados em comparação aos valores de referência (%)......	45
Tabela 3.3 – Médias geométricas das leituras piezométricas em cada seção.	47
Tabela 3.4 – Níveis d'Água e Alívios da Subpressão.....	50
Tabela 4.1 – Pressões hidrostáticas atuantes sobre o Bloco 04 (Eletrobras, 2003).	60
Tabela 4.2 – Pressões hidrostáticas atuantes no Bloco 15 (Eletrobras, 2003).	61
Tabela 4.3 – Valores de subpressão calculados (Eletrobras, 2003).	63
Tabela 4.4 – Forças atuantes sobre o Bloco 04 (Eletrobras, 2003).	64
Tabela 4.5 – Forças atuantes sobre o Bloco 15 (Eletrobras, 2003).	64
Tabela 4.6 – Tensões atuantes sobre as fundações (Eletrobras, 2003).	65
Tabela 4.7 – Tensões admissíveis (Eletrobras, 2003).	66
Tabela 4.8 – Fatores de Segurança à Flutuação calculados e Coeficientes de Segurança (Eletrobras, 2003).	67
Tabela 4.9 – Momentos atuantes sobre o Bloco 04 (Eletrobras, 2003).....	70
Tabela 4.10 – Momentos atuantes sobre o Bloco 15 (Eletrobras, 2003).....	70
Tabela 4.11 – Fatores de Segurança ao Tombamento calculados e Coeficientes de Segurança (Eletrobras, 2003).....	71
Tabela 4.12 – Fatores de redução da resistência ao atrito (FSD_{ϕ}) e à coesão (FSD_C) – Eletrobras, 2003.....	73
Tabela 4.13 – Fatores de Segurança ao Deslizamento (FSD) – Eletrobras, 2003.	74
Tabela 4.14 – Máximas cargas e cotas piezométricas registradas nos piezômetros (Dados de instrumentação).....	75
Tabela 4.15 – Casos considerados nas verificações de estabilidade do Bloco 04 (Dados de instrumentação).	76
Tabela 4.16 – Casos considerados nas verificações de estabilidade do Bloco 15 (Dados de instrumentação).	76
Tabela 4.17 – Valores de subpressão calculados (Dados de instrumentação).	77
Tabela 4.18 – Forças atuantes sobre o Bloco 04.....	78
Tabela 4.19 – Forças atuantes sobre o Bloco 15.....	79
Tabela 4.20 – Tensões atuantes sobre as fundações (Dados de instrumentação).....	80
Tabela 4.21 – Fatores de Segurança à Flutuação calculados (Dados de instrumentação).....	82

Tabela 4.22 – Momentos atuantes sobre o Bloco 04 (Dados de instrumentação).....	83
Tabela 4.23 – Momentos atuantes sobre o Bloco 15 (Dados de instrumentação).....	84
Tabela 4.24 – Fatores de Segurança ao Tombamento calculados (Dados de instrumentação).....	86
Tabela 4.25 – Fatores de Segurança ao Deslizamento (FSD).....	87
Tabela 4.26 – Comparação entre subpressões para o Bloco 04.....	88
Tabela 4.27 – Comparação entre subpressões para o Bloco 15.....	89
Tabela 4.28 – Comparação entre Fatores de Segurança para o Bloco 04.	90
Tabela 4.29 – Comparação entre Fatores de Segurança para o Bloco 15.	90
Tabela A.1 – Iterações para o cálculo das tensões atuantes sobre o Bloco 04.	99

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS	13
1.1.1	Objetivo Geral	13
1.1.2	Objetivos Específicos	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	BARRAGENS	15
2.2	BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE	17
2.2.1	Concreto Convencional	18
2.2.2	Concreto Compactado com Rolo	20
2.3	AÇÕES ATUANTES.....	23
2.3.1	Peso Próprio e Demais Cargas Permanentes	23
2.3.2	Pressões Hidrostáticas	23
2.3.3	Pesos de Água	25
2.3.4	Subpressão	25
2.4	PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS.....	27
2.5	CRITÉRIOS DE PROJETO DA ELETROBRAS PARA DETERMINAÇÃO DA SUBPRESSÃO.....	29
2.6	CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	33
2.6.1	Condição de Carregamento Normal (CCN)	33
2.6.2	Condição de Carregamento Excepcional (CCE)	34
2.6.3	Condição de Carregamento Limite (CCL)	34
2.6.4	Condição de Carregamento de Construção (CCC)	35
2.7	SEGURANÇA GLOBAL DE BARRAGENS DE GRAVIDADE	36
2.7.1	Análise de Tensões	37
2.7.2	Fator de Segurança à Flutuação (FSF)	38
2.7.3	Fator de Segurança ao Tombamento (FST)	39
2.7.4	Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD)	39
3	METODOLOGIA	41
3.1	INTRODUÇÃO	41
3.2	CARACTERÍSTICAS DO PROJETO ESTUDADO.....	42
3.2.1	Determinação das Seções Analisadas	43
3.2.2	Características dos Blocos Selecionados e Níveis d'Água	47
3.3	APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DA ELETROBRAS.....	50

3.4	INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO	55
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	59
4.1	VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS – SUBPRESSÃO SEGUNDO CRITÉRIOS DA ELETROBRAS	59
4.1.1	Determinação das Cargas Atuantes	59
4.1.2	Determinação dos Diagramas de Subpressão	62
4.1.3	Cálculo das Tensões Atuantes e dos Fatores de Segurança.....	63
4.2	VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS – SUBPRESSÃO A PARTE DE DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO	75
4.2.1	Determinação nos Diagramas de Subpressão e das Demais Cargas Atuantes.....	75
4.2.2	Cálculo dos Fatores de Segurança e das Tensões Atuantes.....	79
4.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS	88
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS.....	93
	REFERÊNCIAS.....	95
	APÊNDICE A	98

1 INTRODUÇÃO

Presentes na história da humanidade há pelo menos quatro milênios, como meio de defesa contra cheias e fornecimento de água para abastecimento e irrigação em épocas de seca, as barragens se tornaram, há menos tempo, também bastante importantes para as áreas de geração de energia elétrica, recreação, navegação fluvial e piscicultura.

No Brasil, ainda no século XIX, durante o segundo reinado, a construção de barragens foi proposta como medida de combate às grandes secas que assolavam o Nordeste brasileiro, sendo concluída em 1906 a construção da primeira dessas barragens: a de Cedros, localizada no Ceará. Já nas regiões Sul e Sudeste, o uso de barragens – na época com dimensões ainda pequenas – era motivado principalmente para geração de energia elétrica. Em 1901, no Rio Tietê, entrou em funcionamento a primeira usina hidrelétrica da *São Paulo Tramway, Light and Power Company* (conhecida como Light São Paulo), se tornando responsável pela produção de parte da energia consumida pela cidade de São Paulo.

À medida que as barragens passaram a ser construídas com reservatórios de dimensões maiores, localizados em regiões próximas a populações e centros urbanos, aumentou-se a necessidade de aprimorar os conceitos de projeto e dimensionamento das estruturas, de uma forma geral. Também ganhou importância o tema de Segurança de Barragens, em face ao maior potencial de destruição que esse tipo de construção passou a ter. O rompimento dessas estruturas possui a capacidade de dizimar centenas de vidas e destruir completamente cidades e vilarejos a jusante, tornando de fundamental importância prever, durante as fases de projeto, quaisquer tipos de falhas que possam ocorrer na estrutura e acompanhar seu desempenho ao longo dos anos após sua construção, por meio de estudos de monitoramento e correta instrumentação.

Por outro lado, o aumento do tamanho das barragens construídas ao longo das últimas décadas tornou os valores financeiros envolvidos nesse tipo de obra ainda mais impactantes. Um superdimensionamento de uma barragem, ainda que positivo do ponto de vista da segurança, representa um gasto excessivo e desnecessário de recursos, podendo inviabilizar um empreendimento.

As barragens de concreto à gravidade, definidas como estruturas de concreto sólidas que mantêm sua estabilidade contra cargas de projeto devido à sua forma geométrica, à sua massa e à resistência do concreto (UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1995), são o foco do estudo. Por dependerem essencialmente de suas dimensões para serem estáveis e seguras, demandam um bom entendimento sobre como atuam as cargas na estrutura não só para não apresentarem riscos como também para serem viáveis economicamente.

Nesse sentido, é de suma importância prever e calcular corretamente os carregamentos atuantes sobre a estrutura nas mais diversas situações. Entre as ações que devem ser consideradas na análise de estabilidade de uma barragem estão seu peso próprio; as pressões hidrostáticas, a montante e a jusante (caso exista); a subpressão; as pressões intersticiais nos poros de concreto; empuxos de terra ou silte, em caso de aterros ou assoreamentos a montante ou a jusante; pressões de gelo, consideradas somente em regiões suscetíveis; choques de onda ou ação dinâmica da água; efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto; ações devido à deformação das fundações e das encostas; e forças sísmicas, em regiões sujeitas a sismos (MASON, 1988 *apud* GUTSTEIN, 2003).

Objeto de estudo desse trabalho, a subpressão é caracterizada como o esforço exercido em uma estrutura ou em sua fundação, no sentido ascendente, em função da percolação de água através do maciço, de concreto ou rochoso (GUTSTEIN, 2003).

O cálculo dos esforços de subpressão varia em função do método análise escolhido, não havendo no Brasil nenhuma normatização referente a esse problema. Os Critérios de Projeto Civil (ELETROBRAS, 2003) podem ser empregados para obras nacionais, enquanto os critérios estabelecidos por U. S. Army Corps of Engineers (1995) e por Bureau of Reclamation (1976) são internacionalmente reconhecidos.

Com os valores dos esforços de subpressão calculados, torna-se possível projetar e dimensionar as estruturas de uma barragem, como forma de limitar, na prática, as subpressões registradas a valores limites aceitáveis. O acompanhamento desses valores, durante e após a construção, corresponde às atividades de monitoramento da estrutura. O monitoramento é feito através da leitura e interpretação de dados de instrumentação posicionada em pontos específicos da

estrutura, sendo que o controle é feito com base em valores de atenção e alerta definidos em projeto.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo geral estudar os Critérios de Projeto Civil (ELETROBRAS, 2003), calculando, através desses critérios, as cargas atuantes sobre uma barragem existente e os fatores de segurança (à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento) resultantes da aplicação dessas cargas na estrutura.

O trabalho ainda objetiva analisar os dados de instrumentação da barragem existente, como meio de avaliar quão conservador é o critério Eletrobras (2003) para o cálculo das subpressões atuantes sobre a estrutura. Partindo dos valores de subpressão de fato observados durante a operação da barragem, tem-se como objetivo recalculer os fatores de segurança global da estrutura, avaliando se o dimensionamento da estrutura a partir dos critérios de projeto utilizados resulta em fatores de segurança maiores ou menores do que aqueles realmente observados durante a operação, ou seja, se os critérios nos quais pode ser baseado o dimensionamento de uma estrutura são ou não conservadores.

1.1.2. Objetivos Específicos

1. Estudar os Critérios de Projeto Civil (ELETROBRAS, 2003), tanto para o cálculo da subpressão atuante sobre uma estrutura quanto para o cálculo dos fatores de segurança global dessa estrutura;
2. Obter dados de projeto de uma barragem de concreto à gravidade existente, de modo a aplicar, de maneira prática, os conhecimentos adquiridos nos estudos dos critérios de projeto;
3. Lograda a autorização para a utilização dos dados de projeto, calcular as cargas atuantes sobre a estrutura, de acordo com os critérios de projeto, variando a subpressão (conforme dados de projeto de barragem em operação e critérios analíticos de cálculo);

4. Partindo das cargas atuantes sobre a estrutura em análise, calcular os fatores de segurança à estabilidade global da estrutura, segundo os critérios de projeto pesquisados;
5. Acessar os dados de instrumentação da barragem construída, visando entender o comportamento estrutural a partir de sua construção;
6. Estimar os diagramas de subpressão atuantes sobre a estrutura ao longo do período de operação, além de calcular as demais cargas atuantes sobre a barragem, considerando os níveis d'água registrados ao longo da operação da estrutura;
7. Recalcular os fatores de segurança global da barragem, a partir das cargas atuantes verificadas ao longo da operação;
8. Comparar os fatores de segurança calculados na fase de projeto, segundo Critérios de Projeto Eletrobras (2003), com os fatores verificados ao longo da operação da estrutura, objetivando entender o grau de conservadorismo dos critérios de projeto quando comparados ao que se verifica na prática e quão segura a barragem se apresenta no decorrer do período operacional.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 BARRAGENS

De acordo com Otero (2010), as barragens podem ser descritas como construções que têm por objetivo restringir um curso de rio, com a finalidade de elevar o nível de água para que seja possível derivá-la por um conduto e/ou criar um reservatório que permita prover água nos períodos de escassez ou controlar as cheias durante os períodos chuvosos.

Historicamente, barragens têm sido essenciais para o estabelecimento e sustento de cidades ao permitir que as populações colem e armazenem água nos períodos de abundância, usando-a nos períodos de seca (ICOLD, 2008).

Com o passar dos anos, as barragens se tornaram solução para diferentes problemas, sendo aplicadas em regiões bastante diferentes climaticamente, de acordo com as questões enfrentadas localmente. Ao longo da própria história brasileira, as barragens surgem como meio de lidar com diferentes questões que afetaram, e continuam afetando, regiões bastante diferentes entre si.

Como exemplo, em 1880, o Imperador D. Pedro II, preocupado com a questão das secas que atingiam severamente o Nordeste brasileiro, nomeou uma comissão para recomendar uma solução para o problema. Entre as recomendações, estava a ideia de construir barragens para suprimento de água e irrigação no Polígono das Secas, que contempla nove estados brasileiros atualmente, localizados nas regiões Nordeste e Sudeste, e uma área superior a 950.000 km². Esse fato, que marcou o início do planejamento de grandes barragens no país, teve como um marco a conclusão da barragem de Cedros, no Ceará, em 1906, mostrada na Figura 2.1. Desde então, centenas de barragens foram construídas na região, tornando o Nordeste a região brasileira com maior número de grandes barragens, tomando-se como base a classificação da Comissão Internacional de Grandes Barragens – CIGB (CBDB, 2011).

Por outro lado, ainda conforme o Comitê Brasileiro de Barragens (2011), a implantação de barragens nas regiões Sul e Sudeste do país foram motivadas, principalmente, pela necessidade de geração de energia elétrica. No final do Século XIX, barragens de dimensões ainda discretas começaram a ser

construídas como parte de pequenas usinas hidrelétricas, implantadas para suprimento de cargas modestas e localizadas.



**Figura 2.1 – Barragem de Cedros, no Ceará.
Fonte: Comitê Brasileiro de Barragens, 2011.**

Costa (2012) cita como possíveis objetivos para construção de barragens o abastecimento (doméstico, industrial e para irrigação), o auxílio na geração de energia elétrica nas hidrelétricas, a navegação, o turismo, a piscicultura, o controle de enchentes e a contenção de produtos tóxicos armazenados.

No caso usinas hidrelétricas, de acordo com Schreiber (1977), a construção de uma barragem pode ter três finalidades: concentrar o desnível de um rio para produzir uma queda; criação de um grande reservatório capaz de regularizar o deflúvio; ou, simplesmente, levantar o nível d'água para possibilitar a entrada de água em um canal, túnel ou tubulação que a derive para a casa de força.

O objetivo a que se destina a barragem pode influenciar bastante a escolha do melhor local para implantação da estrutura e o tipo mais adequado de obra. No caso de estruturas de barramento para hidrelétricas, a escolha do local deve priorizar os desníveis do perfil longitudinal do rio, onde cresce o potencial hidráulico. Além disso, o regime hidrológico é importante, pois não são admitidas grandes depleções do reservatório (COSTA, 2012).

A classificação de barragens se dá, normalmente, em função dos materiais utilizados e da forma da estrutura. Os tipos mais comumente empregados são as barragens de concreto, de terra e de enrocamento, além da associação entre

diferentes materiais. As barragens de concreto são divididas entre à gravidade, de arco (podendo ser de arcos múltiplos), de contrafortes, de gravidade aliviada e de arco-gravidade (GUTSTEIN, 2003).

Ainda conforme a autora, a estrutura adotada em cada empreendimento é escolhida com base em uma série de variáveis, como altura e comprimentos necessários para o barramento, definidos em função de estudos hidrológicos e de concepção da obra; condições geológicas; processo construtivo; disponibilidade de equipamentos e materiais na região da obra; *lay-out* do canteiro de obras; entre outras.

Baseando-se nas variáveis locais que condicionam a escolha do tipo de barragem adotada, diversas soluções apresentam-se como tecnicamente viáveis em cada projeto. A seção, então, é escolhida através de um processo iterativo pelo critério de menor custo global (PEREIRA, 2015).

2.2 BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE

Entre as barragens de concreto, uma das possíveis classificações é a de concreto à gravidade, que consiste em estruturas de concreto sólidas que mantêm sua estabilidade contra cargas de projeto devido à sua forma geométrica, à sua massa e à resistência do concreto (U. S. Army Corps of Engineers, 1995).

As primeiras barragens à gravidade, datadas de tempos remotos, eram feitas de alvenaria – feita de arenito e calcário – com face vertical a montante e, a jusante, com face em forma de degraus. A barragem de Marib, cujo vertedouro era de alvenaria à gravidade, foi construída próxima ao ano 500 a.C. na região que hoje é o Iêmen, e alcançou a inédita altura de 14 metros após uma série de alteamentos, sendo usada por cerca de mil anos (ICOLD, 2000).

Os romanos tiveram papel decisivo no avanço da tecnologia de barragens à gravidade ao introduzir concreto e cimento pozolânico. A barragem romana mais alta, com altura superior a 40 metros, foi construída em 50 d.C. e manteve o título de barragem mais alta do mundo por 1.250 anos. Países como Espanha, Líbano e Líbia ainda possuem barragens romanas de pé. No entanto, após a queda do Império Romano, poucos avanços foram registrados nessa área até o Século XIX, sendo o único método de validação do projeto de uma estrutura,

durante esse intervalo, o teste em escala real com o enchimento do reservatório (ICOLD, 2000).

Conforme Andrade (1982), as barragens construídas pelos árabes – as mais antigas conservadas até hoje, exceção feita às já citadas barragens romanas – apresentam seções que parecem seguir exclusivamente a experiência de quem as construiu, sem qualquer critério específico que norteasse seus dimensionamentos e construções.

Atualmente, as barragens de concreto à gravidade são largamente difundidas no mundo e conhecidas pela simplicidade de projeto e construção, pelo alto grau de segurança para qualquer altura de barragem e para quaisquer condições climáticas. No geral, por ser uma estrutura monolítica, é dimensionada a fim de atender à segurança global da estrutura contra deslizamento, tombamento e flutuação, assim como aos critérios de máximas tensões admissíveis, tanto na estrutura como no maciço de fundação (GUTSTEIN, 2003).

O emprego do concreto como material de construção em barragens de aproveitamentos hidráulicos nos últimos 120 anos permite obter um banco de dados confiável sobre o comportamento desse tipo de obra (MARQUES FILHO, 2005), balizados pela instrumentação das estruturas dos barramentos e de suas fundações, com leituras e análise de comportamento estrutural desde a fase de construção, e acompanhamento durante toda a operação da estrutura (ANDRIOLO, 1998).

De acordo com os Critérios de Projeto Civil (ELETROBRAS, 2003), os concretos aplicados às estruturas são definidos em função da resistência do projeto e respectiva idade de referência, sendo que, no caso de concretos sujeitos à ação do fluxo de água em velocidade, também são especificados valores máximos para relação água-cimento e dimensão máxima característica do agregado.

Para o caso de barragens de concreto à gravidade, os dois métodos construtivos mais comuns são o concreto convencional e o concreto compactado a rolo, segundo U. S. Army Corps of Engineers (1995).

2.2.1 Concreto Convencional

Da aplicação de concreto convencional em barragens, devido às grandes dimensões envolvidas, surgiu o conceito de concreto massa (CBDB *et al.*, 1989 *apud* MARQUES FILHO, 2005).

Segundo a definição do American Concrete Institute (2000), concreto massa pode ser entendido como qualquer volume de concreto com dimensões grandes o suficiente para que sejam exigidas providências para lidar com a geração de calor a partir da hidratação do cimento e com a variação de volume, de modo a minimizar a geração de fissuras na estrutura.

O crescimento de obras de grande porte no Brasil, com estruturas apresentando grandes volumes de concreto massa, tornou imperativo o conhecimento das propriedades térmicas do material. O estudo do aumento de temperatura nesse tipo de estrutura, que decorre do calor liberado pela reação exotérmica da hidratação do cimento, só é possível pelo conhecimento da elevação adiabática da temperatura do concreto (FURNAS, 1997).

O processo de hidratação do cimento de concreto convencional limita o tamanho das estruturas projetadas, além da velocidade de colocação do concreto na estrutura. Surge, ainda, a necessidade de construção de uma estrutura monolítica, como resultado da preocupação com a geração de fissuras na estrutura (U. S. Army Corps of Engineers, 1995).

A fissuração de uma estrutura de barragem é induzida pelas variações volumétricas ou pelas tensões térmicas sofridas pelo concreto por diferenciais de temperatura quando, durante seu resfriamento, se ultrapassam sua capacidade de deformação ou sua resistência à tração (FURNAS, 1997).

Segundo U. S. Army Corps of Engineers (1995), o controle de fissuras é alcançado, então, com a construção da barragem em blocos monolíticos individuais, separados por juntas de contração transversais. A largura desses blocos costuma ser de aproximadamente 15 metros.

Quando o concreto é lançado rapidamente na estrutura, o calor de hidratação desenvolvido faz com que sejam atingidas temperaturas elevadas, que devem ser previamente conhecidas por meio de modelos matemáticos. O conhecimento dessa temperatura máxima atingida pelo concreto, assim como seu subsequente resfriamento até a temperatura estabilizada final, permite que sejam adotadas medidas de controle da fissuração, seja eliminando-a ou somente minimizando o problema. Tais medidas incluem a adição de material pozolânico; a redução do consumo de cimento ao mínimo compatível com as exigências de projeto; o uso de cimentos de baixo calor de hidratação; a pré-refrigeração do concreto, através da utilização de água gelada ou gelo em escama, substituição total

ou parcial da água de amassamento e refrigeração dos agregados; e a pós-refrigeração do concreto por meio de serpentinas embutidas, onde se circula água refrigerada ou em temperatura ambiente (FURNAS, 1997).

Segundo Marques Filho (2005), o projeto de barragens de gravidade de concreto deve considerar os efeitos da reação termogênica do cimento, buscando minimizar seu consumo, além de prever juntas transversais de retração que inibam a fissuração do maciço. A redução de consumo de cimento nas obras de concreto massa, de fato, se verifica na prática ao observar o consumo médio em diferentes obras ao longo da história. Marques Filho (2005) reuniu os registros de cinco obras até 1978, nos Estados Unidos e no Brasil, além de apresentar uma média de registros entre os anos de 1900 e 1930, conforme mostrado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Evolução dos consumos de cimento em aproveitamentos hidráulicos.

Data	Aproveitamento	Consumo Cimento (kg/m³)
1900 – 1930	Média de várias obras	350
1936	Norris Dam (EUA)	225
1940	Hiwasee Dam (EUA)	168
1954	Pine Flat Dam (EUA)	130
1970	Ilha Solteira (Brasil)	100
1978	Água Vermelha (Brasil)	90

Fonte: Marques Filho (2005).

