

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

Maria Luiza Favarão Vieira

**ANÁLISE DE SUBPRESSÕES EM UMA BARRAGEM DE CONCRETO DE
GRANDE PORTE**

**Ilha Solteira-SP
2022**

MARIA LUIZA FAVARÃO VIEIRA

**ANÁLISE DE SUBPRESSÕES EM UMA BARRAGEM DE CONCRETO
DE GRANDE PORTE**

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

Prof. Dr. Adriano Souza
Orientador

**Ilha Solteira - SP
2022**

FICHA CATALOGRÁFICA
Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

V658a Vieira, Maria Luiza Favarão.
Análise de subpressões em uma barragem de concreto de grande
porte / Maria Luiza Favarão Vieira. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2022
64 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha
Solteira, 2022

Orientador: Adriano Souza
Inclui bibliografia

1. Barragem de concreto. 2. Subpressão. 3. Estabilidade global. 4.
Fatores de segurança


Raiane da Silva Santos

Supervisora Técnica de Seção
Seção Técnica de Referência, Atendimento ao usuário e Documentação
Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação
CRB/8 - 9999

Maria Luiza Favarão Vieira

**ANÁLISE DE SUBPRESSÕES EM UMA BARRAGEM DE CONCRETO DE
GRANDE PORTE**

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

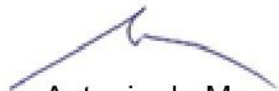
Aprovado em 25/07/2022

Comissão Examinadora



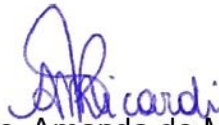
Prof. Dr. Adriano Souza

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Marco Antonio de Moraes Alcantara

UNESP/FE - Campus de Ilha Solteira



Engª Civil MSc. Amanda de Moraes Ricardi

Geometrisa - Segurança de Barragens - Ilha Solteira

Ilha Solteira, 25 de julho de 2022

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, Alex Vieira e Aparecida Favarão Vieira e aos meus irmãos João Pedro Favarão Vieira e Ana Carolina Favarão Vieira, que durante a jornada da graduação me deram suporte em todas as tomadas de decisão e estiveram comigo em todos os momentos

Agradeço as minhas companheiras de república e amigos que fiz durante a graduação e foram fundamentais para a minha formação pessoal e acadêmica.

Sou grata também a todos os meus companheiros de trabalho da Geometrisa que me incentivaram e me ajudaram durante a fase final da minha graduação.

Agradeço ao meu namorado Alvaro Augusto Ferreira, pelo suporte, paciência e atenção durante o fim desse percurso.

Sou grata ao professor e orientador Adriano Souza, por ter aceitado a proposta do tema de estudo, pelo auxílio e disponibilidade, tornando minha conclusão de curso possível.

E por fim a UNESP, pelo maior projeto da minha vida, sou grata pelo conhecimento, pela formação, pela vivência e pelas pessoas que tive o privilégio de conhecer essa etapa da minha vida.

RESUMO

Dado o contexto nacional que conta com o elevado número de barramentos instalados no país e recentes acidentes envolvendo a ruptura de algumas dessas estruturas, o tema “segurança de barragens” está cada vez mais evidente. Isto posto, para que haja um acompanhamento fidedigno das condições de estabilidade de um barramento, são necessárias avaliações periódicas das condições de estabilidade com base no histórico de manutenção e monitoramento das estruturas em geral. Para os barramentos em concreto, uma das principais variáveis que interferem na estabilidade global é a subpressão atuante no contato da estrutura de concreto com a fundação. O acompanhamento da variação das subpressões sob a estrutura é feito por meio do projeto de instrumentação instalado usualmente nas galerias de drenagem do barramento, assim é possível detectar anomalias nos padrões de leitura e monitorar a eficiência do sistema de drenagem. Com base em um vasto histórico de leituras do equipamento de piezometria de um barramento específico, esse estudo avaliou a eficiência de um dos métodos usuais para estimativa dos padrões de percolação por meio da comparação com uma condição factual. Por fim, conclui-se que as subpressões registradas por meio dos piezômetros são significativamente inferiores à subpressão estimada por meio da metodologia padrão, o que implica no elevado fator de segurança das estruturas e um provável superdimensionamento durante as etapas de projeto, devido a desconsideração das características geológicas e geotécnicas do maciço de fundação na estimativa dos esforços de subpressão.

Palavras-chave: barragem de concreto, subpressão, estabilidade global, fatores de segurança.

ABSTRACT

In the national context, which has the high number of dams installed in the country and recent accidents involving the rupture of some of these structures, the theme “dam safety” is increasingly evident. That said, in order to have a reliable monitoring of the stability conditions of a dam, periodic evaluations of the stability conditions are necessary based on the maintenance and monitoring history of the structures in general. For concrete dams, one of the main variables that interfere with global stability is the under pressure acting on the contact of the concrete structure with the foundation. The monitoring of the variation of subpressures under the structure is done through the instrumentation Project usually installed in the drainage galleries of the dam, so it is possible to detect anomalies in the reading pattern and monitor the efficiency of the drainage system. Based on a vast history of piezometry equipment readings of a specific dam, this study evaluates the efficiency of one of the usual methods for estimating seepage patterns through comparison with a factual condition. Finally, it is concluded that the subpressures recorded through the piezometers are significantly lower than the subpressure estimated through the standard methodology, which implies a high safety factor of the structure and a probable over sizing during the design stages due to disregard of the geological characteristics. And geotechnical techniques of the foundation mass in the estimation of the pressure forces.

Keywords: concrete dam, under pressure, global stability, safety factors.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arranjo básico de um barramento em concreto.	14
Figura 2 - Esquema de fluxo em maciço rochoso fraturado.	15
Figura 3 - Efeitos das cortinas de drenagem e injeções.....	16
Figura 4 - Distribuição das pressões hidrostáticas.	19
Figura 5 - Esforços sísmicos aplicados a barragens.	19
Figura 7 - Diagrama de subpressão aplicado na base da barragem.....	20
Figura 8 - Diagrama de subpressão considerando uma linha de drenos.	22
Figura 9 - Diagrama de subpressão considerando duas linhas de drenos.....	23
Figura 10 - Pressão resultante do material assoreado.....	24
Figura 11 - Piezômetro de Tubo Aberto.	31
Figura 12 - Arranjo geral das estruturas de concreto.	32
Figura 13 - Estruturas instrumentadas - Barragem de Concreto.....	33
Figura 14 - Seção transversal - Vertedouro de Superfície.....	34
Figura 15 - Seção transversal - Tomada d'Água TA-18 e 20	35
Figura 16 - Seção transversal - Tomada d'Água TA-22, 24 e 26	36
Figura 17 - Diagrama de esforços (CCN) - Vertedouro de Superfície.....	46
Figura 18 - Diagrama de esforços (CCE) - Vertedouro de Superfície.	47
Figura 19 - Esforços de subpressão real (3D) - Vertedouro de Superfície.....	48
Figura 20 - Diagrama de esforços (CCN) - Tomada d'Água BL-18 e 20.	49
Figura 21 - Diagrama de esforços (CCE) - Tomada d'Água BL-18 e 20.	50
Figura 22 - Esforços de subpressão real (3D) - Tomada d'Água BL-17 ao 20.....	51
Figura 23 - Diagrama de esforços (CCN) - Tomada d'Água BL-22, 24 e 26	52
Figura 24 - Diagrama de esforços (CCE) - Tomada d'Água BL-22, 24 e 26	53
Figura 25 - Esforços de subpressão real (3D) - Tomada d'Água BL-21 ao 26.....	54
Figura 26 - Distribuição de tensões verticais - Vertedouro de Superfície.....	57
Figura 27 - Distribuição de tensões verticais - Tomada d'Água BL-18 e 20.....	57
Figura 28 - Distribuição de tensões verticais - Tomada d'Água BL-22, 24 e 26.....	58
Figura 29 - Distribuição de tensões horizontais - Vertedouro de Superfície.....	60
Figura 30 - Distribuição de tensões horizontais - Tomada d'Água BL-18 e 20.....	60
Figura 31 - Distribuição de tensões horizontais - Tomada d'Água BL-22, 24 e 26....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fatores de segurança Mínimos – Critérios de Projeto	27
Tabela 2 - Fator de redução para análise de deslizamento.....	29
Tabela 3 - Valores de Tensões admissíveis à compressão.	29
Tabela 4 - Valores de Tensões admissíveis à tração.....	29
Tabela 5 - Localização dos piezômetros e média de leituras	37
Tabela 6 - Cargas hidrostáticas.....	44
Tabela 7- Esforços de subpressão.....	45
Tabela 8 - Premissas para cálculo dos esforços - Vertedouro de Superfície.	46
Tabela 9 - Premissas para cálculo dos esforços - BL-18 e 20.	48
Tabela 10 - Premissas para cálculo dos esforços - BL-22, 24 e 26	51
Tabela 11 - Fatores de segurança - Vertedouro de Superfície.....	54
Tabela 12 - Fatores de segurança - BL-18 e 20.	55
Tabela 13 - Fatores de segurança - BL-22 a 26.	55
Tabela 14 - Tensões máximas verticais.	56
Tabela 15 - Tensões máximas horizontais.	59

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

P –Peso próprio da barragem;

γ_c –Peso específico do concreto armado;

$E_{M,J}$ – Empuxo de montante ou jusante;

γ_w – Peso específico da água;

$H_{M,J}$ – Altura da coluna de água a montante ou jusante;

H_{dm} –Altura hidrostática a montante (m);

H_j –Altura hidrostática a jusante (m);

H_g –Altura da galeria em relação a base da barragem;

U –Subpressão;

E_D – Empuxo do material decantado;

γ_s – Peso específico do material submerso;

h_s – Altura do material submerso;

φ – Ângulo de atrito interno;

FSF –Coeficiente de segurança a flutuação;

ΣN – Somatório das forças gravitacionais;

ΣU – Somatório das forças resultantes do diagrama de subpressões;

FST – Coeficiente de segurança ao tombamento;

ΣMe – Somatório dos momentos estabilizantes;

ΣMt – Somatório dos momentos de tombamento;

$FSD\varphi$ – Fator de redução da resistência ao atrito;

$FSDc$ – Fator de redução da resistência à coesão;

ΣN_i – Somatório das forças normais à superfície de deslizamento, em análise;

H – Carga hidrostática;

CP – Cota Piezométrica;

CI – Cota de instalação do instrumento;

Φ_i – Angulo de atrito característico da superfície de deslizamento, em análise;

C_i – Coesão característica ao longo da superfície de deslizamento;

A_i – Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise;

ΣT_i – Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento;

σ_{zz} –Tensões verticais;

σ_{xx} –Tensões horizontais;

Sumário

1	INTRODUÇÃO	11
2	REVISÃO DE LITERATURA	13
2.1	Barragens	13
2.1.1	Barragens de Concreto	13
2.1.2	Percolação no Maciço de Fundação	14
2.1.3	Cortinas de Drenagem	16
2.1.4	Cortinas de Injeção.....	17
2.2	Estabilidade Global	17
2.2.1	Peso Próprio da Estrutura	18
2.2.2	Pressões Hidrostáticas.....	18
2.2.3	Análise Sísmica.....	19
2.2.4	Pressões Intersticiais.....	20
2.2.5	PRESSÃO DE MATERIAL ASSOREADO.....	24
2.2.6	CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	25
2.2.7	FATORES DE SEGURANÇA.....	26
2.3	PIEZOMETRIA	30
3	ESTRUTURA DE ANÁLISE	32
4	MATERIAIS E MÉTODOS	36
4.1	Piezometria.....	37
4.2	Definição dos Cenários de Carregamento	38
4.3	Modelagem	38
4.4	Fator de Segurança de Projeto.....	39
4.5	Fatores de Segurança Real	40
4.6	Análise de tensões.....	42
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	44
5.1	Determinação dos Esforços Solicitantes.....	45

5.1.1	Vertedouro de Superfície.....	45
5.1.2	Tomada d'Água - BL 18 e 20.....	48
5.1.3	Tomada d'Água - BL-22, 24 e 26.....	51
5.2	Análise de Estabilidade.....	54
5.2.1	Fatores de segurança.....	54
5.2.2	Análise de tensões	56
6	CONCLUSÃO	62
	BIBLIOGRAFIA	63

1 INTRODUÇÃO

As barragens estão presentes ao longo da história e foram fundamentais durante o desenvolvimento das civilizações. Essas estruturas consistem em barreiras artificiais feitas para o acúmulo controlado de água por meio da formação de um lago artificial (reservatório).

A construção de barramentos teve como propósito inicial reservar água para períodos de seca. Posteriormente, com aumento na demanda de água e energia, passou a exercer outras finalidades como o acúmulo de água para abastecimento, geração de energia, regularização do nível d'água e controle de vazões.

Sendo assim, as barragens são extremamente importantes para o desenvolvimento socioeconômico e na gestão de recursos hídricos. Uma forte comprovação dessa importância está no fato de que a quantidade de água doce retirada dos cursos para a manutenção da vida humana aumentou em um fator de 35 nos últimos três séculos enquanto a população mundial aumentou em um fator de oito (ICOLD, 2008).

Tendo em vista os custos e impactos ambientais causados pela implantação de uma obra de grande porte, como é o caso das barragens, a concepção do projeto deve ser baseada em requisitos técnicos e econômicos que garantam a segurança, bem como a eficiência de construção, operação e manutenção do conjunto.

As barragens de concreto são opções atrativas devido aos altos índices de segurança comprovados pela menor ocorrência de acidentes quando comparado com as barragens de terra e enrocamento.

Posto isto, uma das principais etapas de projeto para estruturas que compõem um barramento de concreto é o cálculo dos fatores de segurança para a verificação da estabilidade global. Esse estudo envolve, primordialmente, os empuxos de montante e jusante devido ao nível d'água, empuxos de terra, peso próprio da estrutura e esforços de subpressão.

Dentre os esforços anteriormente citados, o de maior dificuldade de determinação é a subpressão atuante sob o corpo da barragem, uma vez que o fluxo de percolação d'água depende fortemente das propriedades físicas do maciço que por vezes é anisotrópico e composto por descontinuidades, além de depender também da permeabilidade do material que compõe a fundação.

Desse modo, o presente estudo tem como objetivo avaliar a eficiência da metodologia usual para estimar os diagramas de subpressão em uma fundação de uma barragem de concreto tipo gravidade, comparando os resultados com o histórico de subpressões registradas pelo projeto de instrumentação consolidado.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 BARRAGENS

Existem diversos métodos construtivos para barragens em diferentes materiais. A estrutura principal pode ser composta por concreto, terra ou enrocamento. As barragens de terra podem ser constituídas exclusivamente por terra, terra e enrocamento ou até mesmo terra com face de concreto.

Já para as estruturas de concreto, essas podem ser tipo gravidade, gravidade aliviada, contrafortes ou em arco, sendo as barragens de concreto tipo gravidade a mais comum devido aos índices de segurança e facilidade construtiva.

2.1.1 Barragens de Concreto Tipo Gravidade

Depois da Segunda Guerra Mundial foram implantados diversos projetos de barragens de concreto no Brasil. O advento das grandes barragens gerou a necessidade do desenvolvimento de novas tecnologias e técnicas construtivas para que essas obras fossem viáveis.

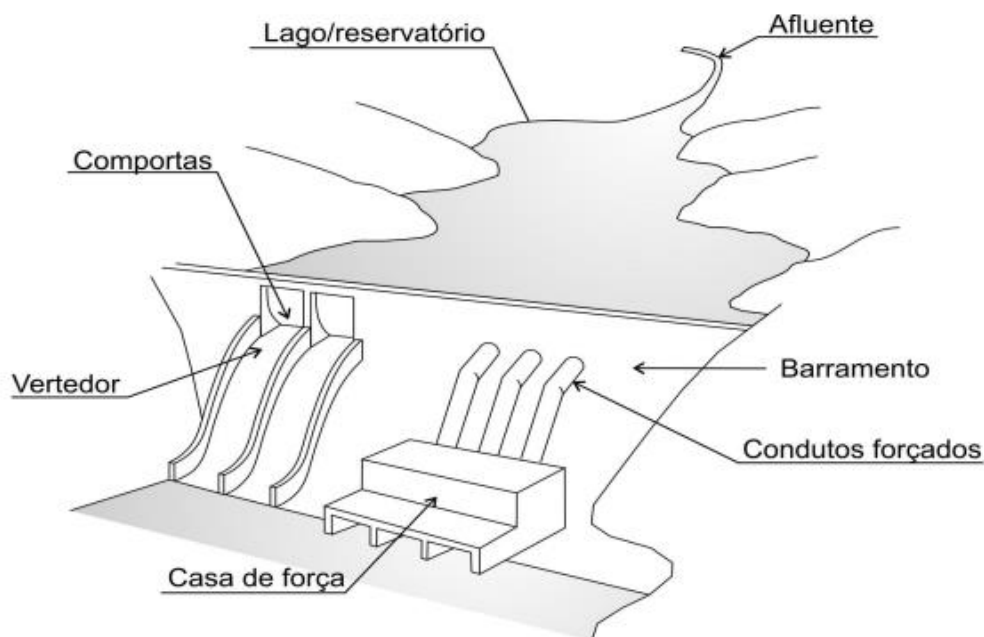
Um barramento em concreto tipo gravidade é composto por blocos monolíticos, projetados para resistirem os esforços solicitantes, compondo a barragem de forma independente.

