

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE SUBPRESSÃO EM FUNDAÇÕES ROCHOSAS
E SEUS EFEITOS NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS
TIPO GRAVIDADE**

MARIANA VOGT VOLKMER

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

G.DM-199/2011

BRASÍLIA / DF: OUTUBRO/2011

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DE SUBPRESSÃO EM FUNDAÇÕES ROCHOSAS E SEUS
EFEITOS NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS TIPO GRAVIDADE**

MARIANA VOGT VOLKMER

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)

MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

CARLOS ALBERTO LAURO VARGAS, DSc (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 07 de OUTUBRO de 2011.

FICHA CATALOGRÁFICA

VOLKMER, MARIANA VOGT

Análise de Subpressão em Fundações Rochosas e seus Efeitos na Estabilidade de Barragens Tipo Gravidade [Distrito Federal] 2011

xv, 120 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2011)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

- | | |
|------------------------|---------------------|
| 1. Subpressão | 2. Percolação |
| 3. Barragens Gravidade | 4. Maciços Rochosos |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

VOLKMER, M V. (2011). Análise de Percolação em Fundações Rochosas e seus Efeitos na Estabilidade de Barragens Tipo Gravidade. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-199/2011, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Mariana Vogt Volkmer

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise de Subpressão em Fundações Rochosas e seus Efeitos na Estabilidade de Barragens Tipo Gravidade.

GRAU: Mestre

ANO: 2011

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Mariana Vogt Volkmer
SHIS QI 29 Conj 05 Casa -21
71675-250 - Brasília/DF - Brasil

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais que além de selecionarem o melhor do DNA de cada um, me proporcionaram um ambiente maravilhoso de desenvolvimento, fazendo com que minhas preocupações se resumissem apenas a minha realização.

Ao meu cúmplice, Michê, que me deu todo estímulo e incentivo necessários, fazendo parte da minha motivação diária.

Meus amigos que me ajudaram a não levar a vida tão a sério, oferecendo risadas, bom humor e muitas festas, tornando essa etapa mais leve e divertida.

Ao meu estagiário e amigo, Tiago SS, que foi o precursor do software CESAR e se empenhou tanto em aprender, escrever um tutorial, me ensinar e ainda ajudou infinitamente nas soluções de simulações e interpretação de resultados. Obrigada além de tudo pela amizade e companhia.

Ao professor Manoel, que foi o mentor do meu interesse pela geotecnia e pelo mestrado. Obrigada por ter me cedido sua sala, muitas horas de conhecimento e boas risadas.

Professor André, que tanto admiro, pelas excelentes ideias e palavras de motivação que foram fundamentais para a conclusão desse trabalho.

ANÁLISE DE SUBPRESSÃO EM FUNDAÇÕES ROCHOSAS E SEUS EFEITOS NA ESTABILIDADE DE BARRAGENS TIPO GRAVIDADE

RESUMO

Dentre os esforços atuantes em uma barragem, a determinação das pressões nas fundações causadas pelo fluxo de água consiste em um dos maiores problemas no que diz respeito a obras hidráulicas. Análises de percolação bidimensionais em fundações de barragens têm sido frequentemente realizadas assumindo que o corpo da barragem é impermeável e que o maciço de fundação é um meio homogêneo e isotrópico. Tais análises cada vez mais se distanciam dos maciços rochosos, por muitas vezes, encontrados nas fundações de barragens ora em construção no Brasil, as quais são localizadas em vales semi-encaixados e fundadas em maciços rochosos fraturados e muitas vezes intemperizados. Tanto os drenos, a posição das galerias de drenagem, a geometria do próprio barramento e a forma do vale, que condiciona a distribuição de tensões, em que se encontra fazem com que seja um problema de natureza tridimensional requerendo, portanto, uma simulação numérica equivalente. Dessa forma, essa pesquisa foi implementada com base na comparação de análises de estabilidade por métodos bidimensionais e tridimensionais, utilizando-se a Barragem de Serra do Facão como inspirador visto que se encontra com condições de carregamento essencialmente tridimensionais como a localização em um vale semi-encaixado, condicionando a distribuição de tensões, bem como assente sobre maciço rochoso fraturado. Além disso, a existência de instrumentação permitiu a realização de um mapeamento de subpressões atuantes e, assim, a comparação com valores de subpressão determinados de acordo com as metodologias tradicionalmente sugeridas. Com isso foi possível verificar a influência dos diferentes valores de subpressão nas análises de estabilidade bem como os efeitos benéficos da análise 3D na avaliação do fator de segurança.

DETERMINATION OF THE UPLIFT PRESSURE IN ROCK FOUNDATION AND ITS EFFECTS ON CONCRETE DAM STABILITY ANALYSES

ABSTRACT

Among the active stresses in dams, the determination of the uplift forces required for stability analyses is one of the biggest problems for the design of hydraulic dam structures. Usually two-dimensional analyses of seepage through concrete dam foundations assume continuous and isotropic conditions for the rock permeability. Such analysis is increasingly distant from the rock conditions found in dam foundations now under construction in Brazil, which are located in narrow valleys founded in fractured rock masses and often weathered. The drains, the position of the drainage galleries, the dam geometry itself and the shape of the valley, which determines the stress distribution, makes it a three-dimensional problem, which requires an equivalent numerical simulation. Thus, this research has been implemented based on the comparison of stability studies for two-dimensional and three-dimensional methods using Serra do Facão Dam as inspiring case-study, since it has essentially three-dimensional loading conditions and is located in a narrow valley, as well as based on fractured rock mass. Besides, the existence of piezometric instrumentation allowed the realization of a mapping of active uplift and the comparison with values of uplift pressure determined in accordance with the traditionally suggested methods. It was then possible to verify the influence of uplift pressure in the stability analysis and the beneficial effects of the 3D analysis in evaluating the factor of safety.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	1
1.1.	CONTEXTO GERAL E MOTIVAÇÃO	1
1.2.	OBJETIVOS.....	3
1.3.	ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	4
2.	BARRAGENS.....	6
2.1.	BARRAGENS DE CONCRETO	7
2.1.1.	BARRAGEM EM ARCO	7
2.1.2.	BARRAGEM DE CONTRAFORTE.....	8
2.1.3.	BARRAGENS GRAVIDADE	8
2.1.4.	BARRAGENS HARDFILL DE FACE SIMÉTRICA.....	11
2.2.	CRITÉRIOS DE PROJETO DE ESTABILIDADE.....	12
2.2.1.	CASOS DE CARREGAMENTO	14
2.2.1.1.	CASO DE CARREGAMENTO NORMAL (CCN)	14
2.2.1.2.	CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL (CCE)	15
2.2.1.3.	CASO DE CARREGAMENTO DE CONSTRUÇÃO (CCC).....	15
2.2.2.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS GRAVIDADE	16
2.2.2.1.	ESTABILIDADE A FLUTUAÇÃO	16
2.2.2.2.	ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO.....	16
2.2.2.3.	ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO	17
2.3.	SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA COMPATIBILIZAR A SEGURANÇA QUANTO AO ESCORREGAMENTO DE ESTRUTURAS DO TIPO GRAVIDADE.....	18
2.3.1.	GALERIAS DE DRENAGEM/INJEÇÕES DE IMPERMEABILIZAÇÃO.....	19
2.3.2.	SOBREPESO	20
2.3.3.	CHAVETAS.....	21
2.4.	AÇÃO DA SUBPRESSÃO NA FUNDAÇÃO DE BARRAGENS DE CONCRETO	22

2.4.1.	INFLUÊNCIA DA PERMEABILIDADE	23
2.4.2.	INFLUÊNCIA DA HIDROGEOTECNIA DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO	24
2.4.3.	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO SAZONAL	27
2.5.	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA SUBPRESSÃO	29
2.5.1.	SUBPRESSÕES NO CONTATO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO COM A FUNDAÇÃO	32
2.5.2.	SUBPRESSÃO COM UMA LINHA DE DRENOS OPERANTES	34
2.5.3.	SUBPRESSÕES COM DRENOS INOPERANTES	35
2.5.4.	SUBPRESSÃO COM DUAS LINHAS DE DRENOS.....	36
2.5.5.	SUBPRESSÃO EM SEÇÕES DE CONCRETO	37
2.6.	INSTRUMENTAÇÃO	38
3.	ESTUDO DE CASO	41
3.1.	CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS.....	42
3.2.	CONSOLIDAÇÃO DE SOLUÇÃO TÉCNICA.....	43
3.3.	DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES DO CASO ESTUDO.....	46
3.3.1.	GEOMETRIA DA BARRAGEM.....	47
3.3.2.	DISCRETIZAÇÃO DA BARRAGEM.....	50
3.3.3.	CONDICÕES DE CONTORNO.....	52
3.3.4.	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS MATERIAIS.....	54
3.3.5.	CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLÓGICAS	55
3.3.6.	DADOS DE PIEZOMETRIA	56
3.3.6.1.	PIEZÔMETROS CASAGRANDE	57
4.	METODOLOGIA	61
4.1.	METODOLOGIA PROPOSTA	61
4.2.	SUBPRESSÃO.....	63
4.2.1.	CRITÉRIOS DE PROJETO	63
4.2.2.	ANÁLISES DE FLUXO	64

4.2.3.	DADOS DE PIEZOMETRIA	65
4.3.	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO POR EQUILÍBRIO LIMITE	66
4.4.	ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	68
4.4.1.	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE UTILIZANDO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	68
4.4.2.	VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE PELA ANÁLISE DAS TENSÕES	69
4.4.3.	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE TRIDIMENSIONAL	71
4.4.4.	FERRAMENTA	72
5.	RESULTADOS E ANÁLISES	73
5.1.	SUBPRESSÃO	73
5.1.1.	CRITÉRIOS DE PROJETO	74
5.1.2.	ANÁLISES DE FLUXO	75
5.1.3.	DADOS DE PIEZOMETRIA	79
5.1.3.1.	ANÁLISE PIEZOMÉTRICA DE SEÇÃO – BLOCO 09	79
5.1.3.2.	ANÁLISE PIEZOMÉTRICA TRIDIMENSIONAL – BLOCO 09	81
5.1.4.	COMPARATIVO DOS VALORES DE SUBPRESSÃO	84
5.2.	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO POR EQUILÍBRIO LIMITE	86
5.3.	ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	91
5.3.1.	COMPORTAMENTO DAS TENSÕES	91
5.3.2.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DAS TENSÕES	97
5.3.3.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE TRIDIMENSIONAL	101
6.	CONCLUSÕES	108
6.1.	CONCLUSÕES GERAIS	108
6.1.1.	CÁLCULO DE SUBPRESSÕES	109

6.1.2.	INFLUÊNCIA DA SUBPRESSÃO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE	110
6.1.3.	ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE TENSÕES.....	112
6.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	113
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	115

SUMÁRIO DE FIGURAS

Figura 2-1 – Seção típica barragem gravidade.	9
Figura 2-2 – Atuação do aumento de inclinação do paramento de montante.	20
Figura 2-3 – Superfícies de deslizamento de chavetas.	21
Figura 2-4 - Influência da permeabilidade do meio (ANDRADE, 1982).	23
Figura 2-5 – Influência da anisotropia na subpressão (SIMÕES DE OLIVEIRA, 2008)...	24
Figura 2-6 – Esquema de fluxo em maciço rochoso fraturado (ANDRADE, 1992).....	25
Figura 2-7 – Variação sazonal da subpressão – (OSAKO, 2002).	27
Figura 2-8 – Hipótese de Lieckfeldt e Levy (ANDRADE, 1982).....	29
Figura 2-9 – Diagrama de intensidade de subpressão com vários coeficientes (ANDRADE,1982).....	31
Figura 2-10 – Critério de subpressão (USB, 1976).....	32
Figura 2-11 – Distribuição das pressões hidrostáticas (ELETROBRÁS, 2003).	33
Figura 2-12 – Pressões hidrostáticas contato aberto (ELETROBRÁS, 2003).	34
Figura 2-13 – Subpressão com uma linha de drenos operantes (ELETROBRÁS, 2003). ..	35
Figura 2-14 – Subpressão com drenos inoperantes (ELETROBRÁS, 2003).....	36
Figura 2-15 – Subpressão com duas linhas de drenos (ELETROBRÁS, 2003).....	37
Figura 2-16 – Posicionamento em planta do piezômetro (ANDRADE, 1982).	39
Figura 3-1 – Arranjo UHE Serra do Facão (SEFAC, 2010).....	42
Figura 3-2 – Bloco de concretagem – MAIN BRAZILIAN DAMS (2000).	43
Figura 3-3 – Juntas sub-horizontais de baixa resistência.	44
Figura 3-4 – Sistema de galerias drenantes subterrâneas (SEFAC, 2010).	45
Figura 3-5 – Planta da barragem.....	47
Figura 3-6 – Vista geral do modelo do barramento.....	47
Figura 3-7 – Geometria definida no programa CESAR LCPC (2003).....	48
Figura 3-8 – Volumes agrupados por material constituinte.	48
Figura 3-9 – Seção típica Bloco 09.	49
Figura 3-10 – Aplicação de nós nas arestas.....	50
Figura 3-11 – Malha de elementos finitos tridimensional.....	51
Figura 3-12 – Vista superior (Plano XY).	51
Figura 3-13 – Vista frontal (Plano XZ).	52
Figura 3-14 – Condições de contorno essenciais.	52

Figura 3-15 – Carregamento do reservatório.....	53
Figura 3-16 – Modelo Hidrogeológico (SEFAC, 2010).....	56
Figura 3-17 – Locação instrumentos Bloco 9.....	58
Figura 3-18 – Detalhe da locação dos piezômetros de montante.	59
Figura 4-1 – Fluxograma de estudo.....	62
Figura 4-2 – Diagrama de subpressão.	63
Figura 4-3 – Geometria do barramento discretizada.	68
Figura 4-4 – Estado geral de tensões em um ponto (MORILLA, 2000).	70
Figura 5-1 – Diagrama de subpressão.	74
Figura 5-2 – Análise de fluxo – Equipotenciais.	76
Figura 5-3 – Análise de fluxo – Linhas de fluxo.....	77
Figura 5-4 – Subpressão ao longo da base do Bloco 09.....	77
Figura 5-5 – Bloco 09 - Seção de análise.	80
Figura 5-6 – Locação dos piezômetros em planta.	82
Figura 5-7 – Piezometria tridimensional dos Blocos 8, 9 e 10.....	83
Figura 5-8 – Superfície de subpressão do Bloco 9.	83
Figura 5-9 – Tensão vertical fundação.	92
Figura 5-10 – Tensões verticais ao longo do barramento após as etapas de construção.	93
Figura 5-11 – Tensão vertical nas laterais do bloco.	96
Figura 5-12 – Tensões cisalhantes na lateral do bloco.	96
Figura 5-13 – Distribuição geométrica dos nós e variação da tensão cisalhante mobilizada.	98
Figura 5-14 – Variação do FS ao longo da base do Bloco 9.	100
Figura 5-15 – Distribuição da tensão vertical na base do bloco.....	101
Figura 5-16 – Tensão horizontal na face de montante do bloco.....	104
Figura 5-17 – Decomposição do peso em empuxo lateral.....	105
Figura 5-18 – Forças laterais solicitantes com consideração do efeito de cunha.	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 – Parâmetros Adotados.....	55
Tabela 3-2 – Legenda Modelo Hidrogeológico.....	57
Tabela 3-3 – Piezômetros do Bloco 8.....	60
Tabela 3-4 – Piezômetros do Bloco 9.....	60
Tabela 3-5 – Piezômetros do Bloco 10.....	60
Tabela 5-1 – Cálculo de Subpressão pelos Critérios de Projeto.....	74
Tabela 5-2 – Carga Piezométrica Bloco 09.....	80
Tabela 5-3 – Resumo dos Resultados de Subpressão.....	84
Tabela 5-4 – Esforços Solicitantes Comuns as Análises.....	87
Tabela 5-5 – Análise Estabilidade Parcial – Critério de Projeto.....	88
Tabela 5-6 – Análise Estabilidade Global – Critério de Projeto.....	88
Tabela 5-5-7 – Análise Estabilidade Parcial – Análise de Fluxo.....	88
Tabela 5-8 – Análise Estabilidade Global – Análise de Fluxo.....	88
Tabela 5-9 – Análise Estabilidade Parcial – Piezometria 2D.....	89
Tabela 5-10 – Análise Estabilidade Global – Piezometria 2D.....	89
Tabela 5-11 – Análise Estabilidade Parcial – Piezometria 3D.....	89
Tabela 5-12 – Análise Estabilidade Global – Piezometria 3D.....	90
Tabela 5-13 – Resumo das Análises.....	90
Tabela 5-14 – Vetores Deslocamento ao longo das Etapas Construtivas.....	94
Tabela 5-15 – Fator de Segurança Pontual.....	99
Tabela 5-16 – Tensão Vertical Atuante nos Nós.....	102
Tabela 5-17 – Comparativo de Forças Verticais na Base do Bloco.....	103
Tabela 5-18 – Comparativo das Forças Horizontais na Face do Bloco.....	104
Tabela 5-19 – Resultantes das Forças Atuantes.....	106
Tabela 5-20 – Análise de Estabilidade Parcial – 3D.....	106
Tabela 5-21 – Análise de Estabilidade global – 3D.....	106

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

A - Área efetiva de contato da estrutura no plano em análise;

c - Coesão característica a longo da superfície de escorregamento em análise;

CCR – Concreto compactado a rolo;

CSD_c - Coeficiente de segurança parcial da coesão;

CSD_ϕ - Coeficiente de segurança parcial do ângulo de atrito;

E = Módulo de Elasticidade;

FS_{cp} – Integral do diagrama de subpressão obtido pelo critério de projeto ao longo da seção analisada.

FSD - Coeficiente de segurança ao deslizamento total.

FSD - Coeficiente de segurança ao deslizamento;

FSF - Coeficiente de segurança a flutuação;

FS_{fluxo} – Integral das forças de subpressão obtidos pela simulação de fluxo.

FS_{piezometria} 2D – Integral do diagrama de subpressão obtido pelos dados de piezometria.

FS_{piezometria} 3D – Volume da piezometria tridimensional abaixo do bloco 09 dividida pelo comprimento do bloco;

FST - Coeficiente de segurança ao tombamento;

h_d - Alturas hidrostáticas no dreno

h_g - Dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos.

h_j - Alturas hidrostáticas a jusante

h_m - Alturas hidrostáticas a montante

K_h – Permeabilidade horizontal;

K_v – Permeabilidade vertical;

NA - Nível de água do reservatório

U - Força resultante das subpressões atuantes na base;

γ_a - Massa específica da água

γ - Peso específico;

ν = Razão entre a deformação na direção perpendicular à direção de aplicação de uma carga e a deformação sob a direção de aplicação da carga.

σ_c = Resistência à compressão do CCR;

σ_{zz} - Tensão vertical;

σ_{zz}^* - Tensão vertical descontada a subpressão;

$\sum H$ - Somatório das forças horizontais;

$\sum M_e$ - Somatório dos momentos estabilizante;

$\sum M_t$ - Somatório dos momentos de tombamento.

$\sum N$ - Somatório das forças gravitacionais;

$\sum U$ - Somatório das forças resultantes do diagrama de subpressões;

$\sum V$ - Somatório de forças verticais.

τ_r - Tensões resistentes ao cisalhamento;

τ_m - Tensão resistente mobilizada.

ϕ - Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO GERAL E MOTIVAÇÃO

De acordo com a Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 2008) dois grandes fatores agravarão a demanda de recursos: a mudança no clima, que torna os recursos hídricos mais irregulares com tendência a secagem, necessitando, assim, de maior armazenamento de água; e o crescimento demográfico no mundo, aumentando a procura doméstica, agrícola e industrial de água e de energia.

Em virtude desse cenário, destaca-se a importância da construção de barragens no âmbito social e econômico brasileiro no que concerne não só a própria geração de energia, mas à produção de alimentos, abastecimento de água para comunidades urbanas e rurais, manutenção de leitos navegáveis, expansão da infraestrutura física e social.