Em um projeto de estrutura de concreto massa, as propriedades determinantes são seu comportamento térmico, sua durabilidade e a economia. Frequentemente, a resistência da barragem surge como uma característica secundária, não sendo o foco principal (ACI, 1996).

2.2.2 Concreto Compactado com Rolo

Da tentativa de tornar mais competitivas as soluções em concreto para aproveitamentos hidráulicos, surgiu o conceito de Concreto Compactado com Rolo (CCR). A ideia da alternativa era aumentar a velocidade de produção, por meio da mecanização, diminuir a mão de obra por produto unitário e, ainda, diminuir o consumo de cimento nas obras (MARQUES FILHO, 2005).

Concreto compactado com rolo é definido pelo American Concrete Institute (ACI, 2000) como um concreto que pode ser compactado por rolagem, ou seja, que pode suportar um equipamento com rolos durante sua compactação, em estado ainda não-endurecido.

Assim, o CCR se diferencia do concreto convencional, principalmente, por sua consistência. Para que seja efetivamente consolidado durante o processo de rolagem, o concreto deve secar o suficiente para que o rolo vibratório não afunde, enquanto necessita ser suficientemente úmido, de modo a permitir a distribuição adequada da argamassa durante as operações de mistura e de compactação vibratória (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A sequência típica de execução de obras usando concreto compactado com rolo, após sua dosagem, inclui mistura, transporte, lançamento, espalhamento e compactação. Todo o processo deve ser feito da maneira mais rápida possível e com o menor remanuseio. As condições do canteiro afetam o tempo limite para cada operação, porém a recomendação média é que o lançamento ocorra em 15 minutos após o início da mistura, que o espalhamento ocorra em 15 minutos após o lançamento e, por fim, que a compactação ocorra em 15 minutos após o espalhamento (ANDRIOLO, 1998). A Figura 2.2 mostra a execução de CCR na barragem da UHE Mauá, no Paraná.



Figura 2.2 – Execução de CCR na barragem da UHE Mauá, no Paraná.

Fonte: Infraestrutura Urbana.

Ainda segundo Andriolo (1998), o tempo entre início da mistura e final da compactação, que em condições normais corresponde a cerca de 45 minutos, pode variar de acordo com as condições ambientais no local de obra.

A fase de transporte do concreto é feita por caminhões basculantes, ou então através da utilização intensiva de correias transportadoras. O espalhamento, em seguida, usa tratores de esteiras, cujas lâminas colocam o concreto em sua posição final, além de acertar a adequada espessura para compactação. Por fim, a compactação é feita com o auxílio de rolos compactadores vibratórios. As fôrmas das faces de montante e jusante são temporariamente fixas, e manuseadas por empilhadeiras ou guindastes leves (MARQUES FILHO, 2005).

Os custos da alternativa, de acordo com U. S. Army Corps of Engineers (1995), são mais baixos devido à velocidade de construção, alcançada através de processos construtivos similares à construção de aterros.

Ainda, as vantagens econômicas – em comparação às barragens de concreto convencional – se devem aos custos de fôrmas serem mais baixos, devido ao método de lançamento das camadas; e ao menor custo com transporte, lançamento e compactação do concreto, visto que o concreto pode ser transportado com caminhões basculantes, espalhado por tratores de lâmina e compactado com rolos vibratórios (HIROSE e YANAGIDA, 1984 *apud* MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Andriolo (1998) cita como vantagens, também, a redução do impacto ambiental, o menor custo dos materiais aplicados, o encurtamento do período de construção, as melhores condições de segurança no canteiro de obras, a tecnologia de construção conhecida e já consolidada, além de melhores condições de controle do fluxo do rio, gerando menos riscos.

Com o crescente número de barragens construídas utilizando o concreto compactado com rolo (CCR), a permeabilidade da estrutura ganhou uma importância muito grande. O coeficiente de permeabilidade do CCR, que pode ser fabricado com teores muito baixos de cimento, pode ser mantido reduzido a níveis de concreto convencional. Para isso, deve ser convenientemente dosado com material mais fino que a peneira nº 200 – agregado pulverizado ou pozolanas (FURNAS, 1997). Outras propriedades do concreto compactado com rolo, em seu estado endurecido, são similares ao concreto convencional (U. S. Army Corps of Engineers, 1995).

2.3 AÇÕES ATUANTES

Para o dimensionamento de barragens de concreto à gravidade, a determinação das cargas que solicitam a estrutura é essencial (U. S. Army Corps of Engineers, 1995). Os itens a seguir abordam individualmente algumas das cargas que afetam o dimensionamento dessas estruturas.

2.3.1 Peso Próprio e Demais Cargas Permanentes

A principal carga permanente atuante em uma barragem é seu peso próprio, enquanto outras cargas permanentes relevantes são os elementos construtivos fixos e demais instalações permanentes (SOUZA, 2017).

O peso próprio da estrutura é função do peso específico do concreto utilizado, bem como de suas dimensões. A multiplicação do peso específico do material e do volume da estrutura resulta em uma carga que, para fins de cálculo, é aplicada no centro de gravidade da barragem. A Equação 2.1 apresenta o cálculo do peso próprio da estrutura, onde $V_{barragem}$ é o volume da barragem, dado em m^3 , e $\gamma_{concreto}$ é o peso específico do concreto utilizado na construção da estrutura, dado em kN/m^3 .

$$PP = V_{barragem} * \gamma_{concreto} \quad (2.1)$$

Normalmente, assume-se um valor igual a 24 kN/m^3 para o peso específico do concreto, porém um estudo mais detalhado pode ser feito para estimar um valor mais exato, em função dos agregados empregados (GUTSTEIN, 2003). Segundo Eletrobras (2003), os valores de peso específico que o concreto massa pode assumir variam entre 21 e 26 kN/m^3 , de acordo com a escolha dos agregados.

U. S. Army Corps of Engineers (1995) cita ainda como cargas permanentes aterros sobrepostos e aparelhos fixos, como comportas e pontes.

2.3.2 Pressões Hidrostáticas

Pressões hidrostáticas dizem respeito ao empuxo atuante sobre a estrutura da barragem em função dos níveis de água observados na estrutura. São consideradas na verificação de estabilidade da estrutura as pressões hidrostáticas

de montante e de jusante (em caso de previsão de nível d'água a jusante na elaboração do projeto).

As pressões hidrostáticas são representadas nos projetos através de diagramas triangulares, variando linearmente com a profundidade a partir da superfície da água (ELETROBRAS, 2003). A Figura 2.3, a seguir, mostra a representação das pressões hidrostáticas atuantes sobre uma barragem genérica, sendo que a força resultante, para fins de verificação de estabilidade, é aplicada a uma altura de um terço da altura total da coluna de água, no centro geométrico da força distribuída.

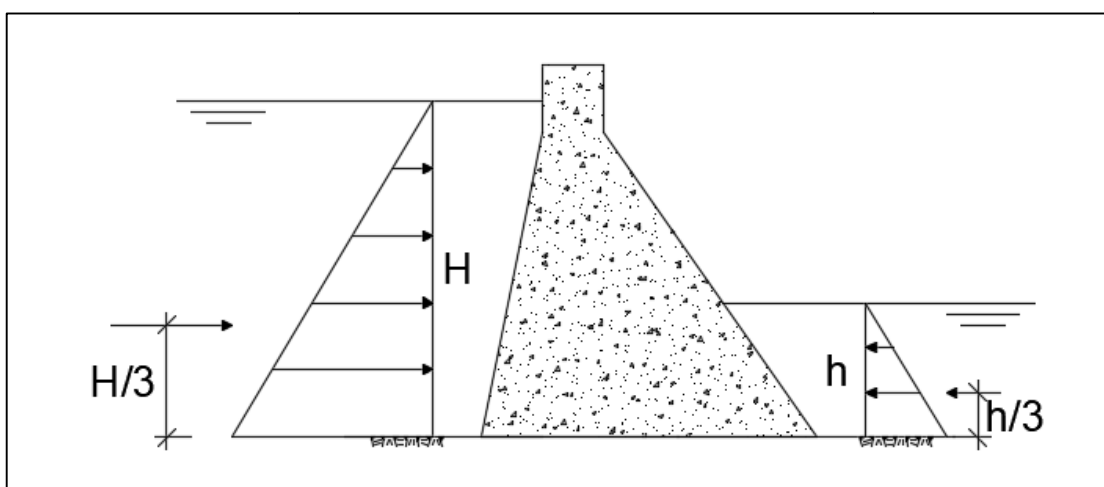


Figura 2.3 – Representação das pressões hidrostáticas atuantes sobre uma estrutura.

A determinação das pressões hidrostáticas se dá a partir de estudos hidrológicos, meteorológicos e de regulação do reservatório. A frequência com que cada nível d'água ocorre deve ser determinada para definição dos níveis considerados nas diferentes condições de carregamento analisadas (U. S. Army Corps of Engineers, 1995).

A variação do empuxo em função da altura de água pode ser expressão pela Equação 2.2, em que $\gamma_{\text{água}}$ é o peso específico da água, igual a 10 kN/m³, h é a altura da coluna d'água, dada em metros, e B é a largura da seção considerada, também em metros.

$$H = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_{\text{água}} \cdot h^2) \cdot B \quad (2.2)$$

No caso de análises bidimensionais de estruturas, a análise é feita por metro de estrutura. Dessa forma, nesse tipo de análise, a largura B da seção é igual a um metro (SOUZA, 2017).

2.3.3 Pesos de Água

Nas verificações de estabilidade das estruturas, podem ser considerados pesos de água atuantes a montante e a jusante da estrutura. Os pesos de água considerados variam em função dos níveis d'água considerados nas análises e da geometria da seção da estrutura. Faces de 90 graus a montante, por exemplo, tornam desnecessária a consideração de peso de água na região, devendo ser considerada somente a pressão hidrostática atuante sobre a face.

O peso de água é calculado pela Equação 2.3, onde $V_{\text{água}}$ é o volume acumulado de água, dado em m^3 , e $\gamma_{\text{água}}$ é o peso específico da água, dado em kN/m^3 .

$$PA = V_{\text{água}} * \gamma_{\text{água}} \quad (2.3)$$

2.3.4 Subpressão

A subpressão pode ser entendida como um esforço exercido em uma estrutura ou em sua fundação, no sentido ascendente, em função da pressão decorrente da percolação de água através do maciço de concreto, rochoso ou de terra (LEVIS, 2006).

A subpressão ocorre através de seções da barragem, na interface entre barragem e fundação ou através de seções da fundação. Esse tipo de pressão se encontra dentro de fraturas, poros, juntas e emendas, seja na estrutura da barragem ou no maciço de fundação. Na prática, a pressão exercida sobre a estrutura varia ao longo do tempo, sendo relacionada às condições de contorno no momento (níveis de água a montante e jusante, por exemplo) e à permeabilidade dos materiais (U. S. Army Corps of Engineers, 1995).

A Figura 2.4, mostrada a seguir, apresenta uma representação de uma distribuição de subpressões atuantes sobre uma estrutura genérica. Os diagramas de subpressão calculados variam de acordo com os níveis d'água considerados a montante e a jusante (H_m e H_j), bem como com as características previstas para a operação da drenagem.

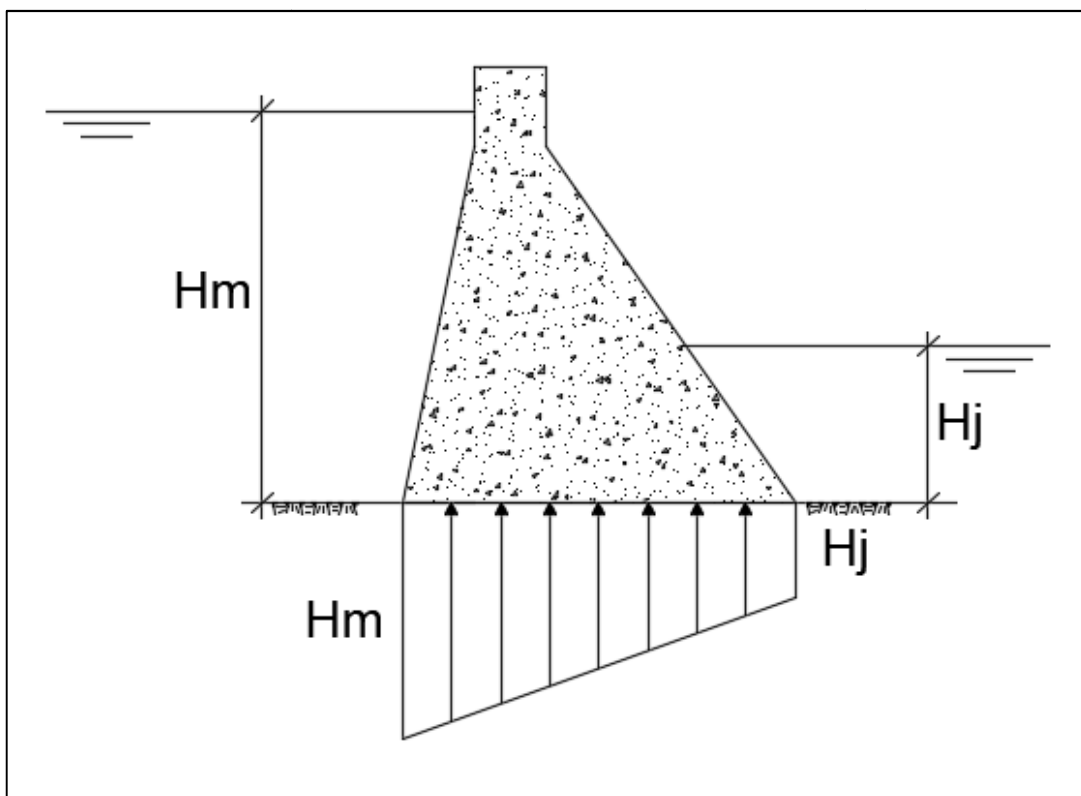


Figura 2.4 – Representação de subpressão atuante sobre uma estrutura.

De acordo com Levis (2006), a subpressão não era considerada em projetos de estruturas hidráulicas até o final do século XIX. Somente após o acidente de Bouzey, no ano de 1895, as pressões de água instaladas no maciço e a força atuante de subpressão passaram a ser entendidas como possíveis causas de colapsos em barragens.

Sua importância, em projetos, reside na análise das condições de estabilidade de barragens em planos potenciais de ruptura, diminuindo o peso efetivo da estrutura sobrejacente e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento ao longo desses planos. Esses planos incluem o plano de contato concreto/rocha e os planos de fraqueza do maciço rochoso, quando houverem (GUTSTEIN, 2011).

O entendimento da ação da subpressão revolucionou os tratamentos de fundações de barragem. A partir de então, a execução de vedações com cortinas de injeção de cimento, associadas com drenagem, passou a ter grande importância para a segurança e viabilidade econômica das obras (LEVIS, 2006).

De acordo com Guimarães (1988), a compreensão do comportamento dos meios naturais que constituem as fundações das estruturas, com relação ao fenômeno da percolação de água, é fundamental para a correta adoção dos

dispositivos adequados de drenagem. Em caso de ausência de informações, ou então de informações incorretas, os dispositivos adotados podem ser inúteis e onerosos ou, situação mais grave, ilusórios quanto à segurança conferida ao projeto.

2.4 PERCOLAÇÃO EM BARRAGENS

Por ser comum, antigamente, o uso de alvenarias de pedra com argamassa de cal hidratada em construções de barragens, era frequente a adoção de seções largas como meio de controlar infiltrações nas estruturas, conforme indica Andrade (1982). A introdução do concreto nos projetos, há pouco mais de um século, alterou a permeabilidade das barragens construídas, porém não eliminou a preocupação que a água continua a despertar nos projetistas desse tipo de estrutura.

Um projeto de barragem, ou de qualquer outra estrutura sujeita a pressões de água, deve considerar o efeito da água no desempenho de sua fundação, sendo necessário controlar a percolação de água para garantir sua estabilidade e controlar a perda de água (SOUZA, 2017).

O fluxo de fluidos através de um meio permeável, segundo Fiori e Wandresen (2014), é descrito pela lei básica enunciada por Darcy (1856) – chamada lei de Darcy –, e demonstra que o fluxo de um aquífero por unidade de área (v) é proporcional ao gradiente hidráulico i , tomado na direção do fluxo, segundo a Equação 2.4, apresentada a seguir.

$$v = k \cdot i \quad (2.4)$$

O coeficiente k na equação é chamado coeficiente de permeabilidade e possui expressão dimensional de uma velocidade, sendo expresso normalmente em cm/s no sistema métrico (FIORI e WANDRESEN, 2014).

De acordo com Souza (2017), o coeficiente de permeabilidade é a propriedade da rocha que governa a percolação e a perda de carga hidráulica no maciço.

A Tabela 2.2, a seguir, apresenta valores de referência – organizados por Cruz (1996) – para o coeficiente de permeabilidade k , que varia de acordo com o tipo de rocha encontrado. Segundo Souza (2017), os valores são, comumente, apresentados em intervalos porque há variações entre os maciços rochosos, que

possuem diferentes históricos e exposições, impossibilitando a determinação de um único valor.

Tabela 2.2 – Coeficientes de permeabilidade em rochas

Tipo	k (cm/s)
Rochas maciças	$10^{-9} - 10^{-10}$
Rochas alteradas	10^{-6}
Rocha maciça com fissuras de 0,1 mm/m	4.10^{-3}

Fonte: Cruz (1996).

Ainda que em muitos projetos seja adotada uma hipótese de isotropia ou ortotropia do maciço, essas condições não constituem a regra, raramente ocorrendo de fato – ainda mais se tratando de maciços rochosos. Devido às fraturas, os maciços normalmente se caracterizam como meios anisotrópicos, cujas direções principais estão condicionadas à orientação das fendas (GUIMARÃES, 1988).

Os maciços rochosos podem ser entrecortados por diversas famílias de descontinuidades, cada qual com distribuição do espaçamento e abertura de fraturas que lhes são particulares. No geral, em comparação à escala do problema, as fraturas nos maciços possuem dimensões finitas, o que não torna o fluxo em uma fratura independente das demais: para percolar através das fraturas em determinada direção, o fluido deve percolar através de fraturas em outras direções que se interconectam à primeira (CELESTINO, 1986 *apud* AZEVEDO e ALBUQUERQUE FILHO, 1998). Dessa forma, segundo Azevedo e Albuquerque Filho (1998), não é possível tratar individualmente cada uma das fraturas presentes no maciço.

Conforme Fiori e Carmignani (2011), a percolação de água através de maciços rochosos se dá, principalmente, pelo fluxo através de descontinuidades (permeabilidade secundária), sendo que altas velocidades de fluxo podem resultar em perdas de carga por causa da turbulência.

De acordo com Guimarães (1988), nos casos de maciços com porosidade de fraturas, que constituem a grande maioria dos casos, considera-se a fratura como o elemento unitário básico, sendo a espessura e a rugosidade parâmetros hidráulicos fundamentais no estudo do escoamento em cada sistema. Além disso, o sistema sofre influência do espaçamento, continuidade e orientação das fraturas presentes.

É importante ressaltar, ainda, que o comportamento hidrogeotécnico do maciço de fundação de estruturas é função não somente das características geológicas a ele intrínsecas, mas das solicitações que a implantação de uma obra impõe, de maneira que a interação obra x meio físico se torna condicionante do comportamento hidráulico esperado para o maciço ao longo da vida útil da obra (GUIMARÃES, 1988).

A percolação de água através de um maciço (de concreto, rochoso ou de terra) tem como consequência direta um esforço exercido no sentido ascendente, conhecido como subpressão (LEVIS, 2006). Segundo Souza (2017), por ser diretamente relacionada à rede de fluxo formada sob as estruturas, é possível obter a distribuição da subpressão a partir de análises de percolação.

2.5 CRITÉRIOS DE PROJETO DA ELETROBRAS PARA DETERMINAÇÃO DA SUBPRESSÃO

De acordo com a Eletrobras (2003), no caso de fundações contínuas, deve-se considerar que a subpressão atua sobre toda a área da base. Nas extremidades de montante e jusante da barragem, respectivamente, a subpressão é considerada igual às alturas hidrostáticas de montante (H_m) e jusante (H_j), representadas na Figura 2.5.

Quando não há previsão de drenos no projeto, ou então quando se considera o dreno inoperante na análise, o critério da Eletrobras (2003) considera que os valores de subpressão variam linearmente entre montante e jusante, como mostrado na Figura 2.5, a seguir.

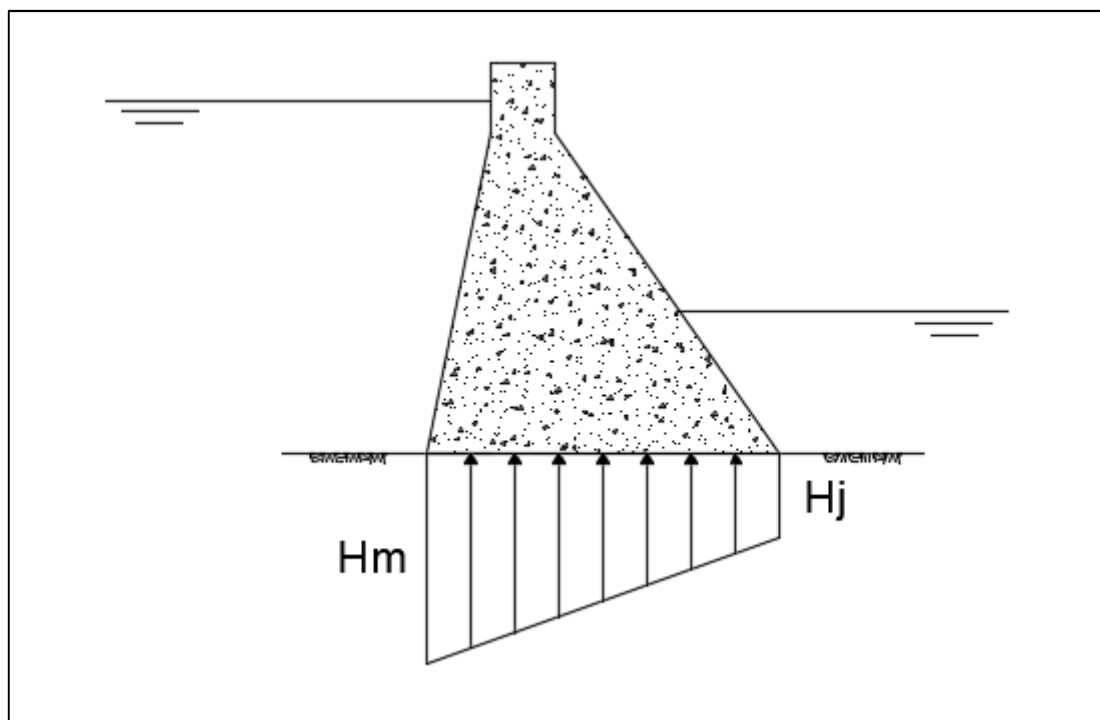


Figura 2.5 – Diagrama de subpressão sem drenos operantes na estrutura.