De maneira geral, barragens de concreto são estruturas sólidas que garantem a própria estabilidade contra as cargas previstas em projeto por meio da geometria e do peso do concreto. Geralmente são construídas com eixo reto, entretanto essas estruturas podem ser projetadas com formato curvo ou angular (US ARMY CORPS, 1995).

As barragens de gravidade são comumente usadas em barramentos de rios em vales estreitos ou em arranjos de barragens mistas de concreto e terra, onde as estruturas de terra fazem a ligação entre as tomadas d'água, vertedouros e ombreiras (VOLKMER, 2011). Os tipos mais comuns de concreto usado nessas estruturas são o concreto convencional e o concreto compactado a rolo (CCR).

A Figura 1 mostra um arranjo geral de um barramento de concreto destinado a geração de energia elétrica.

Figura 1 - Arranjo básico de um barramento em concreto.



Fonte: Mees (2011).

2.1.2 Percolação no Maciço de Fundação

Os efeitos da subpressão em maciços de grandes barragens devem ser levados em consideração no projeto uma vez que influenciam diretamente no cálculo de estabilidade das estruturas, especialmente as de gravidade (OLIVEIRA, 1981).

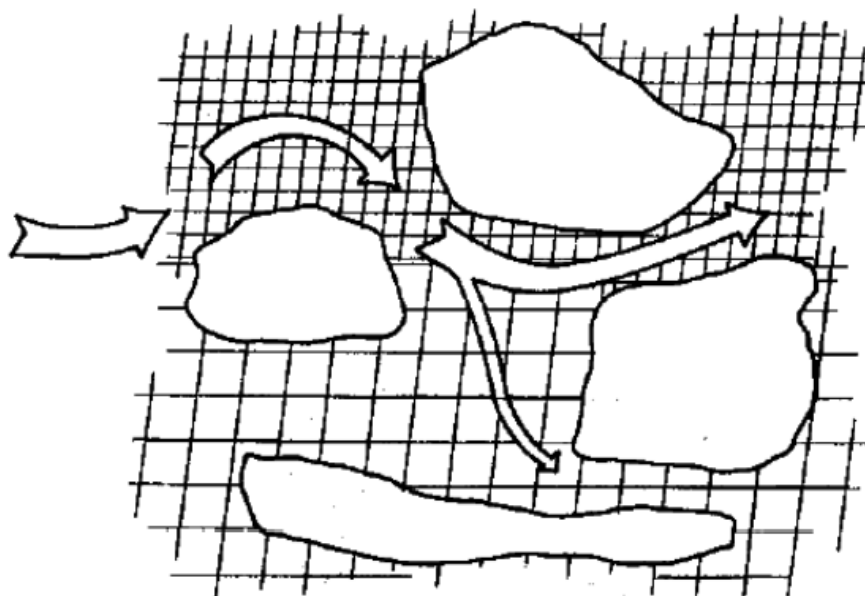
O conhecimento das propriedades físicas do maciço da fundação é fundamental para a estimativa da subpressão deste. Contudo alguns parâmetros físicos sejam desprezados pela metodologia convencional, considerando a fundação como um maciço homogêneo e desconsiderando o índice de permeabilidade do material, esta situação difere da realidade na grande maioria dos casos.

O fluxo d'água no maciço é causado pela energia potencial total que é constituída pela soma dos potenciais de gravidade, pressão, eletrostático, térmico e de forças de natureza físico-química (GOMES, 2007).

Os maciços de fundação, de forma geral, apresentam falhas, fissuras e outras formas de descontinuidades que permitem a passagem de água como forma de permeabilidade secundária, sendo a porosidade natural do solo a permeabilidade primária.

A Figura 2 esquematiza a questão da permeabilidade secundaria, sendo essa responsável pela maior parte da percolação do maciço (ANDRADE, 1992).

Figura 2 - Esquema de fluxo em maciço rochoso fraturado.



Fonte: Andrade (1992).

A desconsideração dessas fraturas do maciço e da variabilidade da permeabilidade da fundação são fatores que justificam a ineficiência dos métodos que estimam a subpressão atuante no contato fundação-estrutura, uma vez que são fatores determinantes para a estimativa dos padrões de percolação na fundação.

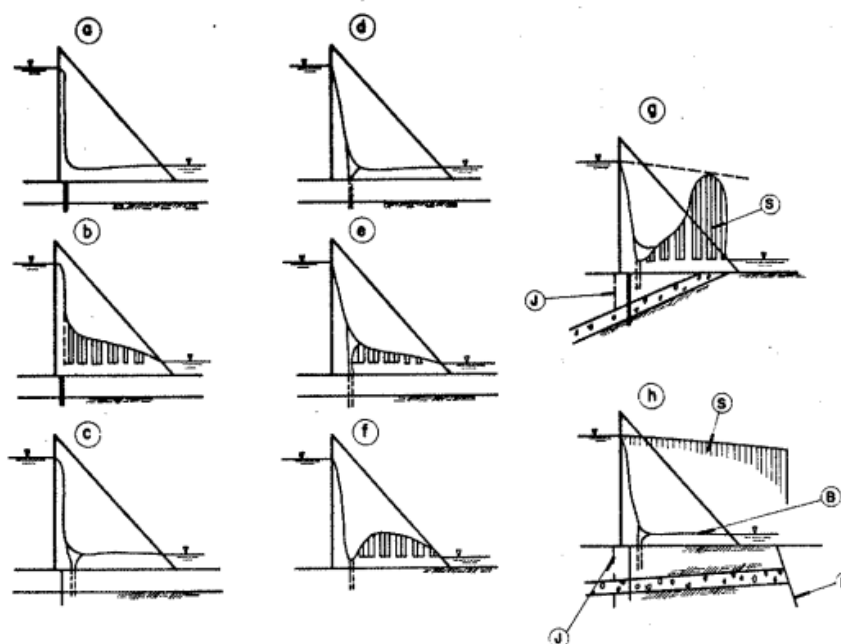
Com o passar dos anos, foram adotados diversos métodos e critérios com o objetivo de estabelecer hipóteses de subpressões em projetos de barragens de concreto, uma vez que, inicialmente, eram muito conservadores, então foram reformulados com base nas medidas de subpressões observadas em diferentes barragens (OLIVEIRA, 1981).

Visto que os materiais da fundação não podem ser selecionados ou rearranjados, ainda segundo OLIVEIRA (1981), é possível destacar alguns procedimentos de projeto com o objetivo de adequar, na medida do possível, as características da fundação. Esses processos envolvem primordialmente a escolha do local onde será implantado projeto, seguida da retirada de porções indesejadas do maciço por meio de escavações.

Outros artifícios utilizados com o objetivo de tentar minimizar os efeitos da subpressão gerada pela percolação de água no maciço são as cortinas de drenagem e de injeção.

A Figura 3 apresenta os efeitos das cortinas de drenagem e injeção em diferentes circunstâncias.

Figura 3- Efeitos das cortinas de drenagem e injeções



- a) cortina de vedação perfeita
- b) cortina de vedação razoavelmente eficiente, sem drenos
- c) cortina de vedação razoavelmente eficiente, com drenos
- d) drenagem eficiente - nível dos drenos abaixo do nível de jusante
- e) drenagem eficiente - nível dos drenos acima do nível de jusante
- f) drenagem deficiente - drenos com profundidade insuficiente para as condições da rocha.
- g) condições geológicas originam subpressão excessiva - profundidade insuficiente dos drenos.
 - S - subpressões perigosas na base
 - J - juntas abertas
- h) condições geológicas causam pressões intersticiais perigosas na rocha
 - S - subpressões perigosas no estrato permeável
 - B - nenhuma subpressão na base
 - J - juntas abertas
 - F - falha

Fonte: Oliveira (1981).

2.1.3 Cortinas de Drenagem

A cortina de drenagem é um fator importante a ser considerado durante a tentativa de estimar os diagramas de subpressão dos barramentos de concreto. São formadas por uma linha de furos de drenagem dispostos paralelamente ao eixo do barramento, usualmente a montante ou jusante da seção transversal da estrutura com

função de drenar a água do maciço e aliviar as subpressões causadas pela percolação devido à carga hidráulica do reservatório.

Os drenos conduzem as vazões aliviadas para as galerias construídas no interior do barramento e em seguida as vazões coletadas são conduzidas para os poços de esgotamento. Quanto menores as cotas das galerias de drenagem melhor será a eficiência do sistema. Também é interessante que os tubos dos drenos coincidam com falhas geológicas para que a drenagem seja mais efetiva.

2.1.4 Cortinas de Injeção

As cortinas de injeção consistem em linhas de furos feitas paralelamente ao eixo do barramento, preenchidas por injeções de calda de cimento e tem a função de diminuir a permeabilidade no maciço por meio do preenchimento dos vazios. Uma cortina impermeabilizante eficiente deve reduzir a permeabilidade local entre 50 e 100 vezes, o que traduz uma redução de fluxo para $2/3$ e $1/2$ respectivamente (LEVIS, 2006).

2.2 ESTABILIDADE GLOBAL

A análise de estabilidade e segurança para uma barragem de concreto deve atender aos requisitos exigidos pela norma brasileira “Ações e Segurança de Estruturas” NBR 8681/84. Sendo assim, a partir dos cenários de carregamento previamente estabelecidos, calcula-se os fatores de segurança requeridos para cada condição.

De acordo com a Eletrobras (2003), a análise de segurança deve ser feita em todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas que são submetidas a esforços externos, o que deverá incluir a análise de estabilidade concreto-rocha, a análise de estabilidade da fundação, definição dos coeficientes de segurança, análise de tensões de deformações, que devem estar em conformidade com as tensões admissíveis dos materiais.

Desta forma, para a determinação dos fatores de segurança de uma estrutura de concreto convencional, são calculados os esforços primários sobre as estruturas e verificado as condições de estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e flutuação.

2.2.1 Peso Próprio da Estrutura

Assim como citado anteriormente, o peso próprio da estrutura é o principal esforço estabilizante para barragens de concreto tipo gravidade e é calculado a partir da multiplicação do volume pelo peso específico do concreto (Equação 1), sendo aplicado no centro geométrico do bloco de estudo.

$$P = \gamma_c \cdot \text{volume de concreto} \quad (1)$$

em que:

P: Peso da barragem, e

γ_c : Peso específico do concreto armado.

2.2.2 Pressões Hidrostáticas

Tanto a água presente no reservatório quanto a jusante da estrutura geram empuxos hidrostáticos proporcionais ao nível d'água em relação a base do bloco. Uma vez que o diagrama de empuxo tem formato triangular, a resultante da força atua a um terço da altura da coluna de água montante e jusante (Equação 2).

$$E_{M,J} = \gamma_w \frac{H_{M,J}^2}{2} \quad (2)$$

em que:

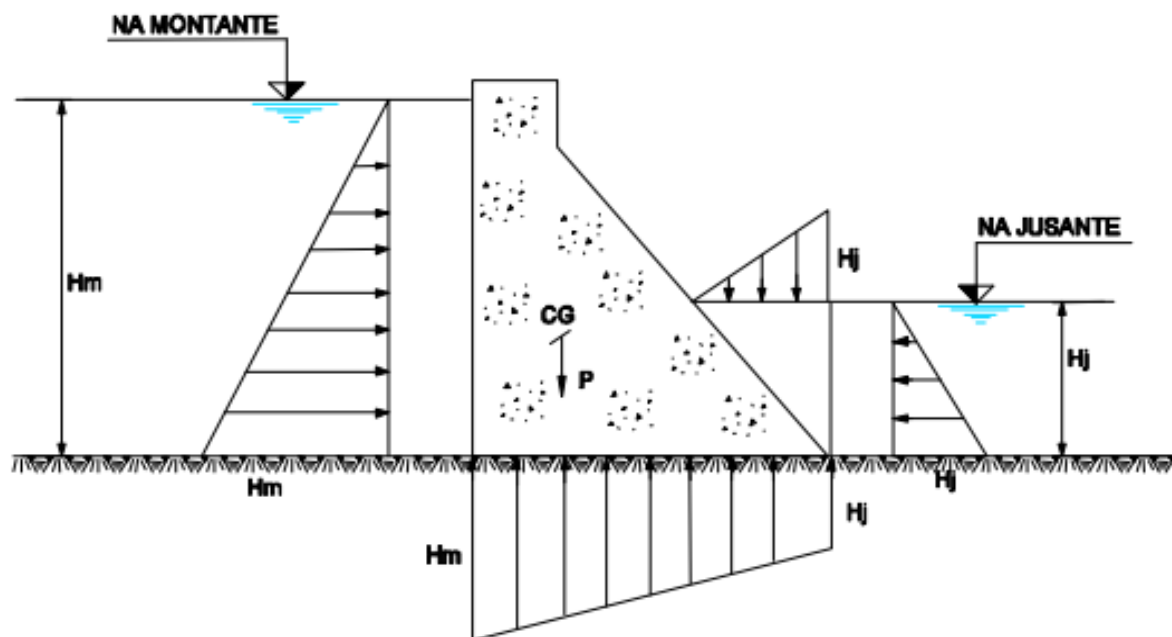
$E_{M,J}$: Empuxo de montante ou jusante;

γ_w : Peso específico da água, e

$H_{M,J}$: Altura da coluna de água a montante ou jusante.

A distribuição das pressões hidrostáticas está ilustrada na Figura 4.

Figura 4 - Distribuição das pressões hidrostáticas.

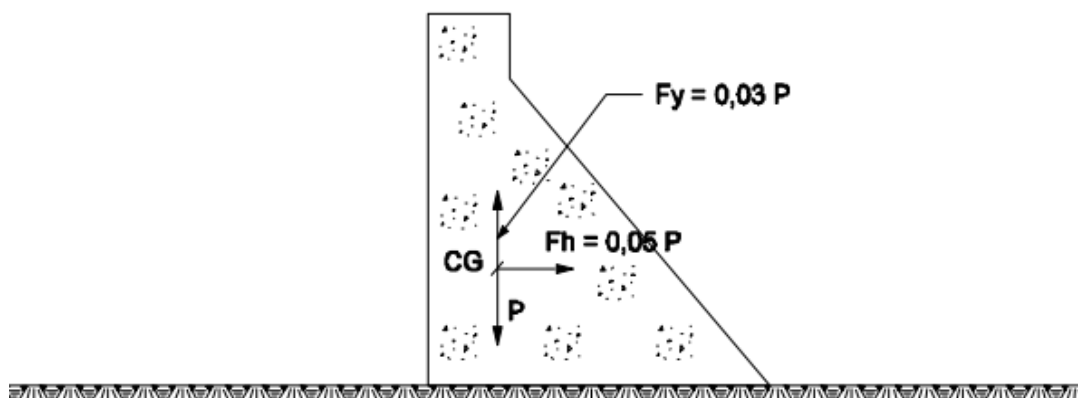


Fonte: Eletrobras (2003).

2.2.3 Análise Sísmica

Para estruturas de concreto com fundação em rocha, deverão ser considerados nos cálculos de estabilidade os esforços inerciais mínimos de 3% do peso na vertical e 5% do peso na horizontal aplicados no centro geométrico da barragem, como mostra a Figura 5.

Figura 5- Esforços sísmicos aplicados a barragens.



Fonte: Eletrobras (2003).

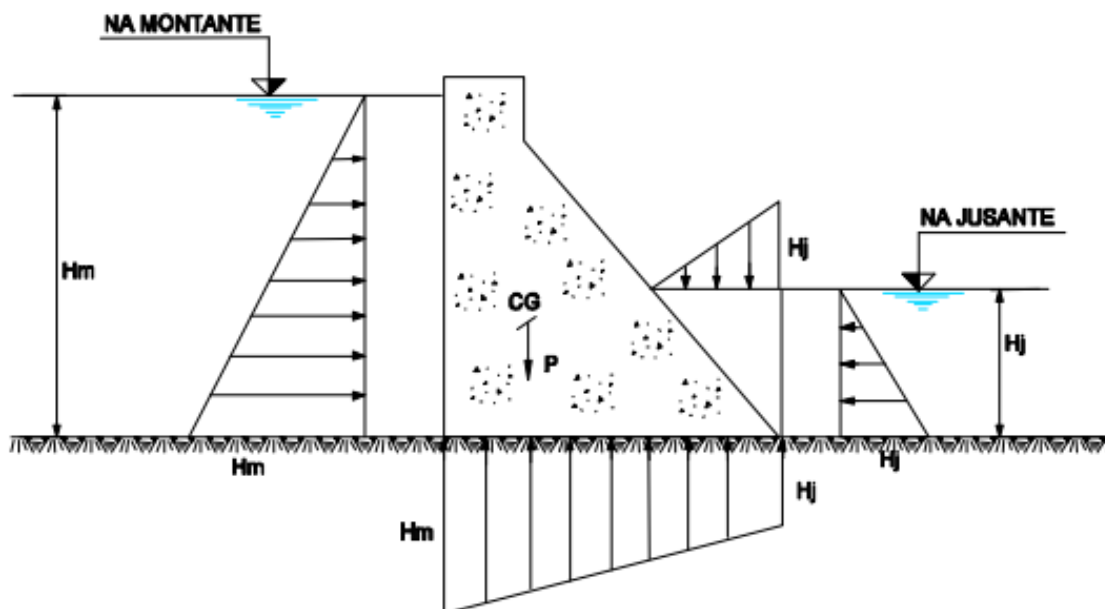
2.2.4 Pressões Intersticiais

Essas são as pressões resultantes da percolação de água pelo maciço, que podem ser determinadas pela análise de fluxo. Entretanto, as análises podem ser simplificadas admitindo variações de perda de carga lineares ao longo das linhas de fluxo que correspondem a caminhos de percolação preferenciais, como é o caso do contato concreto/fundação.