A concepção, construção e funcionamento de todas as barragens devem cumprir requisitos técnicos e administrativos de modo a garantir sua segurança e uma operação eficaz e econômica. Sendo assim, considerando que o projeto de uma barragem está relacionado ao controle de fluxo da água pelo conjunto barragem-fundação, a estabilidade externa e interna deve atender aos requisitos básicos de segurança estabelecidos em função do tipo da obra e das diversas condições de carregamento admitidas. (ASSIS, 2003)

Atualmente, segue-se uma tendência de construção de barragens em vales semi-encaixados em função dos menores custos de construção associados, bem como menores impactos ambientais visto que o lago artificial gerado tem um tamanho reduzido. Devido às condições geológico-geotécnicas encontradas nessas áreas de vales encaixados, a utilização de barragens de concreto ou enrocamento, com núcleo de argila ou face de concreto, é favorecida.

Nesse contexto, as barragens de concreto têm sido frequentemente adotadas, mostrando uma boa solução para situações em que há existência de rocha sã por representar uma alternativa com menor tempo construtivo. No caso das barragens de concreto gravidade, as

principais etapas de projeto correspondem à verificação de estabilidade global bem como o conhecimento das forças que se esperam compor os esforços e a estabilidade da estrutura.

Dentre os esforços atuantes em uma barragem, a determinação das pressões nas fundações causadas pelo fluxo de água consiste em um dos maiores problemas no que diz respeito a obras hidráulicas. Análises de percolação bidimensionais em fundações de barragens têm sido frequentemente realizadas assumindo que o corpo da barragem é impermeável e que o maciço de fundação é um meio homogêneo e isotrópico. Tais análises cada vez mais se distanciam dos maciços rochosos, por muitas vezes, encontrados nas fundações de barragens ora em construção no Brasil, as quais são localizadas em vales semi-encaixados e fundadas em maciços rochosos fraturados e muitas vezes intemperizados.

Tais características levam à necessidade de considerar o maciço com permeabilidade variável com a profundidade, e, muitas vezes, anisotrópico, dada a presença de famílias de descontinuidades. Além das características de permeabilidade da fundação, deve-se também considerar o efeito das soluções de projeto para controle de percolação, tais como cortinas injetadas, galerias de drenagem e seus sistemas de drenos.

O efeito combinado de tudo isto gera prováveis diagramas de poropressão ascendente (subpressão) na fundação do barramento, o que é fundamental para o cálculo da estabilidade da estrutura. Tanto os drenos, a posição das galerias de drenagem, a geometria do próprio barramento e a forma do vale, que condiciona a distribuição de tensões, em que se encontra fazem com que seja um problema de natureza tridimensional requerendo, portanto, uma simulação numérica equivalente.

Como as subpressões têm uma forte influência tanto na estabilidade quanto no custo da estrutura, sua determinação de maneira simplificada pode levar ao projeto de estruturas com coeficientes de segurança inadequados em alguns casos ou até mesmo ao projeto de estruturas com custo desnecessariamente elevado.

1.2. OBJETIVOS

Dadas as incertezas associadas aos critérios de subpressão atualmente utilizados, o objetivo principal desse trabalho é analisar o efeito de condições severas de subpressão na estabilidade de barragens, comparando os resultados de estabilidade utilizando-se os métodos clássicos (equilíbrio limite) e análises tridimensionais.

Propõe-se, também, verificar a influência nos fatores de segurança obtidos por simplificações nos esforços de subpressão comparando os resultados dos métodos clássicos de estabilidade de blocos utilizando os esforços de subpressão de maneira bi e tridimensional.

No presente trabalho será analisado um caso real baseado nos dados da UHE Serra do Facão onde, além dos dados de projeto, existem dados de piezometria para avaliar a subpressão realmente observada.

Assim, a primeira parte do trabalho corresponde a uma análise e interpretação dos dados de piezometria da UHE Serra do facão de modo a mapear as subpressões que atuam efetivamente. Pretende-se, aqui, modelar uma malha tridimensional com os valores de subpressão reais, indicados pelos piezômetros.

A seguir será realizada uma análise de estabilidade ao deslizamento por equilíbrio limite utilizando-se a metodologia de fator de segurança parcial e, em sequência, com fator de segurança global, onde os fatores de segurança parciais serão desconsiderados. Nesta etapa, as análises serão convencionais, ou seja, bidimensionais.

Já com os dados de piezometria tratados, serão adotados os esforços de subpressão atuando de maneira tridimensional ao longo da base dos blocos e, novamente, análises de estabilidade ao deslizamento pelo método de equilíbrio limite serão realizadas. Com isso pretende-se comparar os métodos clássicos de estabilidade de blocos utilizando os esforços de subpressão de maneira bi e tridimensional.

Finalmente, utilizando-se o programa CESAR-LCPC, os blocos do barramento serão simulados de maneira tridimensional, já considerando a atuação das forças de subpressão também tridimensionais, de forma a verificar a influência da geometria do vale na distribuição de tensões e estabilidade global do barramento.

1.3. ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é composto por seis capítulos, que foram organizados de modo a facilitar o entendimento da pesquisa. Os assuntos abordados em cada um dos capítulos estão sucintamente descritos a seguir:

O presente capítulo faz as considerações iniciais sobre o tema, com uma contextualização do assunto a ser tratado e a justificativa da sua importância na atualidade. Além disso, o capítulo relata os objetivos propostos e o escopo do trabalho.

O segundo capítulo aborda de maneira geral as barragens bem como os critérios de projeto que são utilizados nos casos de barragens de concreto. Ressalta-se a importância da determinação da subpressão para um projeto adequado, a influência da mesma na estabilidade do barramento e as soluções construtivas para aumentar a segurança da estrutura ao deslizamento.

O terceiro capítulo apresenta as principais características da barragem escolhida como caso-estudo, UHE Serra do Facão, além da motivação da escolha. É apresentada a geometria da barragem que será tridimensionalmente simulada, a discretização da malha, condições de contorno e os parâmetros geotécnicos dos materiais constituintes da mesma.

O quarto capítulo consiste na metodologia para o estudo da influência da subpressão na estabilidade ao deslizamento e o efeito de condições tridimensionais, com definição dos métodos de cálculo da subpressão, bem como os tipos de análises de estabilidade que serão desenvolvidos.

O capítulo 5 apresenta os valores das subpressões calculadas por diferentes métodos e a influência desses valores nas análises de estabilidade pelo método de equilíbrio limite.

Além disso, o resultado da simulação tridimensional é apresentado, juntamente com a análise de estabilidade tridimensional, já considerando a subpressão equivalente.

No capítulo 6 estão expostas as principais conclusões do presente trabalho, além de propor sugestões para pesquisas futuras, relacionadas ao tema estudado.

2. BARRAGENS

Barragens são definidas como barreiras ou estruturas que cruzam córregos, rios ou canais destinadas à retenção e à acumulação de água. Usualmente, são classificadas em termos do material constituinte e da sua forma. Assim, têm-se barragens de concreto, terra e de enrocamento, bem como a associação entre esses materiais. As barragens de concreto podem ser do tipo barragens de gravidade, barragens em arco ou barragens de contrafortes. Já as barragens geotécnicas são constituídas de materiais menos resistentes, quando comparados ao concreto, e os tipos mais comuns são as barragens de terra com seção homogênea ou zonada e as barragens de enrocamento que podem ter como elemento de vedação uma face de concreto, núcleo argiloso ou membranas impermeáveis.

Para a escolha do tipo de estrutura a ser adotada em cada empreendimento devem ser observados os princípios gerais de projeto, visto que os tipos de barragem são extremamente variáveis e influenciados por condicionantes locais, que são importantes na escolha do perfil da barragem. Dentre esses condicionantes, ASSIS (2003) destaca que a escolha do tipo de barragem dependerá, principalmente, da existência de material qualificado para sua construção, dos aspectos geológicos e geotécnicos, e da conformação topográfica do local da obra. Destaca-se, porém, que além dos fatores condicionantes impostos pela natureza, o projeto é determinado pelo tempo disponível para construção e pela utilização do reservatório.

As barragens do tipo Gravidade de Concreto são largamente difundidas no mundo, sendo conhecidas pela simplicidade de projeto e execução, pelo alto grau de segurança para qualquer altura de barragem e para quaisquer condições climáticas (GUTSTEIN, 2003). Além disso, o uso de concreto compactado a rolo (CCR) em barragens gravidade é uma característica importante que tem viabilizado ainda mais o emprego deste tipo de estrutura visto que é um método construtivo com produtividade superior a outros processos, que permite a otimização de prazos de construção (USBR, 1987).

2.1. BARRAGENS DE CONCRETO

Conforme proposto pelo U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995), barragens de concreto são definidas como estruturas sólidas capazes de garantir sua estabilidade contra as cargas de projeto com a sua forma geométrica, sua massa e a resistência do concreto. Normalmente são construídas ao longo de um eixo retilíneo, podendo, no entanto, apresentar uma forma curvilínea ou angular para acomodar condições específicas do local. De acordo com o guia básico de segurança de barragens (CBGB, 2001), podem ser classificadas dentro de três tipos principais de acordo com sua forma física particular e projeto específico, quais sejam: barragens de gravidade, de contrafortes e em arco.

2.1.1. BARRAGEM EM ARCO

As barragens em arco são barragens de concreto em curva a montante em direção ao fluxo da água. Sua estabilidade é garantida pela forma curva, que faz com que as pressões de água sejam transferidas para as ombreiras (efeito do arco).

Conforme proposto por CBGB (2001), as barragens em arco podem ser classificadas em barragem em arco em concreto convencional, que é a alternativa para sítios com relação comprimento/altura menor que seis, e barragem em duplo arco em concreto convencional que é a alternativa para sítios estreitos, com relação comprimento/altura menor que três.

No caso da barragem em arco a redução de volume comparada a barragem de gravidade convencional dependerá da relação comprimento/altura e pode chegar a 35%. Já a barragem em duplo arco exige boas condições geológicas e leva a redução de volume da ordem de 50% a 55% em relação à barragem gravidade convencional. É necessário um concreto mais rico e o prazo de execução é maior que os para as barragens gravidade.

A barragem em arco com dupla curvatura é alternativa a ser construída em vales estreitos, com geologia de boa qualidade. Frequentemente essas barragens requerem escavações consideráveis nas ombreiras e no leito do rio, tanto para atingir rocha sã – uma vez que as exigências de fundação são maiores nessas obras, como para garantir uma geometria adequada.

Por suas características técnicas é dentre todas as alternativas, a que requer o menor volume de concreto. Sua estrutura é em concreto massa, em blocos com largura da base aproximadamente igual a 25% da altura e distância entre juntas de aproximadamente 18 metros. A sua geometria é complexa e a dupla curvatura é utilizada para otimizar a distribuição dos esforços, limitando ao máximo as zonas de tração e minimizando o volume de concreto. Além disso, por tratar-se de uma estrutura fortemente armada, são sensíveis a fundações com baixos módulos de deformabilidade e a variações bruscas de resistência ao longo da base, embora problemas deste e de outros tipos possam ser atenuados pela construção de blocos mais largos de fundação, chamados pulvinos.

Muitas barragens de gravidade têm uma ligeira curvatura em planta, não só porque muitas vezes é exigida pela topografia local, mas também é projetada com a finalidade de provocar pressões tangenciais no arco, sob o efeito da pressão d'água do reservatório, de tal forma que possam compensar a retração do concreto.

2.1.2. BARRAGEM DE CONTRAFORTE

Nas barragens de contrafortes, a subpressão fica bem aliviada devido à menor área da base, enquanto o peso da água sobre o paramento inclinado de montante praticamente elimina o tombamento. Em contraposição, aumentam os esforços de compressão sobre os contrafortes e constituem barragens mais sensíveis a problemas de deslizamento, devido ao menor peso. Em obras desse tipo é comum a necessidade de reforços de fundação por atirantamento.

2.1.3. BARRAGENS GRAVIDADE

As barragens gravidade são estruturas de concreto sólido com seção transversal triangular que dependem principalmente do seu peso próprio para garantir a estabilidade global, bem como de uma interação com a fundação que minimize o potencial de deslizamento. Geralmente são empregadas no barramento de rios encaixados em vales estreitos ou

gargantas/canyons e composito arranjos de barragens mistas de concreto e terra, nos encontros/abraços e ligações entre tomada de água e vertedouro.

Normalmente utiliza-se uma seção transversal triangular e na parte superior, no coroamento, uma seção retangular. O paramento de montante pode ser vertical ou contar com uma inclinação mínima a partir de determinada altura, alargando a base da barragem. O paramento de jusante tem uma inclinação da ordem de 0,6 a 0,8(H): 1,0 (V). A Figura 2-1 apresenta uma seção típica de barragem gravidade.

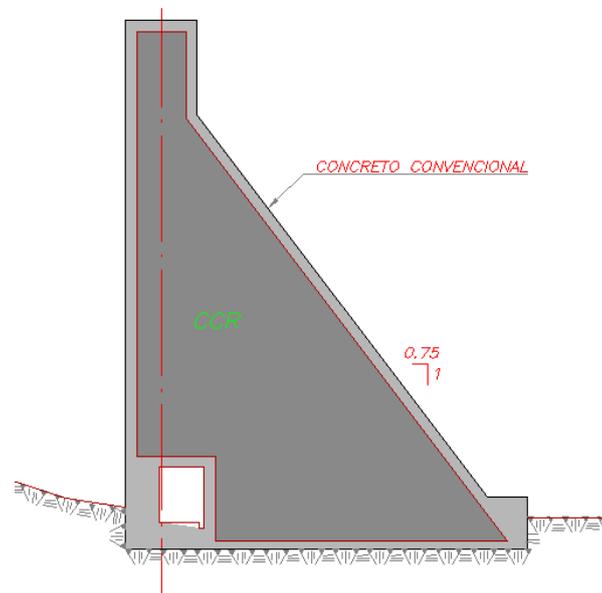


Figura 2-1 – Seção típica barragem gravidade.

Uma barragem de gravidade é uma estrutura de concreto massivo, sem armaduras, formando um bloco monolítico. As estruturas devem ser sempre assentadas em rochas com adequadas características mecânicas para suportar a carga vertical e conferir estabilidade contra esforços de cisalhamento e deslizamento.

A ocorrência de fissuras e trincas no concreto é indesejável, pois estas aparecendo em posições aleatórias podem destruir a monoliticidade da estrutura, prejudicando sua forma de trabalho e levando a uma deterioração precoce do concreto. Assim, devem ser instaladas juntas nas barragens de concreto massa, em locais tais que, devidamente projetadas, substituam, na prática, as fissuras e possam ser adequadamente controladas e tratadas.

CBGB (2001) apresenta de forma sucinta os principais tipos de juntas utilizadas em estruturas do tipo gravidade.

Os principais tipos de juntas usados em barragens de gravidade de concreto são juntas de contração, de dilatação e de construção. As juntas de contração e dilatação são projetadas para acomodar variações volumétricas que ocorrem na estrutura após o lançamento do concreto. As juntas de contração são previstas para prevenir a formação de fissuras provocadas pelas tensões que normalmente existem durante o “encolhimento” (contração) da massa de concreto, devido ao seu resfriamento, subsequente às primeiras idades do concreto, em que grande quantidade de calor é liberada pelas reações químicas do cimento.

Já as juntas de dilatação existem para permitir, ao contrário do caso anterior, a expansão volumétrica da estrutura por aumento da temperatura ambiente. Esta “liberdade” de movimentação é fundamental para que não haja tensões excessivas no concreto ou o prejuízo da unidade estrutural adjacente.

Juntas de construção são projetadas, basicamente, para facilitar a construção, e secundariamente para reduzir as tensões iniciais provenientes do “encolhimento” e para permitir a execução de outra etapa de construção, bem como, tirar proveito do máximo alcance/rendimento dos equipamentos de apoio, tipo guindastes, braços lançadores de concreto e *creter cranes* (guindastes de pneus com correias transportadoras adaptadas para lançamento de concreto).

Definidas as juntas de contração, tanto longitudinais quanto transversais, têm-se definidos blocos e a construção da barragem consistirá na colocação de uma série de blocos adjacentes colunares. Cada bloco trabalhará com liberdade para variar de volume, sem restrição com relação ao seu adjacente.

A prática corrente, então, é dividir a barragem em blocos, tomando-se por base o seu eixo longitudinal (sentido transversal ao fluxo do rio), com larguras da ordem de 15 a 20 m, cada. A divisão é feita usando-se juntas verticais, transversais, de contração que devem ser estendidas da rocha de fundação até a crista. As juntas são fechadas à montante por

vedações de borracha, tipo *Fugenband*. Secundariamente, o sistema de blocos serve também para o estabelecimento de etapas de construção bem definidas e planejadas de acordo com a capacidade de produção (centrais de concreto/sistemas de transporte, lançamento e adensamento dos concretos).

2.1.4. BARRAGENS HARDFILL DE FACE SIMÉTRICA

A barragem Hardfill de face simétrica é uma tecnologia recente que surgiu a partir da tentativa de redução de custos em barragens do tipo CCR. A revisão bibliográfica de hardfill foi baseada em grande parte em MARTINS & FERREIRA (2010).

Este tipo de barragem, além de ser construída com um concreto de baixo consumo de cimento em relação ao CCR, utiliza agregados naturais aluviais, muitas vezes encontrados a curtas distâncias, no próprio leito do rio a ser barrado e sem necessidade de grandes tratamentos. O resultado dessa mistura apresenta um concreto de menor resistência e maior porosidade em relação ao CCR, fazendo com que a seção típica da barragem gravidade seja redimensionada para redução das tensões associadas, resultando em uma seção simétrica.

A barragem do tipo Hardfill com face simétrica é uma tecnologia recente para construção de barramentos. A principal vantagem deste tipo de barragens consiste no uso de materiais naturais presentes em áreas próximas às áreas de construção do barramento com o mínimo tratamento possível. A maioria destes materiais é oriundo de depósitos aluviais como areias, cascalhos, etc.

Quando comparada à barragem feita em CCR, a barragem Hardfill apresenta baixas taxas de consumo de cimento aplicadas à mistura. Enquanto o concreto compactado com rolo (CCR) apresenta taxas de 100 a 150 kg de cimento por metro cúbico, o Hardfill apresenta taxas da ordem de 50 a 75 kg de cimento por metro cúbico.

Essa mistura resulta em um maciço com peso próprio da ordem de 22 a 23 kN/m³ e valores

de porosidade da ordem de 15%. Devido a este elevado valor de porosidade, a barragem Hardfill necessita de um elemento impermeabilizante. Em geral, são utilizadas lajes de concreto (como nas barragens de enrocamento com face de concreto) ou geomembranas nos taludes de montante para evitar a perda de água excessiva.

A seção com faces simétricas possui uma série de vantagens quando comparada com a seção típica de barragens do tipo gravidade com o talude de montante vertical. A seção simétrica opera sob tensões máximas duas vezes menores que a seção tipo gravidade tradicional. Como as tensões no maciço da barragem hardfill são menores, as tensões transmitidas à fundação também são bem menores às transmitidas pelas barragens gravidade convencionais. Isso traz como consequência uma característica bastante atrativa das barragens hardfill: elas podem ser construídas sob fundações em rochas ruins ou de baixa compressibilidade.

Este baixo valor de tensões transmitidas à fundação resulta em significativa economia à construção do barramento. Por ser possível a construção em rochas de menor qualidade, a barragem hardfill demanda custos significativamente menores de escavação, pois as rochas de baixa qualidade estão localizadas em camadas mais rasas.

2.2. CRITÉRIOS DE PROJETO DE ESTABILIDADE

As estruturas de concreto que compõem um aproveitamento hidrelétrico estão sujeitas a esforços que influenciam o seu equilíbrio estático, sendo então necessários estudos e cálculos específicos para verificação da estabilidade global. Conforme SOUZA, T. (2008) Estes esforços podem ser estabilizantes ou instabilizantes. Os primeiros contribuem para a estabilidade da estrutura, mantendo-a imóvel e os desestabilizantes atuam de forma a provocar deslocamentos quaisquer da estrutura. Assim, o conhecimento das forças que se esperam compor os esforços e a estabilidade da estrutura é essencial para o projeto das mesmas.