Em situações onde são verificadas tensões de tração a montante durante as verificações de estabilidade global das estruturas na região de contato concreto/fundação, a seção é considerada frágil, não resistente à tração, de modo que surgem aberturas no contato. As tensões de tração na região, com conseqüente abertura do contato, só são admitidas nos casos excepcional e limite, com abertura limitada a 1/3 da seção. No contato aberto, conforme mostra a Figura 2.6, é aplicado o valor integral da subpressão considerada a montante. A partir do final da abertura, em conformidade com a linha piezométrica original, a variação é linear até o valor registrado a jusante.

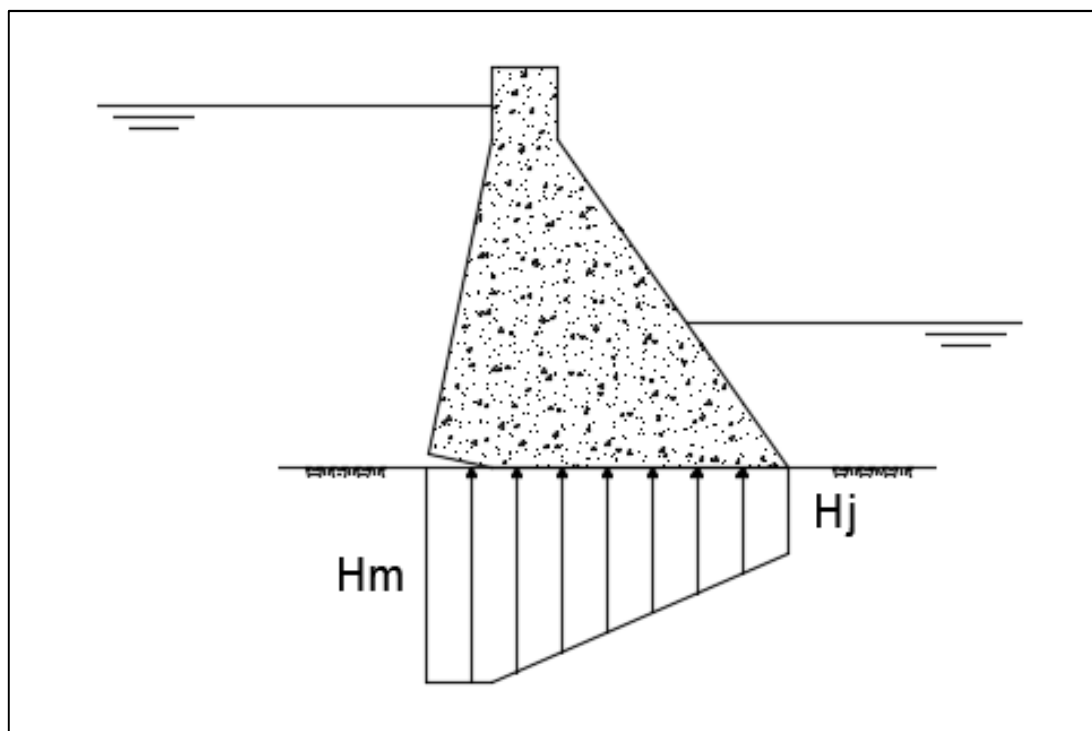


Figura 2.6 – Diagrama de subpressão, considerando contato aberto.

No caso da existência de uma linha de drenos operantes, com a cota inferior da galeria de drenagem na cota do nível d'água a jusante ou abaixo (ou seja, $H_j \geq h_g$, sendo h_g a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos e o plano de referência analisado, conforme representado na Figura 2.7), a subpressão na linha de drenos é calculada a partir da Equação 2.5. Considera-se a altura hidrostática igual ao nível de água de jusante acrescido de um terço da diferença entre as alturas hidrostáticas de montante e jusante. A partir desse ponto, a subpressão varia linearmente até as extremidades, com valores determinados em função dos níveis d'água considerados no projeto.

$$H_{dm} = H_j + \frac{1}{3} * (H_m - H_j) \quad (2.5)$$

Onde:

- H_{dm} : subpressão na linha de drenagem;
- H_j : altura hidrostática a jusante (coluna d'água a jusante em relação ao plano de análise);
- H_m : altura hidrostática a montante (coluna d'água a montante em relação ao plano de análise).

Já no caso de a galeria de drenagem ter sua cota inferior acima do nível d'água a jusante, a subpressão nesse ponto é determinada pela Equação 2.6, com h_g considerando o plano de referência.

$$H_{dm} = h_g + \frac{1}{3} * (H_m - h_g) \quad (2.6)$$

Onde:

- H_{dm} : subpressão na linha de drenagem;
- h_g : dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos e a cota do plano analisado (plano concreto-rocha);
- H_m : altura hidrostática a montante.

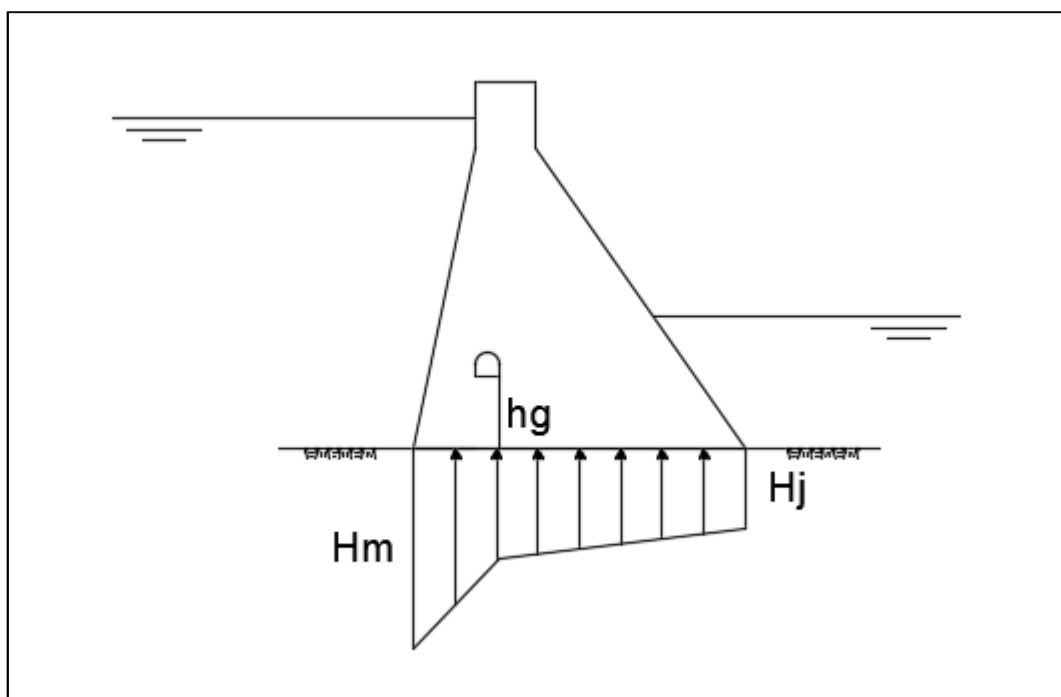


Figura 2.7 – Subpressão com uma linha de drenos operantes.

Segundo a Eletrobras (2003), outra preocupação do projeto deve ser a distância da extremidade de montante da estrutura até a linha de drenos. Essa não deve ser considerada menor do que 8% da altura hidrostática máxima de montante.

Nos casos de carregamento excepcional e limite, durante a verificação de estabilidade global das estruturas, deve ser considerada a situação de drenos inoperantes. Nesse caso, despreza-se o efeito de qualquer cortina de injeção ou de drenagem, com a subpressão variando linearmente entre os valores de pressão de montante e jusante (H_m e H_j , respectivamente), conforme mostra a Figura 2.8.

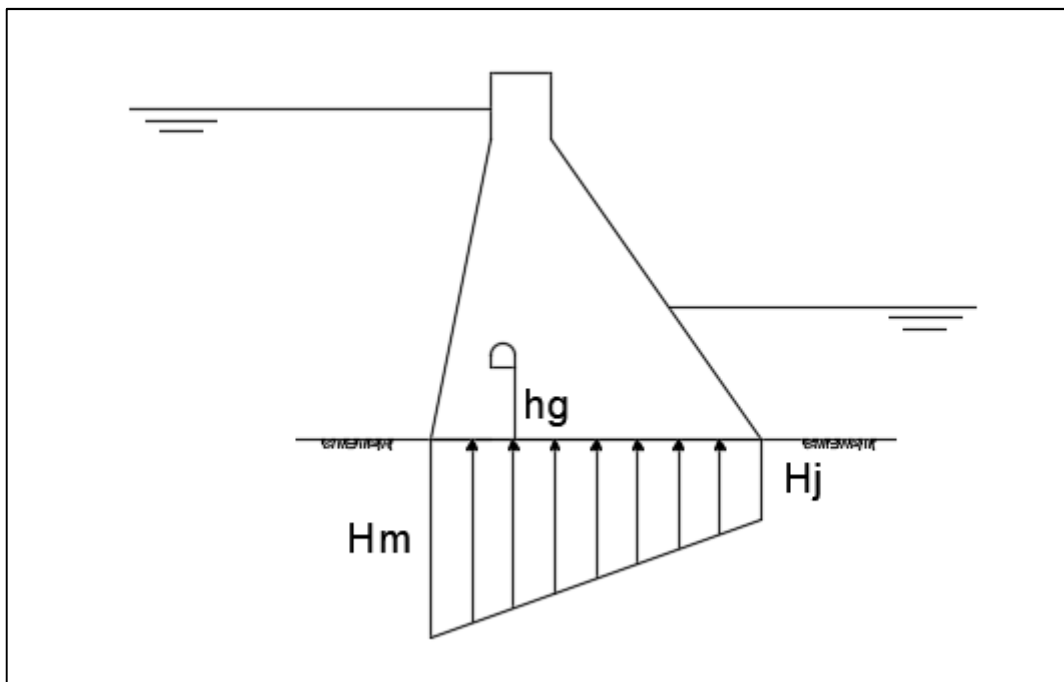


Figura 2.8 – Diagrama de subpressão com drenos inoperantes.

2.6 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

As verificações de estabilidade global, bem como os respectivos cálculos dos esforços internos (tensões), devem ser realizadas considerando diferentes condições de carregamento.

Segundo a Eletrobras (2003), devem ser consideradas as condições de carregamento normal, excepcional, limite e de construção, detalhadas nos itens a seguir.

2.6.1 Condição de Carregamento Normal (CCN)

A condição de carregamento normal diz respeito às combinações de ações com grandes probabilidades de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais (ELETROBRAS, 2003).

Segundo Eletrobras (2003), para a verificação de estabilidade da estrutura durante a condição de carregamento normal, consideram-se atuantes as seguintes cargas:

- peso próprio da estrutura e demais equipamentos fixos;
- carga acidental uniformemente distribuída, concentrada e cargas móveis;

- carga relativa às atividades rotineiras de operação e manutenção da estrutura;
- empuxos hidrostáticos com o nível de água do reservatório variando entre os níveis máximo normal e mínimo normal;
- subpressão com drenagem operante; e
- outras: empuxo de terraplenos e de assoreamento, pressão hidrodinâmica devido a esforços hidráulicos, pressão intersticial, esforços devido ao vento, variações de temperatura e retração do concreto e ancoragens ativas.

2.6.2 Condição de Carregamento Excepcional (CCE)

A condição de carregamento excepcional é uma combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Geralmente, considera a ocorrência de apenas uma ação excepcional, como condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, entre outros. Todas as outras ações consideradas apresentam comportamento igual ao da condição de carregamento normal (ELETROBRAS, 2003).

De acordo com Eletrobras (2003), para a verificação da estabilidade da estrutura, no caso de condição de carregamento excepcional, deve-se considerar a adição de uma das seguintes cargas à análise feita para a condição de carregamento normal:

- empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao nível de água do reservatório variando entre os níveis de água máximo maximorum e mínimo maximorum;
- subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- pressão hidrodinâmica devido a ação sísmica; e
- efeito de onda.

2.6.3 Condição de Carregamento Limite (CCL)

A condição de carregamento limite corresponde a uma combinação de ações com probabilidade muito baixa de ocorrência ao longo da vida útil da

estrutura. Em geral, essa combinação considera a ocorrência de mais do que uma ação excepcional, resultado em uma situação mais crítica do que a descrita na condição de carregamento excepcional (ELETROBRAS, 2003).

Conforme Eletrobras (2003), a condição de carregamento limite implica na adição de pelo menos duas das seguintes cargas excepcionais:

- empuxos hidrostáticos e subpressão associada ao nível de água do reservatório variando entre os níveis de água máximo maximumum e mínimo maximumum;
- subpressão decorrente de drenagem inoperante ou de falhas no sistema de drenagem;
- pressão hidrodinâmica devido a ação sísmica; e
- efeito de onda.

2.6.4 Condição de Carregamento de Construção (CCC)

A condição de carregamento de construção corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante o período de execução da obra. Essas ações podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas somente parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes, entre outros, ocorrendo durante períodos curtos quando comparados à sua vida útil (ELETROBRAS, 2003).

Eletrobras (2003) lista como possíveis cargas atuantes durante a condição de carregamento de construção, em caráter genérico, as seguintes condições de carregamento, que devem ser analisadas e completadas em função de cada caso específico:

- condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular, como adufas vazias para o vertedouro, por exemplo;
- cargas de equipamentos de construção e montagem;
- cargas devidas a ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares, cargas de compactação de aterros e reaterros;

- cargas vivas excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- cargas hidrostáticas e subpressões anormais devidas a esvaziamentos temporários; e
- esforços devidos a injeções.

2.7 SEGURANÇA GLOBAL DE BARRAGENS DE GRAVIDADE

Como meio de atender à segurança global da estrutura e aos critérios de tensões admissíveis, o dimensionamento estrutural utiliza um processo iterativo, que envolve a elaboração de um arranjo preliminar da estrutura, seguida de estudos de estabilidade e análises de tensões. Caso a estrutura não atenda aos critérios de segurança, o arranjo deve ser modificado e analisado novamente. Por outro lado, caso os critérios sejam atendidos com folga, um novo estudo pode ser feito para otimização do projeto. Esse processo segue iterativamente até que uma seção ótima, segura e econômica, seja encontrada (GUTSTEIN, 2003).

De acordo com SOUZA (2017), o dimensionamento estrutural tem como objetivo minimizar o risco de ocorrência de colapso estrutural, baseando-se em parâmetros descritos como níveis aceitáveis de risco, assim como conferir o funcionamento adequado da estrutura durante seu período de vida útil.

Por estar relacionada diretamente com a geometria da barragem, a verificação de estabilidade deve ser executada durante as fases iniciais do projeto. Características como a inclinação dos paramentos de montante e jusante, o aumento da área da seção (e de seu peso, conseqüentemente), a inclinação e a geometria da base de ligação, entre outros, podem sofrer influência dos cálculos de estabilidade estrutural (SOUZA, 2017).

A análise de segurança global deve ser feita para as principais estruturas, elementos estruturais e sistemas de interação entre fundações e estruturas submetidas aos diversos casos de carregamentos. Essa análise deve englobar a análise de estabilidade no contato concreto-rocha e em planos superiores e inferiores ao da fundação, bem como a análise de tensões e deformações, a definição dos coeficientes de segurança e a verificação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais (ELETROBRAS, 2003).

A análise estrutural de uma barragem de concreto à gravidade deve ser feita considerando-a um conjunto monolítico, podendo ser assimilada a um corpo rígido (CBDB, 2001). Devem ser analisadas as condições globais de estabilidade da estrutura quanto à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento, considerando os casos de carregamento já mencionados, bem como os potenciais planos de ruptura.

Abordam-se a seguir as verificações de tensões e de estabilidade global segundo os Critérios Eletrobras (2003).

2.7.1 Análise de Tensões

A análise da segurança global das estruturas de concreto se inicia com a análise de tensões atuantes sobre a base. O cálculo das tensões atuantes a montante e a jusante se dá através da Equação 2.7, mostrada a seguir.

$$\sigma = -\frac{F_N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M_C}{b \cdot h^2} \quad (2.7)$$

Na equação apresentada, F_N indica o somatório das forças normais, enquanto M_C representa o somatório dos momentos atuantes sobre o plano de análise da estrutura, tendo como referência o seu centro geométrico, sendo o plano igual ao contato concreto-rocha, este correspondente à base da estrutura. As variáveis b e h indicam as dimensões (espessura e comprimento) da base do bloco considerado, sendo que a espessura comumente é considerada igual a 1, de modo a transformar um problema tridimensional em um problema bidimensional.

Para a condição de carregamento normal, somente são aceitas tensões de compressão atuante sobre a base de uma estrutura, enquanto para as demais condições de carregamento são aceitas também tensões de tração, desde que as fissuras geradas pelas tensões de tração sejam limitadas a um terço da área da base.

Nos casos em que são calculadas tensões de tração sobre a base, os diagramas de subpressão devem ser recalculados conforme indicado na Figura 2.6. Além disso, os cálculos de tensões atuantes sobre a base devem ser refeitos, considerando, dessa vez, somente a área comprimida da base. Dessa forma, o centro geométrico da base, referência para o cálculo dos momentos atuantes, se

altera, passando a ser considerado o centro geométrico da área comprimida da base.

Esse processo é feito até que, na área considerada comprimida da base, só sejam registradas, de fato, tensões de compressão. A estrutura é considerada estável quando atender aos critérios de verificação de estabilidade global e de tensões atuantes para a configuração final de base comprimida.

Ainda, deve-se analisar se o concreto utilizado na construção da estrutura possui a capacidade de resistir aos esforços de compressão atuantes sobre a estrutura. Essa análise é feita de acordo com o caso de carregamento analisado, sendo que o caso normal admite uma resistência do concreto menor do que o caso limite, por exemplo, conforme mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Tensões Admissíveis à Compressão, segundo Critérios Eletrobras (2003).

Caso de Carregamento	Tensão Admissível à Compressão
Normal	0,50.f _{ck}
Excepcional	0,60.f _{ck}
Limite	0,65.f _{ck}

2.7.2 Fator de Segurança à Flutuação (FSF)

O fator de segurança à flutuação, de acordo com Eletrobras (2003), é definido como a relação entre a soma das forças gravitacionais (ΣV) e a soma das forças de subpressão (ΣU), conforme mostra a Equação 2.8, a seguir.

$$FSF = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} \quad (2.8)$$

Para o cálculo do fator de segurança à flutuação, devem ser desprezadas quaisquer contribuições favoráveis devidas à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação. As forças verticais consideradas devem incluir as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio de equipamentos permanentes e de lastros (água ou aterro) e sistemas de ancoragem, caso estes sejam utilizados durante determinados estágios da construção. Cargas acidentais devem ser ignoradas nas verificações de estabilidade (ELETROBRAS, 2003).

2.7.3 Fator de Segurança ao Tombamento (FST)

Segundo Eletrobras (2003), o fator de segurança ao tombamento, em qualquer direção, é definido como a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou a uma linha efetiva de rotação, conforme a Equação 2.9, mostrada a seguir.

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (2.9)$$

Na equação acima, $\sum M_e$ representa o somatório dos momentos estabilizantes que atuam sobre a estrutura, sendo esses momentos causados pelo peso próprio da estrutura, pelas cargas permanentes mínimas e pelo peso próprio dos equipamentos permanentes, caso sejam instalados.

$\sum M_t$ representa o somatório dos momentos de tombamento devidos à atuação de cargas desestabilizantes, como pressão hidrostática, subpressão, empuxos de terra, entre outros. Os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação devem ser desprezados.

2.7.4 Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD)

A verificação da estabilidade de uma estrutura ao deslizamento (escorregamento) demanda uma seleção das superfícies de ruptura de modo a incluir todos os planos de menor resistência possível, além dos planos submetidos a tensões críticas na estrutura, na fundação e no contato estrutura-fundação, sobre os quais a estrutura possa sofrer movimento de deslizamento como corpo rígido (ELETROBRAS, 2003).

A análise dos fatores de segurança ao deslizamento deve incluir a coesão no contato concreto-rocha, a menos que as investigações indiquem o contrário. Como valores básicos, são utilizados os parâmetros geomecânicos extraídos dos resultados de investigações e ensaios preliminares (ELETROBRAS, 2003). Considera-se que a segurança ao deslizamento está verificada caso a igualdade da Equação 2.10, mostrada a seguir, seja atendida.

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \cdot \text{tg}(\phi_i)}{FSD_\phi} + \frac{\sum (C_i \cdot A_i)}{FSD_c}}{\sum T_i} \geq 1,0 \quad (2.10)$$

Onde:

- FSD_ϕ : fator de redução da resistência ao atrito;
- FSD_c : fator de redução da resistência à coesão;
- $\sum N_i$: somatório das forças normais à superfície de deslizamento;
- ϕ_i : coesão característica ao longo da superfície de deslizamento;
- C_i : coesão característica ao longo da superfície de deslizamento;
- A_i : área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise;
- $\sum T_i$: somatório de forças paralelas à superfície de deslizamento.

Os fatores de redução ao atrito e à coesão são definidos pela Eletrobras (2003) em função do caso de carregamento considerado, sendo que a adoção desses fatores pressupõe um razoável conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Caso esse conhecimento seja precário ou os materiais não apresentem consistência de comportamento, os valores devem ser aumentados.

3 METODOLOGIA

3.1 INTRODUÇÃO

A revisão bibliográfica do trabalho foi organizada com o objetivo de conceituar barragens e definir sua importância para o avanço de países, independente de suas condições geográficas e climáticas. As diferentes soluções para esse tipo de estrutura foram citadas, assim como suas diferentes aplicações e finalidades ao redor do mundo.

O foco, entre os tipos de barragens comumente construídas, corresponde a barragens de concreto, mais especificamente de concreto à gravidade. A bibliografia nacional referente ao assunto é vasta, composta principalmente por livros abordando as soluções de concreto convencional (que geram problemas com relação à temperatura), e de concreto compactado com rolo. O detalhamento dessas diferentes soluções, por não ser o objetivo do trabalho, não foi feito, optando-se apenas por citar algumas questões gerais de projeto e processo construtivo e detalhes que foram julgados pertinentes.

Em seguida, abordou-se o tema da percolação nas estruturas de barragem e nos maciços rochosos, como meio de tornar melhor compreensível a subpressão, tema principal do trabalho.

A partir do conhecimento do fenômeno da percolação em maciços rochosos, a subpressão em barragens passou a ser discutida. Dentre diversos métodos existentes ao redor do mundo para a determinação dos diagramas de subpressão atuantes sobre uma estrutura e para a verificação das condições de segurança global estrutural, os critérios de projeto da Eletrobras (2003) foram detalhados ao longo da revisão bibliográfica do trabalho e usados em um estudo de caso, discutido em maiores detalhes no item 4.

A aplicação dos conhecimentos adquiridos ao longo da revisão bibliográfica foi realizada através de um estudo de caso, tendo sido escolhida uma barragem construída no rio Jordão, no estado do Paraná. A autorização para o uso dos dados dessa barragem se deu junto à empresa proprietária, que forneceu informações referentes à operação da estrutura, como dados de leitura dos instrumentos instalados, e junto à empresa projetista, que disponibilizou os critérios

de projeto adotados, bem como os desenhos e memoriais de cálculo das estruturas construídas.

Nos itens seguintes, são especificadas as informações disponibilizadas pela empresa proprietária e pela empresa projetista. Ainda, é pormenorizada a metodologia que levou aos resultados obtidos pelo trabalho e discutidos na sequência.