Para o caso do cálculo dos esforços de subpressões para o estudo da estabilidade global é admitida a subpressão atuando sob toda a base da estrutura.

Sendo assim, na extremidade de montante a subpressão será equivalente a altura hidrostática montante (H_m), a partir do nível d'água especificado para o reservatório e do nível do terreno. Já para a extremidade de jusante, esta será igual à altura hidrostática de jusante (H_j), a partir do nível d'água especificado a jusante. A Figura 6 esquematiza a distribuição das pressões intersticiais para casos de barragens desprovidas de cortinas de drenagem.

Figura 6 - Diagrama de subpressão aplicado na base da barragem.



Fonte: Eletrobras (2003).

a) Subpressão considerando uma linha de drenos

Para a consideração dos efeitos de uma cortina de drenagem na fundação da estrutura será considerado o caso em que a cota inferior da galeria de drenagem estiver na cota do nível d'água de jusante ou abaixo desta. A subpressão na linha de drenos será igual à altura hidrostática (H_{dm}) correspondente ao nível d'água de jusante (H_j), adicionada de $1/3$ da diferença entre H_m e H_j , referenciadas ao plano de análise. Deste ponto, a subpressão deverá variar linearmente até as extremidades da base, considerando-se a linha piezométrica original, onde teremos os valores extremos H_m e H_j , respectivamente (ELETROBRÁS, 2003).

Já para o caso em que a cota inferior da galeria de drenagem estiver acima do nível d'água de jusante, a subpressão na linha de drenos será determinada considerando-se h_g a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos.

Sendo assim, o cálculo das alturas hidrostáticas na linha dos drenos para estruturas com apenas uma cortina de drenagem é feito pelas Equações 3 e 4.

$$H_{dm} = h_g + \frac{1}{3}(H_m - h_g) \text{ para } H_j < h_g \quad (3)$$

$$H_{dm} = H_j + \frac{1}{3}(H_m - H_j) \text{ para } H_j > h_g \quad (4)$$

em que:

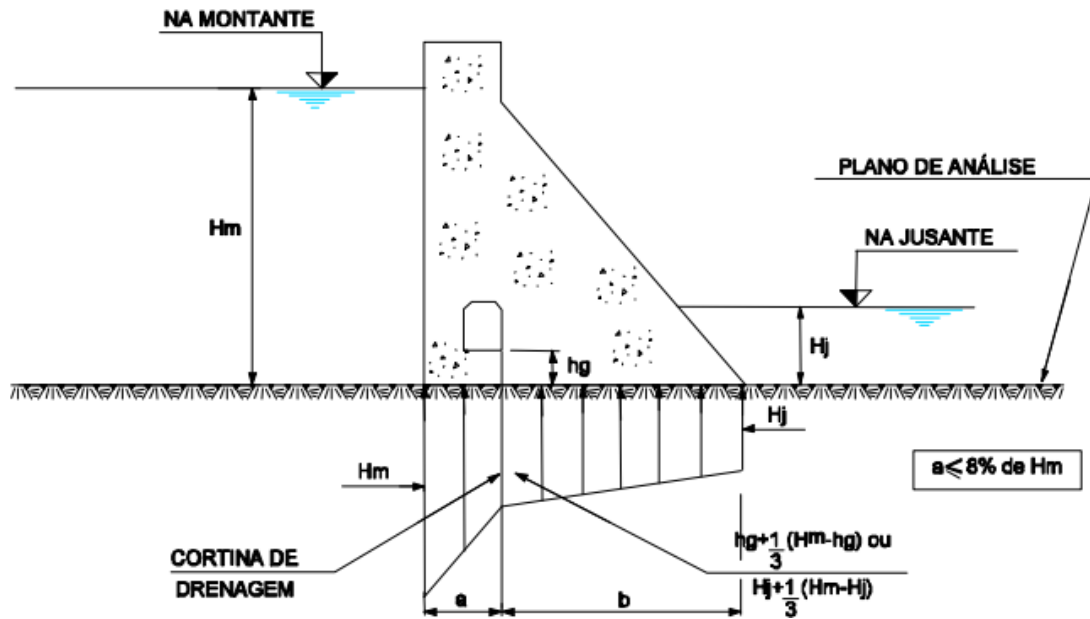
H_{dm} – Altura hidrostática a montante (m);

H_j – Altura hidrostática a jusante (m), e

H_g - Altura da galeria em relação a base da barragem.

A Figura 7 apresenta um modelo de distribuição de subpressões para esse caso.

Figura 7 - Diagrama de subpressão considerando uma linha de drenos.



Fonte: Eletrobras (2003).

b) Subpressão considerando duas linhas de drenos

Caso exista sistema duplo ou triplo de drenagem, as subpressões (H_d) na linha de interseção dos drenos com o plano de análise deverão ser consideradas como uma coluna d'água média equivalente. Nos trechos intermediários admite-se variação linear no diagrama de subpressões. (ELETROBRÁS, 2003).

A subpressão é determinada pelas Equações 5 e 6.

$$H_{dm} = H_m - \frac{2}{3}(H_m - H_j) \text{ para galeria a montante} \quad (5)$$

$$H_{dj} = H_j + \frac{2}{3}(h_g - H_j) \text{ para galeria a jusante} \quad (6)$$

em que:

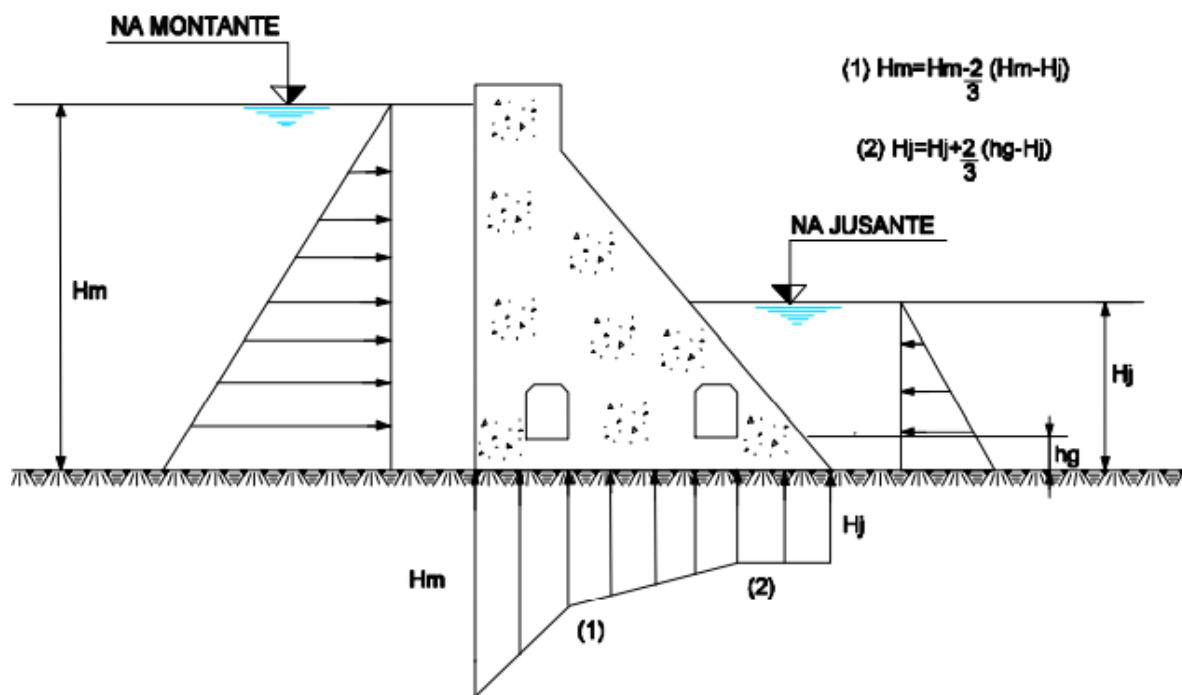
H_{dm} – Altura hidrostática a montante (m);

H_j – Altura hidrostática a jusante (m), e

H_g - Altura da galeria em relação a base da barragem.

A Figura 8 exemplifica a situação considerando duas linhas de drenos operantes.

Figura 8 - Diagrama de subpressão considerando duas linhas de drenos.



Fonte: Eletrobras (2003).

Por fim, a subpressão ocorre em razão da percolação de água na fundação da barragem e se contrapõe ao peso, podendo causar a flutuação da estrutura. Esse esforço é calculado de maneira simplificada, admitindo que a pressão varia linearmente ao longo da base da barragem, sendo o seu valor total igual ao produto do volume do prisma de pressões, pelo peso específico da água que atua no centro geométrico do prisma (Equação 7).

$$U = \gamma_w \cdot \text{volume do prisma} \quad (7)$$

em que:

U: Subpressão, e

γ_w : Peso específico da água.

2.2.5 PRESSÃO DE MATERIAL ASSOAREADO

O manual da ELETROBRÁS (2003) recomenda considerar o acúmulo de lodo no fundo da barragem, que corresponde a 10% da profundidade, tanto a montante quanto a jusante, visto que esse material contribui de maneira desfavorável à estabilidade da barragem. Os dados de atrito e massa específica do lodo são estimados. O diagrama de empuxo devido ao lodo possui forma triangular, cuja resultante atua a um terço da altura do diagrama e pode ser calculado utilizando a Equação 8 e ilustrado na Figura 9.

$$E_D = \frac{\gamma_s h_s^2}{2} \frac{(1 - \sin\varphi)}{(1 + \sin\varphi)} \quad (8)$$

em que:

E_D : Empuxo do material decantado;

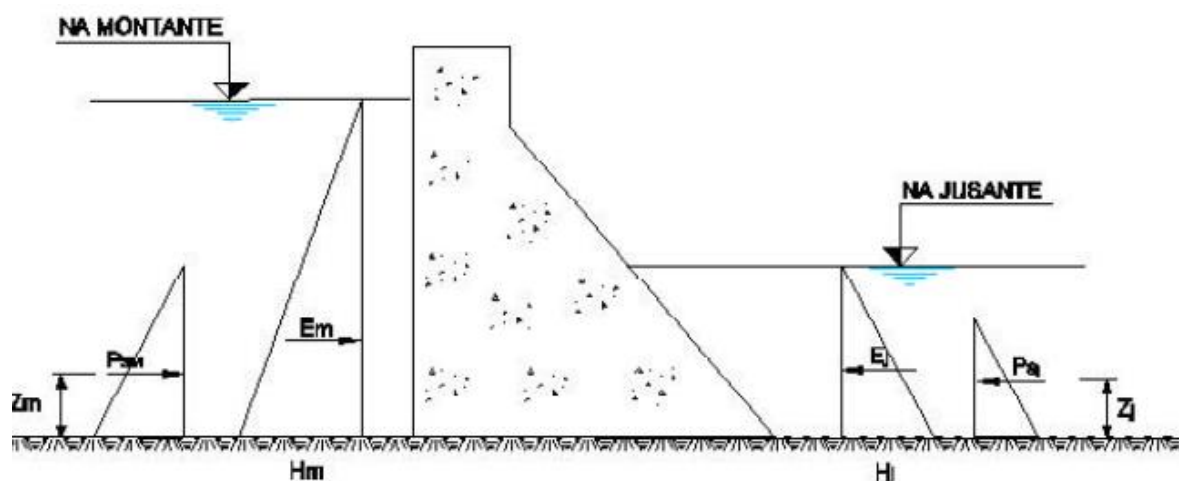
γ_s : Peso específico do material submerso;

h_s : Altura do material submerso ($\approx 10\%$ da altura da barragem), e

φ : Ângulo de atrito interno.

De acordo com MASON (1988), citado por BERNARDES (1995), o peso específico do material decantado deve ser considerado como tendo um valor entre 1,6 e 1,9 g/cm³.

Figura 9 - Pressão resultante do material assoreado.



Fonte: Eletrobras (2003)

2.2.6 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

Para análise das variações de esforços com diferentes combinações nos estudos de estabilidade global e análises de tensões, os Critérios de Projeto Civil para Usinas Hidrelétricas estabelecidos pela Eletrobras (2003) consideram quatro tipos de cenários relevantes para esse estudo, sendo cada um deles explicado a seguir:

- Condição de carregamento Normal (CCN): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais;
- Condição de Carregamento Excepcional (CCE): Corresponde a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de somente uma ação excepcional, tais como condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos etc. com as ações correspondentes a condição de carregamento normal;
- Condição de Carregamento Limite (CCL): Corresponde a uma situação de combinações com muita baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de mais de uma ação excepcional, tais como condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos etc. com as ações correspondentes a condição de carregamento normal;
- Condição de Carregamento de Construção (CCC): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra. Podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, carregamentos normais durante o transporte de equipamentos permanentes, e quaisquer outras condições semelhantes, e ocorrem durante períodos curtos em relação à vida útil.

Já Corns, Tarbox e Schrader (1988) sugerem cinco casos para a determinação dos cenários de carregamento:

- Caso I – Condição construtiva: barragem completa, mas com reservatório vazio e carga de vento sobre o paramento de jusante;
- Caso II – Condição construtiva: barragem completa com reservatório vazio e incidência de carga sísmica na direção a jusante;
- Caso III - Condição de operação normal considerando nível do reservatório na cota mais alta do topo das comportas dos vertedouros, nível d'água mínimo a jusante, cargas devido ao assoreamento e acúmulo de gelo e variação de temperatura;
- Caso IV – Condição de enchente: níveis de montante e jusante na condição máxima; tensões máximas a jusante do vertedouro baseado na altura de descarga e no dissipador de energia utilizado; peso próprio; cargas devido ao assoreamento, acúmulo de gelo e ação do vento; variação do número de comportas abertas de acordo com os planos de operações;
- Caso V - Condição normal de operação com incidência de carga sísmica: Efeitos das acelerações sísmicas e outras cargas devido a condição de operação normal.

2.2.7 FATORES DE SEGURANÇA

Para a verificação da estabilidade global para barragens de gravidade é preciso que se verifiquem as seguintes condições: a) segurança contra flutuação; b) segurança contra tombamento em qualquer plano; c) segurança contra deslizamento em qualquer plano; d) tensões admissíveis não excedidas (MOURA, 2016).

Entretanto, o *Criteria for design of solid gravity dams* (1984) e o *Design of gravity dams* (1976) não consideram o item a), citado no parágrafo anterior, como os requisitos mínimos para a estabilidade. Sendo assim, de acordo com esses trabalhos os requisitos mínimos para assegurar a estabilidade de uma barragem são:

- A barragem tem que ser segura contra deslizamento em qualquer plano ou combinações de plano na barragem, no contato fundação-concreto e na fundação;

- A barragem deve ser segura contra o tombamento em qualquer plano ou combinações de plano na barragem, no contato fundação-concreto e na fundação;
- As tensões seguras, tanto na barragem quanto na fundação, não devem ser ultrapassadas

Portanto, a estabilidade da estrutura estudada estará assegurada caso todos os requisitos citados acima atendam os fatores de segurança mínimos. A verificação é feita contra a flutuação, tombamento, deslizamento e tensão em todas as condições de carregamento desejáveis.

Na Tabela 1 encontram-se os fatores de segurança para os cenários de carregamento e os tipos de estabilidade (flutuação, tombamento e deslizamento) estudados:

Tabela 1 - Fatores de Segurança mínimos – Critérios de Projeto

	CCN	CCE	CCL
FSF	1,30	1,10	1,10
FST	1,50	1,20	1,10
FSD	1,00	1,00	1,00

Fonte: Eletrobras (2003).

a) Segurança contra flutuação

Como descrito por VOLKMER (2011), para casos em que há uma imersão significativa a estrutura deve resistir aos esforços provenientes das subpressões. Sendo assim, o coeficiente de segurança a flutuação é determinado pela Equação 9.

$$FSF = \frac{\sum N}{\sum U} \quad (9)$$

em que:

FSF: Coeficiente de segurança a flutuação;

$\sum N$: Somatório das forças gravitacionais, e

$\sum U$: Somatório das forças resultantes do diagrama de subpressões.

b) Segurança contra tombamento

VOLKMER (2011) define que o coeficiente de segurança ao tombamento se baseia na relação entre momentos estabilizantes e momentos de tombamento em relação a um ponto. Deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação. Para estruturas cuja base tem dimensão igual ou superior a sua altura, é dispensável a análise de estabilidade ao tombamento. O fator de segurança é obtido pela Equação 10.

$$FST = \frac{\sum Me}{\sum Mt} \quad (10)$$

em que:

FST: Coeficiente de segurança ao tombamento;

$\sum Me$: Somatório dos momentos estabilizantes, e

$\sum Mt$: Somatório dos momentos de tombamento.

c) Segurança quanto deslizamento

A verificação da estabilidade das estruturas ao deslizamento deve contemplar a avaliação das superfícies de ruptura, de modo a incluir os planos de menor resistência ou submetidos a tensões críticas, sobre as quais a estrutura possa deslizar como um corpo rígido (Equação 11) (ELETROBRAS, 2013).

$$FSD = \frac{\frac{\sum(Ni) \cdot \text{tg}(\phi_i)}{FSD\phi} + \frac{\sum(Ci \cdot Ai)}{FSDc}}{\sum Ti} \geq 1 \quad (11)$$

em que:

FSD ϕ : Fator de redução da resistência ao atrito;

FSDc: Fator de redução da resistência à coesão;

$\sum Ni$: Somatório das forças normais à superfície de deslizamento, em análise;

ϕ_i : Ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento, em análise;

Ci : Coesão característica ao longo da superfície de deslizamento;

Ai : Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise, e

ΣT_i : Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento.