Considera-se que as barragens de concreto-gravidade têm sua estabilidade assegurada pelo seu peso e pela largura da sua base, devidamente adequados à resistência da fundação.

GUTSTEIN (2003) apresenta de maneira sucinta os principais esforços atuantes, quais sejam:

- Peso Próprio e sobrecargas fixas - O peso próprio é avaliado em função do peso específico do concreto, normalmente em torno de 24 kN/m^3 ;
- Pressão Hidrostática - Variável conforme os níveis do reservatório a montante e a jusante do reservatório, definido em estudos hidrológicos;
- Subpressão - A subpressão consiste no esforço que é exercido em uma estrutura ou em sua fundação, no sentido ascendente, ou seja, de baixo para cima, em função da percolação de água através do maciço (de concreto ou rochoso). Na fundação, a subpressão atua no sentido de reduzir o peso efetivo da estrutura sobrejacente e, em consequência, a resistência ao cisalhamento de planos potenciais de deslizamento, levando a uma condição menos segura (LEVIS, 2006).
- Pressões intersticiais nos poros de concreto - Os efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto são avaliados através de análises específicas tais como análises térmicas, definindo-se o comprimento do bloco e a dosagem do concreto, entre outros.
- Empuxos de terra, proveniente de eventuais aterros ou assoreamentos a montante e a jusante da estrutura;
- Pressões de gelo (em regiões onde possam ocorrer camadas de gelo na superfície da água);
- Choques de onda ou ação dinâmica da água;
- Efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto;
- Ações devido às deformações das encostas e fundações;
- Forças sísmicas em regiões sujeitas a sismos;

As demais ações referentes à pressão de gelo, choque de ondas, ou ação dinâmica da água, bem como devido às forças sísmicas, são mais relevantes em projetos de barragens em regiões sujeitas a estes esforços. No entanto, algumas considerações simplificadas, como sismo natural ou induzido pelos esforços provenientes da ação do reservatório no período de enchimento do lago, são usualmente empregadas em projetos brasileiros (GUTSTEIN, 2003).

Segundo o guia básico de segurança de barragens, ICOLD/CBGB (2001), para barragens e demais estruturas de gravidade, a análise de estabilidade pode ser feita considerando a estrutura como um conjunto monolítico, ou seja, um corpo rígido devendo ser consideradas as condições de estabilidade globais quanto à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento, para todos os casos de carregamentos e planos potenciais de ruptura.

Assim, na determinação dos fatores de segurança é importante definir os casos de carregamento a serem considerados.

2.2.1. CASOS DE CARREGAMENTO

Os casos de carregamento devem ser ajustados às condições específicas de cada obra. Para cada caso de carregamento é importante definir os esforços componentes dos mesmos, dependentes do tipo de estrutura a ser analisada. De acordo com o guia de segurança de barragens (ICOLD/CBGB (2001), no caso de barragens do tipo gravidade, os seguintes casos de carregamentos devem ser considerados nos estudos de estabilidade e respectivos cálculos dos esforços internos (tensões):

2.2.1.1. CASO DE CARREGAMENTO NORMAL (CCN)

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção normal da obra, em condições hidrológicas normais. Os seguintes esforços devem ser considerados:

- Peso próprio, empuxo de aterros, reaterros e assoreamentos;
- Carga acidental uniformemente distribuída, concentrada e cargas móveis e vento;
- Carga relativa às atividades rotineiras de operação e manutenção da obra;
- Esforços hidrostáticos com NA do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximo normal e mínimo normal, sendo que a condição mais severa de carregamento deverá ser selecionada para cada estrutura;
- Subpressão, drenos operantes;

- Esforços hidrodinâmicos decorrentes de fluxo hidráulico pelas passagens d'água e durante a operação da usina;
- Temperatura e retração do concreto;
- Ancoragens ativas;
- Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio de operação, em casos onde o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente.

2.2.1.2. CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL (CCE)

Corresponde a quaisquer ações de cargas de ocorrência eventual de baixa probabilidade de: condições hidrológicas excepcionais, falha no sistema de drenagem, manobra de caráter excepcional, efeito sísmico entre outros. Deve-se considerar a mesma relação de esforços do Caso de Carregamento Normal (CCN), calculados, no entanto, para as condições excepcionais de operação ou manutenção e com as seguintes modificações:

- reservatório no NA máximo normal e NA jusante no máximo correspondente ou reservatório no NA máximo normal e NA jusante correspondente a vazão zero incluindo efeitos sísmicos;
- subpressão com drenos inoperantes e NA jusante máximo e drenos operantes com NA jusante entre normal e mínimo;
- quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio.

2.2.1.3. CASO DE CARREGAMENTO DE CONSTRUÇÃO (CCC)

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a construção da obra, apenas durante períodos curtos em relação à sua vida útil e em boas condições de controle. Podem ser devidas a carregamentos de equipamentos de construção, estruturas executadas apenas parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes e quaisquer outras condições semelhantes. Neste caso deverão ser considerados os esforços:

- da fase de construção;
- de montagem, instalação e testes de equipamentos permanentes ou temporários;
- de cimbramento e descimbramento;

- de construção como execução e ancoragens, injeções, esgotamento, enchimento, compactação e outros, inclusive os níveis de água a montante e a jusante durante a fase de construção.

2.2.2. ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE BARRAGENS GRAVIDADE

O projeto de uma barragem está relacionado ao controle de fluxo da água pelo conjunto barragem-fundação. A estabilidade externa e interna deve atender aos requisitos básicos de segurança estabelecidos em função do tipo da obra e das diversas condições de carregamento admitidas.

2.2.2.1. ESTABILIDADE A FLUTUAÇÃO

Em casos em que há uma imersão significativa, a barragem deve resistir aos esforços provenientes das pressões de água vindas das subpressões, evitando que a estrutura seja empurrada para cima. O coeficiente de segurança a flutuação é dado pela expressão:

$$FSF = \frac{\sum N}{\sum U} \quad (2.1)$$

FSF - Coeficiente de segurança a flutuação;

$\sum N$ - Somatório das forças gravitacionais;

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

Despreza-se, em geral, o efeito do atrito nas faces laterais do bloco.

2.2.2.2. ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO

O coeficiente de segurança ao tombamento consiste na relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação, sendo dado pela expressão:

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (2.2)$$

FST - Coeficiente de segurança ao tombamento

$\sum M_e$ - Somatório dos momentos estabilizante

$\sum M_t$ - Somatório dos momentos de tombamento.

Deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação. Na estrutura cuja base tem dimensão igual ou superior a sua altura, dispensa-se a análise de estabilidade ao tombamento.

2.2.2.3. ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO

Mediante a combinação de esforços verticais e horizontais, a estrutura hidráulica pode, quando não ocorrer o equilíbrio das forças horizontais, sofrer um deslocamento ao longo do plano de sua base ou de um plano de fratura da fundação.

O coeficiente de segurança ao deslizamento é considerado o indicador de desempenho mais importante e representa a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível e a resultante de todas as forças na direção do plano potencial de análise, que pode ser o contato concreto-rocha ou uma descontinuidade na fundação (OLIVEIRA, 2002).

$$FSD = \frac{\frac{(\sum V - U) \cdot \tan \phi}{CSD_\phi} + \frac{c \cdot A}{CSD_c}}{\sum H} \quad (2.3)$$

Onde,

$\sum V$ - Somatório de forças verticais;

U - Força resultante das subpressões atuantes na base;

$\sum H$ - Somatório das forças horizontais;

ϕ - Ângulo de atrito característico da superfície de escorregamento em análise;

c - Coesão característica a longo da superfície de escorregamento em análise;

A - Área efetiva de contato da estrutura no plano em análise;

CSD_{ϕ} - Coeficiente de segurança parcial do ângulo de atrito;

CSD_c - Coeficiente de segurança parcial da coesão;

FSD - Coeficiente de segurança ao deslizamento total.

Os coeficientes de segurança, conforme (Oliveira et al, 2003), são o reflexo do grau de incertezas associado à análise. O conhecimento das condições de carregamento e os parâmetros dos materiais são algumas destas incertezas. À medida que essas dúvidas são atenuadas, os coeficientes de segurança podem ser menores. O coeficiente de segurança total deve ser maior que 1, uma vez que considera a existência dos coeficientes de segurança parciais do atrito e da coesão.

ZNAMENSKY (2007) ressalta que, da prática mundial de projetos e de construção de barragens de peso, executada sem concreto estrutural, massa convencional ou compactado a rolo, ciclópico ou alvenaria argamassada, quando a condição de estabilidade ao deslizamento-escorregamento de uma estrutura de peso é satisfeita, as demais condições citadas são satisfeitas automaticamente. Assim, as principais soluções construtivas utilizadas em barragens do tipo gravidade baseiam-se na otimização do coeficiente de segurança ao deslizamento.

2.3. SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS PARA COMPATIBILIZAR A SEGURANÇA QUANTO AO ESCORREGAMENTO DE ESTRUTURAS DO TIPO GRAVIDADE

Para o desenvolvimento de um sistema construtivo que melhore a segurança quanto ao deslizamento de estruturas do tipo gravidade, é necessário que se analise as variáveis envolvidas na equação. Para facilitar a visualização, dividiu-se a equação em parcelas, que serão analisadas separadamente.

$$FSD = \frac{\frac{(\sum V - U) \cdot \tan \phi}{CSD_s} + \frac{c \cdot A}{CSD_c}}{\sum H} \quad (2.4)$$

Quanto maior a resultante da parcela 1, maior será o coeficiente de segurança ao escorregamento. Assim, tem-se como possibilidades aumentar a força vertical atuante, que pode ser obtida variando-se o peso específico de concreto ou o volume de concreto, bem como reduzir a subpressão atuante. Outro fator a ser alterado é o ângulo de atrito do contato concreto-rocha, ou até mesmo rocha-rocha de substratos inferiores.

Da parcela 2, tanto um aumento da área de contato quanto da coesão resultam em acréscimo de segurança. Observando-se a parcela 3 da equação, verifica-se que, uma vez que os níveis hidrostáticos são dados de projeto, as forças horizontais solicitantes são fixas, não havendo possibilidade de se intervir nessa variável.

Analisando-se os fatores que compõe e definem a segurança ao deslizamento, diversos são os sistemas construtivos propostos para compatibilizar a segurança quanto ao escorregamento de estruturas tipo gravidade. Apresentam-se, a seguir, os principais métodos utilizados.

2.3.1. GALERIAS DE DRENAGEM/INJEÇÕES DE IMPERMEABILIZAÇÃO

A redução das subpressões pode ser obtida de diversas maneiras, sendo que o meio mais utilizado é o emprego da drenagem associado a injeções. As injeções são destinadas a preencher as fissuras e descontinuidades de qualquer tipo de rocha de fundação, provocando a perda de carga hidrostática e redução da percolação d'água e da subpressão. Já a grande eficiência na redução das subpressões causadas pelas galerias subterrâneas deve-se a criação de uma área com pressão atmosférica dentro da fundação para a qual convergem as linhas de fluxo.

Para reduzir pressões dentro da rocha e entre a rocha e o fundo da estrutura, podem ser executados furos de drenagem que desembocam em uma galeria, situada na porção de montante e/ou de jusante, destinada a inspeção e manutenção. Na base da galeria, existem valas de drenagem que servem para conduzir as águas provenientes dos drenos até o poço de drenagem, ou diretamente para jusante das estruturas. Podem ser empregados também drenos próximos ao pé de jusante da barragem, bem como no próprio corpo da barragem, diminuindo a ação da pressão intersticial devida à água nos poros do concreto.

2.3.2. SOBREPESO

Conforme apresentado anteriormente, o aumento na força vertical atuante resulta em um acréscimo de segurança quanto ao cisalhamento. Assim, pode-se optar por:

- Aumentar a seção transversal da barragem inteiramente, que tem como principal desvantagem o aspecto econômico;
- Aumentar a inclinação do paramento de montante, que tem como acréscimo de peso não só o concreto como o peso de água atuante sobre o paramento inclinado de montante, conforme ilustrado na Figura 2-2. Além disso, haverá um aumento de área e, conseqüentemente, da parcela 2 da equação 2.4;
- Utilização de aditivos no concreto de forma a obter um peso específico maior. Nesse caso também se pode conseguir esse aumento com a utilização de agregados com peso específico maior.

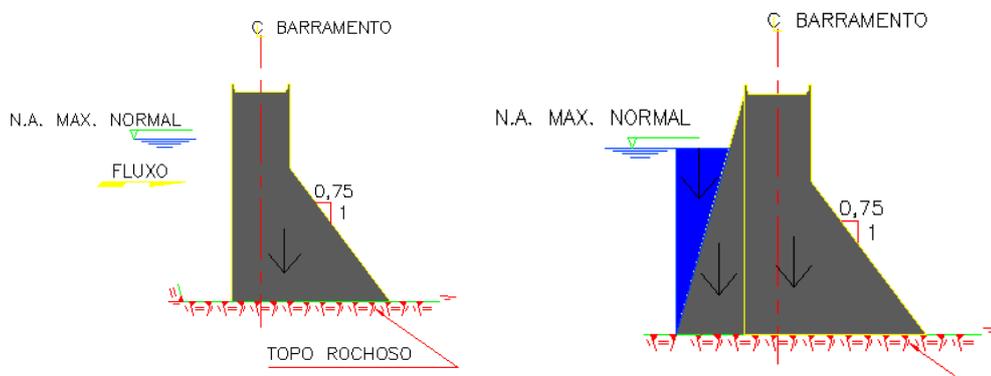


Figura 2-2 – Atuação do aumento de inclinação do paramento de montante.

2.3.3. CHAVETAS

As “chaves” ou “chavetas” são altos relevos deixados no contato bloco-fundação, por formas especialmente projetadas e posicionadas. Sua função primordial é aumentar a resistência ao cisalhamento. Adicionalmente, as chaves servem para minimizar a percolação de água pelas juntas, pois aumentam a distância a ser percorrida pela água que infiltra e formam uma série de estrangulamentos, nos quais vai se formando uma selagem das juntas pela deposição de minerais do concreto.

A atuação das chavetas pode se dar de duas formas. Se a superfície de deslizamento for formada na linha do contato concreto-fundação acima da chaveta, conforme Figura 2-3, haverá um aumento da coesão equivalente na medida em que haverá a ruptura do concreto na região.

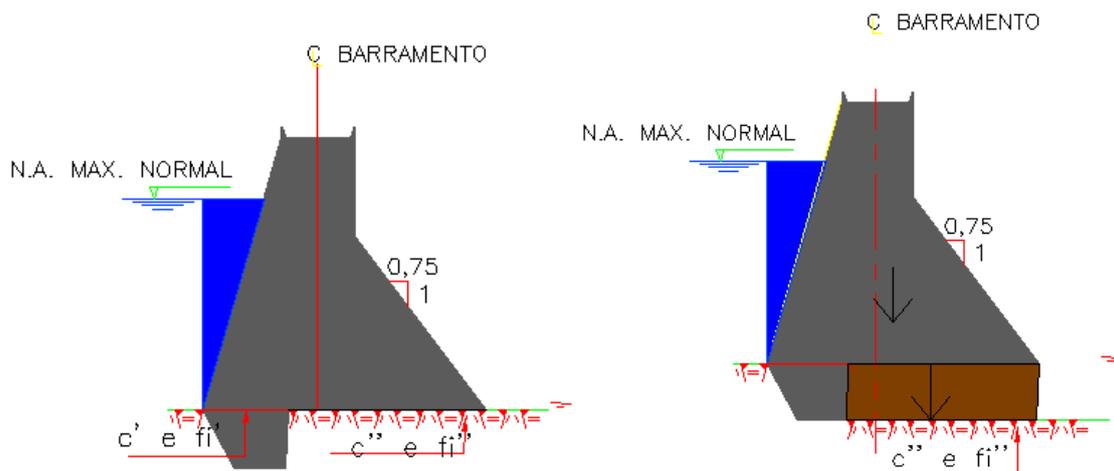


Figura 2-3 – Superfícies de deslizamento de chavetas.

No caso de o deslizamento ocorrer no contato da chaveta com a fundação, a coesão permanecerá a mesma. No entanto, todo o peso de rocha acima do contato será acrescido ao peso total da barragem, resultando em um sobrepeso econômico na medida em que utiliza o próprio peso da fundação.

Verifica-se, então, que quanto maiores o peso específico do concreto, força vertical atuante, e a redução da subpressão, menor será a seção transversal da barragem e maior será a economia de projeto. Assim, um melhor entendimento da subpressão e das possíveis

formas de redução da mesma é de suma importância para o desenvolvimento de um projeto otimizado.

2.4. AÇÃO DA SUBPRESSÃO NA FUNDAÇÃO DE BARRAGENS DE CONCRETO

O maciço sobre o qual a barragem se apóia é, em menor ou maior grau, permeável à água acumulada no reservatório. Esta permeabilidade deriva tanto da porosidade natural, embora pequena, de qualquer maciço rochoso quanto de anomalias desse maciço como falhas, fissuras, estratificações ou outras irregularidades que propiciem o fluxo preferencial da água sobre pressão (MASON, 1988). A porosidade do concreto da barragem, por sua vez, permite uma infiltração de água em seus vazios, tendo como consequência a existência de pressão intersticial.

Conforme proposto por OLIVEIRA (2002), em cada ponto do terreno, estando a água em equilíbrio estático, há uma pressão agindo no interior das discontinuidades das rochas ou nos poros de um solo, que corresponde a altura que a água ascende no interior de um piezômetro colocado neste ponto. A pressão exercida será então expressa pelo produto da massa específica da água (γ_a) e a altura (h) alcançada pela água, sendo denominada poropressão.

A subpressão corresponde a componente vertical das poropressões, exercendo um esforço na estrutura ou em sua fundação no sentido ascendente isto é, de baixo para cima, em planos determinados das estruturas de barragens de concreto (juntas de concretagem), no contato estrutura-fundação ou em discontinuidades da fundação (fraturas, falhas, contatos geológicos etc.).

O diagrama de subpressão representa a atuação da componente vertical de poropressão nas barragens gravidade. A montante do paramento, a subpressão é diretamente influenciada pelo nível de água do reservatório, correspondendo à altura de coluna d'água acima da fundação. Em função da variação da pressão de água a montante e a jusante da barragem,

ocorre um gradiente com conseqüente potencial de fluxo. Considera-se que, à medida que a água percola em direção à jusante ocorre perdas de energia até que, a jusante, a subpressão se iguale a pressão do reservatório de jusante.

2.4.1. INFLUÊNCIA DA PERMEABILIDADE

No caso de a fundação ser um meio homogêneo, essa perda de carga seria constante e linear, conforme observado na Figura 2. 4. Se, entre esses pontos, houver entreposição de zonas de maciços com permeabilidades diferentes haverá uma tendência de formação de altas pressões nos trechos mais permeáveis. No segundo quadro da Figura 2-4 tem-se um material com $k_1 \neq k$, se $k_1 < k$ o diagrama seria o I, caso contrário o II.