3.2 CARACTERÍSTICAS DO PROJETO ESTUDADO

A estrutura estudada consiste em um total de 33 (trinta e três) blocos de concreto compactado por rolo, separados entre si por juntas de contração. A Figura 3.1, apresentada a seguir, mostra a vista de jusante da barragem e da soleira vertente, discriminando os blocos que compõem a estrutura.

Na margem direita, dez blocos de diferentes dimensões (chamados Blocos 01 a 10) compõem a barragem de concreto à gravidade, somando um total de 151,50 metros de comprimento. O Bloco 11, com 18,00 metros de comprimento, constitui um bloco de transição entre a barragem, na margem direita, e a soleira vertente, no centro da estrutura. A soleira vertente é composta por 13 blocos (Blocos 12 a 24), todos com 18,00 metros de comprimento, somando um total de 234,00 metros de comprimento.

O Bloco 25, também com 18,00 metros de comprimento, é um bloco de transição entre a soleira vertente, central, e a barragem na margem esquerda, sendo direita e esquerda definidas conforme o sentido de escoamento do rio. Essa continuação da barragem possui um total de 121,50 metros de comprimento, distribuídos por oito blocos diferentes (Blocos 26 a 33), com diferentes comprimentos. O comprimento total da estrutura, portanto, é igual a 543,00 metros.

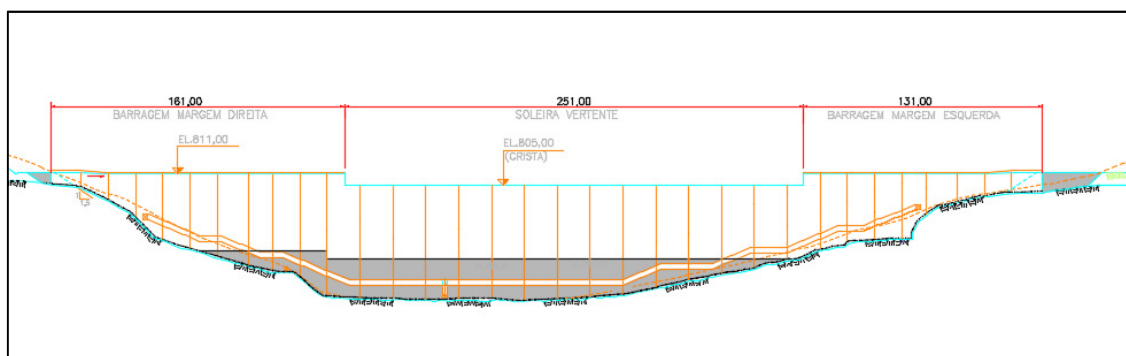


Figura 3.1 – Vista de jusante da barragem e da soleira vertente.

Fonte: **_**-DE-412-00-001**

Para controlar as cargas atuantes sobre as estruturas, foram instalados piezômetros de Casagrande em nove blocos ao longo da estrutura, sendo que três dessas seções instrumentadas fazem parte da barragem na margem direita, quatro seções compõem a soleira vertente e outras duas fazem parte da barragem na margem esquerda.

Os piezômetros, medidores de pressão, são instalados nas estruturas como meio de mensurar a pressão exercida pela água em solos, rochas, fundações e estruturas de concreto. A medição se dá de maneira quantitativa ao longo do tempo, sendo os registros comparados com valores de atenção e alerta, definidos em projeto. Esses instrumentos são importantes, ainda, para medir a eficácia do sistema de drenagem e das infiltrações presentes na estrutura.

Para a continuação do estudo, foram selecionadas duas seções instrumentadas: uma na barragem da margem direita e outra da soleira vertente, na parte central da estrutura.

3.2.1 Determinação das Seções Analisadas

A seleção das seções se deu com base no histórico de leituras piezométricas. A estrutura analisada possui registros de cargas piezométricas desde o mês de abril de 2005, resultando em mais que treze anos de registros, que fornecem um histórico considerável para realizar um estudo sobre o comportamento da subpressão ao longo do tempo. Cabe ressaltar que o empreendimento não foi submetido ainda às cheias máximas de projeto, discutidas mais adiante.

A Tabela 3.1, a seguir, apresenta os valores de atenção e de alerta para cada um dos trinta e seis piezômetros instalados na estrutura, discriminados de acordo com as seções em que estão instalados. A coluna “Média”, penúltima da esquerda para a direita, apresenta a pressão média das leituras piezométricas (em m.c.a.) ao longo de todo o período operativo; a coluna “Máximo”, última da esquerda para a direita, apresenta a pressão máxima registrada nas leituras piezométricas (em m.c.a.), considerando todo o período operativo.

Tabela 3.1 – Pressões médias e máximas registradas nos piezômetros ao longo da operação, em m.c.a.

Estrutura	Bloco	Piezômetro	Atenção	Alerta	Média	Máximo
BARRAGEM – MARGENS DIREITA E ESQUERDA	04	PSP-201	13,10	17,02	13,72	21,16
		PSP-202	15,68	19,70	8,00	12,68
		PSP-203	7,80	10,36	2,42	5,44
		PSP-204	9,90	12,94	6,76	9,56
	06	PSP-301	24,90	27,54	5,19	7,14
		PSP-302	37,35	39,47	2,59	13,43
		PSP-303	14,15	19,79	1,22	3,83
		PSP-304	24,10	27,22	5,37	8,21
	10	PSP-401	34,05	40,89	16,42	27,54
		PSP-402	55,59	61,04	22,19	28,40
		PSP-403	23,53	31,37	4,81	9,23
		PSP-404	45,01	48,92	18,12	27,87
	26	PSP-901	23,77	29,87	8,46	22,60
		PSP-902	35,86	38,82	11,98	21,02
		PSP-903	14,20	19,08	4,80	8,36
		PSP-904	23,65	25,85	13,62	20,85
29	PSP-101	22,13	23,19	3,44	6,10	
	PSP-102	14,56	18,21	5,58	9,34	
	PSP-103	16,98	22,16	2,67	4,45	
	PSP-104	12,58	13,44	5,48	10,22	
SOLEIRA VERTENTE	15	PSP-501	41,14	46,71	22,65	46,39
		PSP-502	47,23	60,13	21,45	29,09
		PSP-503	24,44	36,81	5,45	8,05
		PSP-504	36,82	47,25	19,75	24,90
	19	PSP-601	36,25	39,25	5,25	8,35
		PSP-602	47,65	54,65	23,81	36,52
		PSP-603	20,93	32,51	5,92	10,47
		PSP-604	37,59	42,96	18,92	21,23
	22	PSP-701	31,95	42,07	5,73	17,62
		PSP-702	46,50	54,58	4,27	14,81
		PSP-703	23,53	38,15	4,09	5,20
		PSP-704	34,50	48,50	14,66	19,55
	24	PSP-801	24,55	31,71	7,02	20,29
		PSP-802	40,63	46,01	12,12	19,43
		PSP-803	17,30	24,90	3,59	8,43
		PSP-804	29,48	34,82	8,39	19,39

Em seguida, os valores médios e máximos registrados nos piezômetros, considerando o período operativo total, foram divididos pelos valores de atenção e de alerta, gerando percentuais comparativos entre os registros e os valores de referência.

Como exemplo, o piezômetro PSP-101 tem como valor de referência 22,13 m.c.a, enquanto teve como pressão média ao longo do período operativo o valor de 3,44 m.c.a, conforme destacado em negrito na Tabela 3.1. Dessa forma, a pressão média é igual a 15,56% do valor limite tolerável definido para o instrumento, como se destaca na Tabela 3.2.

A Tabela 3.2 apresenta os percentuais encontrados para todos os piezômetros, de todas as seções, novamente separados de acordo com o tipo de estruturas de que fazem parte (barragem, das margens esquerda e direita, e soleira vertente). A coluna [1] apresenta o percentual obtido pela divisão entre a pressão média e o valor de atenção; a coluna [2] mostra o resultado da divisão da pressão máxima registrada pelo valor de atenção, em percentual; a coluna [3] apresenta o percentual obtido pela divisão entre a pressão média e o valor de alerta; e a coluna [4] mostra o resultado da divisão da pressão máxima registrada pelo valor de alerta, em percentual.

Tabela 3.2 – Valores registrados em comparação aos valores de referência (%).

Estrutura	Bloco	Piezômetro	[1]	[2]	[3]	[4]
BARRAGEM – MARGEM DIREITA	04	PSP-201	104,76	161,52	80,63	124,32
		PSP-202	51,02	80,90	40,61	64,39
		PSP-203	31,05	69,70	23,37	52,48
		PSP-204	68,30	96,53	52,25	73,86
	06	PSP-301	20,83	28,67	18,83	25,92
		PSP-302	6,93	35,95	6,56	34,02
		PSP-303	8,65	27,03	6,19	19,33
		PSP-304	22,29	34,09	19,73	30,18
	10	PSP-401	48,24	80,88	40,17	67,35
		PSP-402	39,93	51,09	36,36	46,53
		PSP-403	20,42	39,23	15,32	29,43
		PSP-404	40,27	61,92	37,05	56,97

Estrutura	Bloco	Piezômetro	[1]	[2]	[3]	[4]	
BARRAGEM – MARGEM ESQUERDA	26	PSP-901	35,61	95,06	28,34	75,65	
		PSP-902	33,42	58,62	30,87	54,15	
		PSP-903	33,80	58,90	25,16	43,84	
		PSP-904	57,61	88,17	52,70	80,67	
			PSP-101	15,56	27,58	14,84	26,32
	29	PSP-102	38,29	64,11	30,62	51,26	
		PSP-103	15,74	26,22	12,06	20,09	
		PSP-104	43,53	81,22	40,75	76,02	
SOLEIRA VERTENTE	15	PSP-501	55,05	112,75	48,49	99,31	
		PSP-502	45,42	61,59	35,68	48,37	
		PSP-503	22,28	32,95	14,79	21,88	
		PSP-504	53,65	67,63	41,80	52,70	
	19	PSP-601	14,49	23,04	13,38	21,28	
		PSP-602	49,96	76,65	43,56	66,83	
		PSP-603	28,31	50,03	18,23	32,21	
		PSP-604	50,32	56,48	44,03	49,42	
	22	PSP-701	17,94	55,15	13,62	41,88	
		PSP-702	9,18	31,84	7,82	27,13	
		PSP-703	17,38	22,11	10,72	13,64	
		PSP-704	42,51	56,67	30,24	40,31	
	24	PSP-801	28,59	82,63	22,14	63,97	
		PSP-802	29,84	47,83	26,35	42,24	
		PSP-803	20,76	48,71	14,43	33,84	
		PSP-804	28,45	65,77	24,09	55,69	

Em seguida, com o objetivo de selecionar a seção da barragem (margem direita ou esquerda) e a seção da soleira vertente que apresentam as leituras mais próximas aos valores de referência, foi calculada a média geométrica das leituras piezométricas para cada coluna. A média geométrica é calculada elevando o produto de todos os membros do conjunto ao inverso do número de membros. Dessa forma, como cada seção instrumentada possui quatro piezômetros instalados, o resultado é obtido pela raiz quarta da multiplicação dos resultados.

Os resultados obtidos são apresentados a seguir, na Tabela 3.3. A coluna [1] apresenta a média geométrica dos percentuais obtidos pela divisão entre a pressão média e o valor de atenção, apresentados na coluna [1] da Tabela 3.2; da mesma forma, a coluna [2] mostra a média geométrica dos resultados da divisão da pressão máxima registrada pelo valor de atenção, em percentual; a coluna [3]

apresenta a média geométrica dos percentuais obtidos pela divisão entre a pressão média e o valor de alerta; e a coluna [4], por fim, mostra a média geométrica dos resultados da divisão da pressão máxima registrada pelo valor de alerta, em percentual.

Tabela 3.3 – Médias geométricas das leituras piezométricas em cada seção.

Estrutura	Bloco	[1]	[2]	[3]	[4]
BARRAGEM	04	58,02	96,83	44,72	74,63
	06	12,92	31,22	11,08	26,78
	10	35,47	56,29	30,17	47,88
	26	39,02	73,35	32,82	61,69
	29	25,27	44,05	21,74	37,89
SOLEIRA VERTENTE	15	41,58	62,72	32,16	48,51
	19	31,87	47,26	26,15	38,79
	22	18,68	38,52	13,63	28,11
	24	26,64	59,65	21,22	47,50

As médias geométricas calculadas e indicadas acima permitiram observar dois blocos que se destacam por terem suas medições mais próximas aos valores de referência: no caso das barragens, considerando a da margem direita e a da margem esquerda, o Bloco 04 apresenta os maiores resultados para todas as colunas, enquanto, no caso da soleira vertente, o Bloco 15 também apresenta os maiores resultados em todas as colunas.

Ainda, essas duas seções foram as duas únicas instrumentadas nas quais as medições ultrapassaram os valores de atenção e de alerta. Por terem seus registros bastante próximos aos valores limites, o estudo a seguir levou em consideração essas duas seções. As verificações de estabilidade foram feitas levando em consideração as características geométricas dessas seções.

3.2.2 Características dos Blocos Selecionados e Níveis d'Água

A Figura 3.2 **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta o Bloco 04, que compõe a estrutura da barragem, escolhido para ser estudado e ter sua estabilidade verificada. A crista da barragem atinge a elevação 811,00 msnm, sendo

ainda o paramento de montante acrescido em um metro, em virtude de um muro de proteção construído.

Além disso, considerou-se a fundação do bloco na elevação 781,00 msnm e a galeria de drenagem na elevação 785,85 msnm, conforme especificado no memorial de cálculo da estrutura.

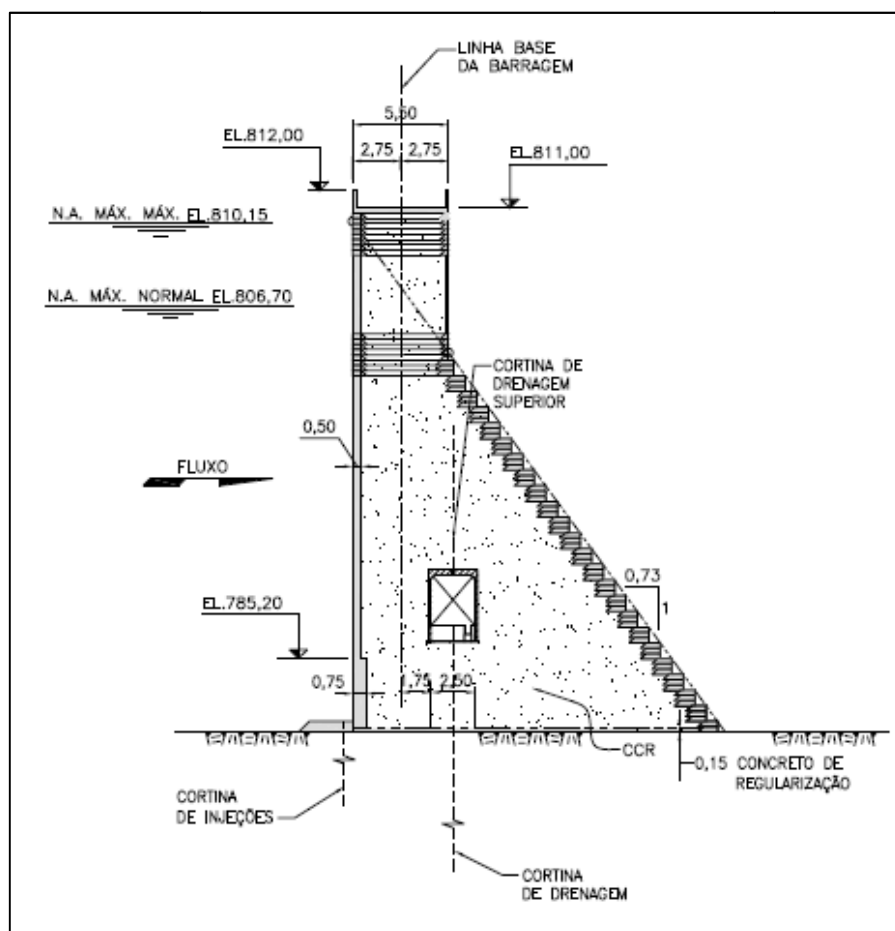


Figura 3.2 – Seção estudada do Bloco 04, da barragem.

A Figura 3.3, a seguir, mostra a seção estudada do Bloco 15, que compõe a estrutura da soleira vertente, escolhido para ser estudado no trabalho e ter sua estabilidade verificada. A crista da soleira vertente atinge a elevação 805,00 msnm, abaixo dos níveis d'água definidos em projeto para os casos de carregamento estudados, apresentados na Tabela 3.4. Dessa forma, mesmo no caso de carregamento normal, o nível d'água considerado em projeto está acima da cota da crista da soleira vertente. Conseqüentemente, a definição de projeto contribui para a segurança da estrutura, considerando para o CCN uma situação que pouco se verifica na prática. Essa consideração impõe à verificação de estabilidade

da estrutura a consideração de peso de água atuante sobre a soleira a montante e a jusante.

A fundação do bloco da soleira vertente se localiza na elevação 743,50 msnm, conforme definido no memorial de cálculo da estrutura, e a galeria de drenagem atinge a elevação 750,15 msnm.

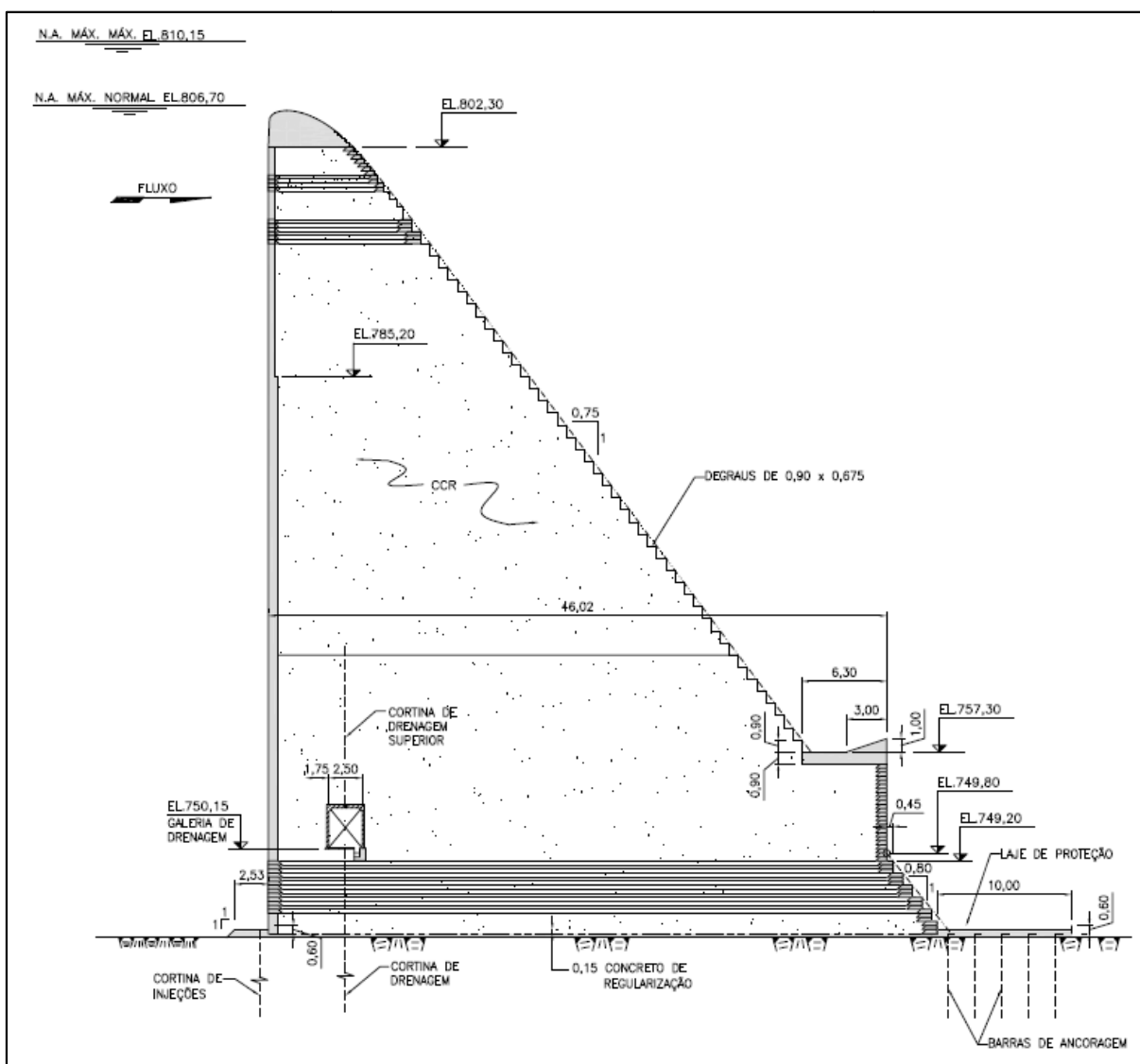


Figura 3.3 – Seção estudada do Bloco 15, da soleira vertente.

A seção estudada para a soleira vertente possui uma laje de proteção a jusante, como é possível ver na Figura 3.3. Essa laje não possui função estrutural, atuando somente com o objetivo de evitar erosão no pé de jusante da estrutura, o que pode se verificar em decorrência do vertimento de água através do bloco. Por esse motivo, a laje foi desconsiderada nas verificações de estabilidade, tanto para o cálculo do peso próprio da estrutura quanto para a determinação do diagrama de

subpressão atuante sobre a soleira, ou seja, o plano de análise é considerado somente até o pé de jusante da estrutura.

O memorial de cálculo ainda define os níveis d'água e os alívios nos diagramas de subpressão, proporcionados pelas estruturas de drenagem, considerados nas verificações de estabilidade para os três casos de carregamento estudados (normal, excepcional e limite). Essas definições são apresentadas na Tabela 3.4, a seguir.

Tabela 3.4 – Níveis d'Água e Alívios da Subpressão.

Caso de Carregamento	N. A. Montante	N. A. Jusante	Alívio (subpressão)
Normal	El. 806,70	El. 746,00	2/3
Excepcional	El. 810,15	El. 751,50	2/3
Limite	El. 810,15	El. 751,50	0

Fonte: **-**-MC-412-40-001**

Os níveis d'água considerados têm como referência a cheia com tempo de recorrência de 5 anos para o caso de carregamento normal CCN, enquanto para os casos de carregamento excepcional (CCE) e limite (CCL), é considerada uma cheia de tempo de recorrência de 10.000 anos.

3.3 APLICAÇÃO DOS CRITÉRIOS DA ELETROBRAS

A verificação de estabilidade da barragem e da soleira vertente levou em conta os seguintes carregamentos: peso próprio da estrutura, carregamento vertical que se mantém invariável em cada um dos casos verificados; pesos de água, a montante e a jusante, carregamentos verticais que variam em função da geometria da seção e do nível d'água considerado; subpressão, carregamento vertical que varia em função dos níveis d'água considerados e do alívio de subpressão proporcionado pela drenagem; e pressões hidrostáticas, a montante e a jusante, carregamentos horizontais que variam em função dos níveis d'água considerados.

As cargas atuantes sobre a estrutura são consideradas tridimensionalmente. No entanto, considerou-se que os blocos analisados possuem um metro de largura, tornando o problema bidimensional. Dessa forma, o peso próprio, por exemplo, é calculado simplesmente multiplicando-se o peso específico

do concreto utilizado pela área da seção, visto que, em termos numéricos, a área da seção e o volume do bloco são iguais.