Os fatores de redução mínimos a serem adotados estão apresentados na Tabela 2. Nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou os materiais não apresentam constância de comportamento, é necessário adotar os valores entre parênteses, como foi feito neste estudo.

Tabela 2 - Fator de redução para análise de deslizamento.

	CCN	CCE	CCL
FSDc	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)
FSD ϕ	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)

Fonte: Eletrobras, 2003.

d) Análise de tensões

Para a análise de tensões, é preciso ter conhecimento da resistência do concreto (à compressão ou à tração), a fim de calcular as tensões admissíveis. Estas resistências têm relação direta com o f_{ck} do concreto, apresentadas nas Tabela 3 e Tabela 4. Considerando que métodos numéricos possuem a capacidade de representar com maior exatidão a real distribuição de tensões e consequentemente as deformações.

Tabela 3 - Valores de Tensões admissíveis à compressão.

Tensões Admissíveis à Compressão no Concreto Massa	
CCN	0,50*fck
CCE	0,60*fck
CCL	0,65*fck

Fonte: Eletrobras, 2003.

Tabela 4 - Valores de Tensões admissíveis à tração.

Tensões Admissíveis à Tração no Concreto Massa	
CCN	0,050*fck
CCE	0,060*fck
CCL	0,065*fck

Fonte: Eletrobras, 2003.

De forma geral, as análises realizadas tratam da avaliação de blocos monolíticos. No que diz respeito aos blocos do corpo da barragem, considera-se que estas foram dimensionadas a fim de atenderem a segurança global da estrutura quanto ao tombamento, flutuação e deslizamento em qualquer plano, bem como aos critérios relacionados às máximas tensões admissíveis e deformações causadas na estrutura.

2.3 PIEZOMETRIA

A instrumentação de uma barragem apresenta objetivos distintos de acordo com as fases de sua existência: período de construção, enchimento do reservatório e operação.

Durante o período construtivo, a instrumentação tem o objetivo de alertar sobre a ocorrência de eventuais anomalias no comportamento da barragem, fornece informações sobre parâmetros específicos dos materiais utilizados na construção e das fundações, possibilitando previsões mais realistas para as etapas seguintes das fases construtivas. Já na fase de enchimento do reservatório, a instrumentação objetiva subsidiar o desempenho estrutural por meio da comparação das medições com as grandezas estabelecidas em projeto.

A fase de operação engloba toda a vida útil da barragem, onde a estrutura vai estar submetida à diversos dos esforços físicos e mecânicos externos. Nesta etapa, a auscultação civil busca monitorar o comportamento estrutural do barramento em função do tempo para verificar não só o período para estabilização das grandezas monitoradas pós enchimento (deslocamentos, tensões internas, subpressão, vazão, entre outros parâmetros monitorados), mas também para acompanhar o atendimento aos critérios de projeto, monitorar o desempenho geral da barragem, da fundação e das estruturas associadas e identificar possíveis zonas de risco.

Desta forma, a auscultação civil possibilita a execução de intervenções preventivas e corretivas, quando necessárias, minimizando o risco de acidentes, resguardando a segurança da estrutura e do vale a jusante.

Os piezômetros instalados nas barragens de concreto têm a função de mensurar as pressões neutras no maciço de fundação ou no contato com a estrutura.

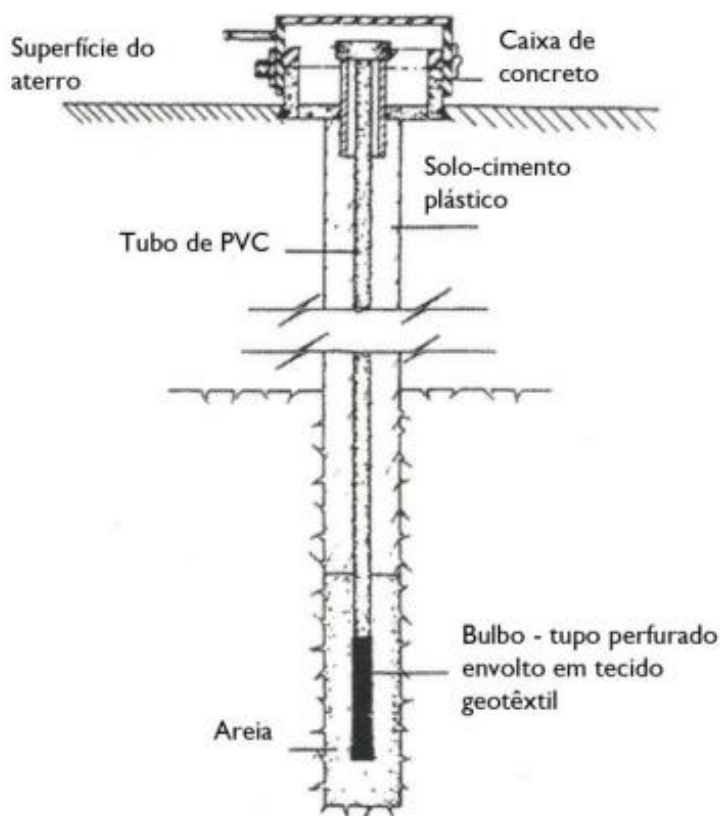
Com base nisso um dos objetivos dos projetos de instrumentação é a garantia da capacidade de acompanhar variações das subpressões nas fundações dos

barramentos e estabelecer padrões de normalidade com base nos históricos de leituras dos instrumentos.

Nesse contexto, a instalação de vários instrumentos ao longo da seção e do comprimento da barragem permitem o acompanhamento das forças de subpressão sob a estrutura. Sendo assim, os piezômetros são uma importante ferramenta para a detecção de anomalias nas fundações.

O Piezômetro tipo Casagrande é o tipo mais usado em galerias de barramentos de concreto, entretanto devido a grandes cargas hidrostáticas é comum esse instrumento receber uma adaptação por meio da instalação de um manômetro na extremidade do tubo. Com essa adaptação, esses instrumentos são reconhecidos como Piezômetros de Tubo Fechado ou Piezômetros Tipo Casagrande Modificado (Figura 10).

Figura 10 - Piezômetro de Tubo Aberto.



Fonte: Lindquist e Cruz (1996).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

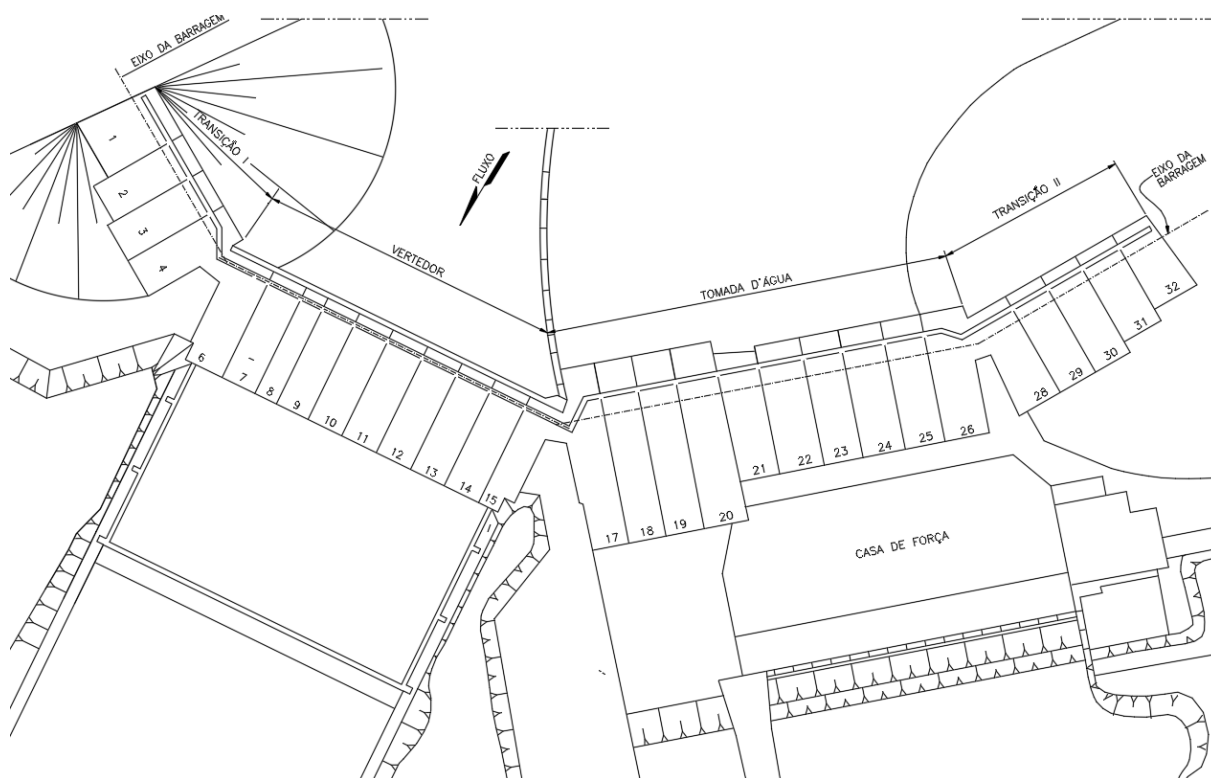
3.1 ESTRUTURA DE ANÁLISE

A estrutura de análise é uma barragem de grande porte intitulada para esse estudo de UHE X, esta é uma estrutura mista, ou seja, composta por barragens de terra e barragens de concreto, a seguir estão citadas as estruturas que compõe o barramento como um todo:

- Estruturas de Terra na Margem Direita;
- Muro de Transição a Direita;
- Vertedouro;
- Tomada d'Água;
- Muro de Transição Esquerdo, e
- Estruturas de Terra da Margem Esquerda.

Para o presente estudo somente são estruturas de interesse aquelas que compõem o barramento de concreto, sendo assim, o arranjo geral simplificado das estruturas de concreto está ilustrado na Figura 11.

Figura 11 - Arranjo geral das estruturas de concreto.

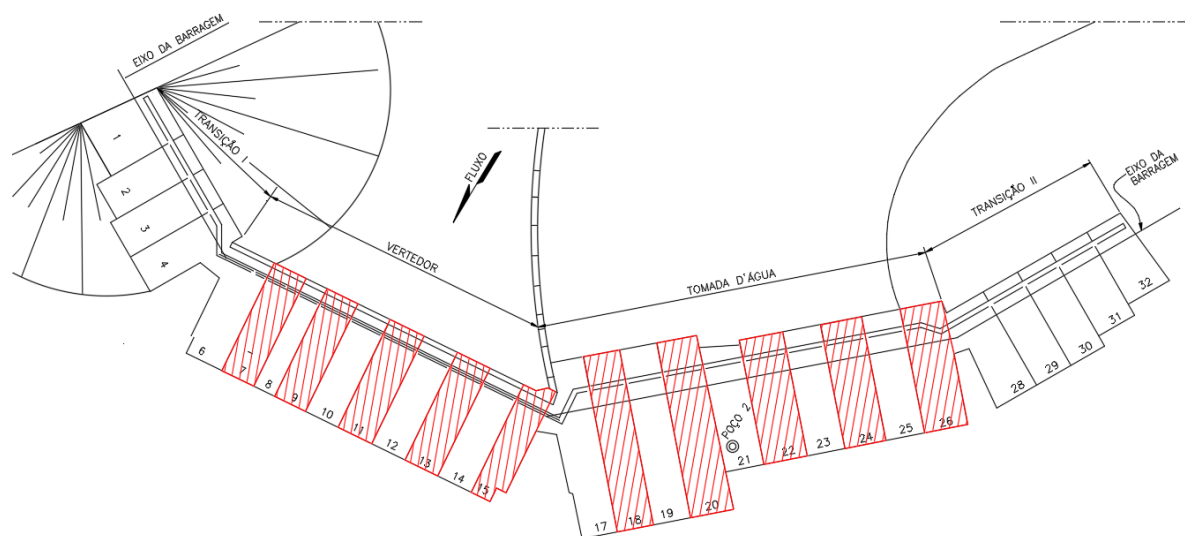


Fonte: UHE X.

Uma vez ilustrada o arranjo geral dos blocos do barramento é importante salientar que, para o desenvolvimento desse estudo, é vital ter acesso dos valores de piezometria reais na fundação das estruturas para isso foram destacados os blocos com piezômetros instalados.

Sendo assim, os blocos de interesse para a elaboração do estudo comparativo entre as subpressões estimadas pela metodologia padrão e as observadas através do histórico de leituras da piezometria estão destacados na Figura 12.

Figura 12 - Estruturas instrumentadas - Barragem de Concreto.

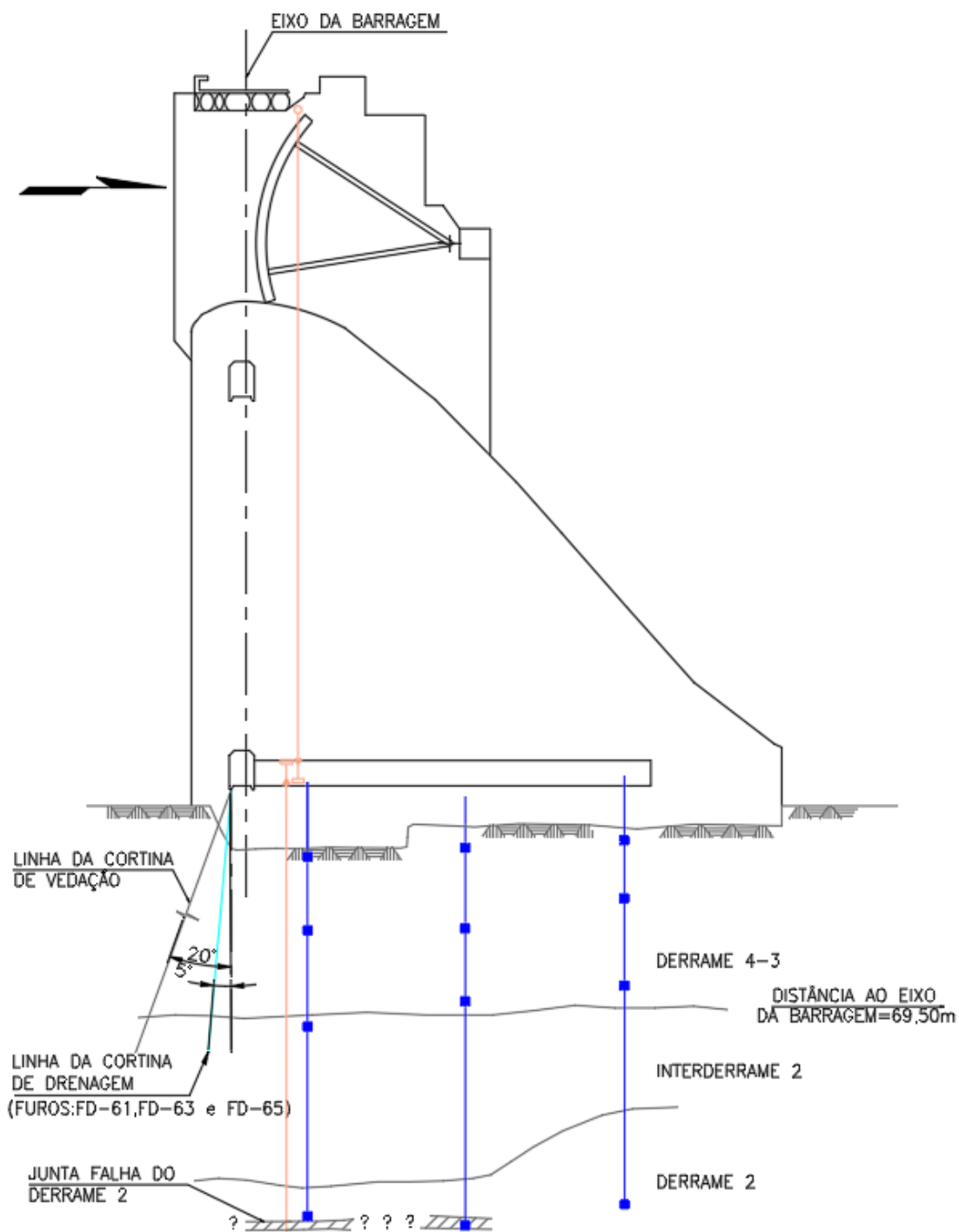


Fonte: UHE X modificada pelo autor

Conforme ilustrado na Figura acima, o barramento possui 10 blocos instrumentados, onde cinco deles compõem a estrutura do vertedouro de superfície (Blocos VS-7, 9, 11, 12 e 15), com seção transversais análogas e os demais compõem a estrutura da tomada d'água, sendo a seção transversal dos blocos TA-18 e 20 e as seções dos Blocos TA-22, 24 e 26 análogas entre si.

A Figura 12 mostra a seção transversal do Vertedouro de Superfície com o posicionamento dos piezômetros tipo casagrande modificado, como é possível observar na figura, o barramento tem uma galeria de drenagem paralela ao eixo da barragem e galerias transversais nos blocos instrumentados para possibilitar a instalação de instrumentos ao longo da seção.