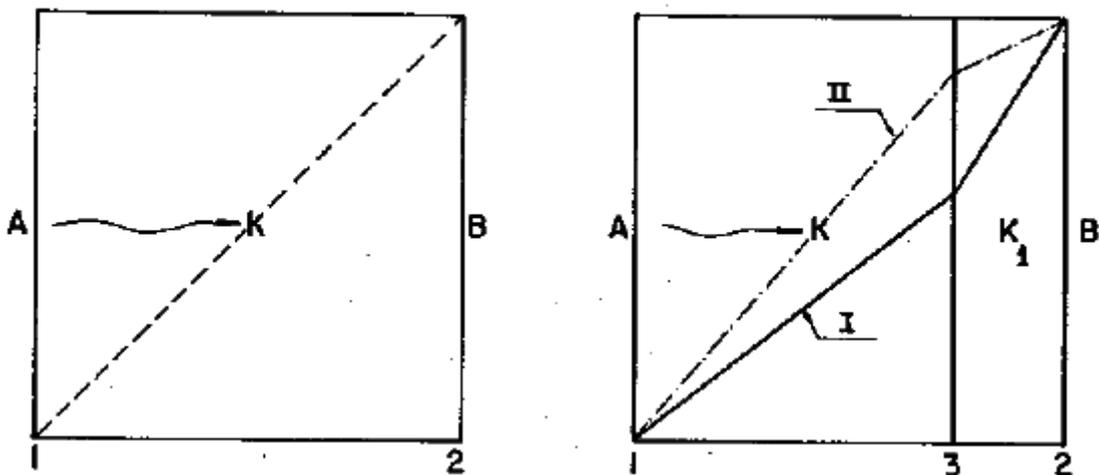


Figura 2-4 - Influência da permeabilidade do meio (ANDRADE, 1982).

Outra variação no diagrama de subpressão seria devido a uma anisotropia hidráulica, em que a permeabilidade horizontal diferisse da vertical. SIMÕES DE OLIVEIRA (2008) constatou que o aumento da anisotropia hidráulica da fundação implica em um aumento considerável da vazão percolada e em uma diminuição do gradiente hidráulico e da subpressão sob o espaldar de jusante.

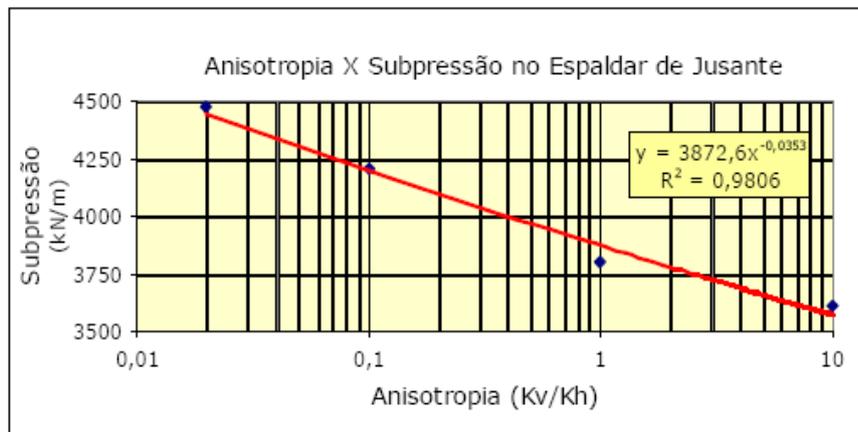


Figura 2-5 – Influência da anisotropia na subpressão (SIMÕES DE OLIVEIRA, 2008).

2.4.2. INFLUÊNCIA DA HIDROGEOLOGIA DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

Para uma correta caracterização do desenvolvimento de subpressões, é importante que haja uma compreensão do comportamento dos fluxos nos maciços rochosos de fundação e os prováveis diagramas de subpressão gerados pela percolação.

Conforme ANDRADE (1982), a idéia geral é que os maciços além da permeabilidade devida à porosidade natural (permeabilidade primária) apresentam fissuras, fraturas, fendas, falhas, cavernas e outras formas de aberturas que permitem a percolação das águas subterrâneas (permeabilidade secundária). Sem falar nas cavernas e falhas que são passagens bem definidas, muitas vezes compartimentando as regiões dos maciços de fundação, as fissuras, fraturas e fendas são as verdadeiras vias de circulação de água.

Esses caminhos principais definem a maior ou menor possibilidade de percolação da água, ou seja, a permeabilidade em cada direção. A intensidade do fraturamento define a permeabilidade secundária mais alta ou mais baixa do meio e a uniformidade de sua ocorrência, a anisotropia. Portanto, interessam ao fluxo todas as descontinuidades presentes nas rochas, sejam diáclases, juntas, fraturas e falhas, tornando-o essencialmente descontínuo, heterogêneo e anisotrópico.

Assim, todo maciço é permeável não só pela permeabilidade primária das rochas matrizes, mas principalmente pela permeabilidade secundária resultante da sua desuniformidade.

Considerando que a permeabilidade primária dos maciços é em geral inferior a 10^{-8} cm/s, poderemos admitir que a rocha relativamente ao maciço é impermeável. Ao considerar a rocha matriz impermeável, não podemos deixar de dizer que essa consideração prende-se tão somente a comparação relativa das permeabilidades da rocha e do maciço. Ou, em outras palavras, as águas submersas são consideradas no interior do corpo rochoso transmitindo os esforços de poropressão em toda sua intensidade e em todos os planos geométricos que se quiser estabelecer.

Considerando-se que a intensidade das quadrículas na Figura 2-6 representa o maior fraturamento do maciço, um fluxo toma caminhos preferenciais no seu deslocamento através dos maciços.

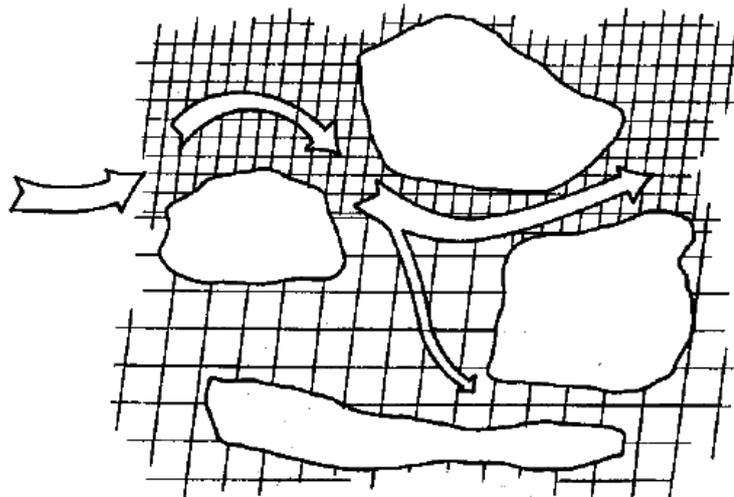


Figura 2-6 – Esquema de fluxo em maciço rochoso fraturado (ANDRADE, 1992).

Por esses caminhos preferenciais estabelecem-se sub-vias principais do fluxo de montante-justante. O fluxo, ao se aprofundar, sofre evidentemente perda de carga, até o estabelecimento de uma superfície impermeável que se caracteriza pela não existência do fluxo. Em outras palavras, a intensidade de fraturamento será tanto mais importante quanto mais próximo da superfície estiver e a via principal portadora de fluxo será aquela zona mais intensamente fraturada que mais próxima da superfície estiver. Tomada consciência das alturas das sub-vias principais, é importante que numa superfície horizontal se estabeleçam os comportamentos dos afluxos das correntes subterrâneas.

Numa superfície horizontal, a tendência do fluxo é procurar os caminhos de menor perda de carga. Na seção vertical o caminho de percolação global é aumentado pela profundidade e pela existência das tensões de compressão do maciço, cada vez maiores. Assim, o fluxo tende a buscar caminhos mais altos. Como na superfície horizontal isto não acontece, o fluxo é influenciado apenas pelo caminho total percolado e pela intensidade do fraturamento.

De acordo com conclusões de Terzaghi, citadas por Andrade (1992), os maciços em geral são intensamente fraturados, de tal forma que o comportamento observado em barragens leva a admitir que a variação linear das subpressões seja aceitável. Pode-se dizer que:

- deve-se procurar estabelecer o caminho ou os caminhos preferenciais de fluxo numa seção geológica vertical;
- estabelecida a seção ou as seções preferenciais de percolação vertical, esta ou estas seções devem ser analisadas horizontalmente.

Admitindo que todo o sistema de fraturamento está submetido a pressão, é então fundamental o conhecimento da intensidade deste fraturamento com respeito a sua forma, preenchimento e comportamento diante das águas de infiltração. Uma fissura pode ser impermeável para determinadas pressões, porém permeável para outras. Basta que o material de preenchimento e as paredes da fissura sejam submetidos a pressões superiores àquelas que possam suportar sem que se rompa sua estabilidade.

É importante analisar as fissuras, fraturas ou fendas sob o aspecto de sua forma, largura, altura e direção. Evidentemente que, quando se fala em forma, altura e largura diz-se a permeabilidade e quando se refere a direção, é a da própria permeabilidade.

No que diz respeito ao alívio das subpressões pelos drenos é importante a atitude destas fissuras. Por exemplo, fissuramento intenso na vertical e no sentido montante-jusante pode levar, quando não se tem informações suficientes, à ineficiência do sistema de drenagem se os drenos são perfurados verticalmente.

Segundo GUIMARÃES (1988), o desenvolvimento de métodos numéricos de análise de percolação de água pela fundação torna-se possível uma vez que se tenha a caracterização adequada a respeito da hidrogeologia da região e das características hidrogeotécnicas do maciço de fundação. Os resultados obtidos através de métodos numéricos são tanto mais próximos da realidade quanto melhor e mais numerosas forem estas informações, sendo necessária uma adequada campanha de investigações para caracterizar as diferentes litologias e feições quanto à permeabilidade, espessura das discontinuidades, forma de ocorrência persistência, entre outros.

2.4.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO SAZONAL

A expansão e a contração do concreto, resultantes das variações sazonais da temperatura ambiente, podem mudar a distribuição de carga na fundação e conseqüentemente alteram a abertura das juntas e a distribuição da subpressão. Análises teóricas mostraram que no inverno a tensão próxima ao paramento de montante é menos compressiva que no verão e o carregamento que originalmente ocorria no pé de montante é transferido para jusante. A Figura 2-7 a seguir ilustra esse comportamento peculiar (OSAKO, 2002).

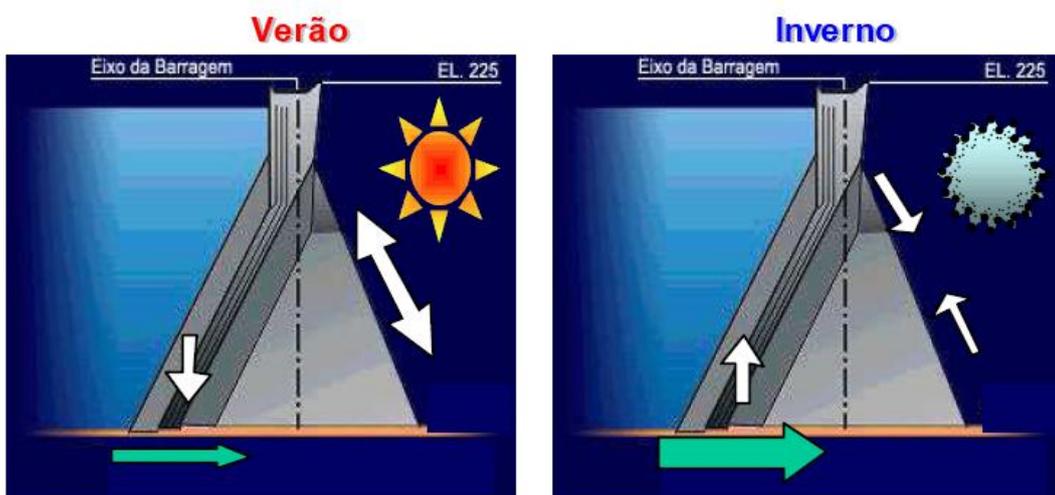


Figura 2-7 – Variação sazonal da subpressão – (OSAKO, 2002).

Na UHE de Itaipu esse fenômeno foi observado nos blocos de contrafortes e de gravidade aliviada, principalmente no contato concreto-rocha. Em alguns blocos, a variação sazonal

da subpressão ocorre também nas descontinuidades do maciço mais próximas à superfície da fundação.

Conforme colocado por SILVA FILHO (2002), no caso das barragens de terra as subpressões são determinadas através da solução da equação de Laplace admitindo-se a validade da lei de Darcy. A solução da equação de Laplace é geralmente expressa através de uma rede de fluxo que fornece os elementos necessários para a determinação das pressões, velocidades, vazões e gradientes hidráulicos, em qualquer ponto da rede. No entanto, tal solução é válida somente para casos de fluxo em regime laminar em meios porosos em que haja isotropia e homogeneidade do meio.

No caso do fluxo de água nas fundações rochosas de barragens de concreto, o escoamento ocorre em meio fraturado e representa um regime de escoamento turbulento em meio descontínuo, heterogêneo e anisotrópico. Soma-se a isso o caráter tridimensional devido à presença de sistemas de drenagem, planos de fraqueza do maciço rochoso, fraturas, entre outros.

A dificuldade de avaliar corretamente o valor desta solicitação está relacionada à dificuldade de obtenção de dados geológicos e geotécnicos característicos da fundação e ao tratamento matemático adequado que traduzam de maneira adequada as leis de fluxo do meio em estudo.

As dificuldades na determinação de redes de fluxo fazem com que a obtenção da subpressão por análises de percolação nas fundações das barragens de concreto seja raramente realizada. Assim, os projetistas passaram a adotar certos critérios de projeto que permitissem a estimativa das subpressões na base necessárias para as análises de estabilidade das estruturas. A adoção destes critérios permite a realização das análises sem o traçado das respectivas redes de fluxo

2.5. CRITÉRIOS DE PROJETO PARA SUBPRESSÃO

Até o fim do século XIX, as hipóteses de cálculo de projetos de barragens não consideravam a existência da subpressão no corpo da barragem. Assim, tanto o corpo da barragem quanto a fundação eram considerados impermeáveis. Após o acidente de Bouzey, em 1985, admitiu-se a possibilidade da água de infiltração ter penetrado em fissuras no corpo da barragem e Levy Maurice indicou que as causas da catástrofe deviam-se as pressões de água instaladas na rocha e a força de subpressão atuante sob a fundação.

Com isso, os critérios de subpressão começaram a ser desenvolvidos. ANDRADE (1982) aborda com clareza as etapas desse desenvolvimento, resumidas a seguir.

Inicialmente, em 1988, Lieckfeldt considerava a possibilidade da subpressão se estabelecer retangularmente, conforme a Figura 2-8, pois se admitia que na altura do paramento de jusante a barragem resistiria por peso, não permitindo que as infiltrações fossem até jusante. Já em 1989, Levy propôs que a subpressão variava linearmente de montante para jusante.

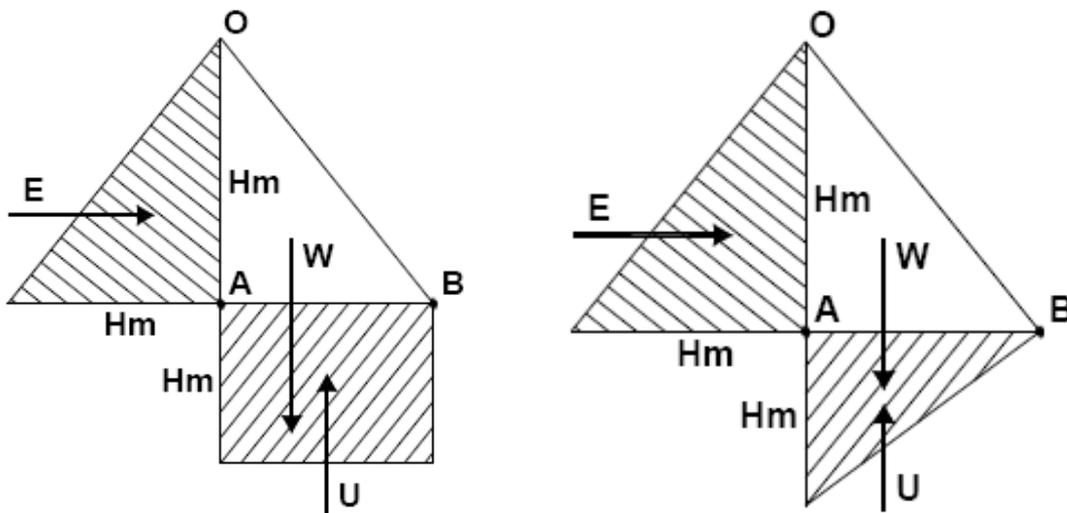


Figura 2-8 – Hipótese de Lieckfeldt e Levy (ANDRADE, 1982).

Já no início do séc. XX, desenvolveram-se diversas teorias voltadas aos estudos de subpressão. Em 1917, Forchheimer publicou o tratado de hidráulica, explicando a teoria do fluxo da água em meios porosos e apresentando métodos gráficos para a solução de

Laplace quando conhecidas as condições de contorno. Estabeleceu, também, a equação que determinava a superfície piezométrica para uma linha de poços paralelos a um plano, onde se exercia a pressão hidrostática.

Hoffman, citado por ANDRADE (1982), propôs o valor da subpressão na linha de drenos, partindo das formulações de Forchheimer, para meios isotrópicos, para planos horizontais e drenos com pressão zero

Em 1937, M. Muskat abordou grande parte dos problemas que envolvem fluxo de água no solo. Partindo de condições de contorno pré-estabelecidas, o autor determinou a equação da superfície piezométrica para um meio permeável, isotrópico, contido entre duas superfícies impermeáveis, sujeito a um fluxo horizontal partindo de montante e com uma fileira de poços localizados a certa distância do plano de montante.

A fim de definir critérios de subpressão para barragens, a American Society of Civil Engineers publicou o "Transactions", conforme citado por ANDRADE (1982), no qual se estabelecia que a subpressão variaria linearmente de montante para jusante e dependeria do fator de área, porcentagem de área de atuação da subpressão, e fator de intensidade, porcentagem da carga máxima de montante.

O fator de intensidade FI, conforme (LEVIS, 2006), dependeria das condições geológicas da fundação, principalmente no que diz respeito à estrutura, capacidade de absorção e permeabilidade, sistema dominante das camadas, juntas, espessura e estanqueidade relativa dos estratos.

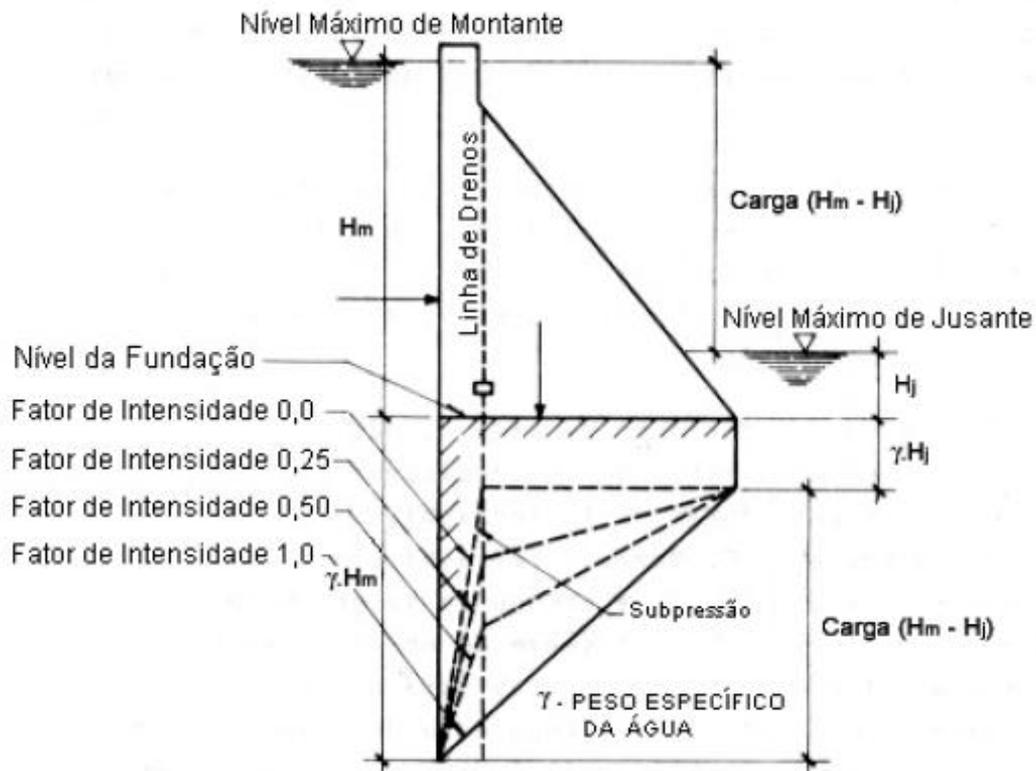


Figura 2-9 – Diagrama de intensidade de subpressão com vários coeficientes
(ANDRADE,1982).