As unidades respeitadas na verificação de estabilidade das estruturas são quilonewton (kN) para forças e metro (m) para distâncias. Dessa forma, o peso específico, dado em tonelada-força (tf) por metro cúbico no memorial de cálculo, foi convertido para quilonewton por metro cúbico, multiplicando-se o valor por 9,81.

O cálculo do peso próprio da estrutura é feito através multiplicação do volume da estrutura pelo peso específico do material utilizado, conforme apresentado na Equação 2.1.

Enquanto o peso próprio das estruturas não varia de acordo com a análise feita, as pressões hidrostáticas são definidas em função do caso de carregamento analisado. Isso porque, de acordo com a Equação 2.2, a pressão hidrostática varia conforme a altura da coluna d'água considerada, sendo essa altura a diferença entre o nível d'água no caso de carregamento estudado e a elevação da fundação.

Os pesos de água atuantes sobre as estruturas também variam em função dos níveis d'água considerados nas análises, uma vez que níveis d'água maiores resultam em maiores volumes de água atuando sobre a estrutura: conforme mostra a Equação 2.3, os pesos de água considerados são diretamente proporcionais aos volumes de água considerados.

Por fim, a determinação dos diagramas de subpressão foi feita conforme detalhado no item 2.5. A subpressão atuante sobre a estrutura varia em função dos níveis d'água observados e do alívio proporcionado pelo sistema de drenagem.

Na seção de resultados, os diagramas de subpressão são apresentados com seus valores transcritos em tabelas. Nessas tabelas, são apontados valores a, b e c, que definem, respectivamente, os valores observados na face de montante, na linha de drenos e na face de jusante. Esses valores são ligados por linhas retas para formar o diagrama de subpressão final, conforme mostrado, de maneira genérica, na Figura 3.4. A apresentação dos resultados encontrados para a subpressão ainda se dá com a definição dos valores de força total resultante e seu ponto de aplicação, usados nas verificações de estabilidade.

O uso da Equação 2.5 ou da Equação 2.6 para o cálculo do valor de b é definido comparando-se a elevação da galeria de drenagem e a elevação do nível

d'água a jusante. Para o caso em que a galeria de drenagem está localizada acima do nível a jusante, utiliza-se a Equação 2.5 para o cálculo do valor de b representado na Figura 3.4, enquanto para o caso em que a galeria de drenagem está localizada abaixo do nível a jusante utiliza-se a Equação 2.6.

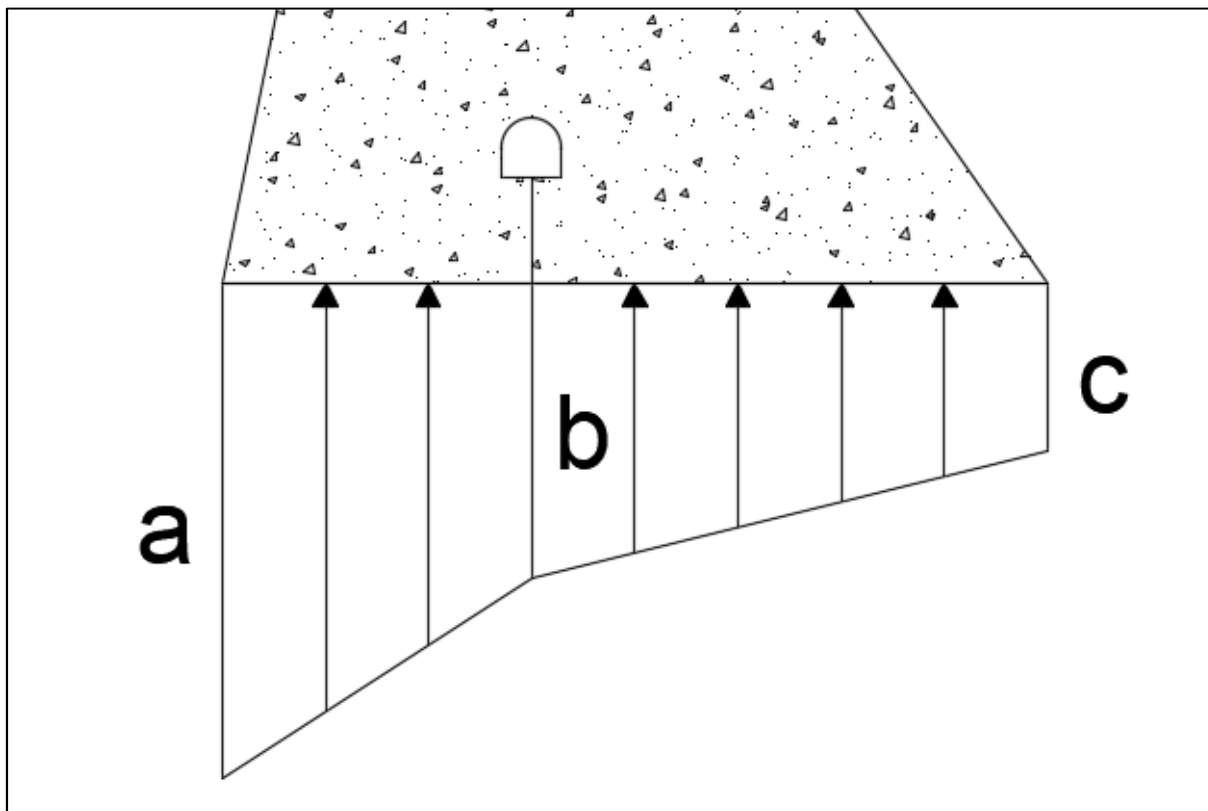


Figura 3.4 – Representação do significado dos valores de a , b e c nos diagramas de subpressão.

Calculadas todas as cargas atuantes sobre as estruturas estudadas, foram feitas as verificações da segurança global da estrutura, através da verificação das tensões atuantes e do cálculo dos fatores de segurança à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento.

O início da verificação de segurança global das estruturas se dá com a verificação das tensões atuantes sobre o plano de análise. O cálculo das tensões se dá com base na Equação 2.7, sendo os momentos considerados na equação em relação ao centro geométrico da base. Para o caso de carregamento normal, somente são admitidas tensões de compressão sobre a base, enquanto os demais casos de carregamento admitem tensões de tração atuando sobre um terço da fundação.

Nos casos em que se verificaram tensões de tração, considerou-se a abertura de fissuras na estrutura e os diagramas de subpressão foram recalculados,

seguindo a Figura 2.6. Ainda, o centro geométrico da base foi recalculado, considerando-se somente a área comprimida da base, e os cálculos refeitos até que, na área considerada comprimida, só fossem observadas, de fato, tensões de compressão.

Os blocos foram considerados seguros, para o caso de carregamento normal, nas situações em que só se observaram tensões de compressão. Para os demais casos de carregamento, consideraram-se seguros os blocos em que as tensões de tração só eram observadas em, no máximo, um terço da base.

O Fator de Segurança à Flutuação (FSF) é calculado pela Equação 2.8, estando relacionado às cargas verticais atuantes sobre a estrutura. O somatório das forças gravitacionais (ΣV), numerador da equação, considera o peso próprio e os pesos de água, a montante e a jusante, que atuam sobre a estrutura. Já o denominador da equação apresentada é o somatório das forças de subpressão (ΣU). Todas as forças são consideradas com sinal positivo no cálculo.

Os valores calculados para os Fatores de Segurança à Flutuação em cada um dos casos de carregamento devem ser comparados, segundo Eletrobras (2003), a Coeficientes de Segurança, que variam conforme o caso de carregamento considerado. Nas situações em que o valor do FSF calculado é superior ao valor de referência, a estrutura pode ser considerada segura, enquanto valores calculados inferiores aos de referência indicam estruturas inseguras, que devem ser redimensionadas. Os Coeficientes de Segurança são apresentados na seção de resultados, na Tabela 4.8, de modo a facilitar a comparação e as análises sobre a segurança das estruturas.

Conforme Eletrobras (2003), o cálculo do Fator de Segurança ao Tombamento (FST) se dá conforme a Equação 2.9. Esse fator representa a relação entre momentos estabilizantes e momentos de tombamento atuantes na estrutura, considerados em relação a um ponto ou linha efetiva de rotação. O cálculo dos momentos, estabilizantes e de tombamento, se deu tendo como referência o pé de jusante dos blocos.

Como momentos estabilizantes, foram considerados os momentos gerados pelas forças de peso próprio, pesos de água (a montante e a jusante) e pressão hidrostática a jusante. Por outro lado, considerou-se como momentos de tombamento, ou desestabilizantes, os momentos gerados pelas forças de subpressão e pressão hidrostática a montante. Quaisquer efeitos estabilizantes de

coesão e atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação não são considerados na verificação de segurança ao tombamento.

Na Tabela 4.9 e na Tabela 4.10 são apresentados os momentos atuantes sobre as estruturas, sendo classificados como estabilizantes ou de tombamento de acordo com os sinais com os quais são apresentados: valores positivos indicam momentos estabilizantes, enquanto valores negativos indicam momentos desestabilizantes, ou de tombamento. Para o cálculo dos fatores de segurança, no entanto, todos os valores são considerados com sinais positivos, de modo que o resultado seja também um valor com sinal positivo.

De maneira semelhante aos Fatores de Segurança à Flutuação, os Fatores de Segurança ao Tombamento, segundo Eletrobras (2003), devem ser comparados a Coeficientes de Segurança mínimos. Fatores de segurança calculados acima dos coeficientes estipulados indicam estruturas seguras, enquanto fatores abaixo dos coeficientes de segurança caracterizam estruturas inseguras. Como meio de facilitar a comparação e as análises a serem feitas, os coeficientes de segurança são exibidos na seção de resultados, na Tabela 4.11.

O Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD), segundo Eletrobras (2003), é calculado conforme a Equação 2.10. De acordo com o memorial de cálculo das estruturas analisadas, o ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento (ϕ) é igual a 45 graus, enquanto a coesão característica ao longo da superfície de deslizamento é igual a 40 tf/m², ou 392,40 kN/m².

Na equação, o somatório das forças normais à superfície de deslizamento (ΣN_i) inclui o peso próprio e os pesos de água (de montante e de jusante), que assumem valores positivos, assim como a subpressão, aplicada na equação com sinal negativo. Os valores dessas forças são apresentados na Tabela 4.4, para o Bloco 04, e na Tabela 4.5, para o Bloco 15.

O termo $\Sigma(C_i \cdot A_i)$ indica o somatório das multiplicações entre as coesões características e as respectivas áreas comprimidas. Como o memorial de cálculo indica um único valor de coesão característica para toda a extensão da fundação, não há distinção de áreas com diferentes valores de coesão. Para os casos em que não eram previstas tensões de tração, a área é igual à multiplicação do comprimento da estrutura por um metro, comprimento considerado dos blocos na análise. Já para os casos em que foram calculadas tensões de tração, a área comprimida equivale à

área total multiplicada pelo percentual de área comprimida, calculado na análise de tensões. A coesão é usada na equação com a unidade kN/m^2 .

O somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento engloba as pressões hidrostáticas de montante e de jusante, tendo a pressão hidrostática de montante sinal positivo e a pressão hidrostática de jusante sinal negativo. Os valores dessas pressões considerados nos cálculos são apresentados na Tabela 4.4, no caso do Bloco 04, e na Tabela 4.5, no caso do Bloco 15.

Por fim, os fatores de redução da resistência ao atrito (FSD_ϕ) e à coesão (FSD_c) são dados pela Eletrobras (2003), variando em função do caso de carregamento considerado e do nível de conhecimento existente dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. O memorial de cálculo apresenta fatores de redução das resistências ao atrito e à coesão diferentes dos recomendados pela Eletrobras (2003), de forma que também foram calculados os Fatores de Segurança ao Deslizamento considerando os fatores de redução indicados no memorial, para que pudesse ser feita uma análise comparativa entre os critérios de projeto considerados nesse trabalho e os coeficientes adotados pelos critérios de projeto da estrutura.

3.4 INTERPRETAÇÃO DOS DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO

Em cada um dos nove blocos instrumentados, existem quatro piezômetros instalados, todos nomeados com códigos diferentes. Os piezômetros do Bloco 04, segundo bloco instrumentado, são nomeados PSP-201 a 204, enquanto os piezômetros do Bloco 15 são chamados PSP-501 a 504. A Figura 3.5, a seguir, apresenta de maneira genérica o posicionamento dos instrumentos nos blocos, instalados sempre com inclinação de 25 graus.

A leitura dos piezômetros instalados nos blocos da estrutura se dá de maneira presencial, ou seja, um técnico deve ser designado para registrar pessoalmente as leituras em cada um dos instrumentos. Por esse motivo, o registro das cargas piezométricas atuantes sobre as estruturas não é feito de maneira diária ou semanal, por exemplo. Em alguns meses ao longo da operação, foi feita uma única leitura da instrumentação, sendo que todos os registros feitos são organizados em planilhas, de forma a tornar mais fácil a análise e a apresentação desses dados.

Por esse motivo, não existe qualquer garantia de que os maiores valores de carga piezométrica lidos em cada um dos piezômetros sejam de fato os maiores valores já registrados nos instrumentos. No entanto, a periodicidade para as leituras é definida de modo a garantir que eventuais problemas na operação das estruturas sejam identificados a tempo, de forma que as medidas de segurança sejam tomadas.

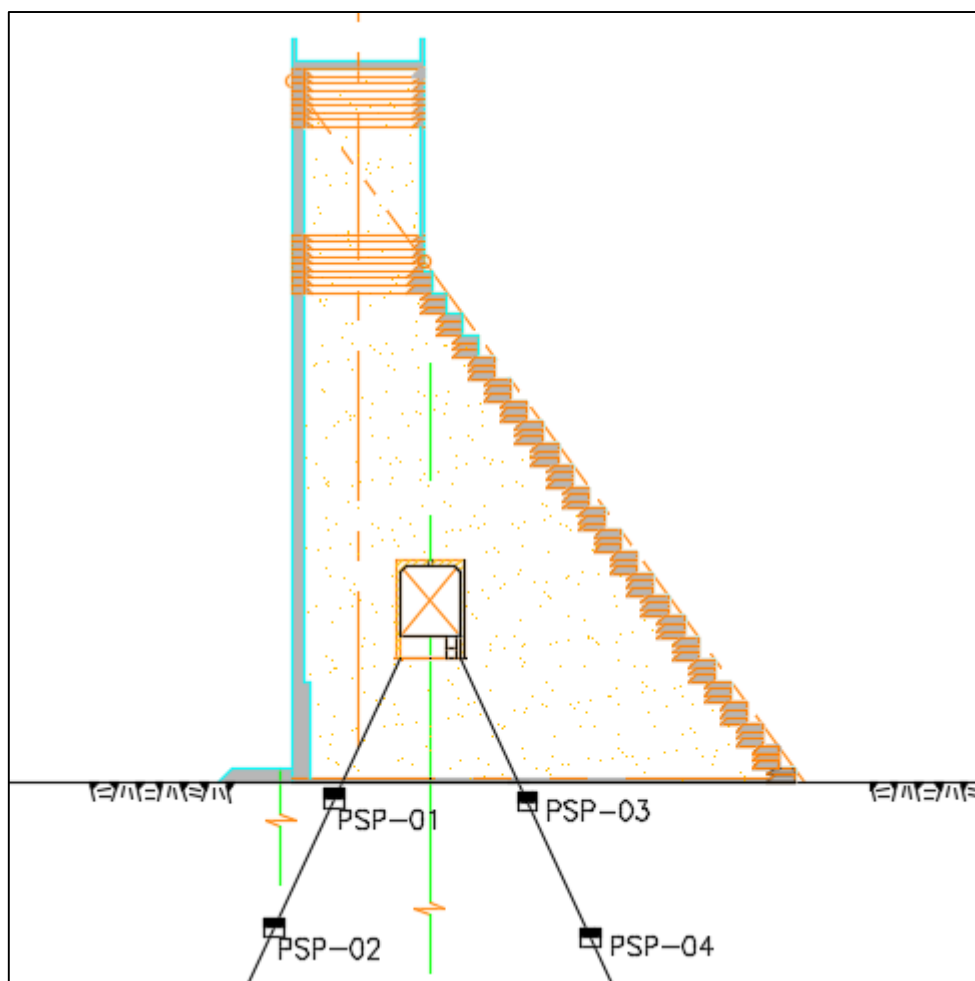


Figura 3.5 – Posicionamento genérico dos piezômetros em uma seção.

A leitura em cada piezômetro indica um valor de carga piezométrica, que, somado à cota de instalação do instrumento, resulta em um valor de cota piezométrica. Para a determinação das forças de subpressão atuantes na região de cada instrumento, foram calculadas as diferenças entre as cotas piezométricas determinadas em cada piezômetro e as cotas de fundação dos dois blocos estudados.

Esses registros feitos em cada piezômetro receberam uma codificação, conforme indicado na Figura 3.6. Os piezômetros de final 02, mostrados na Figura

3.5, estão posicionados a montante da face de montante da barragem, de maneira que as pressões neles registradas não atuam diretamente sobre a estrutura. A diferença entre a cota piezométrica observada nos piezômetros de final 01 recebeu o código “b”; para os piezômetros de final 03, foi usado o código “c”; e para o de final 04, usou-se o código “d”. A determinação do diagrama de subpressão foi feita ligando os registros de cada piezômetro, de modo que o valor de “a” indica o valor marcado na linha do pé de montante pela linha reta que liga as leituras dos piezômetros 01 e 02.

No pé de jusante, tanto para o Bloco 04 quanto para o Bloco 15, considerou-se que a subpressão atuante é nula. Para o Bloco 04, no qual, de acordo com memorial de cálculo da obra, não são previstos níveis de água a jusante, essa consideração é, de fato, esperada: a própria determinação dos diagramas a partir da Eletrobras (2003) considera subpressão nula na região.

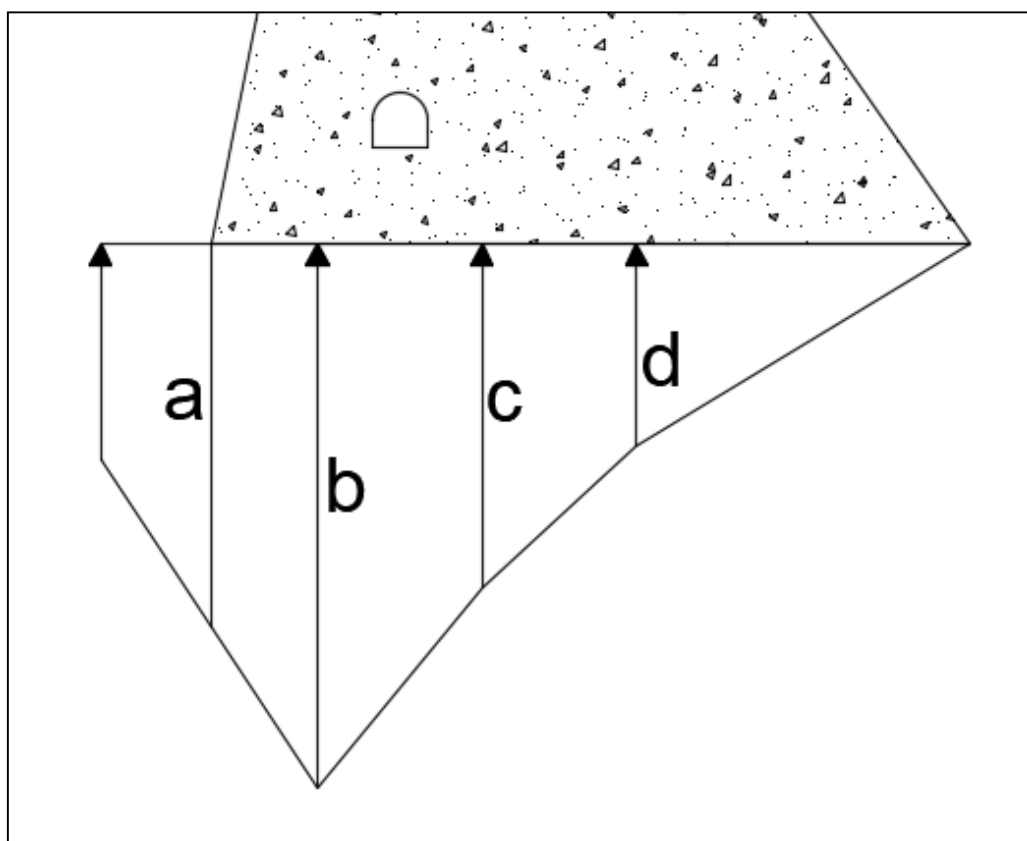


Figura 3.6 – Codificação dos valores observados na leituras dos piezômetros.

Para a análise da segurança das estruturas ao longo de suas operações, cinco casos foram estudados para cada um dos dois blocos escolhidos. Considerando que a carga máxima nos diferentes piezômetros foi observada em datas diferentes, quatro datas críticas foram selecionadas para verificação. Cada

uma dessas datas representa a carga máxima registrada para algum piezômetro e valores menores do que o registro máximo para os outros três, bem como as datas apresentam valores diferentes de níveis d'água observados.

Por fim, a quinta análise considera os valores máximos registrados para todos os piezômetros, assim como o maior registro histórico de nível d'água durante a operação da barragem. Essa última consideração não representa uma situação observada na prática, visto que os valores máximos registrados em cada um dos piezômetros foram observados em datas distintas. Apesar disso, a análise visa representar uma situação extrema de operação, com baixa probabilidade de ser ultrapassada ao longo da vida útil da estrutura.

A partir das leituras piezométricas, foram calculadas as subpressões atuantes sobre a estrutura em cada data, além da subpressão máxima, calculada a partir dos valores máximos registrados.

A verificação de estabilidade da estrutura a partir dos dados de instrumentação foi feita através do recálculo das forças atuantes sobre a estrutura a partir das medições. Os diagramas de subpressão foram determinados seguindo a Figura 3.6, enquanto as pressões hidrostáticas de montante foram determinadas segundo os níveis d'água observados em cada uma das datas. O peso próprio se manteve constante em cada uma das análises, visto que a seção transversal e peso específico do concreto não se alteram ao longo do tempo.

As mesmas verificações de estabilidade global da estrutura pelos critérios da Eletrobras (2003) foram feitas para os dados de instrumentação, ou seja, foram calculadas as tensões atuantes sobre a fundação, bem como os fatores de segurança à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

São verificadas as condições de estabilidades dos blocos selecionados previamente, segundo os critérios de projeto da Eletrobras (2003), considerando os dados de projeto apresentados no memorial de cálculo das estruturas.

Em seguida, são analisadas as condições de estabilidade verificadas na prática ao longo da operação das estruturas através das leituras piezométricas. Estimam-se os diagramas de subpressão atuantes sobre a barragem e sobre a soleira vertente, com base nos dados de instrumentação registrados no decorrer do período operativo, assim como se calculam as demais forças atuantes sobre as estruturas, com base nos níveis d'água registrados.

Por fim, os cálculos de projeto são comparados às verificações feitas com base em dados da operação, objetivando-se entender o grau de conservadorismo dos critérios considerados, principalmente para a determinação dos diagramas de subpressão.