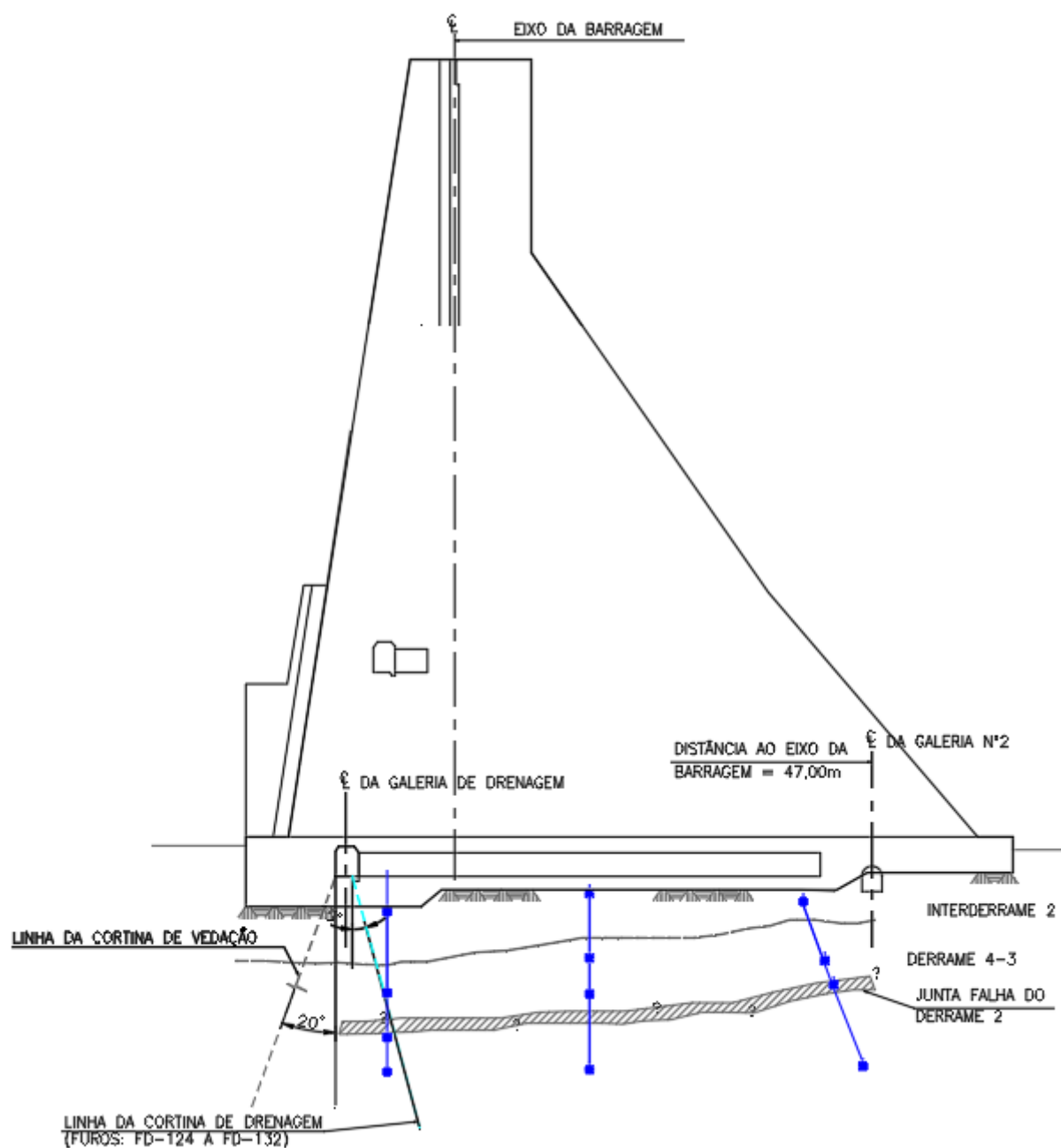
Figura 13 - Seção transversal - Vertedouro de Superfície



Fonte: UHE X

A Tomada d'Água, assim como o Vertedouro de Superfície conta com seções transversais que possibilitam o monitoramento da subpressão por toda seção, como mostra a Figura 14.

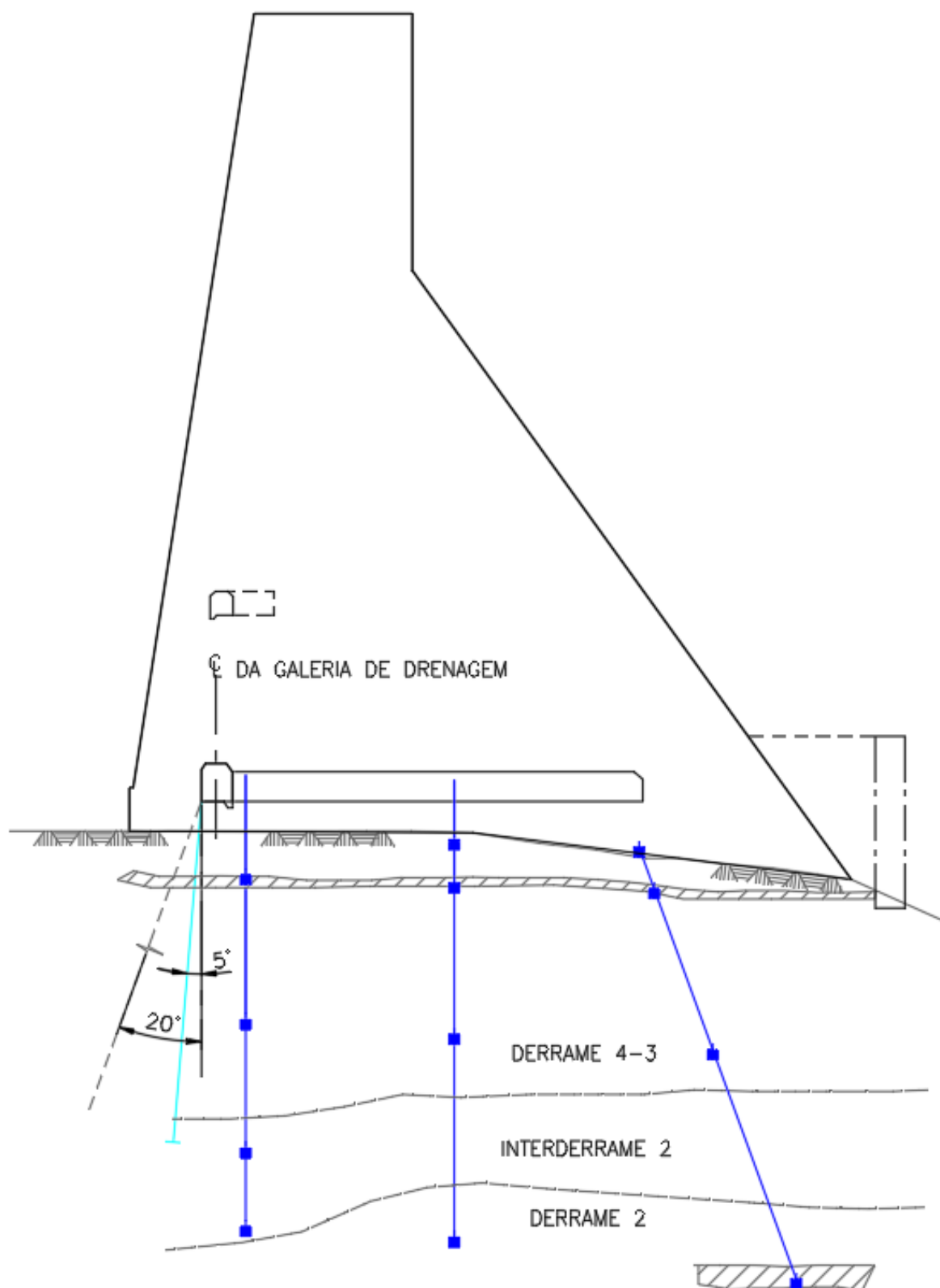
Figura 14 - Seção transversal - Tomada d'Água TA-18 e 20.



Fonte: UHE X

A Figura 15 ilustra dos Blocos 22, 24 e 26 esses blocos possuem uma altura menor que a dos Blocos 18 e 20, entretanto, ainda possuem as galerias transversais e piezômetros instalados ao longo da seção.

Figura 15 - Seção transversal - Tomada d'Água TA-22, 24 e 26.



Fonte: UHE X

3.2 PIEZOMETRIA

Primeiramente para possibilitar as análises de subpressão por meio da instrumentação foram listados os piezômetros instalados próximos ao contato fundação- concreto para que fosse possível a realização do estudo comparativo.

Em posse dos dados de instalação dos instrumentos, foram dispostos na Tabela 5 as cotas de instalação, a média de leituras dos instrumentos e o afastamento em relação ao eixo da barragem.

Tabela 5- Dados de instalação dos piezômetros e média de leituras.

ESTRUTURA	INSTRUMENTO	COTA DE INSTALAÇÃO	AFASTAMENTO	COTA PIEZOMÉTRICA
VS-7	111	327,88	06,24	335,66
	121	329,68	21,72	335,20
	131	331,32	37,72	334,16
VS-9	211	326,49	01,40	341,04
	221	328,19	21,74	335,61
	231	327,39	37,55	331,58
VS-11	311	327,96	06,09	333,77
	321	328,85	21,74	330,81
	331	329,60	37,53	331,51
VS-13	411	329,35	01,42	338,17
	431	327,94	37,53	330,65
VS-15	511	329,98	06,13	334,66
	521	329,48	21,74	331,93
	531	328,66	37,56	331,13
TA-18	511	308,79	04,56	311,37
	521	309,82	27,48	312,41
	531	310,57	50,86	312,37
TA-20	411	308,03	04,66	311,88
	421	310,06	27,45	311,92
	431	309,18	51,53	312,58
TA-22	311	332,38	03,40	335,61
	321	328,55	21,04	332,61
	331	328,38	38,57	332,84
TA-24	211	330,90	02,51	336,04
	221	333,85	20,11	335,32
	231	333,23	35,70	334,26
TA-26	111	329,93	02,52	336,14
	121	331,09	20,16	333,30
	131	332,23	36,25	333,43

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.3 DEFINIÇÃO DOS CENÁRIOS DE CARREGAMENTO

A definição dos cenários de carregamento é primordial para a determinação dos esforços solicitantes que atuam sobre a estrutura da barragem de concreto. Sendo assim, com base no objetivo do presente estudo que é estudar os efeitos da subpressão nos cálculos dos fatores de segurança de estabilidade, as variações de esforços consideradas têm relação direta com a proposta

Para a análise de diferentes cenários foram consideradas situações que simulam as condições de operação das cortinas de drenagem operantes e completamente inoperantes. Para os dois casos, o nível do reservatório é o nível máximo normal.

A condição em que as cortinas de drenagem estão inoperantes é uma situação excepcional, portanto esse caso é classificado como um Condição de Carregamento Excepcional (CCE), enquanto o caso com os drenos operantes é classificado como Condição de Carregamento Normal (CCN).

Logo, os cenários de combinações simulados foram:

- CCN - Níveis de montante e jusante na condição Máximo Normal + Drenos operantes, e
- CCE - Níveis de montante e jusante na condição Máximo Normal + Drenos inoperantes.

3.4 MODELAGEM

Para a modelagem do método dos corpos rígidos, foi necessário calcular o volume de concreto em cada estrutura, visto que a principal fonte de resistência das estruturas de concreto é o seu peso próprio.

Já para a modelagem do método dos elementos finitos, foi desenvolvido, de acordo com os projetos disponibilizados, um modelo bidimensional das estruturas de concreto, o qual teve sua geometria subdividida por malhas compostas por finitos elementos e nós. Portanto, em função dessas subdivisões da geometria, as equações matemáticas que regem o comportamento físico não são resolvidas de maneira exata, mas de forma satisfatoriamente aproximada por este método numérico.

Além da geometria é de extrema importância as propriedades dos materiais utilizados na obra. As seguintes características foram adotadas de acordo com as recomendações encontradas na literatura:

- Peso específico da água – 10 kN/m^3 ;
- Peso específico do concreto convencional – 25 kN/m^3 ;
- Coeficiente de Poisson do concreto convencional – 0,2;
- Resistência à compressão do concreto – $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$;
- Peso específico do sedimento – 19 kN/m^3 ;
- Porcentagem de sedimento acumulado – 10% do nível de montante;
- Ângulo de atrito interno do sedimento – 30° ;
- Ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento, em análise – 38° ;
- Coesão característica ao longo da superfície de deslizamento – 0 kN/m^2 ;

É válido ressaltar que não foram considerados os pesos de equipamentos fixos ou móveis, tendo sido considerados apenas o peso da estrutura de concreto de forma simplificada devido às características simplistas dos projetos fornecidos.

Embora as modelagens tenham sido simplificadas, adotando as seções típicas de cada bloco, considerou-se que as perdas de precisão seriam mínimas devido as grandes dimensões da barragem.

3.5 FATOR DE SEGURANÇA DE PROJETO

O fator de segurança de projeto foi calculado considerando os esforços seguindo a metodologia do CPCUH (2003) descrita em detalhes no Item 2.2.

Os principais esforços a serem calculado são devidas as pressões hidrostáticas a montante do reservatório, subpressão para diferentes condições de funcionamento do sistema de drenagem e o peso próprio do barramento.

A metodologia básica usada para o cálculo das pressões hidrostáticas devido ao volume de água do reservatório está descrita no Item 2.2.2 e é obtido pela Equação 12.

$$E_{M,J} = \gamma_w \frac{H_{M,J}^2}{2} \quad (4)$$

em que:

$E_{M,J}$: Empuxo de montante ou jusante;

γ_w : Peso específico da água, e

$H_{M,J}$: Altura da coluna de água a montante ou jusante.

Já em relação ao cálculo teórico da subpressão, tendo em vista que o barramento em questão possui somente uma linha de drenos a montante da estrutura, a metodologia a ser considerada está descrita no Item 2.2.4, mais especificamente a descrita no tópico (a) do referido item.

Sendo a carga máxima do diagrama (H_m) igual a altura no nível d'água do reservatório a partir do nível do terreno natural e a carga hidrostática na linha dos drenos dada pela Equação 5.

$$H_{dm} = h_g + \frac{1}{3} (H_m - h_g) \text{ para } H_j < h_g \quad (5)$$

3.6 FATORES DE SEGURANÇA REAIS

A determinação do fator de segurança real também segue a mesma metodologia usada para as simulações descritas nos Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas da Eletrobras (2003), exceto pelo cálculo das subpressões, que nesse caso serão calculadas com base nas médias das cargas piezométricas dos instrumentos instalados próximo ao contato do concreto com a fundação.

A carga piezométrica em um dado ponto é dada pela altura d'água no interior do tudo do piezômetro. Tendo em posse os dados de instalação dos instrumentos e as respectivas cargas piezométricas é possível calcular as cargas hidráulicas totais por meio da Equação 06.

$$H = CP - CI \quad (6)$$

em que:

- H: Carga hidrostática;
- CP: Cota Piezométrica, e
- CI: Cota de instalação do instrumento.

Devido a inexistência de piezômetros na extrema montante da base da estrutura de concreto, a estimativa da pressão máxima do diagrama foi feita com base na premissa usada na metodologia padrão, onde a altura hidrostática próximo a linha de drenos é equivalente 1/3 da diferença da diferença entre as cargas piezométricas dos extremos de montante e jusante somados ao nível de montante, conforme mostra a Equação 07.

$$H_m = H_j + 3(H_{dm} - H_j) \quad (7)$$

em que:

- H_m: Altura hidrostática a montante (m);
- H_{dm}: Altura hidrostática na linha dos drenos (m), e
- H_j: Altura hidrostática a jusante (m).

Em posse dos 3 valores factíveis de cargas piezométricas e da carga estimada a montante é possível traçar o diagrama real de subpressões para todas as seções transversais.

Para um resultado mais interessante, foi montado um modelo tridimensional dos diagramas de subpressão para as três seções ilustradas anteriormente, interpolando os diagramas obtidos através dos dados de piezometria.

A partir do diagrama tridimensional é possível estimar a subpressão atuante sob todo o corpo do barramento. Para otimizar as análises, as estruturas foram separadas de acordo com as seções típicas de interesse. Portanto, são gerados fatores de segurança para a seção típica do Vertedouro de Superfície, dos Blocos 18 e 20 da Tomada d'Água e para a Seção típica dos Blocos 20, 22 e 23.

A força exercida pela subpressão é calculada pela Equação 08.

$$U = \gamma_w \cdot \text{volume do prisma} \quad (8)$$

em que:

U: Subpressão, e

γ_w : Peso específico da água.

Uma vez calculados os esforços reais sobre a estrutura, foi possível calcular os fatores de segurança para flutuação, tombamento e deslizamento.

As simulações de tensões também foram feitas para todos os cenários de carregamento propostos e para a condição real, para que fosse possível comparar as tensões máximas obtidas para cada um dos casos a fim de estimar qual a real influência das forças de subpressão sob as estruturas.

3.7 ANÁLISE DE TENSÕES

A análise das tensões atuantes na estrutura foi feita por meio da simulação bidimensional no *software* de elementos finitos *SAP2000*. O modelo foi montado com base das seções de projeto disponibilizadas para as estruturas da tomada d'água e vertedouro de superfície.

Assim, foi possível obter as tensões máximas de tração, compressão e para todos os cenários desejáveis e verificar os resultados quanto as tensões admissíveis do concreto.

A análise é feita por meio da simulação das tensões verticais, ou seja, normais ao plano na base da estrutura e tensões horizontais.

Para efeito de comparação e melhor visualização da distribuição do campo de tensões no concreto, foram apresentados, além dos resultados numéricos para todos as condições de carregamento, as ilustrações obtidas para a condição de carregamento normal teórico e condição real, simulando as tensões obtidas através da piezometria.