Atualmente, cada órgão controlador procura apresentar seus critérios de projeto, os quais fixam valores máximos de subpressões a serem admitidos nas diferentes fases do projeto. Estes critérios levam ou não em consideração os dispositivos de injeção e drenagem.

O critério de projeto sugerido pelo U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1976) propõe que a distribuição de tensões em uma seção horizontal da barragem sem cortina de drenagem deve ser assumida com variação linear entre a coluna de água de montante e a coluna d'água de jusante, zerando neste ponto quando inexistir coluna de água a jusante. Recomenda-se, ainda, que seja adotada uma redução de $2/3$ da diferença de níveis hidrostáticos de montante e jusante na linha de drenos, na falta de outras análises. Esta redução é baseada na observação do comportamento das obras construídas pelo órgão e é ilustrada na Figura 2-10.

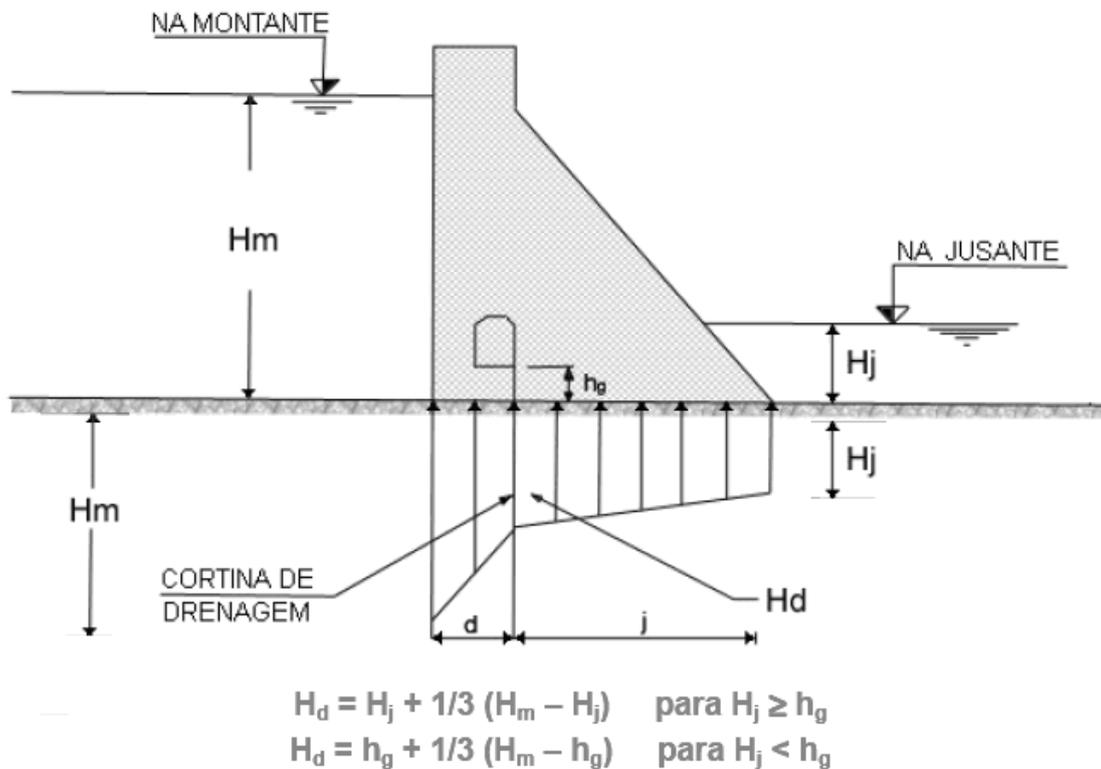


Figura 2-10 – Critério de subpressão (USBR, 1976).

No Brasil, a ELETROBRÁS (2003) na publicação chamada "Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas" visa uniformizar e definir os critérios a serem utilizados no desenvolvimento de projetos em nível de Viabilidade, Básico e Executivo de Usinas Hidrelétricas.

Estes critérios foram elaborados nos moldes daqueles produzidos pelo USBR- Bureau of Reclamation. Procurou-se chegar a critérios que atendessem as condições indispensáveis de segurança com o menor custo possível, mantendo a qualidade e o desempenho dos futuros empreendimentos hidrelétricos (ELETROBRÁS, 2003). Os critérios de projeto são descritos a seguir.

2.5.1. SUBPRESSÕES NO CONTATO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO COM A FUNDAÇÃO

Em fundações contínuas, a subpressão deverá ser admitida como atuando sobre toda a área da base. Na extremidade de montante a subpressão será igual à altura hidrostática de

montante (H_m), a partir do nível d'água máximo especificado para o reservatório. Na extremidade de jusante, será igual à altura hidrostática de jusante (H_j) a partir do nível d'água especificado a jusante, conforme Figura 2-11. Os valores intermediários entre as duas extremidades deverão ajustar-se aos critérios que seguem.

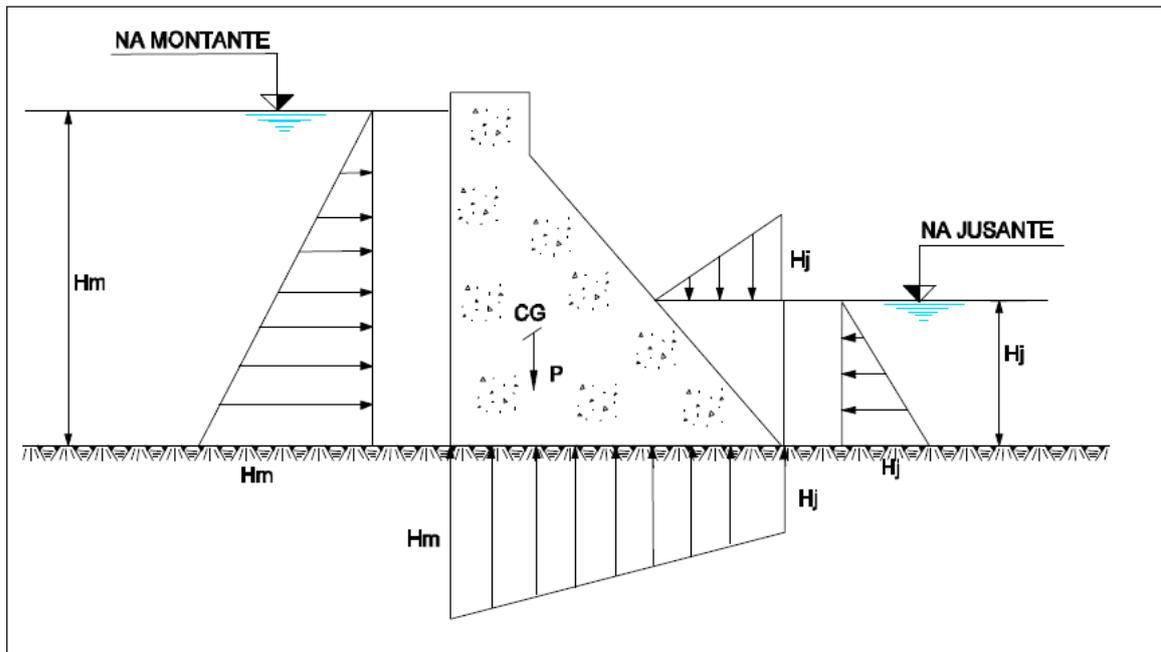


Figura 2-11 – Distribuição das pressões hidrostáticas (ELETROBRÁS, 2003).

Durante as verificações de estabilidade global das estruturas, na região do contato concreto-fundação, sempre que surgirem tensões de tração a montante, a seção deverá ser admitida como frágil não resistente à tração, resultando na abertura do contato.

No caso de carregamento normal, não se admite o aparecimento de tensões de tração, devendo ser tomadas medidas para corrigir esta situação. Para os demais casos de carregamento, admite-se uma abertura limitada a 1/3 da seção de contato concreto-fundação.

Deverá, então, ser aplicado o valor integral da subpressão (H_m) no contato aberto, sendo a variação linear e em conformidade com a linha piezométrica original, até o valor (H_j) a jusante, aplicada apenas ao trecho restante da seção (trecho não trincado), conforme mostra a Figura 2-12.

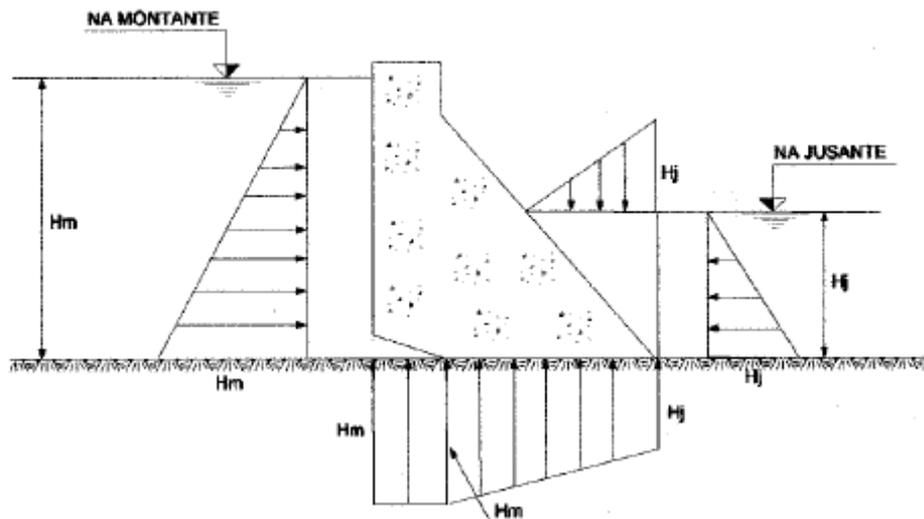


Figura 2-12 – Pressões hidrostáticas contato aberto (ELETROBRÁS, 2003).

2.5.2. SUBPRESSÃO COM UMA LINHA DE DRENOS OPERANTES

Para o caso em que a elevação inferior da galeria de drenagem estiver na cota ou abaixo do nível d'água de jusante, a subpressão na linha de drenos será igual à altura hidrostática (h_d) correspondente ao nível d'água de jusante (h_j) adicionada de 33% da diferença entre as alturas hidrostáticas a montante (h_m) e a jusante, 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 a montante e a jusante.

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 igual à dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos.

A distância da extremidade de montante da estrutura até a linha de drenos não deverá ser considerada menor do que 8% da altura hidrostática máxima de montante. A subpressão (h_d) será dada conforme apresentado na Figura 2-13, sendo igual ao critério do USBR.

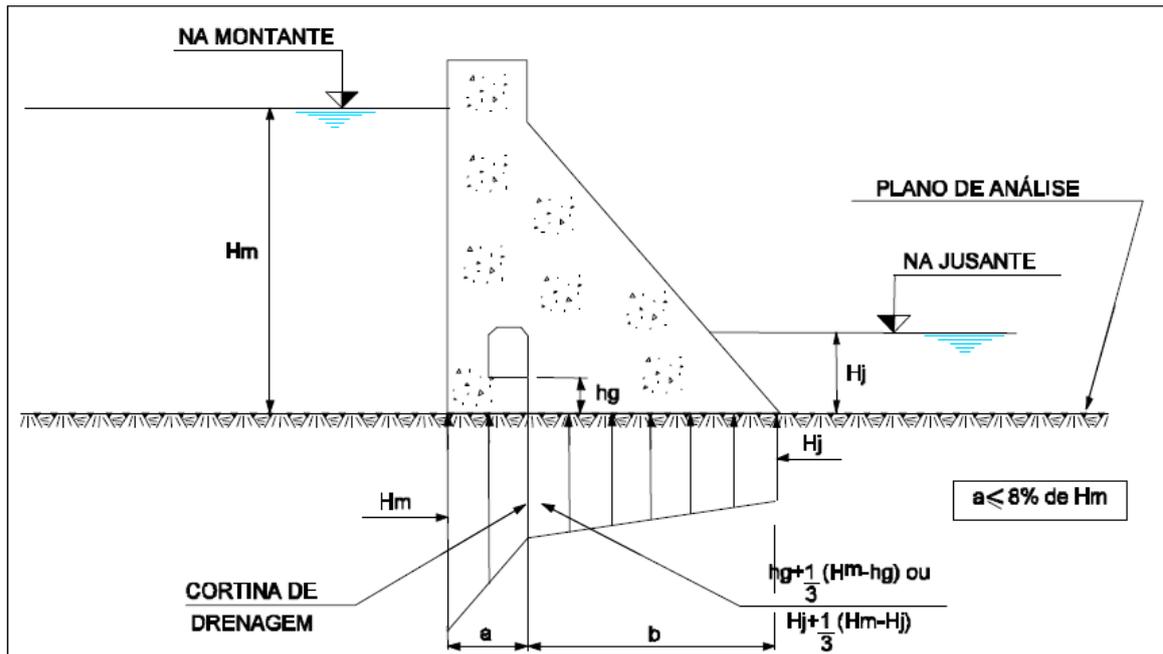


Figura 2-13 – Subpressão com uma linha de drenos operantes (ELETROBRÁS, 2003).

2.5.3. SUBPRESSÕES COM DRENOS INOPERANTES

Durante a verificação de estabilidade global das estruturas, esta situação encontra-se associada aos casos de carregamento excepcional e limite. A subpressão variará linearmente entre os valores de pressão h_m e h_j , desprezando-se o efeito de qualquer cortina de injeção ou de drenagem, segundo a Figura 2-14.

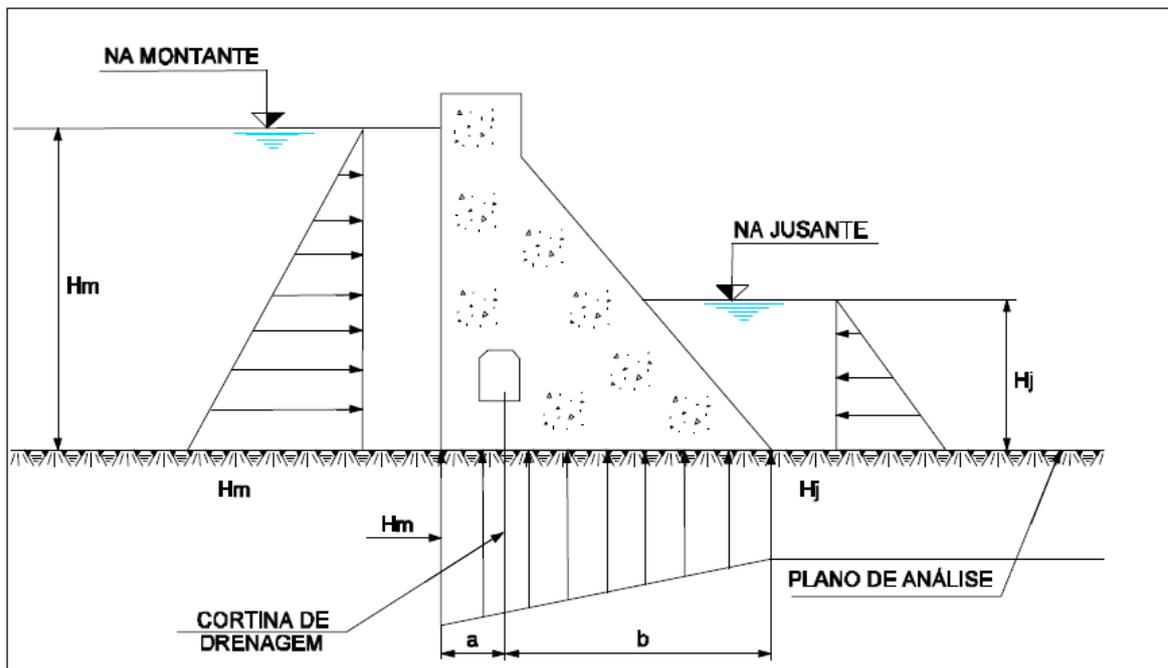


Figura 2-14 – Subpressão com drenos inoperantes (ELETROBRÁS, 2003).

2.5.4. SUBPRESSÃO COM DUAS LINHAS DE DRENOS

Caso exista sistema duplo 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, conforme descrito a seguir. Nos trechos intermediários admite-se variação linear no diagrama de subpressões.

- linha de drenos em galeria com bombeamento operando. A subpressão (h_d) será dada pela equação 2.5, para galeria de montante, e equação 2.6, para a galeria de jusante.

$$h_d = h_m - \frac{2(h_m - h_j)}{3} = h_j + \frac{(h_m - h_j)}{3} \quad (2.5)$$

$$h_d = h_j - \frac{2(h_g - h_j)}{3} \quad (2.6)$$

onde h_g é a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos.

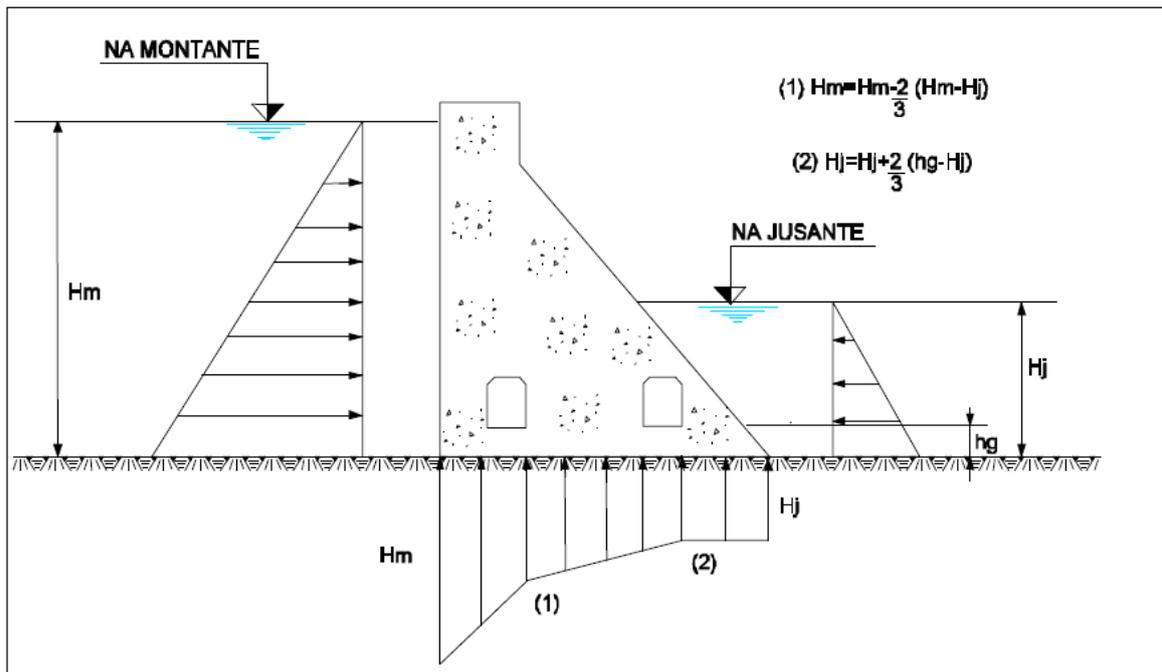


Figura 2-15 – Subpressão com duas linhas de drenos (ELETROBRÁS, 2003).

- linha de drenos em galeria afogada (bombeamento inoperante):

Deverão ser empregadas as mesmas expressões anteriores tornando-se hg igual a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção do plano dos drenos com o plano de análise e a cota de saída da água por gravidade (N.A. de jusante ou cota de saída da tubulação de recalque quando esta estiver acima).

2.5.5. SUBPRESSÃO EM SEÇÕES DE CONCRETO

Para as subpressões em juntas horizontais no concreto aplicar-se-ão os mesmos critérios estabelecidos quanto ao contato entre as fundações e as estruturas de concreto.