4.1 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS – SUBPRESSÃO SEGUNDO CRITÉRIOS DA ELETROBRAS

4.1.1 Determinação das Cargas Atuantes

A seção considerada do Bloco 04 possui área de 323,25 metros quadrados, em concreto compactado com rolo de peso específico $2,55 \text{ tf/m}^3$, ou $25,02 \text{ kN/m}^3$. Dessa forma, a força de peso próprio do material para o Bloco 04 é igual a 8.086,26 kN, com aplicação 3,73 metros à esquerda do centro gravitacional de sua base.

Já no caso da seção considerada do Bloco 15, a área considerada é igual a 1.697,70 metros quadrados, também em concreto compactado com rolo de peso específico $25,02 \text{ kN/m}^3$. Assim, a força de peso próprio do material para o Bloco 15 é igual a 42.468,81 kN, sendo aplicada 7,50 metros à esquerda do centro gravitacional de sua base.

O nível d'água de montante considerado no caso de carregamento normal (CCN), conforme apresentado na Tabela 3.4, se encontra na elevação 806,70 msnm, enquanto o nível d'água de jusante se encontra na elevação 746,00

msnm. A consideração de um nível d'água normal em uma cota acima da crista da soleira vertente contribui para a segurança estrutural, visto que na maior parte do tempo o nível d'água observado não atinge o valor considerado nos estudos de operação normal da estrutura.

Para os outros casos de carregamento (CCE e CCL), o nível d'água de montante se encontra na elevação 810,15 msnm e o nível d'água de jusante se encontra na elevação 751,50 msnm, conforme mostrado na Tabela 3.4.

A Tabela 4.1, mostrada a seguir, apresenta as pressões hidrostáticas consideradas nas verificações de estabilidade do Bloco 04.

Tabela 4.1 – Pressões hidrostáticas atuantes sobre o Bloco 04 (Eletrobras, 2003).

Caso de Carregamento	M / J	Nível d'Água (msnm)	Cota da Fundação (msnm)	Força Resultante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
Normal	Montante	806,70	781,00	3.239,70	8,57
	Jusante	746,00	781,00	-	-
Excepcional	Montante	810,15	781,00	4.167,89	9,72
	Jusante	751,50	781,00	-	-
Limite	Montante	810,15	781,00	4.167,89	9,72
	Jusante	751,50	781,00	-	-

Como se observa na Tabela 4.1, o Bloco 04, que tem sua fundação na cota 781,00 msnm, não é alcançado pelos níveis d'água a jusante em nenhum dos cenários, de forma que não se considera qualquer pressão hidrostática atuante sobre esse bloco em nenhuma das verificações de estabilidade. Os valores de pressões hidrostáticas considerados na face de montante são apresentados na penúltima coluna, da esquerda para a direita, enquanto seu ponto de aplicação no eixo y, considerando o início desse eixo na cota de fundação, é apresentado na última coluna.

A Tabela 4.2 apresenta as pressões hidrostáticas a serem consideradas nas verificações de estabilidade do Bloco 15, de acordo com os diferentes casos de carregamento.

Tabela 4.2 – Pressões hidrostáticas atuantes no Bloco 15 (Eletrobras, 2003).

Caso de Carregamento	M / J	Nível d'Água (msnm)	Cota da Fundação (msnm)	Força Resultante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
Normal	Montante	806,70	743,50	19.591,75	21,07
	Jusante	746,00	743,50	30,66	0,83
Excepcional	Montante	810,15	743,50	21.789,10	22,22
	Jusante	751,50	743,50	313,92	2,67
Limite	Montante	810,15	743,50	21.789,10	22,22
	Jusante	751,50	743,50	313,92	2,67

Diferentemente do Bloco 04, como se permite observar na tabela acima, o Bloco 15 apresenta pressões hidrostáticas atuando na face de jusante em todos os casos. Além disso, como era de se esperar, visto que a altura das colunas d'água consideradas nas análises estruturais são maiores do que no caso do Bloco 04, as forças resultantes são maiores na face de montante, gerando maiores momento instabilizadores.

Ainda, atuam sobre as estruturas as forças geradas pelo peso de água, de acordo com os níveis d'água observados e com a geometria da seção. No caso do Bloco 04 da barragem, devido à forma geométrica da seção, não há peso de água observado a montante. Como a face de montante forma um ângulo de 90 graus com a horizontal, somente se observam pressões hidrostáticas atuantes na face, e não peso de água. Já na face de jusante do bloco, da mesma forma que os níveis d'água considerados não geram a necessidade de previsão de pressões hidrostáticas, também não são previstos pesos de água atuando sobre a estrutura. Dessa forma, o Bloco 04 só tem como cargas atuantes em suas verificações de estabilidade o peso próprio, a subpressão e a pressão hidrostática na face de montante.

Por outro lado, na verificação de estabilidade do Bloco 15 devem ser previstos pesos de água, tanto a montante como a jusante. Conforme já mencionado, os níveis de água considerados no projeto são maiores do que a cota da crista da soleira vertente, o que faz com que, mesmo no caso de carregamento normal, exista água vertendo na estrutura. Para o cálculo do peso na face de montante, considera-se somente o peso do ponto mais alto da estrutura para a esquerda, visto que a partir da crista para jusante a água adquire velocidade, sendo

impreciso considerá-la como um peso atuante, podendo não ser sempre a favor da segurança. O cálculo da força peso é feito de maneira similar ao cálculo do peso próprio da estrutura, substituindo na Equação 2.1 o peso específico do concreto pelo peso específico da água, conforme a Equação 2.3..

Na Figura 3.3 é possível observar a existência de uma laje de proteção a jusante da soleira vertente, projetada para evitar a erosão da região mesmo com o vertimento de água e ancorada como meio de garantir sua estabilidade. Essa laje de proteção, apesar de se encontrar junto ao pé de jusante da estrutura, não possui qualquer função de auxílio em sua estabilidade. Por esse motivo, é ignorada nas análises de estabilidade da soleira. Tanto o peso de água na região quando a subpressão atuante desconsideram a existência da laje.

Para a condição de carregamento normal, atua uma força de 32,67 kN na parte de montante da estrutura. Essa força é aplicada 24,25 metros à esquerda do centro geométrico da base, na direção de montante. Já a força de peso de água atuante a jusante, em função da água que se acumula abaixo do defletor em condição normal de operação, é de 7,85 kN, aplicada 24,49 metros à direita do centro geométrico da base, na direção de jusante.

Para as condições de carregamento excepcional e limite, uma força de 72,01 kN atua na parte de montante da soleira, sendo aplicada em um ponto 24,23 metros à esquerda do centro geométrico da base da estrutura. A jusante, atua uma força de 172,75 kN, aplicada 23,33 metros à direita do centro geométrico da base.

Por fim, nas verificações de estabilidade, devem ser consideradas as forças de subpressão atuantes sobre a estrutura. Por ser o foco do trabalho, os diagramas de subpressão serão abordados em um item isolado, a seguir.

4.1.2 Determinação dos Diagramas de Subpressão

Os cálculos dos diagramas de subpressão que atuam sobre as estruturas nos diferentes casos de carregamento são feitos de acordo com os critérios de projeto da Eletrobras (2003), detalhados no item 2.5. Os valores calculados são determinados a partir dos níveis d'água estipulados pelo projeto e pelos alívios de subpressão esperados, apresentados na Tabela 3.4.

São apresentados os valores a, b e c na Tabela 4.3, conforme abordado na Figura 3.4, junto aos valores de força total aplicada e de seu ponto de aplicação.

Tabela 4.3 – Valores de subpressão calculados (Eletrobras, 2003).

Estrutura	Caso de Carregamento	a (m)	b (m)	c (m)	Força Total (kN)	Ponto de Aplicação (m)
BARRAGEM (Bloco 04)	Normal	25,70	9,44	0,00	1.693,53	-4,55
	Excepcional	29,15	10,28	0,00	1.876,33	-4,62
	Limite	29,15	21,13	0,00	2.989,87	-3,49
SOLEIRA	Normal	63,20	23,06	2,50	7.952,31	-8,97
VERTENTE (Bloco 15)	Excepcional	66,65	25,29	8,00	9.781,29	-6,64
	Limite	66,65	59,87	8,00	18.223,68	-6,52

Os pontos de aplicação são apresentados com o sinal negativo na tabela por estarem à esquerda do centro geométrico da base.

Ainda, é interessante notar que, para o Bloco 04, os diagramas de subpressão têm seus valores c iguais a zero, ou seja, terminam exatamente no pé de jusante. Isso acontece porque os níveis d'água a jusante estão abaixo da cota da fundação do bloco.

4.1.3 Cálculo das Tensões Atuantes e dos Fatores de Segurança

Calculados os valores de subpressão, é possível fazer as verificações de estabilidade da estrutura, através da verificação das tensões atuantes e do cálculo dos fatores de segurança definidos pela Eletrobras (2003). Para facilitar o entendimento do processo de cálculo e a organização dos resultados, são apresentados na Tabela 4.4 e na Tabela 4.5, a seguir, os valores das forças atuantes sobre o Bloco 04 e sobre o Bloco 15, respectivamente. Os pontos de aplicação são dados tendo como referência o centro geométrico da base: valores negativos indicam que a carga é aplicada à esquerda do centro da base, enquanto valores positivos indicam um ponto de aplicação da carga à direita do centro da base.

Tabela 4.4 – Forças atuantes sobre o Bloco 04 (Eletrobras, 2003).

Caso de Carregamento	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
Normal	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	3.239,70	8,57
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	1.693,53	-4,55
Excepcional	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	4.167,89	9,72
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	1.876,33	-4,62
Limite	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	4.167,89	9,72
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	2.989,87	-3,49

Tabela 4.5 – Forças atuantes sobre o Bloco 15 (Eletrobras, 2003).

Caso de Carregamento	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
Normal	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	19.591,75	21,07
	Pressão Hidrostática (Jusante)	30,66	0,83
	Peso de Água (Montante)	32,67	24,25
	Peso de Água (Jusante)	7,85	24,49
	Subpressão	7.952,31	8,97
Excepcional	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	21.789,10	22,22
	Pressão Hidrostática (Jusante)	313,92	2,67
	Peso de Água (Montante)	72,01	-24,23
	Peso de Água (Jusante)	172,75	23,33
	Subpressão	9.781,29	-6,64

Caso de Carregamento	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
Limite	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	21.789,10	22,22
	Pressão Hidrostática (Jusante)	313,92	2,67
	Peso de Água (Montante)	72,01	-24,23
	Peso de Água (Jusante)	172,75	23,33
	Subpressão	18.223,68	-6,52

4.1.3.1 Verificação das Tensões Atuantes

A verificação das tensões atuantes sobre a base das estruturas foi feita conforme a Equação 2.7, sendo consideradas as forças apresentadas na Tabela 4.4 para o Bloco 04 e as forças apresentadas na Tabela 4.5 para o Bloco 15. Os pontos de aplicação exibidos nas tabelas citadas são dados tendo como referência o centro geométrico da base, de forma que o cálculo dos momentos atuantes na Equação 2.7 se dá pela multiplicação das duas colunas mais à direita, não sendo necessária qualquer mudança de referencial nos pontos de aplicação das forças.

A Tabela 4.6, a seguir, apresenta as tensões atuantes sobre as fundações calculadas para os três casos de carregamentos. Valores negativos, na tabela, representam tensões de compressão, enquanto valores positivos representam tensões de tração.

Tabela 4.6 – Tensões atuantes sobre as fundações (Eletrobras, 2003).

Estrutura	Caso de Carregamento	Tensão a Montante (kN/m²)	Tensão a Jusante (kN/m²)
BARRAGEM (Bloco 04)	Normal	-232,88	-378,55
	Excepcional	-36,00	-557,94
	Limite	41,48	-528,92
SOLEIRA VERTENTE (Bloco 15)	Normal	-294,69	-1.093,98
	Excepcional	-99,65	-1.223,73
	Limite	200,46	-1.184,59

Pode-se observar, na Tabela 4.6, que somente são registradas tensões de compressão sobre as fundações nas análises feitas para o caso de carregamento normal. Dessa forma, tanto para o Bloco 04 quanto para o Bloco 15, as bases se encontram completamente comprimidas, atendendo às exigências dos critérios de

projeto Eletrobras (2003). Caso fossem registradas tensões de tração nas bases, para esse caso de carregamento, as estruturas deveriam ser reprojatadas por serem consideradas inseguras.

Ainda que o caso de carregamento excepcional admitisse tensões de tração atuantes sobre a base, os cálculos realizados indicaram que as estruturas somente registrariam tensões de compressão para esse caso de carregamento. Dessa forma, as estruturas são consideradas seguras para o CCE.

Quando considerado o caso de carregamento limite, verificam-se tensões de tração no plano concreto-rocha. Para tanto, o memorial de cálculo definiu valores de tensões admissíveis de tração para o concreto utilizado, de acordo com o caso de carregamento estudado. A Tabela 4.7, a seguir, apresenta as tensões admissíveis da estrutura, tanto de tração quanto de compressão.

As tensões de tração variam de acordo com a estrutura analisada porque a partir da elevação 757,30 msnm a classe de resistência do concreto empregado é alterada, modificando-se também as tensões admissíveis. No contato na elevação 743,50 msnm – ou seja, na fundação do Bloco 15 – o concreto empregado possui f_{ck} de 8 MPa, enquanto a partir da elevação 757,30 msnm é empregado um concreto de f_{ck} igual a 7 MPa. As tensões admissíveis de compressão são dadas também a partir das resistências dos concretos utilizados, levando-se em conta os limites apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 4.7 – Tensões admissíveis (Eletrobras, 2003).

Estrutura	Caso de Carregamento	Tensão de Tração Admissível (kN/m²)	Tensão de Compressão Admissível (kN/m²)
BARRAGEM (Bloco 04)	Normal	117,72	4.000,00
	Excepcional	196,20	4.800,00
	Limite	235,44	5.200,00
SOLEIRA	Normal	103,01	3.500,00
VERTENTE (Bloco 15)	Excepcional	171,68	4,200,00
	Limite	206,01	4.550,00

As tensões de tração calculadas, portanto, são menores do que os valores limite definidos em projeto, de forma que a abertura de fissuras na estrutura não é esperada. Ainda assim, apresenta-se no Apêndice A o processo iterativo de verificação de abertura de fissuras para o Bloco 04, representativo da barragem.

As tensões de compressão, conforme se pode observar comparando a Tabela 4.6 e a Tabela 4.7, também são menores do que as tensões admissíveis calculadas para a estrutura.

4.1.3.2 Segurança à Flutuação

O cálculo do Fator de Segurança à Flutuação leva em consideração as cargas verticais atuantes sobre a estrutura, conforme indica a Equação 2.8.

No caso do Bloco 04, que, devido à sua geometria e à elevação de sua base, não possui pesos de água atuantes sobre a estrutura, somente a subpressão e o peso próprio são considerados. Por outro lado, a análise de estabilidade do Bloco 15 leva em consideração os pesos de água nas extremidades de montante e jusante, que atuam de maneira favorável à segurança da estrutura à flutuação. Os valores das forças consideradas no cálculo são apresentados pela Tabela 4.4, no caso do Bloco 04, e pela Tabela 4.5, no caso do Bloco 15.

A Tabela 4.8, a seguir, apresenta os valores calculados para os Fatores de Segurança à Flutuação, separados de acordo com a estrutura (barragem ou soleira vertente) e de acordo com os casos de carregamento considerados. Ainda, para efeito comparativo, são apresentados os Coeficientes de Segurança indicados pela Eletrobras (2003). Fatores de Segurança calculados inferiores aos Coeficientes de Segurança indicam estruturas inseguras do ponto de vista da flutuação, demandando redimensionamento por parte dos projetistas.

Tabela 4.8 – Fatores de Segurança à Flutuação calculados e Coeficientes de Segurança (Eletrobras, 2003).

Estrutura	Caso de Carregamento	Fator de Segurança à Flutuação	Coeficiente de Segurança
BARRAGEM (Bloco 04)	Normal	4,77	1,30
	Excepcional	4,31	1,10
	Limite	2,70	1,10
SOLEIRA	Normal	5,35	1,30
VERTENTE (Bloco 15)	Excepcional	4,37	1,10
	Limite	2,34	1,10

Como é possível observar, os Fatores de Segurança à Flutuação calculados são superiores aos Coeficientes de Segurança em todas as situações analisadas, tanto para o Bloco 04 quanto para o Bloco 15.

O caso de carregamento limite, tanto para a barragem quanto para a soleira vertente, apresenta os valores mais próximos aos valores de referência. Para esse caso de carregamento, conforme apresentado pela Tabela 4.4 e pela Tabela 4.5, o peso próprio e os pesos de água na estrutura não variam em relação ao caso de carregamento excepcional, fazendo com que a soma das forças gravitacionais seja exatamente igual. No entanto, a subpressão considerada se torna muito maior, uma vez que não é considerado qualquer alívio no diagrama de subpressão. Dessa forma, o alívio evidenciado pelos valores de b na Tabela 4.3 não existe de forma similar ao observado no caso de carregamento excepcional.

Já o caso de carregamento normal, caracterizado por drenos operantes e por níveis d'água menores em relação aos outros casos considerados, apresenta valores de Fatores de Segurança bastante elevados. Ainda que o Coeficiente de Segurança estipulado para esse caso seja maior do que para os outros casos de carregamento, os altos valores calculados traduzem uma confiabilidade grande para as estruturas, consideradas seguras.

Caso fosse considerada somente a segurança à flutuação, a estrutura poderia passar por um processo de otimização de sua seção transversal, reduzindo a área da seção, o que diminuiria os custos da obra. Naturalmente, os fatores de segurança calculados se reduziriam, aproximando-se dos coeficientes de segurança estipulados. No entanto, conforme será estudado na sequência, a segurança à flutuação não é considerada uma condição crítica do projeto. Dessa forma, qualquer tentativa de reduzir os fatores encontrados diminuindo a seção transversal das estruturas tornaria o projeto inseguro quanto a outras verificações que devem, também, ser feitas.

4.1.3.3 Segurança ao Tombamento

O cálculo do Fator de Segurança ao Tombamento, de acordo com Eletrobras (2003), se dá conforme a Equação 2.9. Esse fator representa a relação entre momentos estabilizantes e momentos de tombamento que atuam sobre uma estrutura, considerados em relação a um ponto ou linha efetiva de rotação.

No caso do Bloco 04, que não apresenta nível de água a jusante superior à cota da fundação em nenhum dos casos de carregamento e que, devido à sua geometria, também não possui peso de água atuante na região de montante, somente o peso próprio contribui como momento estabilizante. Já no caso do Bloco 15, também atuam momentos estabilizantes gerados em função dos pesos de água que atuam sobre a estrutura e da pressão hidrostática de jusante. Essa diferença se deve ao fato de que, em todos os casos de carregamento, o Bloco 15 possui nível de água a jusante superior à cota da fundação e que, em virtude de sua geometria, também possui peso de água atuante na face de montante. Nenhum efeito estabilizante de coesão e de atrito despertado nas superfícies em contato com a fundação foi considerado.

Como momentos de tombamento, tanto para o caso do Bloco 04 quanto para o Bloco 15, atuam os momentos provenientes das pressões hidrostáticas de montante e das subpressões.

A Tabela 4.9 apresenta os momentos atuantes sobre o Bloco 04, calculados através da multiplicação da força atuante pelo ponto de aplicação. A força atuante, em kN, é apresentada em módulo, assim como nas tabelas anteriores. Seu sentido de aplicação é definido de acordo com as convenções adotadas anteriormente. Já o ponto de aplicação, diferentemente do convencionado anteriormente, é dado pela distância entre o ponto de aplicação e o pé de jusante da estrutura. Dessa forma, o momento calculado representa o momento em relação ao pé de jusante, ponto onde se deseja verificar o tombamento.

Os momentos apresentados na Tabela 4.9 são classificados como estabilizantes ou de tombamento de acordo com os sinais com os quais são apresentados. Valores positivos indicam momentos estabilizantes, enquanto valores negativos indicam momentos desestabilizantes, ou de tombamento.

Tabela 4.9 – Momentos atuantes sobre o Bloco 04 (Eletrobras, 2003).

Caso de Carregamento	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)	Momento (kN.m)
Normal	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	3.239,70	8,57	-27.764,23
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	1.693,53	15,01	-25.412,26
Excepcional	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	4.167,89	9,72	-40.511,89
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	1.876,33	15,08	-28.286,61
Limite	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	4.167,89	9,72	-40.511,89
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	2.989,87	13,95	-41.695,23

A Tabela 4.10 apresenta os momentos atuantes sobre o Bloco 15. As mesmas considerações feitas sobre a Tabela 4.9 nos parágrafos anteriores se aplicam à tabela a seguir.

Tabela 4.10 – Momentos atuantes sobre o Bloco 15 (Eletrobras, 2003).

Caso de Carregamento	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)	Momento (kN.m)
Normal	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	19.591,75	21,07	-412.798,17
	Pressão Hidrostática (Jusante)	30,66	0,83	25,45
	Peso de Água (Montante)	32,67	49,14	1.605,24
	Peso de Água (Jusante)	7,85	0,40	3,10
	Subpressão	7.952,31	33,86	-269.225,46

Caso de Carregamento	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)	Momento (kN.m)
Excepcional	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	21.789,10	22,22	-484.153,80
	Pressão Hidrostática (Jusante)	313,92	2,67	838,17
	Peso de Água (Montante)	72,01	49,12	3.536,77
	Peso de Água (Jusante)	172,75	1,56	268,63
	Subpressão	9.781,29	31,53	-308.355,17
Limite	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	21.789,10	22,22	-484.153,80
	Pressão Hidrostática (Jusante)	313,92	2,67	838,17
	Peso de Água (Montante)	72,01	49,12	3.536,77
	Peso de Água (Jusante)	172,75	1,56	268,63
	Subpressão	18.223,68	31,41	-572.314,67

A Tabela 4.11, exibida a seguir, apresenta os valores calculados para os Fatores de Segurança ao Tombamento, discriminados de acordo com a estrutura (barragem ou soleira vertente) e de acordo com os casos de carregamento considerados. Ainda, para efeito comparativo, são apresentados os Coeficientes de Segurança indicados pela Eletrobras (2003).

Tabela 4.11 – Fatores de Segurança ao Tombamento calculados e Coeficientes de Segurança (Eletrobras, 2003).

Estrutura	Caso de Carregamento	Fator de Segurança ao Tombamento	Coeficiente de Segurança
BARRAGEM (Bloco 04)	Normal	2,16	1,50
	Excepcional	1,67	1,20
	Limite	1,40	1,10
SOLEIRA	Normal	2,02	1,50
VERTENTE (Bloco 15)	Excepcional	1,74	1,20
	Limite	1,31	1,10

Conforme se observa na Tabela 4.11, mostrada acima, as estruturas são consideradas seguras para todos os casos de carregamento considerados.

No geral, a seção definida para a soleira vertente possui os fatores de segurança ao tombamento mais próximos aos valores estipulados dos coeficientes

de segurança do que a seção da barragem selecionada. Ainda que no caso do Bloco 15 existam mais forças contribuindo para o somatório de momentos estabilizantes (devido aos pesos de água a montante e a jusante e à pressão hidrostática de jusante, inexistentes na análise do Bloco 04), essas forças não são grandes o suficiente para anular os valores mais significativos de pressão hidrostática a montante e de subpressão considerados na análise de estabilidade da seção da soleira vertente.