As tensões admissíveis para o concreto à compressão são dadas pelas seguintes relações, também citadas no Item 2.2.7d):

- **CCN:** $0,50 \cdot f_{ck}$
- **CCE:** $0,60 f_{ck}$

Já as tensões admissíveis do concreto à tração são dadas por:

- **CCN:** $0,050 \cdot f_{ck}$
- **CCE:** $0,060 f_{ck}$

As tensões admissíveis para cada cenário foram calculadas utilizando o f_{ck} da estrutura (20 MPa)

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Primeiramente, foram calculadas as cargas hidrostáticas simuladas para a Condição de Carregamento Normal e Condição de Carregamento Excepcional, ilustradas no Item 3.4, foram calculadas também as cargas hidrostáticas registradas pelos piezômetros. Os resultados estão dispostos na Tabela 6.

Tabela 6 - Cargas hidrostáticas.

ESTRUTURA	INSTRUMENTO	CARGA PIEZOMÉTRICA CCN (m.c.a)	CARGA PIEZOMÉTRICA CCE (m.c.a)	CARGA PIEZOMÉTRICA REAL (m.c.a)
VS-7	111	23,33	54,44	7,78
	121	15,61	36,47	5,52
	131	7,66	17,90	2,84
VS-9	211	25,71	60,06	14,55
	221	15,61	36,47	7,42
	231	7,71	18,09	4,19
VS-11	311	21,89	51,13	5,81
	321	15,60	36,47	1,96
	331	7,75	18,12	1,91
VS-13	411	25,70	60,03	8,82
	431	7,75	18,11	2,71
VS-15	511	23,36	54,57	4,68
	521	15,60	36,45	2,45
	531	7,74	18,08	2,47
TA-18	511	28,10	66,50	2,58
	521	14,75	34,90	2,59
	531	5,00	11,85	1,80
TA-20	411	4,72	11,18	3,85
	421	14,76	34,93	1,86
	431	28,14	66,60	3,40
TA-22	311	20,80	52,75	4,46
	321	9,29	23,55	4,06
	331	1,03	2,61	3,23
TA-24	211	20,40	51,69	5,14
	221	2,73	24,66	1,47
	231	2,38	6,04	1,03
TA-26	111	20,38	51,68	6,21
	121	9,73	24,66	2,21
	131	2,38	6,04	1,20

Fonte: Elaborado pelo autor.

É possível observar que as cargas piezométricas registradas pela instrumentação são muito menores do que as simuladas para o Cenário de Carregamento Normal e para o Cenário de Carregamento Excepcional.

Por outro lado, as cargas piezométricas reais apresentam uma queda quase linear na maioria dos casos quando analisadas no sentido de montante para jusante, assim como sugerido pela metodologia padrão.

4.1 DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Como mencionado anteriormente os esforços solicitantes foram calculados para as três seções transversais de interesse para esse estudo.

Em seguida foram calculadas as subpressões totais atuando na fundação do barramento para a seção de cada bloco, a partir do volume do diagrama proposto em cada situação. Os valores de subpressão obtidos estão dispostos na Tabela 7.

Tabela 7 - Esforços de subpressão.

ESTRUTURA	SUBPRESSÃO CCN (kN/m)	SUBPRESSÃO REAL (kN/m)	ERRO PERCENTUAL
VS-7	8707	2678,13	69%
VS-9	8707	5471,037	37%
VS-11	8707	2591,802	70%
VS-13	8707	3436,443	61%
VS-15	8707	2177,82	75%
TA-18	14613	2324,97	84%
TA-20	14613	2678,13	82%
TA-22	9839	2629,08	73%
TA-22	9839	2629,08	73%
TA-26	9839	2658,51	73%

Fonte: Elaborado pelo autor.

4.1.1 Vertedouro de Superfície

A partir dos cenários de carregamento previamente estipulados, foram definidos os diagramas de pressões que atuam sobre o barramento.

A Tabela 8 apresenta os dados base de cálculo dos esforços ilustrados na Figura 16 junto ao volume da peça e o centro geométrico da seção.

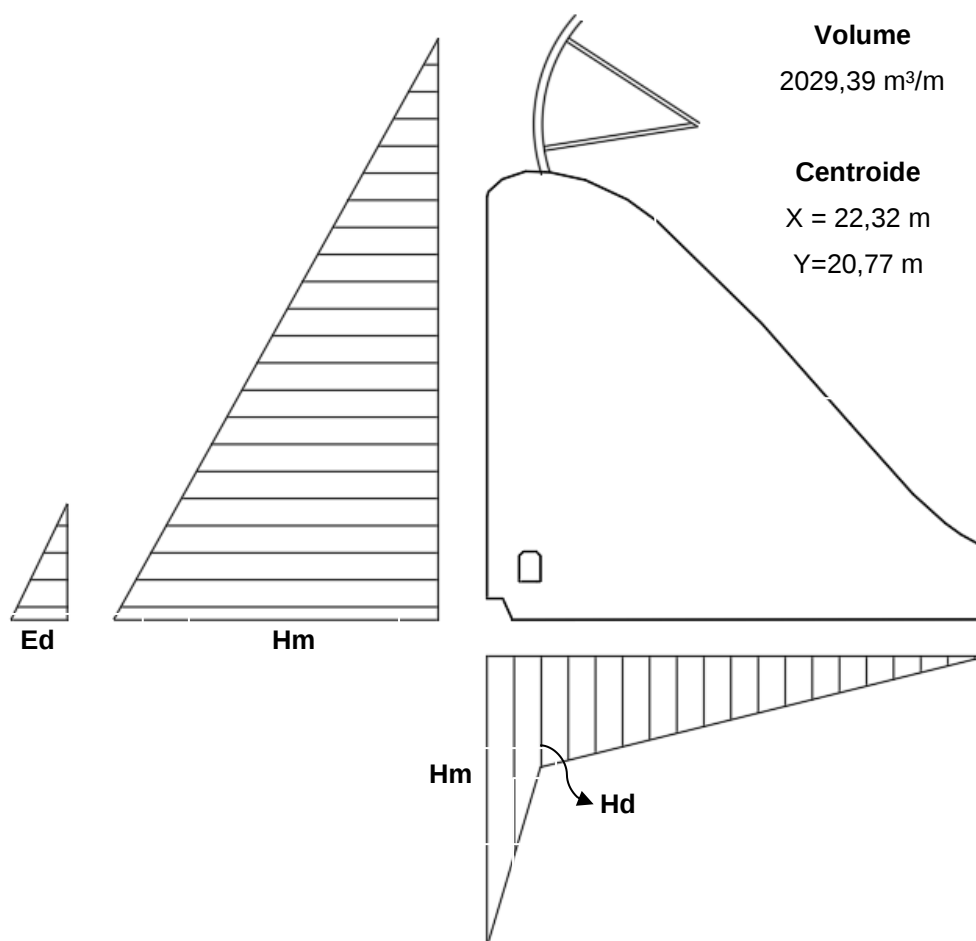
Tabela 8 - Premissas para cálculo dos esforços - Vertedouro de Superfície.

Hm (m)	Hd (m)	hs
68	26,00	10%. Hm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para a pressão hidrostática a montante o esforço total calculado foi de uma força horizontal de 22680 kN/m. A resultante empuxo não se altera uma vez que o nível do reservatório é mantido constante em todos os casos de interesse para esse estudo (Figura 16).

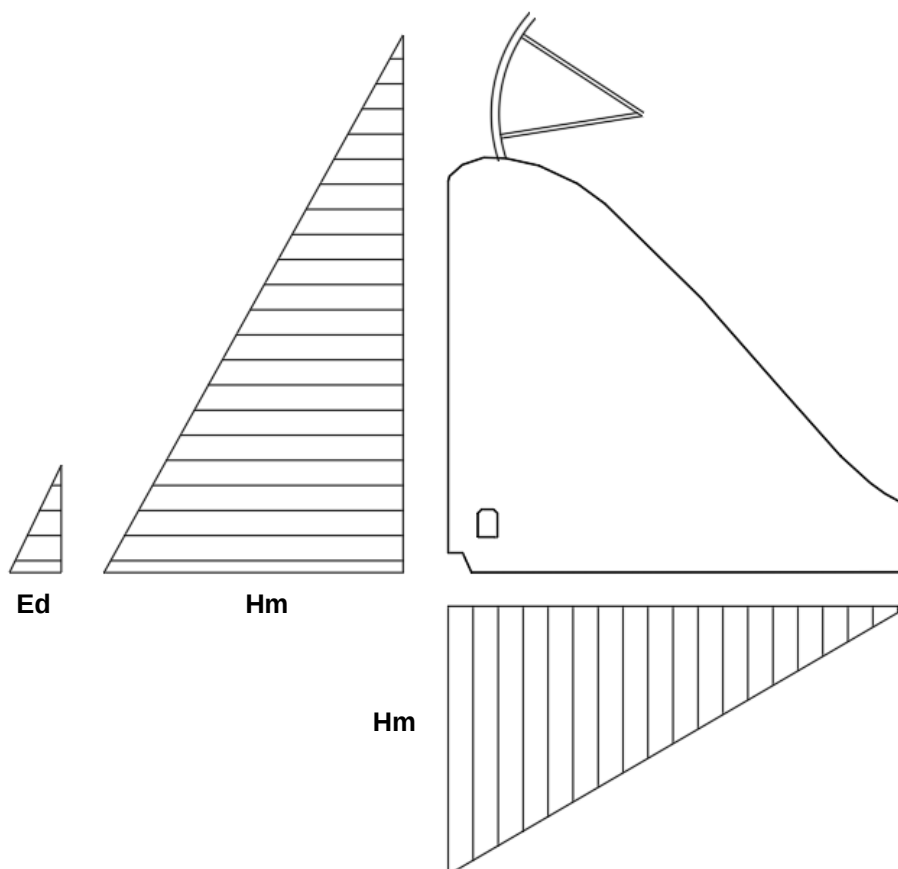
Figura 16 - Diagrama de esforços (CCN) - Vertedouro de Superfície.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O diagrama para o caso de carregamento excepcional desconsidera os efeitos da cortina de drenagem na subpressão, por isso considera-se a subpressão máxima a montante equivalente a pressão hidrostática máxima no reservatório com queda linear até chegar a zero no pé da barragem a jusante (Figura 17).

Figura 17 - Diagrama de esforços (CCE) - Vertedouro de Superfície.

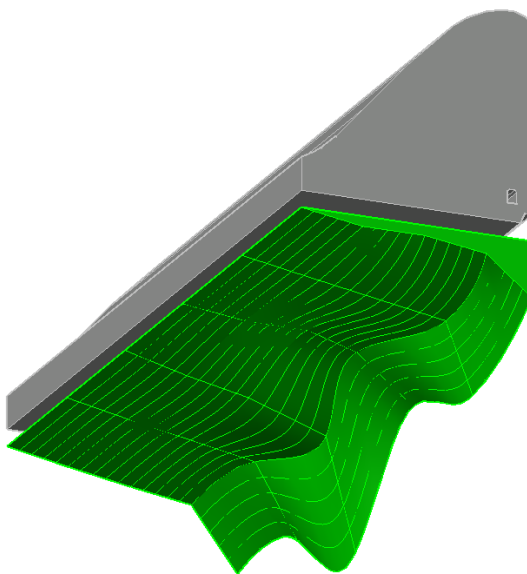


Fonte: Elaborado pelo autor.

Para que fosse possível obter uma amostragem mais realista e uma melhor visualização dos resultados, foi elaborado para a condição real das subpressões um modelo 3D interpolando os diagramas bidimensionais obtidos por meio da instrumentação ao longo da base do barramento

A subpressão obtida para a condição factual está ilustrada na Figura 18. Os esforços devido à pressão hidrostática de montante também foram levados em consideração para esse caso, seguindo os mesmos critérios do CCN e do CCE.

Figura 18 - Esforços de subpressão real (3D) - Vertedouro de Superfície.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.1.2 Tomada d'Água - BL 18 e 20

Os Blocos 18 e 20 da Tomada d'Água têm as seções mais altas de toda a estrutura os cálculos baseados na cota do terreno e no Nível d'água do reservatório estão discretizados na Tabela 9 e ilustrados na Figura 19.

Tabela 9 – Cálculo dos esforços - BL-18 e 20.

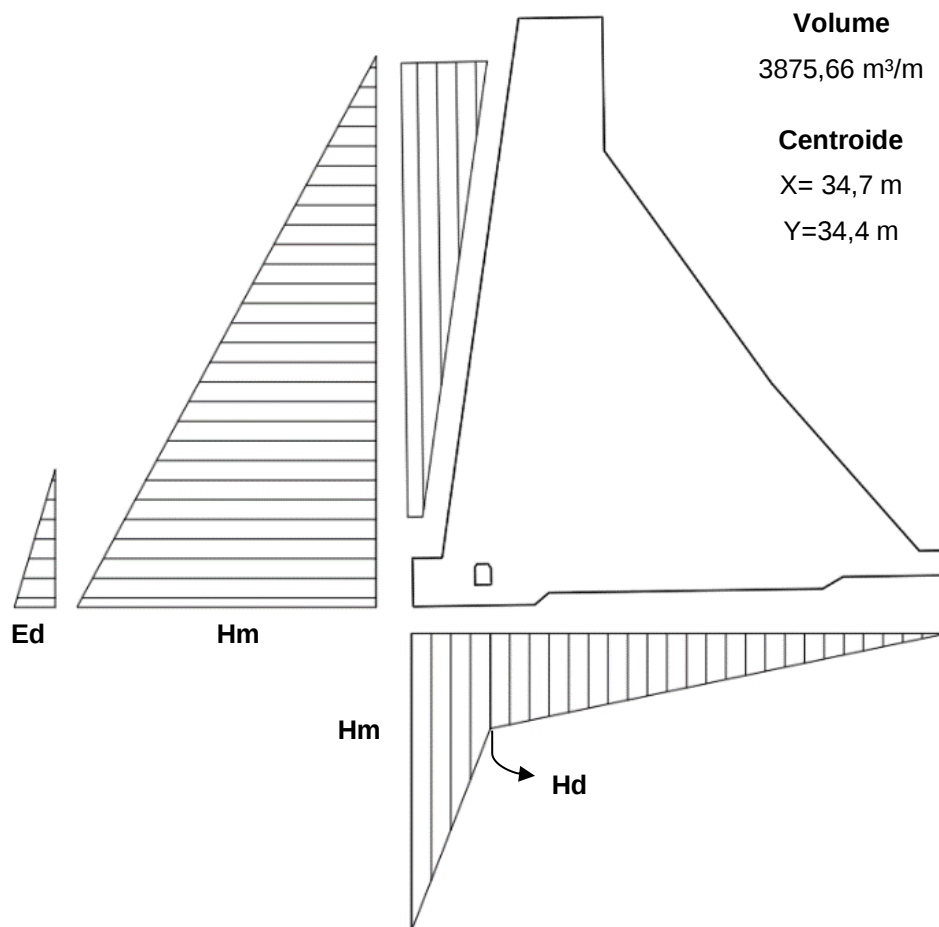
Hm (m)	Hd (m)	hs
85,20	30,73	10%. Hm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os esforços resultantes do empuxo de água a montante do reservatório foram de uma força horizontal de 35987 kN/m e uma força vertical de 5338 kN/m devida à inclinação do paramento de montante.

A Figura 19 apresenta a disposição dos diagramas de esforços determinados para a referida estrutura, bem como as características geométricas da seção transversal estudada.

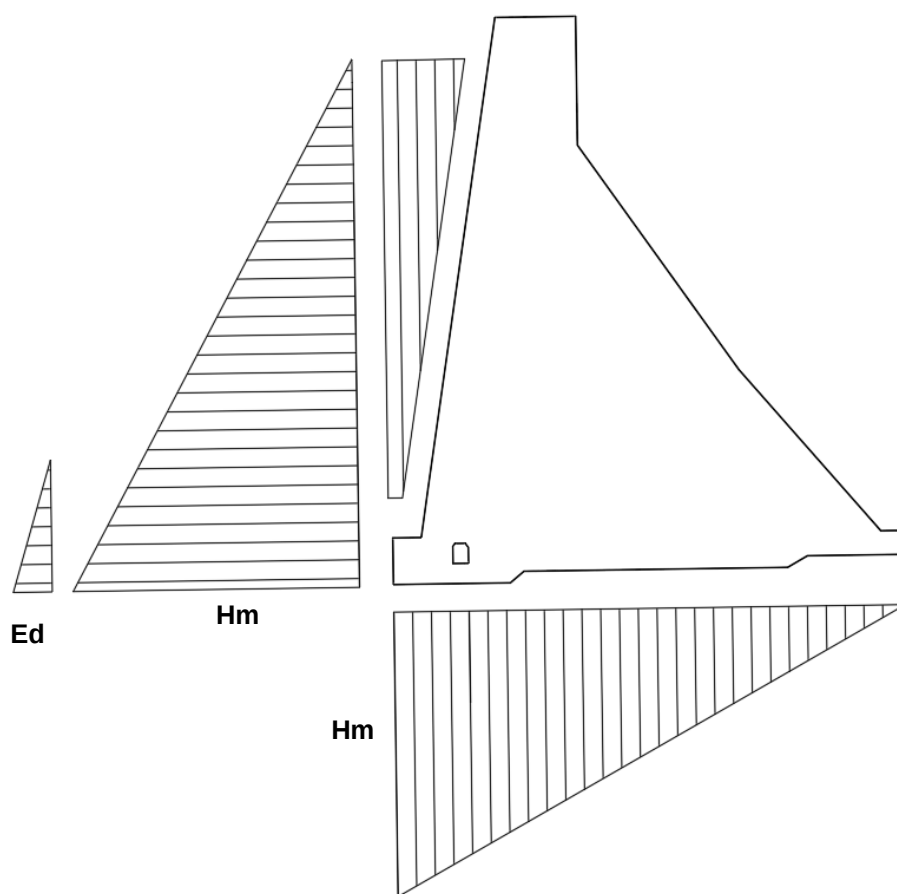
Figura 19 - Diagrama de esforços (CCN) - BL-18 e 20.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 20 apresenta os diagramas para o caso de carregamento excepcional dos blocos BL-18 e 20.