Como caso particular, deverá ser admitido que se uma parte de montante da seção encontra-se tracionada, com tensão de tração maior do que a tensão admissível à tração do concreto deverá ser aplicado o valor integral de subpressão (hm) a essa parte, sendo a variação linear e conforme a linha piezométrica original, até o valor (hj) a jusante, aplicada somente à porção restante da seção.

2.6. INSTRUMENTAÇÃO

Tendo em vista as dificuldades encontradas para determinar valores precisos da subpressão atuando na fundação, uma forma para avaliar a real situação na fundação de uma barragem, seja no contato concreto-rocha ou nos horizontes das descontinuidades, é com a instalação de instrumentos de auscultação adequados. Para isso OSAKO (2002) afirma que é preciso que se elabore um bom projeto de instrumentação e que o monitoramento das condições hidrogeológicas seja iniciado antes de se desencadear o enchimento do reservatório.

De acordo com OSAKO (2002), a instrumentação em um maciço de fundação só poderá ser eficiente para conhecimento do comportamento das subpressões se existirem modelos matemáticos e hipóteses para interpretação dos resultados. Se assim não for, todas as informações que os piezômetros fornecerem serão vistas apenas como valores pontuais da subpressão e nunca como uma informação comprobatória de um determinado comportamento esperado.

Segundo o CBGB (1996), a qualidade de um projeto de instrumentação de uma barragem depende da dinâmica do projeto, do entrosamento entre as equipes envolvidas, das adaptações frequentemente introduzidas no desenrolar das escavações, do detalhamento e das características geológico-geotécnicas locais. No caso de subpressões, os instrumentos de auscultação são os piezômetros. As coordenadas desse instrumento (cota e locação no plano) são importantes porque as equipotenciais se distribuem fornecendo valores que justificam, às vezes, resultados que parecem à primeira vista incoerentes.

Na Figura 2. 16 observa-se que para valores de x diferentes (posições A e B) o piezômetro acusaria pressões diferentes, apesar de estar locado numa mesma cota. Para a posição A seria aproximadamente 8,0 m enquanto que em B seria de 10,5 m. Note-se ainda que a informação do piezômetro é pontual e não representa o valor médio da subpressão na cota.

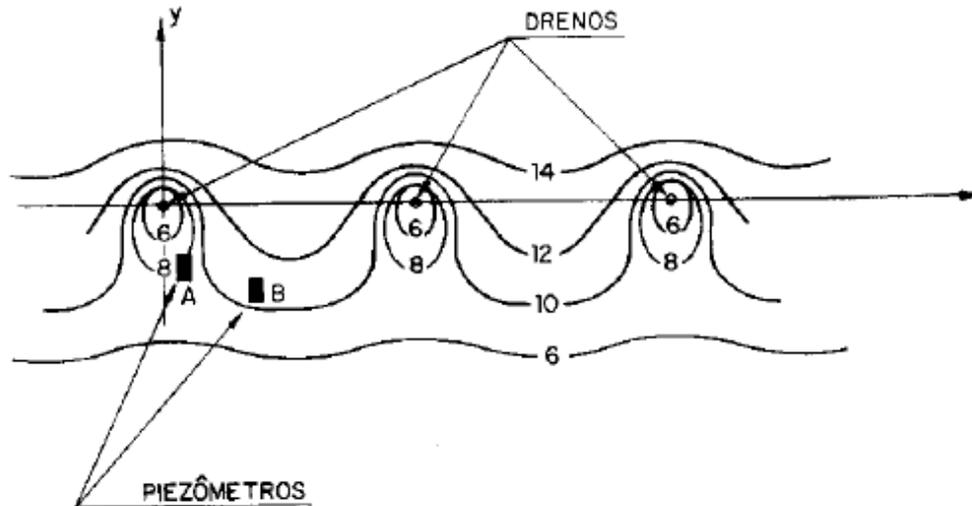


Figura 2-16 – Posicionamento em planta do piezômetro (ANDRADE, 1982).

Conforme observado, esses dados são importantes quando se quer realmente analisar a informação piezométrica. Sabe-se que só é possível traçar uma linha curva se houver pelo menos 3 pontos, portanto pode-se distinguir dois tipos de informação: da primeira, a informação pontual, e da segunda, a informação de um comportamento. Por outro lado, a análise das informações em cotas diferentes torna-se necessária, conforme existam horizontes que se deseje interpretar.

De acordo com ANDRADE (1982), para ter informação do contato concreto-rocha, por ser esta região afetada pelo tratamento de limpeza da fundação e/ou por injeções, é interessante que o piezômetro se localize logo abaixo da interface. Caso o piezômetro tenha sido colocado em zonas tratadas, demorará a se estabilizar. As suas informações, apesar de lidas ao mesmo tempo em que outras, serão defasadas devido ao fato da permeabilidade local ser bastante diferente. A sua estabilização ocorrerá bem depois da estabilização natural dos outros piezômetros.

De forma a se ter uma boa interpretação dos dados da instrumentação, OSAKO (2002) sugere o posicionamento das coordenadas dos piezômetros da seguinte forma:

As cotas "z" de instalação de piezômetros deverão ser:

- próximas ao contato concreto-rocha;

- coincidentes com as descontinuidades ou outras cotas que indiquem uma mudança de comportamento;
- coincidentes com um ponto no interior do maciço que seja bom e compacto, para aferições de permeabilidade.

Ao longo do eixo transversal, as ordenadas "y" (numa mesma cota) devem ser:

- a montante do tratamento de impermeabilização;
- no tratamento de impermeabilização;
- após o tratamento de impermeabilização;
- nas linhas de drenos;
- a jusante das linhas de drenagem.

Ao longo do eixo longitudinal, as abscissas "x" podem ser:

- no alinhamento montante-jusante passando pelo dreno;
- no alinhamento montante-jusante passando no meio do intervalo dos drenos.

O mesmo tratamento dado a montante deve existir para jusante. O piezômetro deve tentar ligar pontos que levem a informações conclusivas do comportamento da subpressão na estrutura, pois só assim se pode considerar uma estrutura instrumentada.

3. ESTUDO DE CASO

A comparação de análises de estabilidade por métodos bidimensionais e tridimensionais será feita utilizando-se a Barragem de Serra do Facão como caso-estudo inspirador visto que se encontra com condições de carregamento essencialmente tridimensionais como a localização em um vale semi-encaixado, condicionando a distribuição de tensões, bem como assente sobre maciço rochoso fraturado. Além disso, o vale estreito no qual ela se encontra, onde valores de alturas significativamente diferentes são encontrados em seções transversais adjacentes, leva a tensões diferenciadas atuando em cada uma delas, ou seja, grandes tensões cisalhantes podem surgir nessas juntas, gerando valores não analisados com o aspecto bidimensional. No entanto, embora tenha se utilizado a geometria e alguns dados como caso-estudo, de forma alguma se objetivou fazer uma retroanálise do comportamento real deste barramento.

A estrutura em cunha da barragem pode causar tensões horizontais estabilizantes à estrutura, empurrando um bloco de concretagem contra o outro, mantendo-os em seus lugares, o que não pode ser visto na análise que considera todas as seções transversais alinhadas na mesma direção e submetidas às mesmas solicitações.

Devido à existência de instrumentação, será possível realizar um mapeamento de subpressões atuantes e, assim, permite uma simulação tridimensional, entre outros. Não se pretende, entretanto, fazer uma retro análise da barragem em estudo.

A seguir apresenta-se a localização e descrição do caso estudo bem como as principais características hidrogeológicas da região que levaram a necessidade de alterações no projeto inicial que resultaram na motivação desse trabalho.

3.1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

A Usina Hidrelétrica Serra do Facão está localizada no rio São Marcos, bacia do rio Paraná, entre os municípios de Davinópolis e Catalão, município localizado a 249 km de Goiânia, GO. Sua construção teve início no período de Fevereiro de 2007 e foi inaugurada em 19 de outubro de 2010, com capacidade de geração de 210 MW e uma energia firme de 182,4 MW.

O arranjo adotado consiste de barragem de concreto do tipo gravidade centrada na calha do rio, sendo que o fechamento lateral nas ombreiras direita e esquerda é feito com seção de enrocamento com núcleo argiloso. Possui vertedouro de comportas e casa de força abrigada no pé da barragem, conforme ilustrado na Figura 3-1.

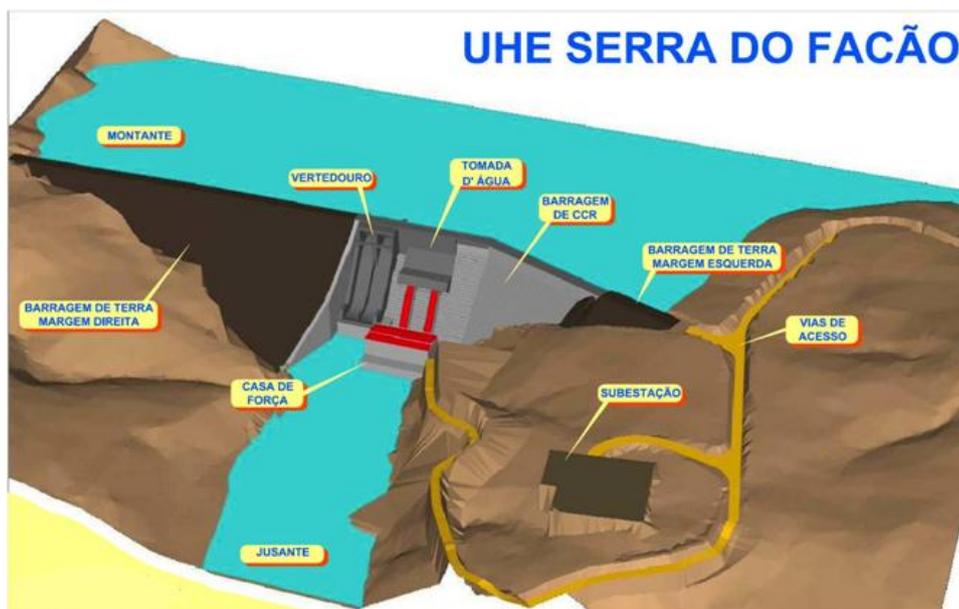


Figura 3-1 – Arranjo UHE Serra do Facão (SEFAC, 2010).

O comprimento total da barragem é de 660,9 m, sendo 326,0 m de concreto do tipo gravidade construídos com Concreto Compactado com Rolo e a parte das ombreiras dos dois lados constituídas de seção de enrocamento, com núcleo argiloso.

O muro de gravidade foi executado dividindo-o em dez blocos distintos de concretagem, numerados de BL 06 a BL 15, que possuem encaixes do tipo macho-fêmea em suas laterais, a fim de melhorar a aderência nas juntas, conforme ilustrado na Figura 3.2.



Figura 3-2 – Bloco de concretagem – MAIN BRAZILIAN DAMS (2000).

3.2. CONSOLIDAÇÃO DE SOLUÇÃO TÉCNICA

A construção da UHE Serra do facão iniciou-se conforme o arranjo proposto na etapa de projeto básico. No entanto, após o início das escavações para implantação da Tomada D'água foi observada junta sub-horizontal com a presença de grafita xisto associada à clorita xisto, que se confirmou contínua sob toda a fundação da barragem após as escavações para implantação da casa de força. A Figura 3-3 mostra a junta sub-horizontal encontrada.



Figura 3-3 – Juntas sub-horizontais de baixa resistência.

Frente a uma maior complexidade geológica, fez-se necessário uma revisão de projeto em que se verificou que, em alguns blocos do barramento, a resistência ao cisalhamento dessas feições era nitidamente inferior à necessária para atender aos critérios de projeto desses blocos, obviamente indicando a necessidade de se procurar uma solução que garantisse a segurança exigida.

Nesse período foram avaliadas algumas soluções possíveis para mitigar o efeito desses condicionantes, buscando-se uma solução aproximadamente equivalente em custos e prazos que reduzisse os riscos, minimizando possíveis atrasos na data de geração.

A solução adotada na margem direita consistiu na substituição de parte da barragem de CCR pela continuidade do enrocamento da margem direita em direção ao leito do rio. Esta solução pressupõe uma solicitação menor da fundação, reduzindo conseqüentemente o valor dos parâmetros de resistência e deformabilidade necessários no maciço rochoso.

Dentre as várias soluções aventadas para a estabilização dos Blocos da Barragem de CCR da margem esquerda, a redução das subpressões atuantes nas feições de menor resistência da fundação foi considerada a de maior eficiência e de menor impacto no cronograma da construção, porque permitiu a construção dos blocos da barragem, concomitantemente com a abertura das galerias de drenagem subterrâneas e a execução dos drenos de interligação, Figura 3-4. Além disso, procurou-se aumentar o peso próprio do barramento com um aumento da inclinação do paramento de montante da barragem nos blocos de concretagem 08 e 09 e um acréscimo da densidade do CCR de $2,4 \text{ t/m}^3$ para $2,55 \text{ t/m}^3$.

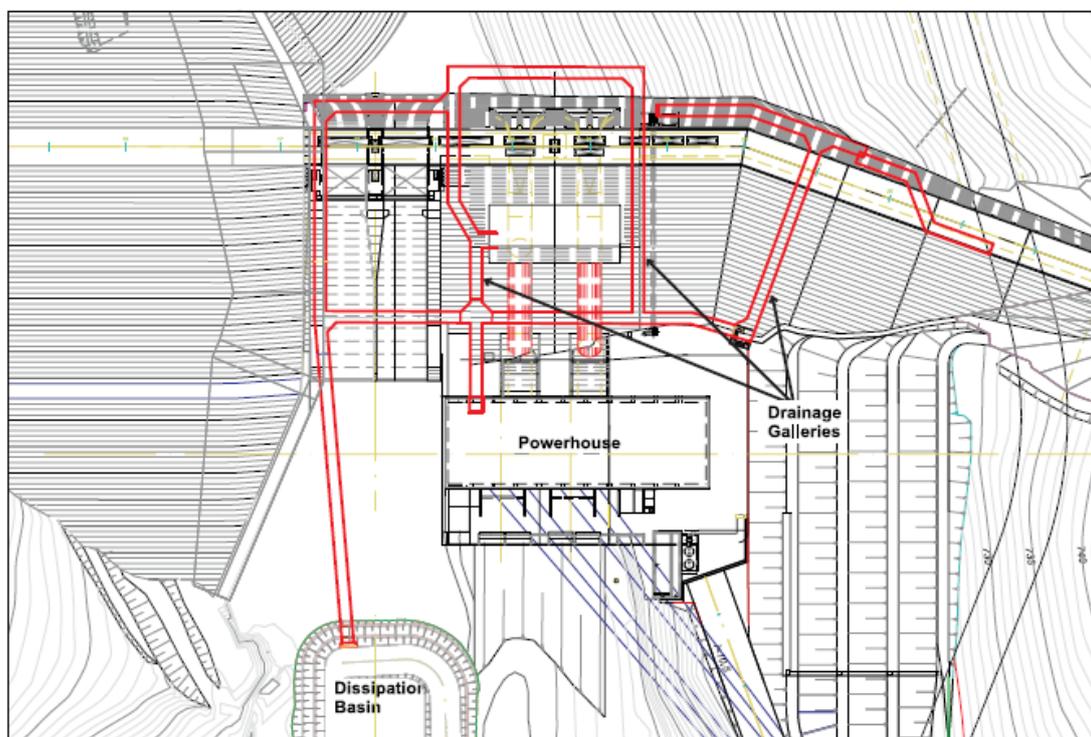


Figura 3-4 – Sistema de galerias drenantes subterrâneas (SEFAC, 2010).

As galerias de drenagem executadas na fundação foram posicionadas abaixo das feições de menor resistência, buscando um alinhamento, o mais próximo possível, das galerias de drenagem e injeção dos blocos da barragem, de modo a permitir a execução dos drenos, interligando-os, e formando uma cortina de drenagem.

A redução das subpressões atuantes na fundação foi conseguida pelas injeções que interceptam o fluxo e causam perdas de carga, e pelos drenos que também interceptam o

fluxo e conduzem as águas percoladas para as galerias de drenagem. A grande eficiência na redução das subpressões causadas pelas galerias subterrâneas deve-se a criação de uma área com pressão atmosférica dentro da fundação para a qual convergem as linhas de fluxo.

O problema foi resolvido e a construção da barragem seguiu o novo projeto, sem maiores problemas de execução e prazo. Cabe ressaltar que as análises bidimensionais de estabilidade, com todas as soluções, geraram resultados satisfatórios, mas com um fator de segurança limiar, exigindo um monitoramento constante da instrumentação para a certificação da eficiência do sistema de drenagem implantado.

Acredita-se que, devido às condições tridimensionais de carregamento dos blocos, análises tridimensionais confeririam um fator de segurança conservador, evidenciando a necessidade de utilização de métodos mais refinados para verificações mais precisas de estabilidade de forma a obter mais segurança e economia aos projetos de barragem de gravidade de concreto.

3.3. DESCRIÇÃO DAS ANÁLISES DO CASO ESTUDO

As simulações numéricas tridimensionais do caso estudo serão feitas para toda a extensão do barramento, considerando tanto os blocos de CCR quanto as seções de enrocamento. Já nas simulações bidimensionais, devido à complexidade do maciço rochoso da fundação, as análises de estabilidade e de subpressão serão desenvolvidas bloco a bloco, considerando em cada caso a posição da feição de menor resistência da fundação.

As análises desse projeto serão baseadas na seção típica da barragem gravidade de concreto do Bloco 9 do caso estudo, por ser a seção de maior altura e, possivelmente, menor estabilidade.

Apresentam-se a seguir uma descrição da geometria adotada, destacando a malha de elementos finitos utilizada na simulação tridimensional, condições de contorno e particularidades das simulações.

3.3.1. GEOMETRIA DA BARRAGEM

Para a modelagem da geometria do barramento, seguiu-se o arranjo proposto na planta baixa apresentada na Figura 3-5.

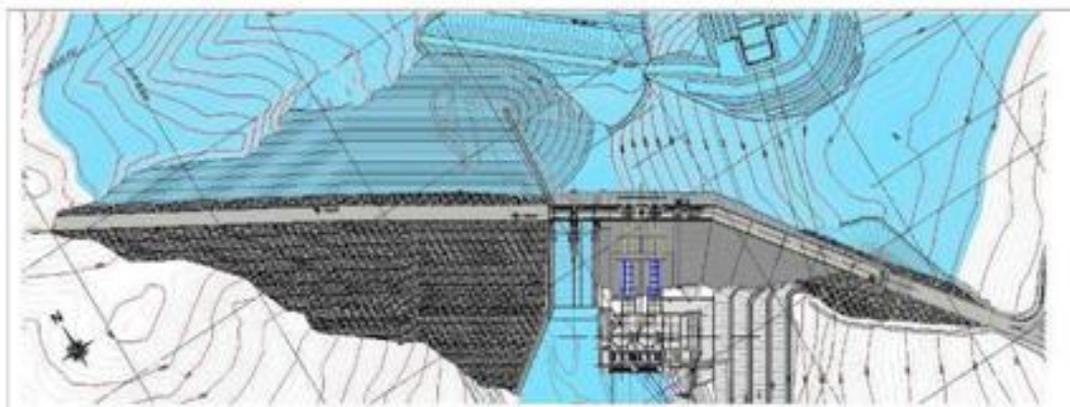


Figura 3-5 – Planta da barragem.

Algumas simplificações geométricas foram adotadas com vistas a minimizar o nível de detalhamento das estruturas e facilitar o processo de discretização. No entanto, as seções típicas dos blocos foram mantidas de forma a permitir uma comparação entre os resultados das análises bi e tridimensionais. A geometria geral da barragem criada no AutoCAD é apresentada na Figura 3-6.