Uma vez que os critérios de projeto estabelecem um nível d'água acima da cota da crista da soleira vertente, até mesmo para o caso de carregamento normal, a proporção entre as cargas que geram momento desestabilizante (subpressão e pressão hidrostática de montante) e o peso próprio da estrutura é mais significativa para o Bloco 15 do que para o Bloco 04. Para a seção considerada da barragem, visto que o nível d'água está abaixo da crista da estrutura, os momentos gerados pela subpressão e pela pressão hidrostática de montante afetam de maneira menos expressiva o FST.

4.1.3.4 Segurança ao Deslizamento

O Fator de Segurança ao Deslizamento, segundo Eletrobras (2003), é calculado conforme a Equação 2.10 e, diferentemente dos fatores de segurança calculados previamente, considera o atrito e a coesão. De acordo com o memorial de cálculo das estruturas, o ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento (ϕ) é igual a 45 graus, enquanto a coesão característica ao longo da superfície de deslizamento é igual a 40 tf/m², ou 392,40 kN/m².

O somatório das forças normais à superfície de deslizamento (ΣN_i) inclui o peso próprio e os pesos de água (de montante e de jusante), que assumem valores positivos, assim como a subpressão, aplicada na equação com sinal negativo. Os valores dessas forças são apresentados na Tabela 4.4, para o Bloco 04, e na Tabela 4.5, para o Bloco 15.

O termo $\Sigma(C_i.A_i)$ indica o somatório das multiplicações entre as coesões características e as respectivas áreas. Como o memorial de cálculo indica um único valor de coesão característica para toda a extensão da fundação, não há distinção de áreas com diferentes valores de coesão. Para os casos de carregamento normal e excepcional, a área considerada na equação é a área total da fundação do bloco,

enquanto no caso de carregamento limite somente o percentual comprimido da base é considerado.

O somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento engloba as pressões hidrostáticas de montante e de jusante, tendo a pressão hidrostática de montante sinal positivo e a pressão hidrostática de jusante sinal negativo. Os valores dessas pressões considerados nos cálculos são apresentados na Tabela 4.4, no caso do Bloco 04, e na Tabela 4.5, no caso do Bloco 15.

Por fim, os fatores de redução da resistência ao atrito (FSD_{ϕ}) e à coesão (FSD_c) são dados pela Eletrobras (2003), variando em função do caso de carregamento considerado e do nível de conhecimento existente dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. A Tabela 4.12, a seguir, apresenta os fatores de redução recomendados, sendo que entre parênteses são apresentados os fatores adotados nos casos em que não há razoável conhecimento dos parâmetros de resistência envolvidos. Na tabela também são apresentados os fatores de redução usados para o dimensionamento da estrutura, indicados no memorial de cálculo, diferentes dos valores estipulados por Eletrobras (2003) nos casos de carregamento excepcional e limite.

Tabela 4.12 – Fatores de redução da resistência ao atrito (FSD_{ϕ}) e à coesão (FSD_c) – Eletrobras, 2003.

Fatores de Redução		Casos de Carregamento		
		CCN	CCE	CCL
FSD_{ϕ}	Eletrobras	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)
	MC	1,5	1,3	1,1
FSD_c	Eletrobras	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)
	MC	3,0	2,0	1,5

A Tabela 4.13 apresenta os Fatores de Segurança ao Deslizamento calculados para o Bloco 04 e para o Bloco 15, levando-se em consideração os fatores de redução da resistência ao atrito e à coesão indicados pela Eletrobras (2003), bem como os fatores de redução definidos no memorial de cálculo da estrutura.

Tabela 4.13 – Fatores de Segurança ao Deslizamento (FSD) – Eletrobras, 2003.

Estrutura	Casos de Carregamentos	Fatores de Segurança ao Deslizamento	
		Eletrobras (2003)	Memorial de Cálculo
BARRAGEM (Bloco 04)	CCN	2,16	2,16
	CCE	2,67	2,13
	CCL	2,63	2,33
SOLEIRA	CCN	1,51	1,51
VERTENTE (Bloco 15)	CCE	2,00	1,63
	CCL	1,74	1,56

Observando a Tabela 4.13, é possível observar que as condições de segurança ao deslizamento são atendidas para todos os casos de carregamentos, tanto para a consideração de fatores de redução da Eletrobras (2003) quanto para a consideração do memorial de cálculo, visto que todos os fatores são superiores a 1,0, exigência mínima para que a estrutura seja considerada segura.

Para o caso de carregamento normal, os coeficientes adotados são iguais para os dois casos, resultando em resultados também iguais.

Considerando os casos de carregamento excepcional e limite, em que os fatores de redução se alteram, os resultados para os fatores do memorial de cálculo foram menores. O memorial de cálculo da estrutura prevê coeficientes mais conservadores do que os critérios de projeto considerados no presente trabalho, reduzindo o numerador da equação. Assim, o cálculo considerando os fatores do memorial justifica-se em favor da segurança, enquanto o cálculo considerando os fatores do critério Eletrobras (2003) mostra-se mais arrojado. De qualquer forma, não há razões para acreditar que os critérios de projeto deveriam rever os coeficientes, ainda mais em situações em que não há grandes incertezas quanto aos parâmetros adotados.

Analisando-se os resultados dos dois blocos analisados, é possível entender que o caso de carregamento normal constitui a situação mais crítica quando os fatores de redução são definidos de acordo com indicação da Eletrobras (2003). Quando são levados em conta os fatores de redução definidos pelo memorial de cálculo, o CCN representa novamente o caso mais crítico para o Bloco 15, enquanto para o Bloco 04 a condição mais crítica é representada pela CCE.

A predominância de situações críticas envolvendo o caso de carregamento normal se deve ao fato de que os fatores de redução apresentados

pela Tabela 4.12 são muito maiores para esse caso, enquanto as cargas desestabilizantes não crescem tanto quando considerados os outros casos de carregamento.

Ainda, é possível inferir que o bloco da barragem é mais seguro quanto ao deslizamento, apresentando fatores de segurança mais elevados do que o Bloco 15 para todos os casos de carregamento, seja considerando os fatores de redução apresentados por Eletrobras (2003) ou pelo memorial de cálculo das estruturas.

4.2 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS – SUBPRESSÃO A PARTE DE DADOS DE INSTRUMENTAÇÃO

4.2.1 Determinação nos Diagramas de Subpressão e das Demais Cargas Atuantes

As análises dos dados de instrumentação da barragem levaram em conta os máximos registros de cada um dos piezômetros instalados nos Blocos 04 e 15. A Tabela 4.14 apresenta, a seguir, as maiores cargas e cotas piezométricas registradas em cada um dos piezômetros, sendo a cota piezométrica igual à soma da carga piezométrica com a cota de instalação do instrumento.

Tabela 4.14 – Máximas cargas e cotas piezométricas registradas nos piezômetros (Dados de instrumentação).

Bloco	Piezômetro	Máxima Carga Piezométrica (m.c.a.)	Cota de Instalação do Piezômetro (msnm)	Máxima Cota Piezométrica (msnm)
Bloco 04	PSP-201	21,16	780,94	802,10
	PSP-202	12,68	775,87	788,55
	PSP-203	4,97	781,89	786,86
	PSP-204	9,56	775,72	785,28
Bloco 15	PSP-501	46,39	742,36	788,75
	PSP-502	29,09	731,64	760,73
	PSP-503	8,05	742,50	750,55
	PSP-504	24,90	730,84	755,74

Cada uma das leituras máximas dos piezômetros foi registrada em uma data diferente, resultando em quatro datas consideradas críticas para cada bloco analisado. Ainda, foi considerado um caso com os registros máximos históricos de

cada piezômetro, em adição ao maior nível d'água observado ao longo da operação da barragem, resultando em cinco casos selecionados para a barragem e outros cinco casos para a soleira vertente. Para cada uma das datas consideradas, foram verificadas as condições de estabilidade global das estruturas.

A Tabela 4.15, mostrada a seguir, apresenta as cotas piezométricas e os níveis d'água definidos para os cinco casos considerados na verificação de estabilidade da seção escolhida da barragem, ou seja, do Bloco 04. São apresentados em negrito os valores que representam o registro máximo do respectivo piezômetro ou o registro máximo de nível d'água ao longo da operação.

Tabela 4.15 – Casos considerados nas verificações de estabilidade do Bloco 04 (Dados de instrumentação).

Data	PSP-201	PSP-202	PSP-203	PSP-204	N. A.
26/11/2008	802,10	784,82	783,55	783,14	803,77
16/11/2005	799,10	788,55	783,60	784,76	804,79
28/12/2012	796,10	786,29	786,86	783,71	803,41
22/06/2005	786,10	786,60	783,26	785,28	805,80
Máximos	802,10	788,55	786,86	785,28	808,66

A Tabela 4.16 apresenta as cotas piezométricas e os níveis d'água definidos para os cinco casos considerados na verificação de estabilidade da seção escolhida da soleira vertente (Bloco 15). Da mesma forma que na Tabela 4.15, são apresentados em negrito os valores que representam o registro máximo do respectivo piezômetro ou o registro máximo de nível d'água ao longo da operação.

Tabela 4.16 – Casos considerados nas verificações de estabilidade do Bloco 15 (Dados de instrumentação).

Data	PSP-501	PSP-502	PSP-503	PSP-504	N. A.
13/07/2005	788,75	750,53	750,39	750,60	805,35
28/02/2011	756,75	760,73	747,47	750,56	805,30
22/06/2005	764,75	750,55	750,55	750,60	805,80
01/12/2005	781,75	750,79	749,94	755,74	801,75
Máximos	788,75	760,73	750,55	755,74	808,66

A partir das leituras piezométricas, foram calculadas as subpressões atuantes sobre a estrutura em cada data, além da subpressão máxima, calculada a partir dos valores máximos registrados. As forças totais, bem como seus respectivos pontos de aplicação, são apresentadas na Tabela 4.17.

A Tabela 4.17 ainda aponta os valores de a, b, c e d para cada um dos casos, representando a diferença entre as cotas piezométricas registradas e as cotas da fundação para o pé de montante da barragem e as linhas dos piezômetros de final 01, 03 e 04, respectivamente, conforme apresentado na Figura 3.6. Considerou-se que a subpressão atuante no pé de jusante da barragem é nula, em concordância com a definição feita para a verificação de estabilidade a partir dos critérios de projeto Eletrobras (2003).

Tabela 4.17 – Valores de subpressão calculados (Dados de instrumentação).

Bloco	Data	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)	Força Total (kN)	Ponto de Aplicação (m)
Bloco 04	26/11/2008	4,94	21,10	2,55	2,14	1.214,81	-5,46
	16/11/2005	8,24	18,10	2,60	3,76	1.218,53	-4,74
	28/12/2012	5,93	15,10	5,86	2,71	1.153,32	-4,60
	22/06/2005	5,57	5,10	2,26	4,28	640,40	-2,39
	Máximos	8,43	21,10	5,86	4,28	1.533,72	-4,57
Bloco 15	13/07/2005	38,08	45,25	6,89	7,10	4.379,52	-13,86
	28/02/2011	14,00	13,25	3,97	7,06	2.398,61	-8,28
	22/06/2005	18,59	21,25	7,05	7,10	3.065,90	-10,64
	01/12/2005	32,44	38,25	6,44	12,24	4.950,20	-10,39
	Máximos	40,00	45,25	7,05	12,24	5.390,21	-11,24

As pressões hidrostáticas de montante, assim como os pesos de água na região de montante da soleira vertente, são calculadas a partir dos níveis d'água registrados nas datas consideradas, apresentados na Tabela 4.15, para o caso do Bloco 04, e na Tabela 4.16, para o Bloco 15. As pressões hidrostáticas e pesos de água de jusante, conforme anteriormente explicado, são consideradas como não existentes. A Tabela 4.18 apresenta as forças atuantes sobre o Bloco 04, em cada uma das cinco análises.

Tabela 4.18 – Forças atuantes sobre o Bloco 04.

Data	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
26/11/2008	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	2.543,11	7,59
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	1.214,81	-5,46
16/11/2005	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	2.776,05	7,93
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	1.218,53	-4,74
28/12/2012	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	2.463,33	7,47
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	1.153,32	-4,60
22/06/2005	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	3.016,77	8,27
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	640,40	-2,39
Máximos	Peso Próprio	8.086,26	-3,73
	Pressão Hidrostática (Montante)	3.752,70	9,22
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	1.533,72	-4,57

A Tabela 4.19, a seguir, apresenta as forças atuantes sobre o Bloco 15, para cada uma das análises consideradas.

Tabela 4.19 – Forças atuantes sobre o Bloco 15.

Data	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
13/07/2005	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	18.763,70	20,62
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	8,00	-24,40
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	4.379,52	-13,86
28/02/2011	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	18.733,37	20,60
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	7,34	-24,42
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	2.398,61	-8,28
22/06/2005	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	19.037,73	20,77
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	14,01	-24,32
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	3.065,90	-10,64
01/12/2005	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	16.642,97	19,42
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	4.950,20	-10,39
Máximos	Peso Próprio	42.468,81	-7,50
	Pressão Hidrostática (Montante)	20.825,77	21,72
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	52,16	-24,24
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00
	Subpressão	5.390,21	-11,24

4.2.2 Cálculo dos Fatores de Segurança e das Tensões Atuantes

Após a definição dos diagramas de subpressão e demais cargas atuantes sobre a estrutura nas datas estudadas, consideradas críticas, foi possível fazer as verificações de estabilidade da estrutura, através da verificação das tensões

atuantes e do cálculo dos fatores de segurança, conforme definido pela Eletrobras (2003).

As forças consideradas nas análises foram apresentadas pela Tabela 4.18, de modo a facilitar o entendimento do processo de cálculo e a organização dos resultados. Nela, os pontos de aplicação são dados tendo como referência o centro geométrico da base: valores negativos indicam que a carga é aplicada à esquerda do centro da base, enquanto valores positivos indicam um ponto de aplicação da carga à direita do centro da base.

4.2.2.1 Verificação das Tensões Atuantes

As tensões atuantes sobre as bases dos blocos foram verificadas conforme a Equação 2.9, considerando-se as forças apresentadas na Tabela 4.18, para o Bloco 04, e na Tabela 4.19, para o Bloco 15. Os pontos de aplicação exibidos nas tabelas citadas são dados tendo como referência os centros geométricos das bases, de forma que o cálculo dos momentos atuantes na Equação 2.9 se dá pela multiplicação da coluna de força atuante pela de ponto de aplicação, não sendo necessária qualquer mudança de referencial nos pontos de aplicação das forças.

A Tabela 4.20, exibida a seguir, apresenta as tensões atuantes sobre as fundações calculadas para o bloco analisado da barragem e para o bloco da soleira vertente. Valores negativos, na tabela, representam tensões de compressão, enquanto valores positivos representam tensões de tração.

Tabela 4.20 – Tensões atuantes sobre as fundações (Dados de instrumentação).

Estrutura	Caso Analisado	Tensão a Montante (kN/m²)	Tensão a Jusante (kN/m²)
	26/11/2008	-270,61	-386,60
BARRAGEM (Bloco 04)	16/11/2005	-295,88	-360,97
	28/12/2012	-242,97	-420,12
	22/06/2005	-305,54	-406,60
	Máximos	-156,28	-470,43

Estrutura	Caso Analisado	Tensão a Montante (kN/m²)	Tensão a Jusante (kN/m²)
	13/07/2005	-453,25	-1.077,68
SOLEIRA	28/02/2011	-594,34	-1.016,17
VERTENTE	22/06/2005	-527,53	-1.056,44
(Bloco 15)	01/12/2005	-617,90	-889,78
	Máximos	-278,21	-1.213,88

Para todos os casos analisados, como pode-se observar na Tabela 4.20, são registradas somente tensões de compressão ao longo de toda a extensão da base do bloco. Dessa forma, para o cálculo dos Fatores de Segurança ao Deslizamento, considera-se, na Equação 2.10, A_i igual à base inteira, sem quaisquer descontos de áreas tracionadas.

Ainda, considerando que o concreto resiste melhor à compressão e que tensões de tração atuantes sobre a estrutura são indesejadas ao longo de sua operação, os resultados calculados se mostram satisfatórios, tendo em vista a segurança da barragem. As tensões de compressão registradas nas estruturas, quando comparadas às tensões admissíveis apresentadas na Tabela 4.7, se mostram baixas, ou seja, nem o bloco representativo da barragem nem o bloco da soleira vertente apresentam quaisquer problemas relativos às tensões atuantes no contato concreto-rocha analisado.

4.2.2.2 Segurança à Flutuação

O cálculo do Fator de Segurança à Flutuação leva em consideração as cargas verticais atuantes sobre a estrutura, conforme indica a Equação 2.8.

Como o Bloco 04, devido à sua geometria e à elevação de sua base, não possui pesos de água atuantes sobre a estrutura, somente a subpressão e o peso próprio são considerados no cálculo do FSF. Para o Bloco 15, por outro lado, também devem ser considerados na análise os pesos de água a montante.

A Tabela 4.21, a seguir, apresenta os valores calculados para os Fatores de Segurança à Flutuação, de acordo com os casos analisados.

Tabela 4.21 – Fatores de Segurança à Flutuação calculados (Dados de instrumentação).

Estrutura	Caso Analisado	Fator de Segurança à Flutuação
BARRAGEM (Bloco 04)	26/11/2008	6,66
	16/11/2005	6,64
	28/12/2012	7,01
	22/06/2005	12,63
	Máximos	5,27
SOLEIRA VERTENTE (Bloco 15)	13/07/2005	9,70
	28/02/2011	17,71
	22/06/2005	13,86
	01/12/2005	8,58
	Máximos	7,89

O máximo Coeficiente de Segurança definido pela Eletrobras (2003) é igual a 1,30, para o caso de carregamento normal. Como é possível observar, todos os Fatores de Segurança à Flutuação calculados são superiores a esse valor, o que permite concluir que as estruturas apresentam comportamento bastante seguro quanto à flutuação. Mesmo quando o caso de máximos é considerado, representando um cenário que jamais se verificou na prática, os valores de 5,27 e de 7,89 se mostram bastante superiores ao maior Coeficiente de Segurança exigido pela normatização estudada.

4.2.2.3 Segurança ao Tombamento

O cálculo do Fator de Segurança ao Tombamento, de acordo com Eletrobras (2003), se dá segundo a Equação 2.9. Esse fator representa a relação entre momentos estabilizantes e momentos de tombamento que atuam sobre uma estrutura, considerados em relação a um ponto ou linha efetiva de rotação.

Uma vez que considera-se que o Bloco 04 não apresenta nível de água a jusante superior à cota da fundação em nenhum dos casos analisados e que, devido à sua geometria, também não possui peso de água atuante na região de montante, somente o peso próprio contribui como momento estabilizante. Nenhum efeito estabilizante de coesão e de atrito despertado nas superfícies em contato com a fundação foi considerado. Como momentos de tombamento atuam os momentos provenientes das pressões hidrostáticas de montante e das subpressões.

O Bloco 15, em adição ao peso próprio, também registra a contribuição do peso de água a montante gerando um momento estabilizante. Nenhum peso de água ou pressão hidrostática a jusante é considerado atuante sobre a estrutura.

A Tabela 4.22 apresenta os momentos atuantes sobre o Bloco 04, calculados através da multiplicação da força atuante pelo ponto de aplicação. A força atuante, em kN, é apresentada em módulo, assim como nas tabelas anteriores. Seu sentido de aplicação é definido de acordo com as convenções adotadas anteriormente. Já o ponto de aplicação é dado pela distância entre o ponto de aplicação e o pé de jusante da estrutura. Dessa forma, o momento calculado representa o momento em relação ao pé de jusante, ponto onde se deseja verificar o tombamento.

Os momentos apresentados na Tabela 4.22 são classificados como estabilizantes ou de tombamento de acordo com os sinais com os quais são apresentados. Valores positivos indicam momentos estabilizantes, enquanto valores negativos indicam momentos desestabilizantes, ou de tombamento.

Tabela 4.22 – Momentos atuantes sobre o Bloco 04 (Dados de instrumentação).

Caso Analisado	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)	Momento (kN.m)
26/11/2008	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	2.543,11	7,59	-19.302,20
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	1.214,81	15,92	-19.334,31
16/11/2005	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	2.776,05	7,93	-22.014,08
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	1.218,53	15,20	-18.516,17

Caso Analisado	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)	Momento (kN.m)
28/12/2012	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	2.463,33	7,47	-18.401,08
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	1.153,32	15,06	-17.363,81
22/06/2005	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	3.016,77	8,27	-24.948,69
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	640,40	12,85	-8.226,26
Máximos	Peso Próprio	8.086,26	14,19	114.707,64
	Pressão Hidrostática (Montante)	3.752,70	9,22	-34.599,89
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	1.533,72	15,03	-23.044,91

A Tabela 4.23, apresentada a seguir, mostra os momentos atuantes sobre o Bloco 15. As mesmas considerações feitas sobre a Tabela 4.22 são válidas para a Tabela 4.23.

Tabela 4.23 – Momentos atuantes sobre o Bloco 15 (Dados de instrumentação).

Caso Analisado	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)	Momento (kN.m)
13/07/2005	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	18.763,70	20,62	-386.907,49
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	8,00	49,29	394,28
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	4.379,52	38,75	-169.684,50

Caso Analisado	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)	Momento (kN.m)
28/02/2011	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	18.733,37	20,60	-385.907,42
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	7,34	49,31	361,90
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	2.398,61	33,17	-79.549,90
22/06/2005	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	19.037,73	20,77	-395.413,65
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	14,01	49,21	689,36
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	3.065,90	35,53	-108.916,10
01/12/2005	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	16.642,97	19,42	-323.206,48
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	4.950,20	35,28	-174.618,31
Máximos	Peso Próprio	42.468,81	32,39	1.375.352,41
	Pressão Hidrostática (Montante)	20.825,77	21,72	-452.335,72
	Pressão Hidrostática (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Peso de Água (Montante)	52,16	49,13	2.562,36
	Peso de Água (Jusante)	0,00	0,00	0,00
	Subpressão	5.390,21	36,13	-194.721,34

A Tabela 4.24, exibida a seguir, apresenta os valores calculados para os Fatores de Segurança ao Tombamento, discriminados de acordo com os casos analisados, tanto para o Bloco 04 quanto para o Bloco 15.

Tabela 4.24 – Fatores de Segurança ao Tombamento calculados (Dados de instrumentação).

Estrutura	Caso Analisado	Fator de Segurança ao Tombamento
BARRAGEM (Bloco 04)	26/11/2008	2,97
	16/11/2005	2,83
	28/12/2012	3,21
	22/06/2005	3,46
	Máximos	1,99
SOLEIRA VERTENTE (Bloco 15)	13/07/2005	2,47
	28/02/2011	2,96
	22/06/2005	2,73
	01/12/2005	2,76
	Máximos	2,13

Os Fatores de Segurança ao Tombamento (FST) calculados atendem aos Coeficientes de Segurança definidos pelos Critérios Eletrobras (2003) para todos os casos de carregamento considerados nesse trabalho: normal, excepcional e limite. Dessa maneira, é possível concluir que as estruturas são consideradas seguras para todos os casos analisados.

Mesmo as condições hipotéticas, que consideram os valores máximos registrados, apresentam fatores de segurança calculados próximos a 2,00.