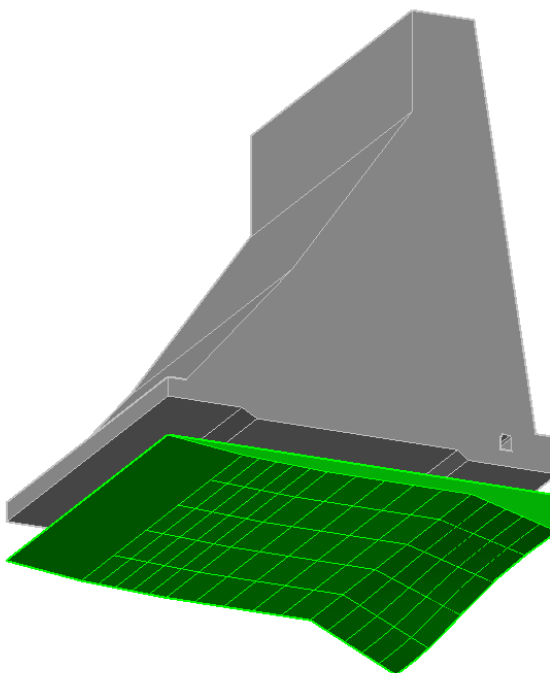
Figura 20 - Diagrama de esforços (CCE) - BL-18 e 20.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Foi elaborado também o modelo 3D de subpressão baseados nos dados de instrumentação a ilustração do diagrama tridimensional está ilustrado na Figura 21.

Figura 21 - Esforços de subpressão real (3D) - BL-17 ao 20.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.1.3 Tomada d'Água - BL-22, 24 e 26

Os esforços calculados para a definição dos empuxos estão dispostos na Tabela 10

Tabela 10 - Cálculos dos esforços - BL-22, 24 e 26

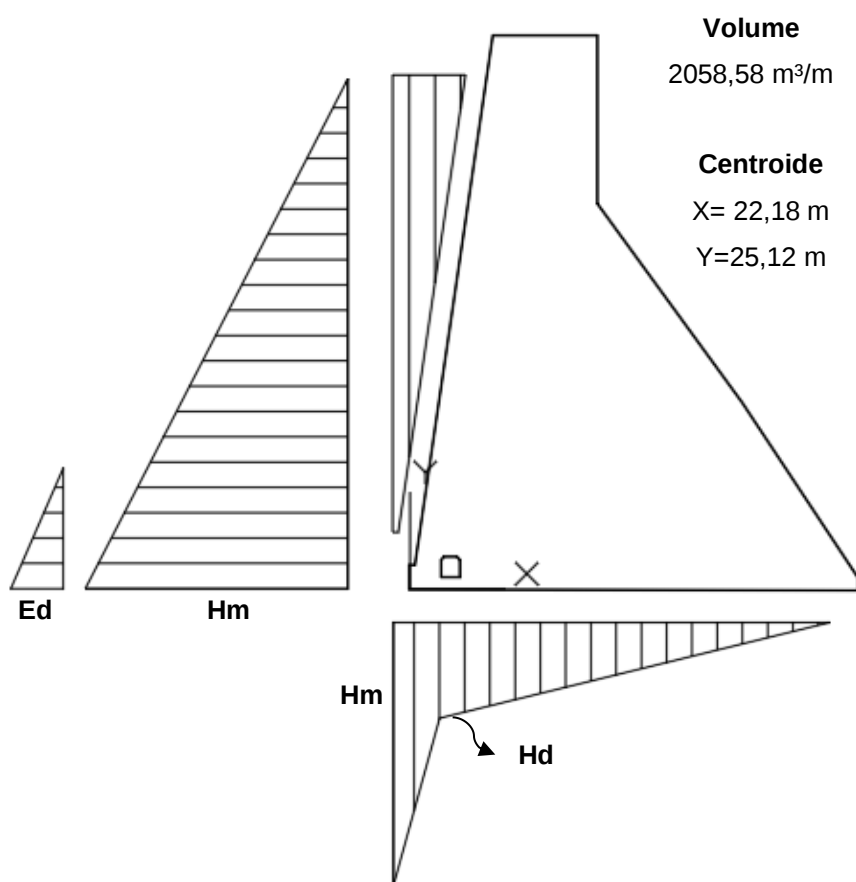
Hm (m)	Hd (m)	hs
65,68	23,23	10%. Hm

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os esforços resultantes das pressões hidrostáticas dos reservatórios sobre a estrutura são de uma força horizontal de 19890 kN/m e uma força vertical devida à inclinação do paramento de montante de 2983 kN/m

Os diagramas definidos para o caso de carregamento normal estão ilustrados na Figura 22.

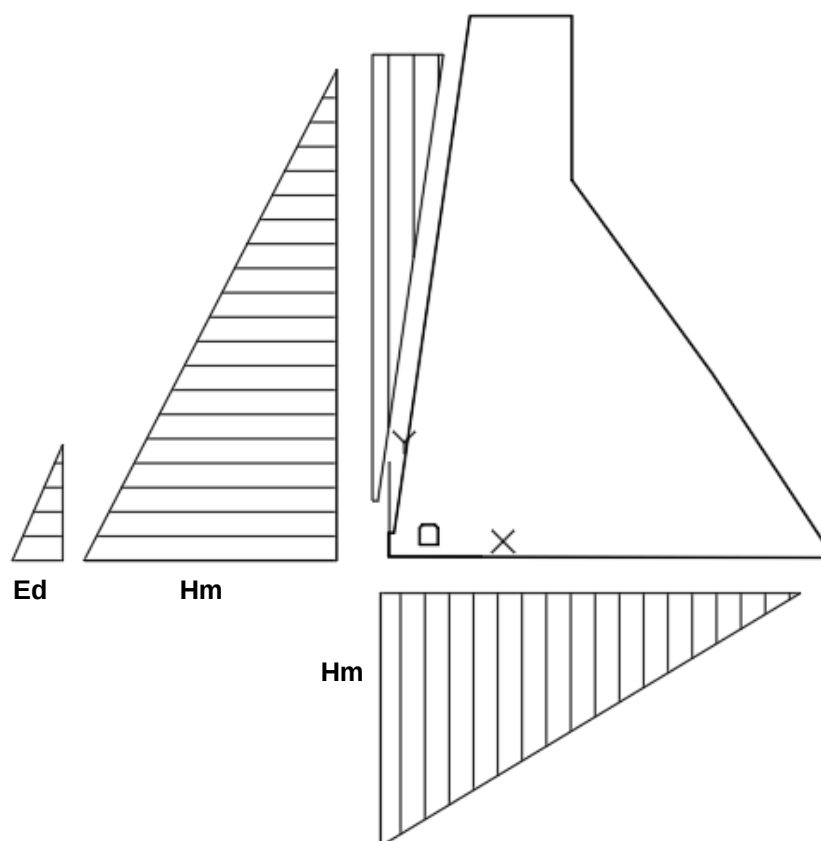
Figura 22 - Diagrama de esforços (CCN) - BL-22, 24 e 26



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 23 apresenta a condição de drenos inoperantes proposta para a condição de carregamento excepcional.

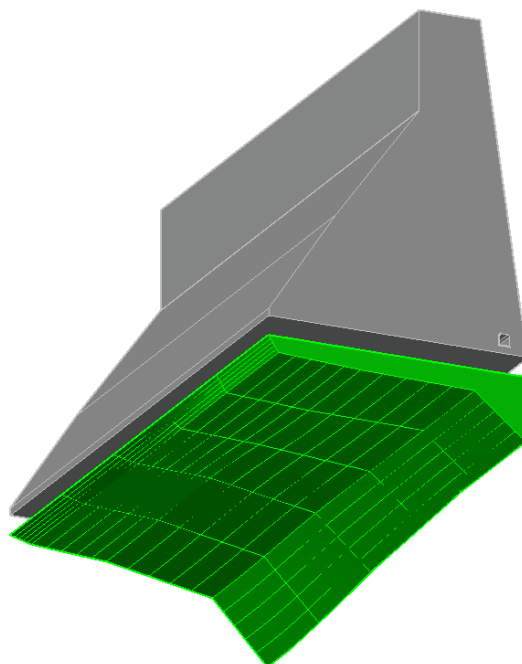
Figura 23 - Diagrama de esforços (CCE) - BL-22, 24 e 26



Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim a Figura 24 apresenta a condição factual da subpressão para os referidos blocos da Tomada d'Água em um modelo 3D, assim como para as demais seções.

Figura 24 - Esforços de subpressão real (3D) - BL-21 ao 26.



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

4.2.1 Fatores de segurança

Uma vez determinados os esforços solicitantes, foram calculados os fatores de segurança para as estruturas de estudo.

A

Tabela 11 apresenta os fatores de segurança calculados para o vertedouro de superfície em relação a Flutuação (FSF), Tombamento (FST) e Deslizamento (FSD).

Tabela 11 - Fatores de segurança - Vertedouro de Superfície.

	Vertedouro de Superfície		
	CCN	CCE	Real
Flutuação	5,83	2,60	134,91
Tombamento	1,97	1,37	3,08
Deslizamento	1,00	1,01	1,19

Fonte: Elaborado pelo autor.

Da mesma forma, para os Blocos 18 e 20 da Tomada d'Água, os Fatores de segurança foram calculados e dispostos na Tabela 12.

Tabela 12 - Fatores de segurança - BL-18 e 20.

Tomada d'Água BL-18 e 20			
	CCN	CCE	Real
Flutuação	7,00	4,02	408,50
Tombamento	1,67	1,23	2,66
Deslizamento	1,27	1,52	1,29

Fonte: Elaborado pelo autor.

Por fim foram calculados os fatores de segurança para os Blocos 22, 24 e 26 da Tomada d'Água e estão disponíveis na Tabela 13

Tabela 13-Fatores de segurança - BL-22a26.

Tomada d'Água BL-22,24 e 25			
	CCN	CCE	Real
Flutuação	5,48	2,75	226,11
Tombamento	2,04	1,70	3,47
Deslizamento	1,08	1,14	1,22

Fonte: Elaborado pelo autor.

Com base nos resultados obtidos, é possível concluir que, mesmo considerando os esforços de subpressão superestimados, os fatores de segurança atendem aos critérios desejáveis recomendados pela literatura tanto para a condição de carregamento normal quanto para a condição de carregamento excepcional.

Fazendo uma análise comparativa entre os cenários teóricos e os cenários reais, observa-se que, assim como esperado, o fator de segurança quanto a flutuação da estrutura foi o que mais sofreu alteração devido a variação dos esforços, devido ao fato de ser uma relação direta entre forças normais, seguido do fator de segurança a tombamento e por último o fator de segurança de deslizamento, sendo essa condição de ruptura a menos sensível a variações das forças normais.

É válido ressaltar que o fato dos fatores de segurança para deslizamento para a condição de drenos operantes (CCN) e inoperantes (CCE) serem muito próximos se deve aos fatores de redução descritos no Item 2.2.7c), que são mais brandos para a condições de carregamento excepcionais.

4.2.2 Análise de tensões

Primeiramente foram analisadas as tensões verticais e horizontais para os três cenários de carregamento, as simulações foram feitas considerando um plano bidimensional para as três estruturas de estudo.

a) Tensões Verticais

São as tensões atuantes no eixo z (σ_{zz}) e tem relação direta com o peso próprio da estrutura e as variações de subpressões.

A Tabela 14 apresenta os valores máximos de tração e compressão no eixo vertical simulados por meio do *software* SAP2000 e os valores das tensões admissíveis como referência.

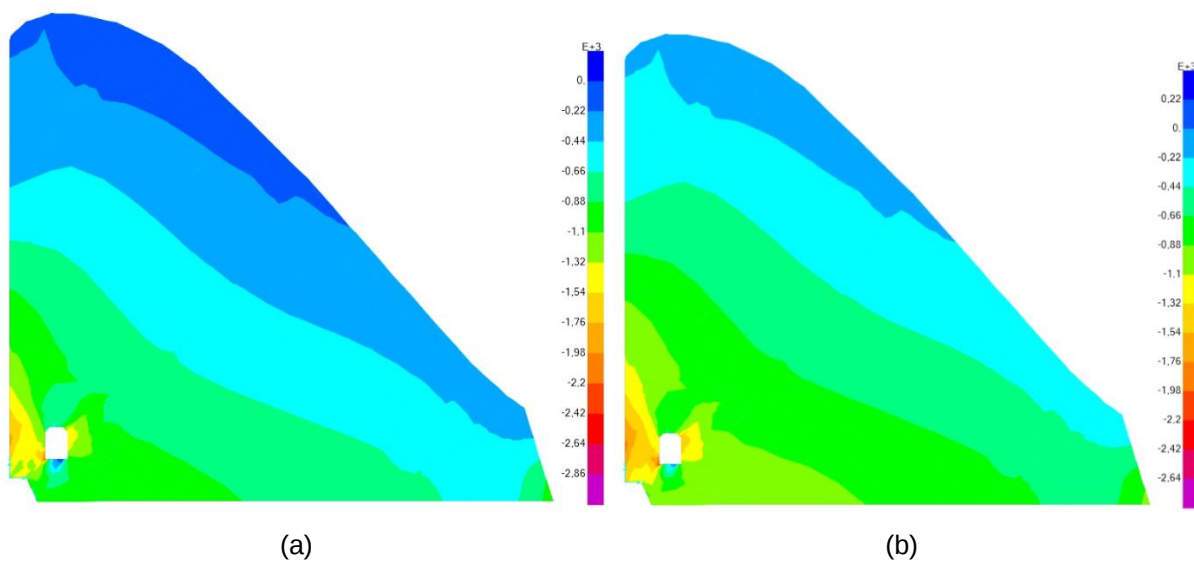
Tabela 14 - Tensões máximas verticais.

Tensões de Vertical				
Seção	Tensão	Esforço	Tensão Simulada (kPa)	Tensão Admissível (kPa)
Vertedouro de Superfície	CCN	Compressão	1635	10000
		Tração	578	1000
	CCE	Compressão	1701	12000
		Tração	656	1200
	REAL	Compressão	1678	10000
		Tração	362	1000
Tomada d'Água (Blocos 18 e 20)	CCN	Compressão	2052	10000
		Tração	964	1000
	CCE	Compressão	1085	12000
		Tração	990	1200
	REAL	Compressão	1188	10000
		Tração	1167	1000
Tomada d'Água (Blocos 22,24 e 26)	CCN	Compressão	709	10000
		Tração	738	1000
	CCE	Compressão	685	12000
		Tração	763	1200
	REAL	Compressão	707	10000
		Tração	661	1000

Fonte: Elaborado pelo autor.

As Figuras 25, 26 e 27 mostram o campo de tensões verticais para as três seções de interesse.

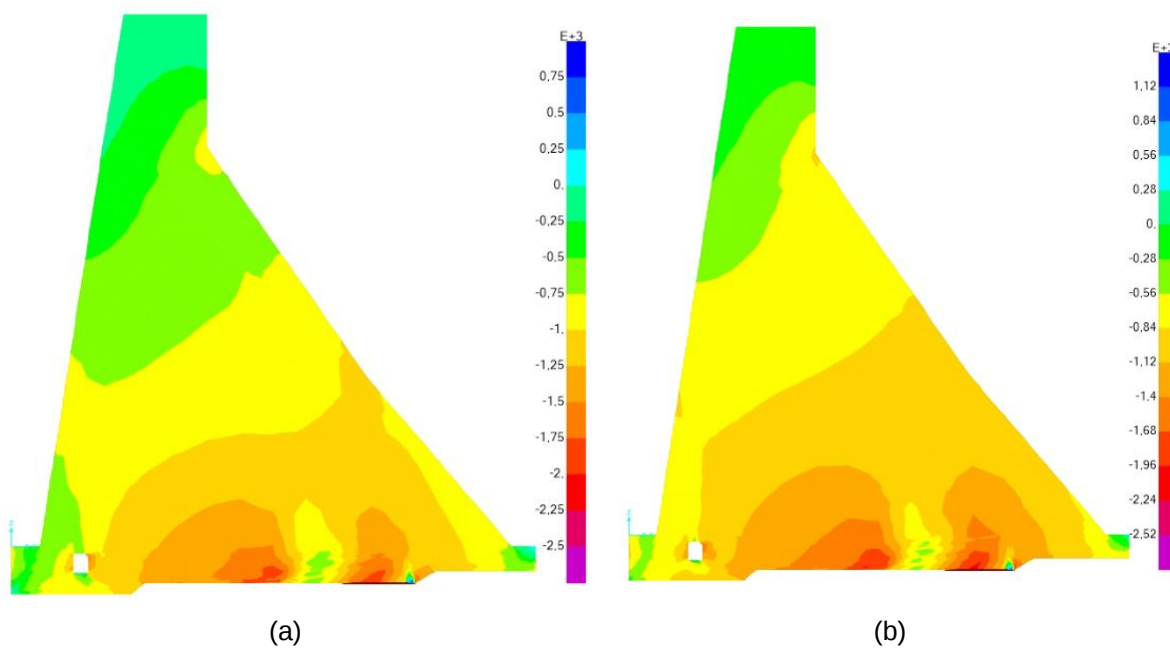
Figura 25 - Distribuição de tensões verticais - Vertedouro de Superfície.