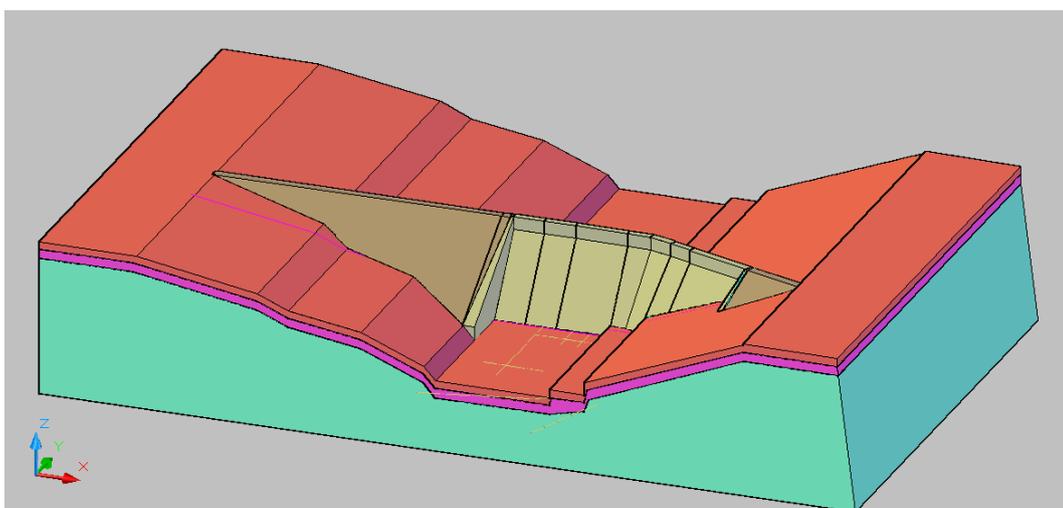


Figura 3-6 – Vista geral do modelo do barramento.

A partir da geometria modelada no CAD, foi possível determinar as coordenadas em relação a um referencial tri-axial X, Y, Z de cada ponto necessário para a definição da geometria do problema no software CESAR (LCPC, 2003), apresentada na Figura 3-7.

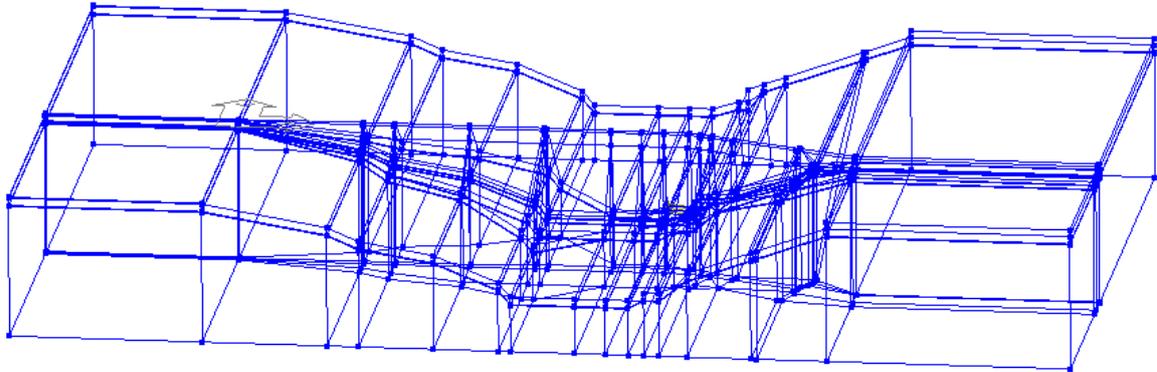


Figura 3-7 – Geometria definida no programa CESAR (LCPC, 2003).

Com referência a estes pontos, foram criados segmentos de retas, que são as arestas das regiões volumétricas do problema. Tendo definido as arestas de referência, foram construídas as regiões limitadas pelas arestas, que podem ser regiões tetraédricas, pentaédricas ou hexaédricas. Com a combinação destes elementos, foi realizada a construção geométrica de sólidos tridimensionais e, na sequência, os mesmos foram agrupados por materiais, ou seja, rochas de fundação, enrocamento e CCR. A Figura 3-8 mostra as regiões do modelo.

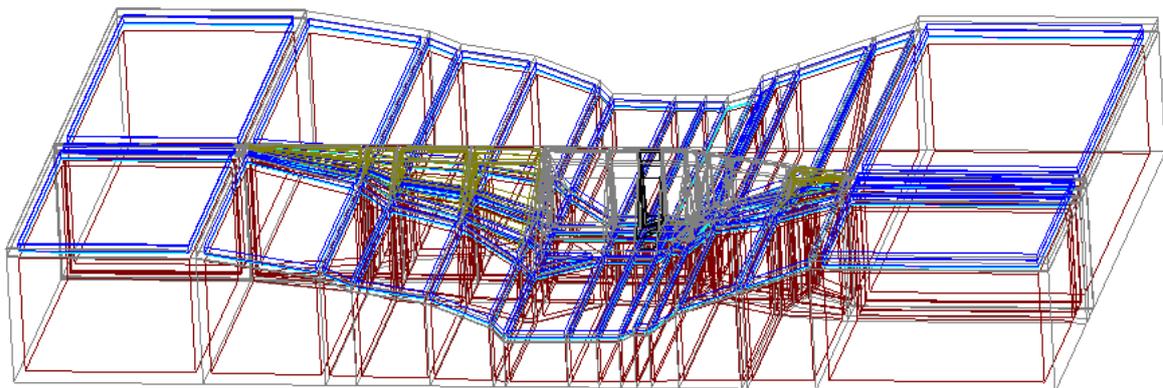


Figura 3-8 – Volumes agrupados por material constituinte.

Além das simulações tridimensionais, foram realizadas simulações bidimensionais para a seção transversal do Bloco 09, sob condições de deformação plana, de modo a comparar com os resultados das duas análises.

Para as análises bidimensionais comparativas, adotou-se a seção típica do Bloco 09, que corresponde a uma seção trapezoidal de 91 m de altura, crista de 7,5 m de largura, paramento de montante com inclinação de 0,1V: 1,0H e jusante de 0,72V: 1,0H, base com 81,33 m de comprimento e fundação assente na cota 668,0. As dimensões e a geometria adotadas podem ser visualizadas na Figura 3-9.

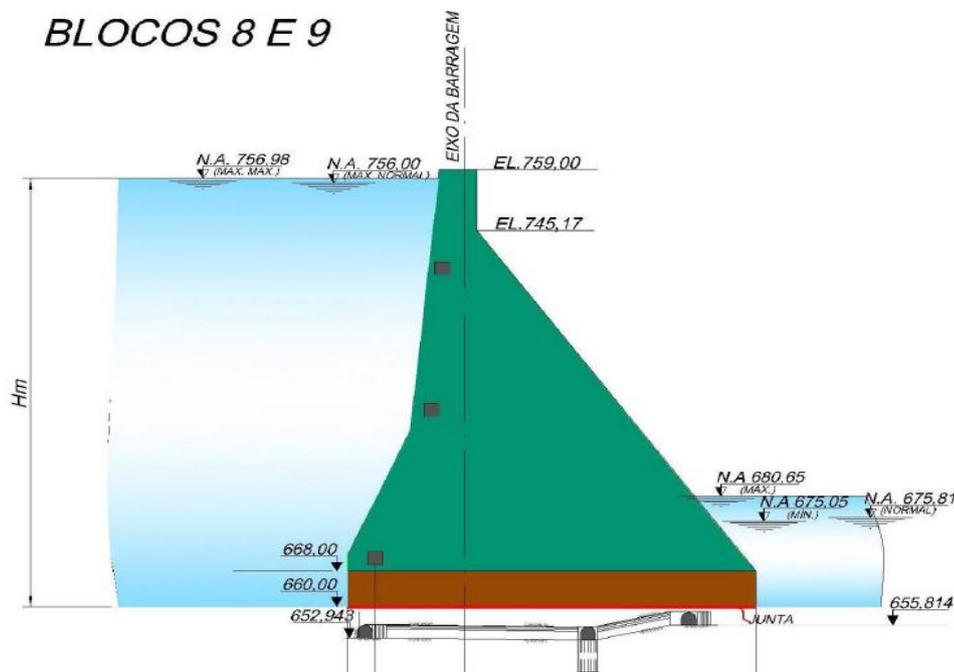


Figura 3-9 – Seção típica Bloco 09.

As análises de estabilidade serão realizadas no plano correspondente a cota 660, onde foram detectadas as juntas subhorizontais que representam o caso mais desfavorável. Assim, além do peso da barragem, será considerado o peso de rocha acima do plano de análise e os parâmetros de resistência ao cisalhamento serão os correspondentes ao da junta presente na rocha.

3.3.2. DISCRETIZAÇÃO DA BARRAGEM

A definição do nível de discretização da malha foi feita pela determinação do número de nós em cada aresta do modelo, que foi programada para ter distribuição constante, ou seja, o número de pontos escolhidos é igualmente espaçado pela aresta.

Tendo definido a densidade de nós de elementos finitos para todas as arestas das regiões volumétricas, foi criada a malha de elementos finitos. A vista superior da densidade da malha é apresentada na Figura 3-10.

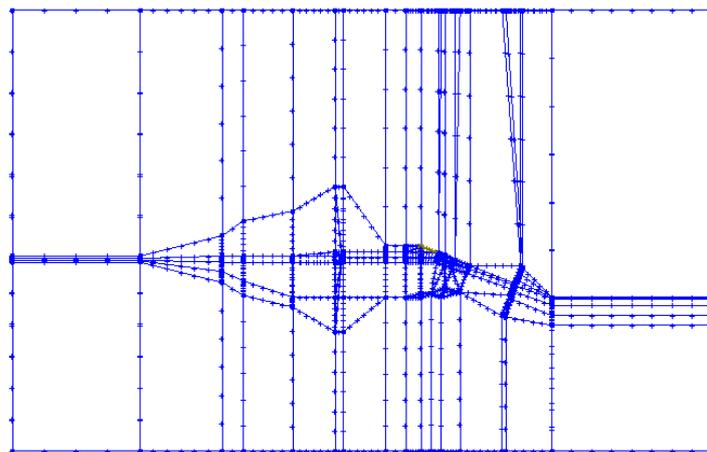


Figura 3-10 – Aplicação de nós nas arestas.

O software permite a criação de elementos finitos com interpolação linear ou quadrática, o que interfere nas funções de forma do elemento. Para o modelo em análise, optou-se pela interpolação quadrática que apresenta elementos menores, ou seja, uma malha mais discretizada, ao redor de pequenas arestas.

A malha de elementos finitos tridimensional gerada para a barragem descrita pode ser visualizada na Figura 3-11, que mostra a barragem com sua seção completa, a qual consta de 224.037 pontos nodais e 59.542 elementos entre hexaédricos, pentaédricos e tetraédricos.

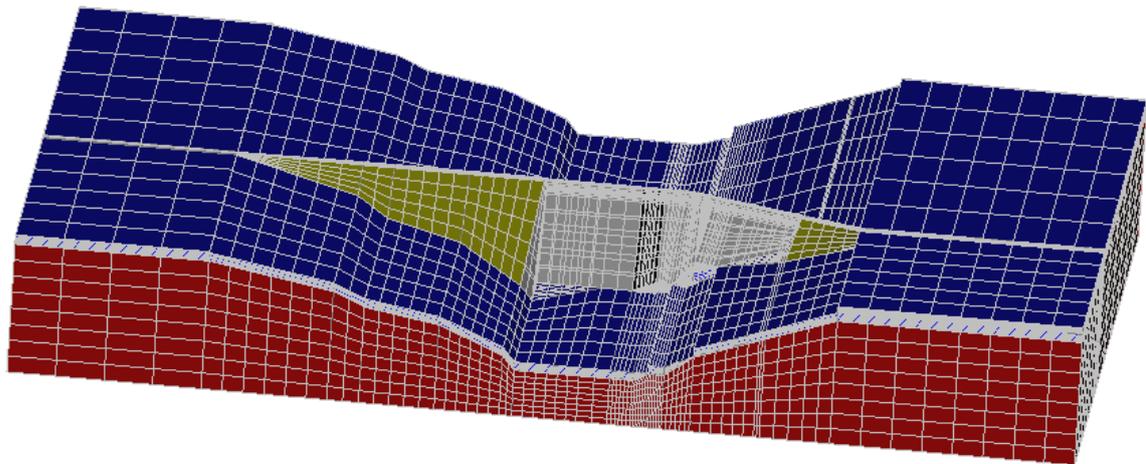


Figura 3-11 – Malha de elementos finitos tridimensional.

De acordo com o eixo de coordenadas indicado, as seções transversais da barragem se situam ao longo do plano YZ, enquanto as seções longitudinais se situam ao longo do plano XZ. Assim, a face de montante do barramento está voltada para a direita do eixo longitudinal central e o talude de jusante para a esquerda deste. A Figura 3-12 e Figura 3-13 apresentam as vistas do modelo com referência aos eixos XYZ.

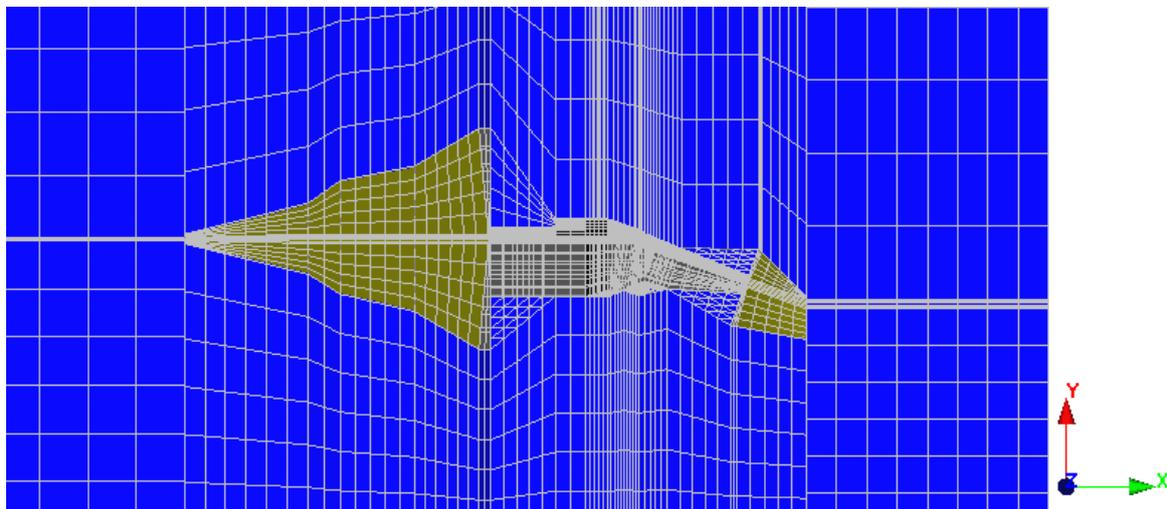


Figura 3-12 – Vista superior (Plano XY).

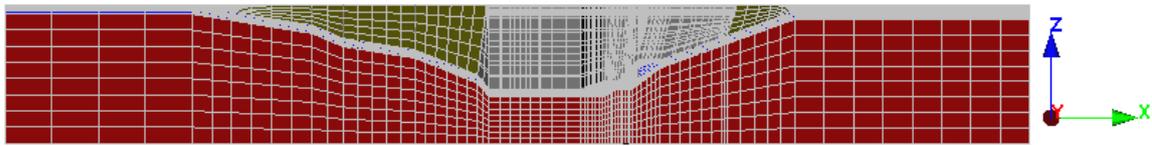


Figura 3-13 – Vista frontal (Plano XZ).

3.3.3. CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno de um elemento mecânico essenciais à resolução de uma modelagem são as restrições ao deslocamento. Assim, foram impostas as seguintes restrições sob o conjunto tridimensional de eixos XYZ: Nas regiões limítrofes laterais da fundação, foram impostas restrições de deslocamento nos eixos XY, enquanto que z permaneceu livre. Já na região inferior da fundação, as restrições foram nos eixos YZ. A Figura 3-14 apresenta as condições de contorno essenciais impostas ao problema.

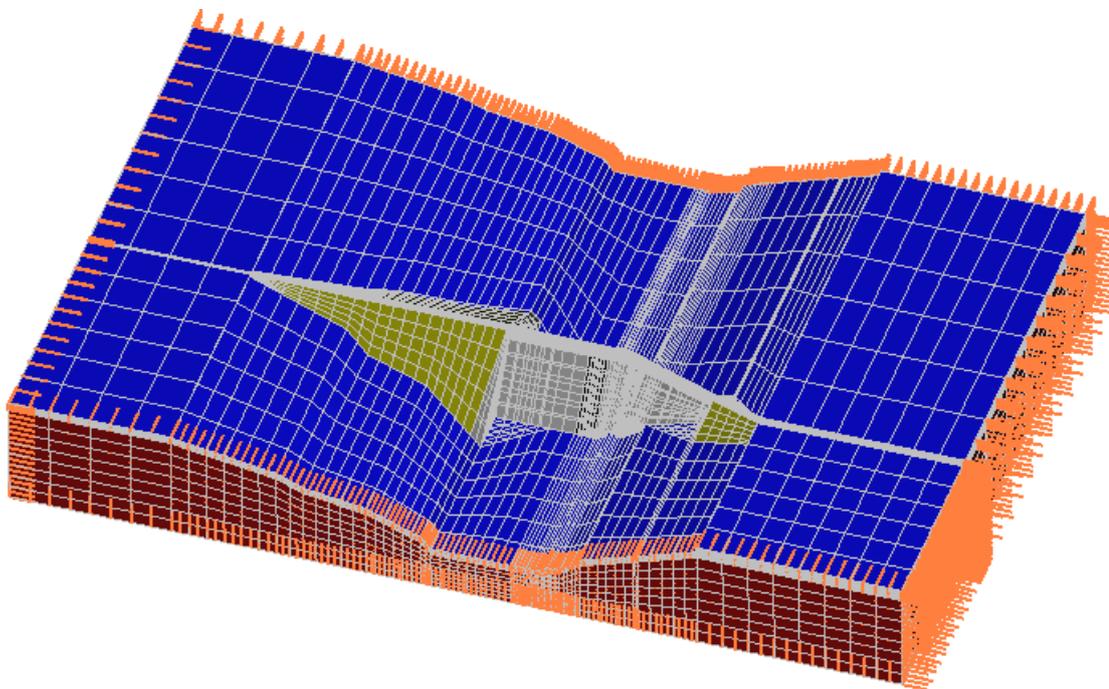


Figura 3-14 – Condições de contorno essenciais.

A concepção do caso de carregamento normal (CCN), no qual a barragem irá funcionar na maior parte de sua vida útil, e que foi escolhida como condição de carregamento para as

análises, é representado pelo cenário que contempla o conjunto de galerias de drenagem subterrâneas interligadas à barragem de concreto, com o bombeamento funcionando normalmente e com os níveis de água normais tanto a montante quanto a jusante.

Os níveis d'água de montante e jusante considerados foram os Níveis Normais de Operação de 756,0 e 675,81, respectivamente, correspondentes a 88,0 e 7,81 metros de coluna de água a partir da base da barragem.

Assim, como condição de contorno natural do problema mecânico foi imposto o carregamento do reservatório de água de montante e jusante, que atuam tanto na fundação quanto nas faces das estruturas do barramento, Figura 3-15.