Considerando as outras condições estudadas, as quais de fato foram observadas em campo em algum momento ao longo da operação da estrutura, o momento gerado pelo peso próprio da barragem e peso de água a montante (no caso do Bloco 15) são, ao menos, 2,4 vezes maiores do que os momentos de tombamento gerados pela pressão hidrostática de montante e pela subpressão atuante sobre a fundação.

4.2.2.4 Segurança ao Deslizamento

O Fator de Segurança ao Deslizamento, segundo Eletrobras (2003), é calculado conforme a Equação 2.10 e, diferentemente dos fatores de segurança calculados previamente, considera o atrito e a coesão. O memorial de cálculo das estruturas define o ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento (ϕ_i)

igual a 45 graus, enquanto a coesão característica ao longo da superfície de deslizamento é considerada igual a 40 tf/m², ou 392,40 kN/m².

Para o cálculo dos fatores de segurança ao deslizamento, devem ser definidos os fatores de redução da resistência ao atrito (FSD_φ) e à coesão (FSD_C), dados pela Eletrobras (2003), variando em função do caso de carregamento considerado e do nível de conhecimento existente dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Para o cálculo do FSD em cada um dos cenários analisados, foram considerados os valores de FSD_φ e FSD_C referentes ao caso de carregamento normal, por serem os maiores valores tabelados pela Eletrobras (2003), resultando em menores fatores de segurança resultantes.

O fator de redução da resistência ao atrito foi considerado, portanto, igual a 1,5, enquanto o fator de redução da resistência à coesão foi considerado igual a 3,0. Os dois valores adotados coincidem com os valores adotados no memorial de cálculo das estruturas para o CCN, ao contrário do que ocorre nas verificações dos outros casos de carregamento, em que os valores definidos pela Eletrobras (2003) e os valores considerados no memorial divergem, sendo os valores do memorial de cálculo mais conservadores.

Vale considerar, ainda, que as áreas comprimidas, em todos os casos analisados, coincidem com a área total da base, uma vez que não foram calculadas tensões de tração na fundação em nenhuma situação.

A Tabela 4.25 apresenta os Fatores de Segurança ao Deslizamento calculados para os blocos estudados.

Tabela 4.25 – Fatores de Segurança ao Deslizamento (FSD).

Caso Analisado	Fator de Segurança ao Deslizamento
26/11/2008	2,88
16/11/2005	2,63
28/12/2012	2,99
22/06/2005	2,55
Máximos	1,89

Caso Analisado	Fator de Segurança ao Deslizamento
13/07/2005	1,70
28/02/2011	1,77
22/06/2005	1,72
01/12/2005	1,89
Máximos	1,50

Observando a Tabela 4.25, é possível observar que as condições de segurança ao deslizamento são atendidas para todos os casos analisados, visto que todos os fatores são superiores a 1,0, exigência mínima para que a estrutura seja considerada segura.

O Fator de Segurança ao Deslizamento, como todos os outros fatores de segurança calculados a partir dos dados de instrumentação, tem seu caso mais crítico na situação hipotética em que são considerados os valores máximos históricos para todos os piezômetros e para o nível d'água a montante. Para todos os outros casos, os valores de FSD se apresentam, ao menos, 70% maiores do que o valor mínimo exigido para que a estrutura seja verificada quanto ao deslizamento.

4.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS

Visando entender como as forças de subpressão se comportam na prática, em comparação aos valores previstos pelos critérios de projeto da Eletrobras (2003), foram tabelados os resultados encontrados para o Bloco 04 na Tabela 4.26, mostrada a seguir. A Tabela 4.27, exibida em sequência, apresenta a comparação de resultados obtidos para o Bloco 15.

Tabela 4.26 – Comparação entre subpressões para o Bloco 04.

Método de Cálculo	Caso Analisado	Subpressão (kN)	Ponto de Aplicação (x)
Eletrobras (2003)	CCN	1.693,53	-4,55
	CCE	1.876,33	-4,62
	CCL	2.989,87	-3,49

Método de Cálculo	Caso Analisado	Subpressão (kN)	Ponto de Aplicação (x)
Dados de Instrumentação	26/11/2008	1.214,81	-5,46
	16/11/2005	1.218,53	-4,74
	28/12/2012	1.153,32	-4,60
	22/06/2005	640,40	-2,39
	Máximos	1.533,72	-4,57

Tabela 4.27 – Comparação entre subpressões para o Bloco 15.

Método de Cálculo	Caso Analisado	Subpressão (kN)	Ponto de Aplicação (x)
Eletrobras (2003)	CCN	7.952,31	-8,97
	CCE	9.781,29	-6,64
	CCL	18.223,68	-6,52
Dados de Instrumentação	13/07/2005	4.379,52	-13,86
	28/02/2011	2.398,61	-8,28
	22/06/2005	3.065,90	-10,64
	01/12/2005	4.950,20	-10,39
	Máximos	5.390,21	-11,24

Como se pode observar nas tabelas, os valores de subpressão registrados sobre as estruturas são muito menores do que os valores calculados através dos critérios de projeto. Nem mesmo o valor calculado para a subpressão no caso de carregamento normal foi ultrapassado ao longo do período operativo, ainda que níveis d'água acima do nível considerado para esse caso de carregamento já tenham sido registrados durante a operação da estrutura.

Considerando os resultados calculados a partir dos dados de instrumentação, os cenários hipotéticos, em que são considerados os máximos registros para cada um dos piezômetros, são os que apresentam os maiores valores. Para o caso do Bloco 04, conforme observado na Tabela 4.26, o valor calculado para esse cenário alcança 90% do valor calculado para o caso de carregamento normal de acordo com os critérios de projeto Eletrobras (2003), enquanto no caso do Bloco 15 essa proporção somente atinge 67%, como apresentado na Tabela 4.27.

Nesse sentido, os critérios de projeto considerados para o cálculo dos esforços de subpressão se apresentam bastante conservadores, de forma que até

mesmo para um cenário extremo, jamais observado na prática, os registros dos piezômetros apresentam valores menores.

Partindo da comparação entre subpressões calculadas e registradas pelos instrumentos, foram comparados os fatores de segurança calculados de acordo com os critérios Eletrobras (2003) com os fatores calculados a partir dos registros piezométricos. A comparação para o Bloco 04 consta na Tabela 4.28, enquanto a comparação para o Bloco 15 é apresentada na Tabela 4.29.

Tabela 4.28 – Comparação entre Fatores de Segurança para o Bloco 04.

Método de Cálculo	Caso Analisado	N.A.	% _{comp}	FSF	FST	FSD	
						Elet	MC
Eletrobras (2003)	CCN	806,70	100,00%	4,77	2,16	2,16	2,16
	CCE	810,15	100,00%	4,31	1,67	2,67	2,13
	CCL	810,15	92,73%	2,70	1,40	2,63	2,33
Dados de Instrumentação	26/11/2008	803,77	100,00%	6,66	2,97	2,88	
	16/11/2005	804,79	100,00%	6,64	2,83	2,63	
	28/12/2012	803,41	100,00%	7,01	3,21	2,99	
	22/06/2005	805,80	100,00%	12,63	3,46	2,55	
	Máximos	808,66	100,00%	5,27	1,99	1,89	

Tabela 4.29 – Comparação entre Fatores de Segurança para o Bloco 15.

Método de Cálculo	Caso Analisado	N.A.	% _{comp}	FSF	FST	FSD	
						Elet	MC
Eletrobras (2003)	CCN	806,70	100,00%	5,35	2,02	1,51	1,51
	CCE	810,15	100,00%	4,37	1,74	2,00	1,63
	CCL	810,15	85,53%	2,34	1,31	1,74	1,56
Dados de Instrumentação	13/07/2005	805,35	100,00%	9,70	2,47	1,70	
	28/02/2011	805,30	100,00%	17,71	2,96	1,77	
	22/06/2005	805,80	100,00%	13,86	2,73	1,72	
	01/12/2005	801,75	100,00%	8,58	2,76	1,89	
	Máximos	808,66	100,00%	7,89	2,13	1,50	

Conforme observado nas tabelas exibidas anteriormente, tensões de tração nos contatos concreto-rocha somente são encontradas para o caso de carregamento limite. Uma vez que o peso próprio das estruturas, constante para todas as análises feitas, contribui para que ocorram tensões de compressão na região mais a montante da base, enquanto a subpressão contribui para a ocorrência de tensões de tração, é natural concluir que, com forças de subpressão ocorrendo

ao longo da operação da estrutura menores do que as previstas por cálculo, não fossem observadas tensões de tração na região de montante da base.

Como mesmo na condição excepcional de cheia as bases somente são comprimidas, as forças de subpressão de fato atuantes sobre a estrutura deveriam ser muito maiores do que os valores registrados até hoje para que tensões de tração ocorressem na região de montante. Ainda que a operação da estrutura não tenha registrado níveis d'água superiores aos considerados nos casos de carregamento excepcional e limite, considera-se improvável que tensões de tração sejam registradas em algum momento da operação. Uma análise mais precisa sobre o problema demanda uma maior quantidade de obras analisadas.

Os Fatores de Segurança à Flutuação calculados a partir das leituras de instrumentação, analisando-se os dois blocos estudados, foram sempre menores do que os fatores calculados levando-se em consideração as subpressões determinadas pelos critérios de projeto. Mesmo os cenários hipotéticos analisados para os dois blocos apresentam fatores calculados abaixo dos fatores considerados para o caso de carregamento normal, algo previsível a partir da observação de que as subpressões verificadas na prática estiveram sempre menores do que as calculadas em projeto.

Por outro lado, o Fator de Segurança ao Tombamento calculado para o caso de carregamento normal foi ultrapassado pelo fator registrado no cenário hipotético para o Bloco 04. No entanto, essa diferença se deve principalmente pela pressão hidrostática de montante, calculada a partir do nível d'água observado, e não pela subpressão atuante sobre a base. Em todos os outros casos verificados na prática, e mesmo no cenário hipotético do Bloco 15, os FSTs calculados considerando-se os critérios Eletrobras (2003) foram superiores.

É interessante constatar que, para a análise quanto ao tombamento, a influência da subpressão não acontece somente por sua força total aplicada, como no caso do FSF, mas também pelo ponto em que considera-se que é aplicada a força. Como mostrado na Tabela 4.27, representativa do Bloco 15, os pontos de aplicação da subpressão observados na prática se encontram mais à esquerda do que os calculados pelos critérios de projeto, gerando momentos resultantes maiores. Por esse motivo, para o Bloco 15, as diferenças percentuais entre fatores de segurança calculados em projeto e verificados na prática tendem a ser menores

para as análises quanto ao tombamento do que para as análises quanto à flutuação, que não levam em conta a excentricidade da aplicação das forças de subpressão.

Já para o Bloco 04, para o qual os pontos de aplicação não variam tanto entre os cálculos a partir dos critérios de projeto e dos dados de instrumentação, as diferenças percentuais entre os valores registrados para os dois métodos de cálculos são parecidas nas análises quanto à flutuação e quanto ao tombamento.

Por fim, os resultados dos Fatores de Segurança ao Deslizamento apresentados na Tabela 4.28 e na Tabela 4.29 se mostram muito mais parecidos quando comparados os dois métodos de cálculo do que os fatores discutidos previamente. Os valores de FSD para o caso de carregamento excepcional, por exemplo, são maiores do que os valores registrados em uma série de instantes da operação, ao contrário do que ocorre para FSF e FST. Essa diferença se deve, basicamente, à adoção de fatores de redução na Equação 2.10, diferentes de acordo com o caso de carregamento analisado.

Posto que foram considerados os fatores de redução do CCN nas análises da instrumentação, é compreensível que os valores dos Fatores de Segurança ao Deslizamento sejam menores nessa análises do que nos cálculos dos casos excepcional e limite, em alguns casos. Essa consideração, no entanto, não indica que a operação das estruturas impõe condições mais severas do que as previstas em projeto. As estruturas são consideradas seguras quanto ao deslizamento, com seus fatores de segurança, mesmo nos cenários hipotéticos, estando bastante acima de 1,0, valor mínimo aceitável.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Baseando-se nos dados de projeto especificados no memorial de cálculo das estruturas, a análise de tensões atuantes e o cálculo dos fatores de segurança, feitos com base nos critérios de projeto da Eletrobras (2003), indicaram que os blocos estudados são estáveis para as condições de carregamento normal, excepcional e limite. Tanto o bloco representativo da barragem quanto o bloco componente da soleira vertente atendem aos fatores de segurança especificados para cada caso de carregamento, tendo na análise de tensões atuantes sua condição mais crítica de projeto, em especial para o caso de carregamento limite.

As mesmas conclusões quanto à estabilidade das estruturas foram obtidas a partir das análises dos dados de instrumentação. Os piezômetros instalados em blocos da barragem e da soleira vertente indicaram diagramas atuantes ao longo do tempo menores do que os previstos em projeto. Dessa forma, de maneira geral, os fatores de segurança calculados foram ainda mais elevados do que os calculados considerando-se os diagramas encontrados a partir dos critérios de projeto.

O comparativo entre os critérios da Eletrobras (2003) e os dados piezométricos indica que, de fato, os critérios para determinação dos diagramas de subpressão e verificação das condições de estabilidade global da estrutura oferecem excelente grau de confiabilidade. As barragens e demais estruturas de concreto projetadas de maneira a atender esses critérios, portanto, devem ser consideradas estáveis e confiáveis. Questiona-se, em contrapartida, quão conservadores são os critérios de projeto, buscando-se entender até que ponto projetos são inviabilizados ou têm suas margens de lucro prejudicadas por estarem superdimensionados em comparação às condições verificadas ao longo de suas operações. A grande diferença observada entre os diagramas de subpressão registrados a partir de dados de instrumentação e os calculados a partir dos critérios de projeto sugere que há espaço para que os critérios se tornem menos conservadores com o passar do tempo, demandando menores seções transversais das estruturas sem prejudicar suas condições de segurança.

Para tanto, é necessário que uma gama maior de projetos seja estudada, facilitando o entendimento do comportamento das forças de subpressão

atuantes sobre uma estrutura e subsidiando a elaboração de novos critérios de projeto, nacional e internacionalmente. O próprio projeto estudado jamais registrou cheia prevista para os casos de carregamento excepcional e limite, sendo incorreto tomar conclusões definitivas de que os diagramas de subpressão registrados seriam sempre menores do que preveem os critérios de projeto.

Nesse sentido, uma possível continuação para o estudo envolve a análise de uma quantidade maior de obras executadas, visando entender, através de uma base de dados maior, a diferença entre os diagramas de subpressão previstos em projeto e observados em campo, bem como a influência dessa diferença na viabilidade das obras e nas condições de estabilidade das estruturas.

Outra análise interessante a ser feita em trabalhos futuros diz respeito à influência da permeabilidade das fundações nos diagramas de subpressão observados, uma vez que os critérios de projeto não relacionam o coeficiente de permeabilidade da base à força de subpressão que atua sobre a estrutura. Essa análise pode ser feita tanto através de programas de análise de percolação quanto a partir da interpretação de dados de campo, comparando as diferenças entre projeto e dados de instrumentação para fundações de barragens com variados coeficientes de permeabilidade.

Por fim, uma última sugestão de estudo envolve a comparação entre os critérios de projeto utilizados ao redor de mundo, visando entender de que diferentes maneiras são estimados os diagramas de subpressão atuantes, bem como as maneiras como são verificadas as condições de estabilidade das estruturas estudadas.

REFERÊNCIAS

- ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, COMMITTEE 116R-00. ***Cement and Concrete Terminology***. 2000.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, COMMITTEE 207.1R-96. ***Mass Concrete***. 1996.
- ANDRADE, R. M. **A drenagem nas fundações das estruturas hidráulicas**. Rio de Janeiro, 1982.
- ANDRIOLO, F. R. ***The use of roller compacted concrete***. São Paulo, 1998.
- AUGUSTO, L. F. Q. **Estudo de barragens de gravidade de concreto quanto à estabilidade global**. Curitiba, 2003.
- AZEVEDO, A. A.; ALBUQUERQUE FILHO, J. L. Águas Subterrâneas. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.
- CELESTINO, T. B. **Determinação de propriedades e parâmetros de maciços rochosos**. In: Simpósio Sul-Americano de Mecânica de Rochas. Porto Alegre, 1986.
- CBDB – COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. **A história das barragens no Brasil: Séculos XIX, XX e XXI**. Rio de Janeiro, 2011.
- CBDB – COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS; ELETROBRAS; INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Concreto massa no Brasil – Memória técnica**. Rio de Janeiro: Eletrobras, 1989.
- CBDB – COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. **Guia Básico de Segurança de Barragens**. Núcleo Regional de São Paulo, Comissão Regional de Segurança de Barragens, 2001.
- COSTA, W. D. **Geologia de Barragens**.
- CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.
- DARCY, H. ***Les fontaines publiques de la ville de Dijon***. Paris: Dalmont, 1856
- ELETROBRAS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro, 2003.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**. 2. ed. Curitiba, 2011.

FIORI, A. P.; WANDRESEN, R. **Tensões e deformações em geologia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2014.

FURNAS, Laboratório de Concreto, Departamento de Apoio e Controle Técnico. **Concretos massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades**. Editor: Walton Pacelli de Andrade. São Paulo: Pini, 1997.

GUIMARÃES, M. C. A. B. **Uma análise de métodos de avaliação de subpressão em estruturas tipo gravidade**. São Paulo, 1988. 238f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, EPUSP.

GUTSTEIN, D. **Estudo das tensões em fundações de barragens de gravidade de concreto pelo Método dos Elementos Finitos**. Florianópolis, 2003. 278f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC.

GUTSTEIN, D. **Projeto de estruturas de barragens de gravidade de concreto por meio de métodos computacionais: visão geral e metodologia**. Florianópolis, 2011. 291f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Catarina, UFSC.

HIROSE, T.; YANAGIDA, T. **Concr. Int.** v. 6, 1984.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Barragens e a Água no Mundo**: um livro educacional que explica como as Barragens ajudam no gerenciamento da água no mundo. Tradução: Texto Faz Comunicação S/S Ltda. Núcleo Regional do Paraná do Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB. 2008.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **The gravity dam: a dam for the future – Review and recommendations**. Paris, 2000.

INFRAESTRUTURA URBANA. <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/13/barragens-de-ccr-os-cuidados-da-fiscalizacao-do-concreto-254506-1.aspx> (visitado em 27/05/2018)

LEVIS, S. D. **Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragens de concreto**. São Carlos, 2006. 186f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

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

MASON, J. **Estruturas de Aproveitamentos Hidrelétricos**. Rio de Janeiro: Sondotécnica, 1988.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008.

OTERO, A. V. **Breve Resumen de la Ingeniería Civil**. Material didático ou institucional. Escuela Politécnica Superior de Ávila. Ávila, 2010.

PEREIRA, G. M. **Projeto de usinas hidrelétricas: passo a passo**. São Paulo, 2015.

SCHREIBER, G. P. **Usinas hidrelétricas**. São Paulo, 1977.

SOUZA, L. R. A. **Avaliação da influência das características do maciço rochoso de fundação sobre a probabilidade de falha por deslizamento de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas**. Curitiba, 2017. 179f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Paraná, UFPR.

TAMASHIRO, F. A. **Análise de estabilidade global de barragens de gravidade de concreto utilizando ferramenta computacional**. Florianópolis, 2008.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **EM 1110-2-2200: Gravity dam design**. Washington, 1995.

APÊNDICE A

Para o caso de carregamento limite, foram calculadas tensões de tração atuando sobre as bases dos blocos. O processo de cálculo dos diagramas de subpressão atuante, assim como dos fatores de segurança à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento, foi feito considerando que as tensões de tração são menores do que as tensões de tração admissíveis. Ainda assim, os critérios de projeto da Eletrobras (2003) preveem a possibilidade de se considerar a abertura de fissuras no concreto através de um processo iterativo. Essa consideração é feita recalculando-se os diagramas de subpressão conforme apresentado na Figura 2.6.

O presente apêndice apresenta, para fins de aprendizado, o processo iterativo de abertura de fissuras para o Bloco 04, em que, após nove iterações, chegou-se ao resultado de 79,62% da base comprimida, atendendo-se o critério de, ao menos, dois terços da base comprimida para o caso de carregamento limite. Nesse caso, diferentemente do indicado na Tabela 4.4, a força de subpressão atuante sobre a estrutura passaria a ser considerada igual a 3.600,41 kN.

A Tabela A.1, a seguir, apresenta todas as iterações dos cálculos das tensões atuantes sobre o Bloco 04. A iteração 0 apresentada representa os resultados iniciais, em que, em conformidade com o apresentado na Tabela 4.6, observava-se uma tensão de tração igual a 41,48 kN/m² a montante. A coluna %_{comp} apresenta o percentual comprimido da base, importante para a consideração de abertura de fissuras que leva à iteração seguinte.

Ainda, a coluna X_{CG} apresenta o valor de x do centro de gravidade com base no qual foram calculados os pontos de aplicação, mostrados na última coluna. Na Tabela A.1, [1] representa as forças de peso próprio, constantes em todas as iterações, alterando-se somente os pontos de aplicação, em virtude da mudança do valor de X_{CG} . [2] e [3] representam as pressões hidrostáticas de montante e de jusante, respectivamente, sendo que seus valores, tanto na coluna de força atuante quanto na coluna de ponto de aplicação, não se alteram a cada iteração, uma vez que as pressões não se alteram ao longo das iterações e seu ponto de aplicação é dado em relação ao eixo y , e não ao eixo x .

As cargas de peso de água a montante e a jusante são representadas, respectivamente, por [4] e [5], enquanto [6] representa a subpressão atuante. Em

virtude da consideração de abertura de fissuras na estrutura, essa força é a única que se altera, visto que os diagramas calculados são modificados a cada iteração. Na iteração final, na qual foi observada a convergência dos resultados, a subpressão verificada foi igual a 3.600,41 kN.

Tabela A.1 – Iterações para o cálculo das tensões atuantes sobre o Bloco 04.

Iteração	σ_m (kN/m²)	σ_j (kN/m²)	%_{comp}	X_{CG}	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
0	41,48	-528,92	92,73	10,46	[1]	8.086,26	-3,73
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	2.989,87	-3,49
1	30,95	-534,19	87,65	11,22	[1]	8.086,26	-4,49
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.207,21	-4,21
2	21,37	-537,23	84,30	11,75	[1]	8.086,26	-5,02
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.358,77	-4,68
3	13,88	-538,91	82,18	12,09	[1]	8.086,26	-5,37
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.458,85	-4,98

Iteração	σ_m (kN/m ²)	σ_j (kN/m ²)	% _{comp}	X _{CG}	Carga	Força Atuante (kN)	Ponto de Aplicação (m)
4	8,54	-539,61	80,90	12,32	[1]	8.086,26	-5,59
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.523,20	-5,16
5	5,47	-540,55	80,10	12,45	[1]	8.086,26	-5,72
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.560,37	-5,27
6	2,31	-539,90	79,75	12,54	[1]	8.086,26	-5,81
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.584,68	-5,34
7	0,84	-539,36	79,63	12,58	[1]	8.086,26	-5,85
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.596,12	-5,37
8	0,02	-539,03	79,62	12,59	[1]	8.086,26	-5,86
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.598,98	-5,37
9	-0,69	-538,16	-	12,60	[1]	8.086,26	-5,87
					[2]	4.167,89	9,72
					[3]	0,00	0,00
					[4]	0,00	0,00
					[5]	0,00	0,00
					[6]	3.600,41	-5,38