(a) (a) - Condição de Carregamento Normal; (b) - Condição de Carregamento Real

Fonte: Elaborado pelo autor.

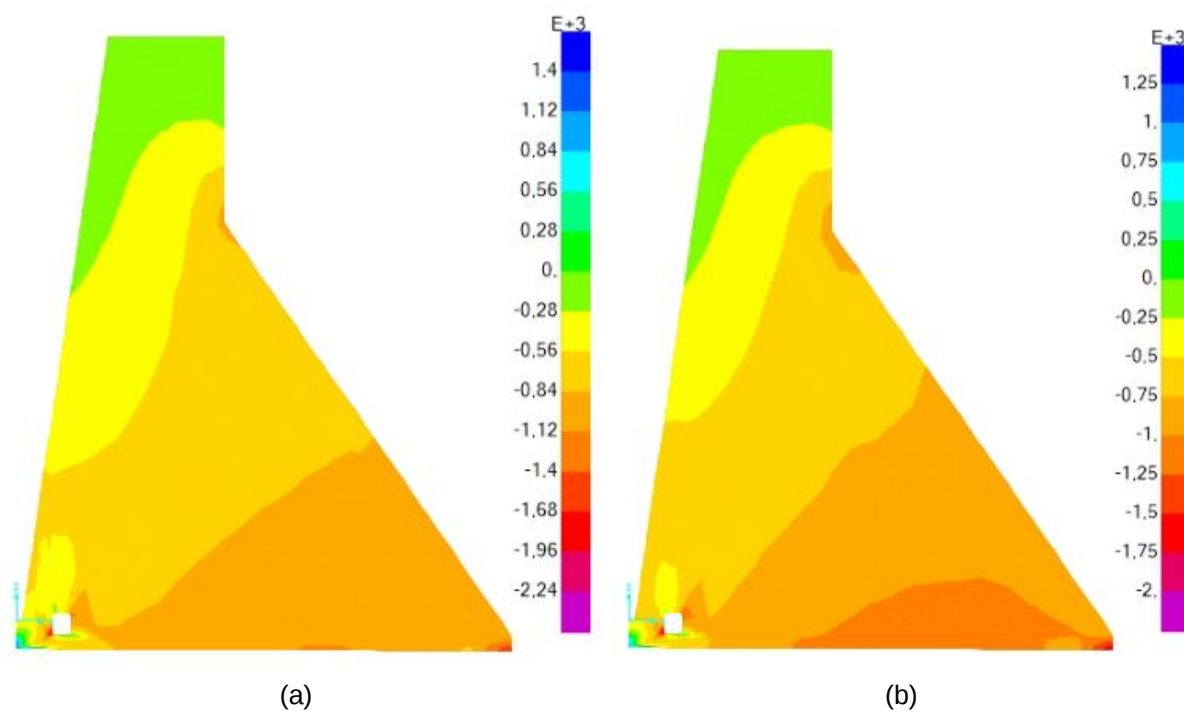
Figura 26 - Distribuição de tensões verticais - Tomada d'Água BL-18 e 20.



(a) - Condição de Carregamento Normal; (b) - Condição de Carregamento Real

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 27 - Distribuição de tensões verticais - Tomada d'Água BL-22, 24 e 26.



(a) - Condição de Carregamento Normal; (b) - Condição de Carregamento Real

Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir das distribuições dos campos de tensões foi possível verificar os efeitos das variações de pressões sob a base do barramento.

Com a redução dos níveis de subpressão, as tensões máximas de compressão reduziram, porém, essas variações não são consideradas expressivas.

Todas as simulações mostraram tensões atuantes menores do que as tensões admissíveis recomendadas pela literatura.

b) Tensões Horizontais

As tensões horizontais atuam no eixo “X” e são relacionadas diretamente com os esforços resultantes do nível d’água d reservatório.

A Tabela 15 mostra os valores máximos de tensões resultantes das simulações realizadas pelo método de elementos finitos.

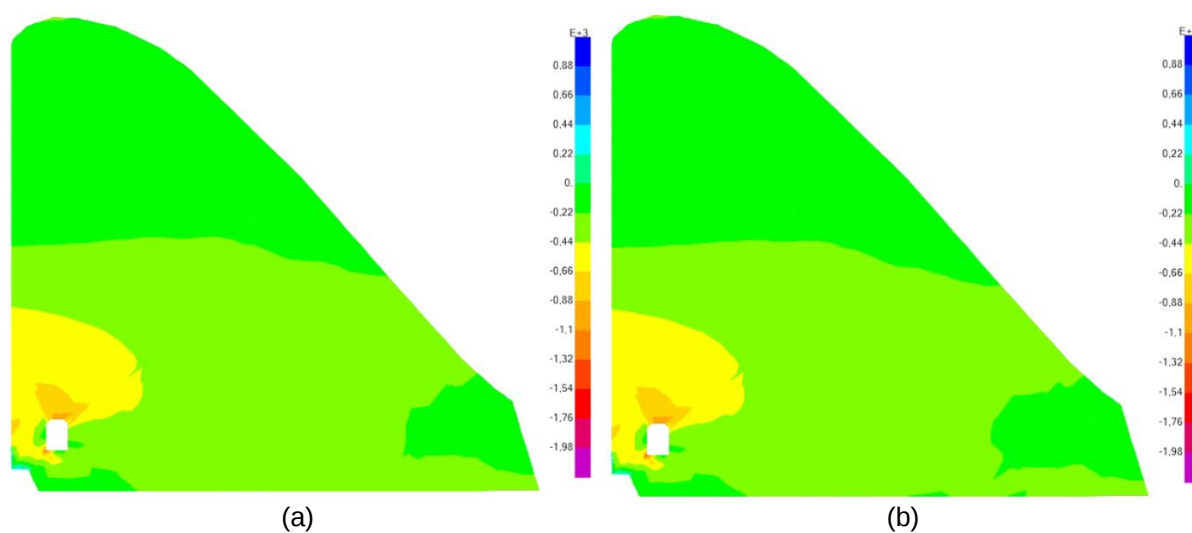
Tabela 15-Tensões máximas horizontais.

Tensões horizontais				
Seção	Tensão	Esforço	Tensão Simulada (kPa)	Tensão Admissível (kPa)
Vertedouro de Superfície	CCN	Compressão	2485	10000
		Tração	96	1000
	CCE	Compressão	2558	12000
		Tração	237	1200
	REAL	Compressão	2440	10000
		Tração	19	1000
Tomada d'Água (Blocos 18 e 20)	CCN	Compressão	2336	10000
		Tração	572	1000
	CCE	Compressão	2327	12000
		Tração	544	1200
	REAL	Compressão	2374	10000
		Tração	865	1000
Tomada d'Água (Blocos 22,24 e 26)	CCN	Compressão	1483	10000
		Tração	627	1000
	CCE	Compressão	1500	12000
		Tração	934	1200
	REAL	Compressão	1399	10000
		Tração	544	1000

Fonte: Elaborado pelo autor.

As Figura 28, 29 e 30 mostram o campo de tensões horizontais para as seções estudadas.

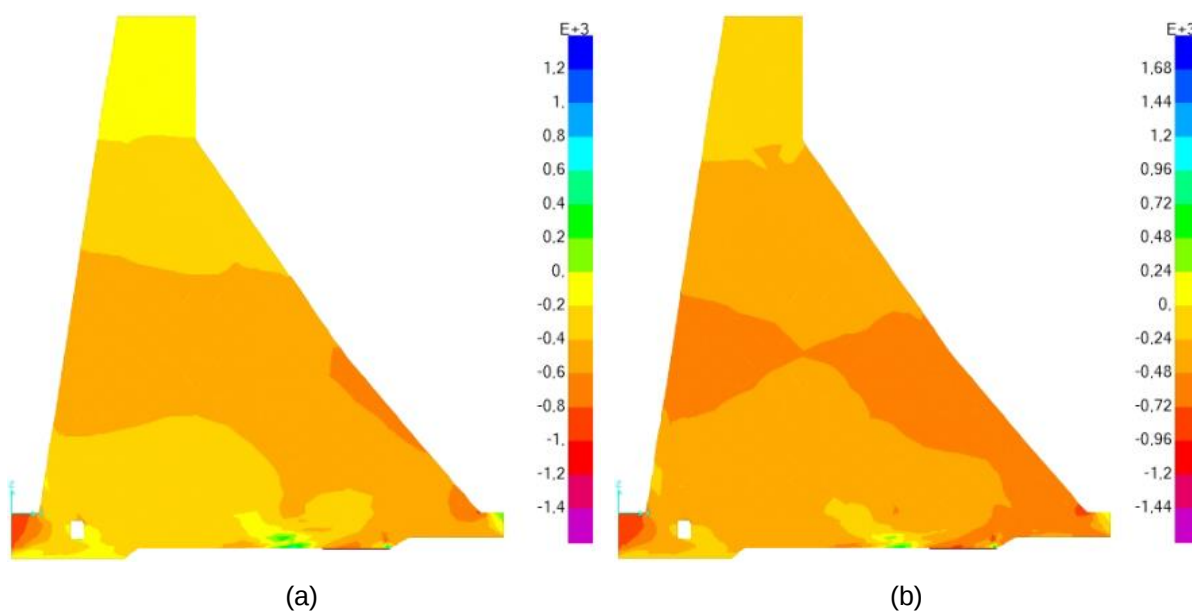
Figura 28 - Distribuição de tensões horizontais - Vertedouro de Superfície.



(a) - Condição de Carregamento Normal; (b) - Condição de Carregamento Real

Fonte: Elaborado pelo autor.

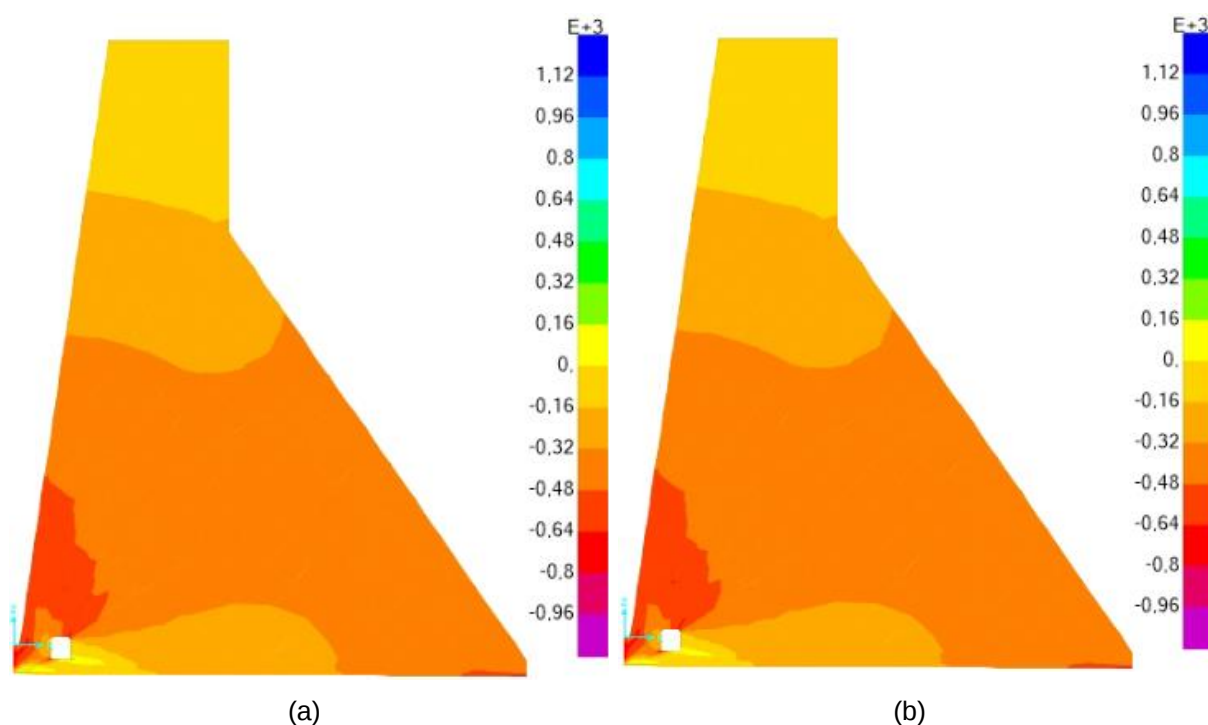
Figura 29 - Distribuição de tensões horizontais - Tomada d'Água BL-18 e 20.



(a) - Condição de Carregamento Normal; (b) - Condição de Carregamento Real

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 30 - Distribuição de tensões horizontais - Tomada d'Água BL-22, 24 e 26.



(a) - Condição de Carregamento Normal; (b) - Condição de Carregamento Real

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tratando-se dos resultados obtidos através da simulação dos campos de tensão para tensões horizontais, as variações observadas foram mínimas, devido a inclinações na geometria da base, ou inexistentes, atingindo os resultados esperados uma vez que, para os casos simulados, não houve variação do nível do reservatório, sendo assim a variação de esforços horizontais foi mínima.

Assim como as simulações das tensões verticais, todos os resultados obtidos atendem aos critérios desejáveis em relação as tensões admissíveis recomendadas.

5 CONCLUSÃO

Este estudo avaliou a eficiência dos critérios de projeto para a estimativa dos efeitos da subpressão em barragens de concreto em um estudo de caso de uma barragem de grande porte, destinada a geração de energia elétrica com projeto de instrumentação consolidado por meio de um vasto histórico de leituras.

A partir do histórico de instrumentação, foi possível concluir que a subpressão real tem resultante substancialmente menor do que a calculada por meio da metodologia padrão, com um erro percentual variando de 61% a 84%.

Também foi possível concluir que as estruturas de análise atendem aos fatores de segurança mínimos em todos os cenários de carregamentos propostos. Entretanto para a condição de carregamento real, quando considerada a subpressão mensurada através dos instrumentos de piezometria, os fatores de segurança sofreram alterações significativas.

Tal fato implica um alto grau de segurança para o barramento, mas também indica um provável superdimensionamento da estrutura durante as etapas de projeto.

Sendo assim, falta de otimização da metodologia proposta para estimar as forças de subpressão em fundações de barragens de concreto podem ser atribuídas a desconsideração das características geológicas e geotécnicas do maciço de fundação, uma vez que essas características influenciam diretamente nos padrões de percolação de água sob a estrutura.

Quanto a interferência da superestimação das forças de subpressão na distribuição de tensões no concreto, conclui-se que as discrepâncias foram muito pequenas, não sendo consideradas significativas.

Por fim, as estruturas que foram objeto de estudo desse trabalho mostraram-se estáveis para todos os cenários de carregamentos propostos, superando todos os fatores de segurança mínimos necessários para flutuação, deslizamento e tombamento, bem como apresentaram todas as tensões máximas dentro dos limites de tensões admissíveis.

Também foi possível evidenciar a importância de um projeto de instrumentação bem planejado e implantado para que seja possível avaliar as condições de estabilidade de estruturas desse porte ao longo dos anos pós implementação do projeto, permitindo um diagnóstico da situação real do barramento sob ação das forças externas que agem sobre ele.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, R. M. **A drenagem nas Fundações de Estruturas Hidráulicas**. Rio de Janeiro: [s.n.], 1992.

BERNARDES, H. D. M. **Estudo do Comportamento estrutural da caixa espiral de uma turbina tipo keplan por modelo físico e método numérico**. Universidade de São paulo. São Carlos. 1995.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A. - ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. [S.l.]: [s.n.], 2003.

CRUZ, P. T. D. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto**. 2ª. ed. [S.l.]: Oficina de Textos, 1996.

GOMES, E. M. F. & C. C. **Análise da Percolação d'Água através da Fundação da Barragem Castanhão - Ceará. XVII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, 2007.

ICOLD. Role of dams. **INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS**, 2008. Disponível em: <ICOLD CIGB > Papel das Barragens (icold-cigb.org)>. Acesso em: 21 Junho 2022.

LEVIS, S. D. **Verificação da Eficácia dos Sistemas de Vedação e Drenagem em Fundações de Barragens de Concreto**. São Carlos. 2006.

MEES, A. **Qualidade de Água em Reservatórios**. [S.l.]: [s.n.], v. Unidade I, 2011.

MOURA, F. M. P. D. **ESTUDO COMPARATIVO DA VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE BARRAGENS DE GRAVIDADE DE CONCRETO COMPACTADO A ROLO A PARTIR DE MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS E DE MÉTODOS ANALÍTICOS**. Universidade Federal da Bahia. Salvador, p. 233. 2016.

OLIVEIRA, A. M. D. S. **Estudo da Percolação d'Água em Maciços Rochosos para o Projeto de Grandes Barragens**. São Paulo, p. 216. 1981.

STANDARDS, B. O. I. Criteria for design of solids gravity dams. **Internet Archive**, 1984. Disponível em: <<https://archive.org/details/gov.in.is.6512.1984/page/n7/mode/2up>>. Acesso em: 23 junho 2022.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. **Desing of Gravity Dams**. Denver: [s.n.], 1976.

US ARMY CORPS. **Engineering and Design GRAVITY DAM DESIGN**. Washington, p. 88. 1995.

VOLKMER, M. V. **Análise de subpressão em fundações rochosas e seus efeitos na estabilidade de barragens tipo gravidade**. Universidade de Brasília. Brasília, p. 117. 2011.