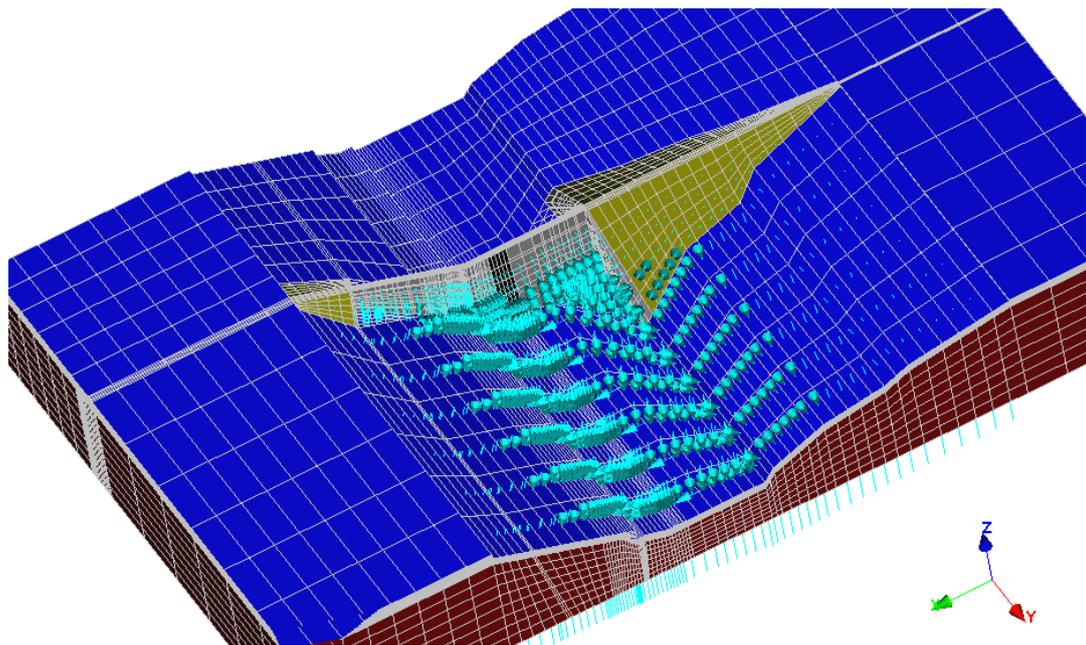


Figura 3-15 – Carregamento do reservatório.

O efeito do peso próprio do material não é descrito como uma condição de contorno. Sendo assim, este carregamento é aplicado no software pela atribuição de uma força gravitacional à massa dos elementos, calculada pela densidade especificada e o volume de cada elemento.

3.3.4. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS MATERIAIS

Os materiais que compõem a barragem foram modelados de acordo com o modelo elastoplástico, nomeado “Mohr Coulomb without hardening”, o termo de não endurecimento está associado ao conceito de plastificação perfeita.

A análise elasto-plástica é caracterizada por considerar a distribuição de tensões de maneira elasto-plástica, ou seja, a tensão normal aumenta e a deformação do material aumenta proporcionalmente e de forma linear-elástica, até o máximo de tensões normais suportada pelos materiais ser atingido, tanto da fundação quanto da barragem de CCR, tendo cada material sua tensão máxima de resistência e comportamento diferenciado.

Ao ser atingido o máximo, acontece a plastificação do material no ponto especificado, ou seja, ele esgota sua capacidade resistente e transmite o excesso de carga para pontos próximos, que ainda não esgotaram sua capacidade. Com essa transferência de carga, o ponto em que a tensão resistente é superior à solicitada pode vir a atingir a tensão limite admissível, plastificando e transferindo carga para outro ponto adjacente sem capacidade esgotada. Isso gera um processo contínuo, até toda carga solicitada ser absorvida pela estrutura, com a formação de uma região plastificada.

Os parâmetros solicitados pelo programa CESAR (LCPC, 2003) para reproduzir estes modelos são apresentados na Tabela 3-1 e são referentes aos estudos geológico-geotécnico realizados nas rochas existentes na fundação da barragem do caso estudo, adotados no projeto da mesma. Já os valores de “c” e “Φ” para o CCR foram obtidos considerando que o concreto foi adaptado para o critério de ruptura de Mohr-Coulomb pela fórmula:

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (3.1)$$

Onde:

σ_c = resistência à compressão do CCR (também nomeada fck), 10 MPa;

C = coesão do material (MPa);

ϕ = ângulo de atrito do material, suposto 45° .

Nesse caso admite-se que o peso específico do CCR seja de $2,55 \text{ tf/m}^3$.

Os parâmetros de resistência das juntas preenchidas com material alterado adotado estão conforme o Modelo Geomecânico da Fundação dos Blocos 8 e 9, ou seja, coesão = 60 kPa e ângulo de atrito = 31° .

Tabela 3-1 – Parâmetros Adotados

Material	E (GPa)	c (kPa)	Φ ($^\circ$)	γ (kN/m^3)	ν
CCR	15	2000	45	25,5	0,3
Rocha 1	20	100	35	26	0,3
Grafita	5	60	31	21	0,3
Rocha 3	25	2000	45	27	0,3
Enrocamento	0.1	3	40	20	0,3

γ - Peso específico;

c - Coesão - Parâmetro constante da envoltória de Mohr-Coulomb e que representa a adesividade das partículas de solo, definido como a tensão cisalhante de ruptura do material sob tensão confinante nula;

ϕ - Ângulo de atrito - Parâmetro cuja tangente é a inclinação da envoltória de Mohr-Coulomb e que representa o atrito interno entre as partículas de solo. Em materiais puramente arenosos este ângulo pode ser visualizado como o ângulo de estabilidade de um talude de material depositado;

E = Módulo de Elasticidade - Razão entre a tensão e a deformação do trecho linear das trajetórias e carregamento e descarregamento.

ν = Razão entre a deformação na direção perpendicular à direção de aplicação de uma carga e a deformação sob a direção de aplicação da carga.

3.3.5. CARACTERÍSTICAS HIDROGEOLÓGICAS

A partir dos dados obtidos nas sondagens rotativas e ensaios de perda d'água sob pressão realizados na ombreira esquerda da barragem e no leito do rio, e observações do fluxo que ocorria nas feições geológicas em escavações, bem como no túnel de desvio, foi elaborado

um modelo hidrogeológico com a indicação das condutividades hidráulicas (permeabilidades) das camadas da fundação em função da sua profundidade.

Nos levantamentos, mapeamentos e observações de campo pode-se verificar que as fraturas verticais são predominantes na alimentação da fundação, o que foi considerado nos perfis hidrogeológicos e cálculos de percolação pela fundação, através da adoção de anisotropia com predominância vertical.

Dentre as feições de desenvolvimento sub-horizontal de menor resistência que ocorrem na fundação, merece destaque às do tipo T1 devido a sua maior condutividade hidráulica. A Figura 3-16 mostra o perfil hidrogeológico da ombreira esquerda obtido a partir dos ensaios de perda d'água sob pressão que serviu de base para os estudos procedidos.

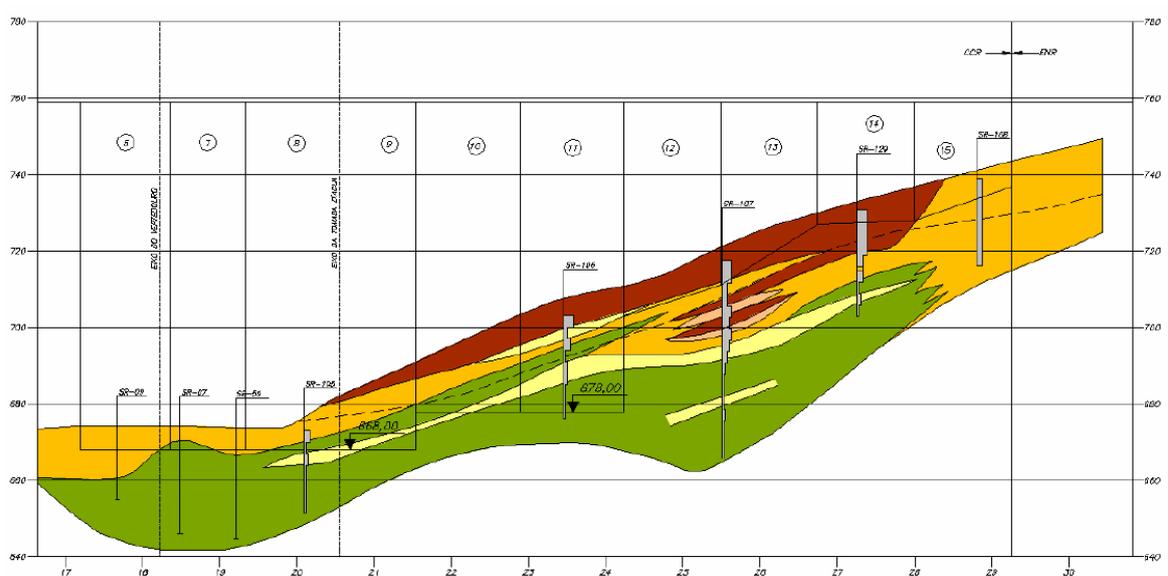


Figura 3-16 – Modelo Hidrogeológico (SEFAC, 2010).

3.3.6. DADOS DE PIEZOMETRIA

Em função dos resultados das análises de estabilidade terem resultado em fatores de segurança próximos ao limiar, a correta auscultação da barragem, como forma de monitoramento da mesma, foi feita de maneira abundante. Com isso, disponibilizaram-se

dados suficientes para uma aproximação dos valores de subpressão reais atuantes ao longo da barragem de maneira tridimensional.

Tabela 3-2 – Legenda Modelo Hidrogeológico

H1	$k < 10^{-5} \text{ cm/s}$
H2	$10^{-5} < k < 10^{-4} \text{ cm/s}$
H3	$10^{-4} < k < 5 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$
H4	$5 \cdot 10^{-4} < k < 10^{-3} \text{ cm/s}$
H5	$10^{-3} < k \text{ cm/s}$
-----	Nível D'Água

De forma a obter a subpressão atuante ao longo de todo o Bloco 9, os dados de piezometria dos Blocos 8 e 10 também serão estudados.

3.3.6.1. PIEZÔMETROS CASAGRANDE

A Figura 3-17 mostra a locação dos instrumentos (conforme instalados) no Bloco 9. Observa-se que os piezômetros estão dispostos em dois níveis distintos de forma a permitir a verificação da estabilidade em planos diferentes (660, 668).

A leitura dos piezômetros tipo Casagrande é realizada manualmente por um operador da usina. Os dados obtidos são registrados em planilhas, para posterior traçado dos gráficos e análise dos níveis piezométricos.

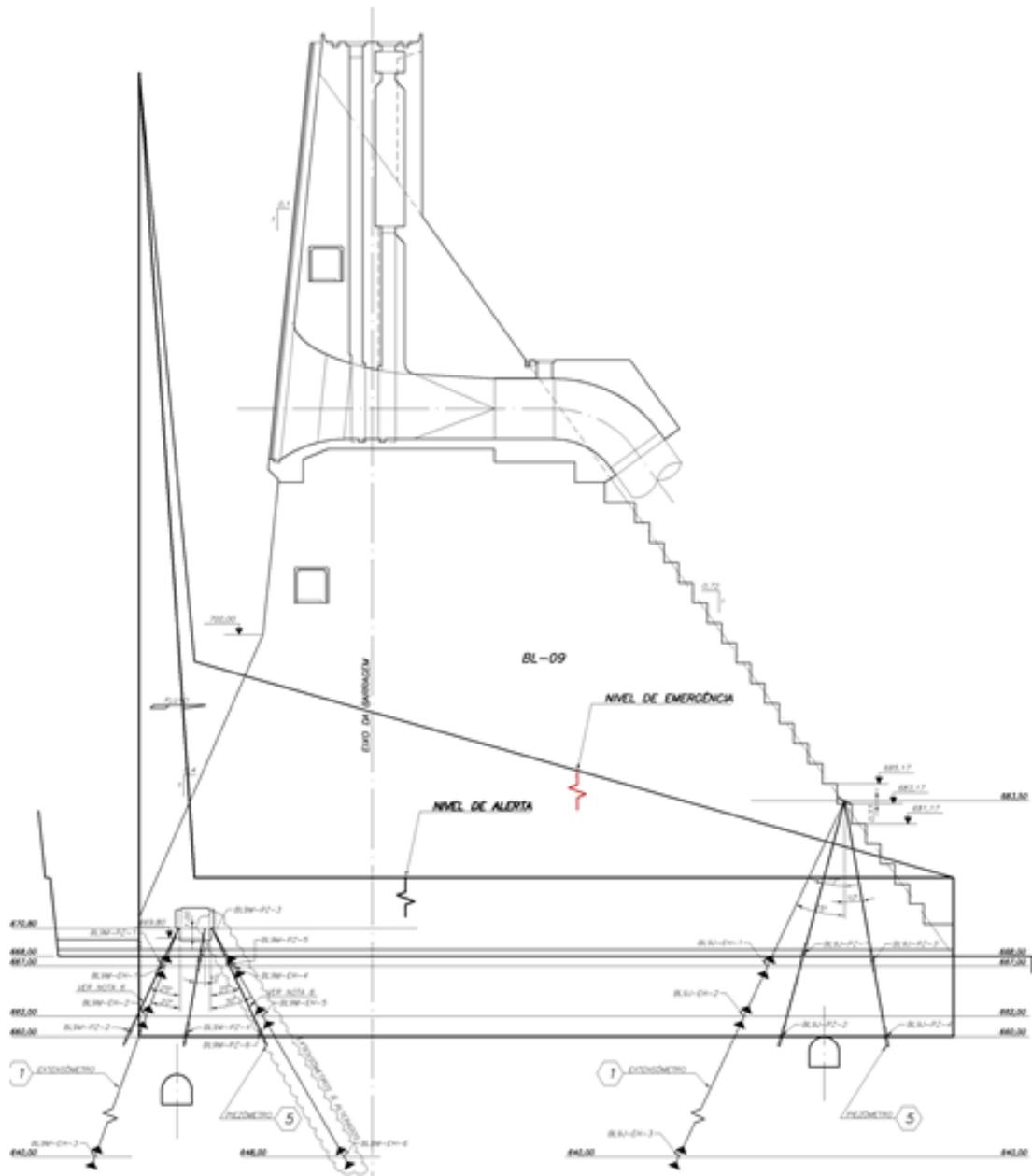


Figura 3-17 – Localização instrumentos Bloco 9.

A medição dos níveis piezométricos é efetuada através de um cabo elétrico, graduado, com dois condutores cuja extremidade inferior possui uns sensores constituídos por dois eletrodos dispostos concêntricamente e isolados eletricamente entre si. O sensor é introduzido no tubo e ao atingir a superfície da água, o circuito elétrico é fechado, devido à passagem de corrente pela água. Na outra extremidade do cabo encontra-se um conjunto

bateria/galvanômetro e uma luz que, quando acessa, indica o fechamento do circuito. Uma vez que a lâmpada esteja acessa, o ponto indica o nível d'água, que é medido através do cabo graduado. Desta forma, a cota piezométrica é obtida pela diferença entre a cota da boca do instrumento e a profundidade medida no cabo graduado.

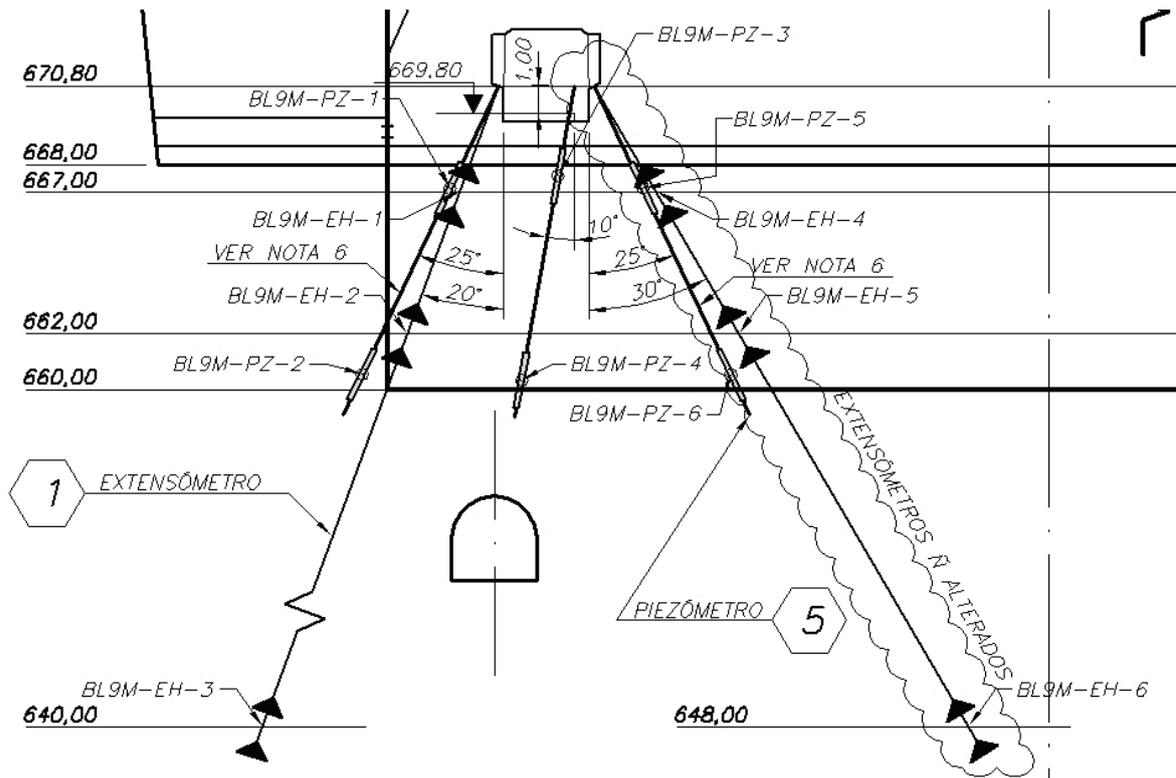


Figura 3-18 – Detalhe da localização dos piezômetros de montante.

Conhecendo-se a cota de instalação e a cota piezométrica, é calculada a carga piezométrica atuante pela diferença das mesmas, conforme apresentado na Tabela 3-3, Tabela 3-4 e Tabela 3-5. Os dados são relativos aos piezômetros tipo Casagrande, utilizados no presente trabalho, para um nível de água de montante na cota 756,0 e, a jusante, na 675,8.

Tabela 3-3 – Piezômetros do Bloco 8

	Piezômetro	Bloco	Cota Instalação	Estaca	Afast. Bulbo	Cota Piezométrica (m)	Carga Piezométrica (m.c.a.)
Contato Concreto-Rocha	BL8M-PZ01	8	667,04	20+2,980	20,676 Mont	736,43	69,39
	BL8M-PZ03	8	667,13	20+2,980	17,364 Mont	671,95	4,82
	BL8M-PZ05	8	667,15	20+2,980	14,664 Mont	676,85	9,70
	BL08J-PZ01	8	667,89	20+2,980	42,987 Jus	670,96	3,07
	BL08J-PZ03	8	667,40	20+2,980	49,873 Jus	673,55	6,15
Elevação 660	BL8M-PZ-02	8	660,54	20+2,980	24,486 Mont	695,96	35,42
	BL8M-PZ-04	8	659,56	20+2,980	18,774 Mont	672,44	12,88
	BL8M-PZ06	8	660,52	20+2,980	10,934 Mont	673,95	13,43
	BL8J-PZ02	8	659,98	20+2,980	40,843 Jus	671,95	11,97
	BL8J-PZ04	8	660,20	20+2,980	51,284 Jus	667,91	7,71

Tabela 3-4 – Piezômetros do Bloco 9

	Piezômetro	Bloco	Cota Instalação	Estaca	Afast. Bulbo	Cota Piezométrica (m)	Carga Piezométrica (m.c.a.)
Contato Concreto-Rocha	BL9M-PZ01	9	667,15	21+0,980	20,676 Mont	693,55	26,40
	BL9M-PZ03	9	667,6	21+0,980	17,364 Mont	674,10	6,50
	BL9M-PZ05	9	667,16	21+0,980	14,664 Mont	674,95	7,79
	BL09J-PZ01	9	668,21	21+0,980	42,987 Jus	675,76	7,55
	BL09J-PZ03	9	667,54	21+0,980	49,973 Jus	678,46	10,92
Elevação 660	BL9M-PZ-02	9	660,54	21+0,980	24,406 Mont	684,47	23,93
	BL9M-PZ-04	9	660,32	21+0,980	18,774 Mont	670,16	9,84
	BL9M-PZ06	9	660,52	21+0,981	10,934 Mont	671,68	11,16
	BL9J-PZ02	9	660,04	21+5,200	40,843 Jus	661,55	1,51
	BL9J-PZ04	9	659,98	21+6,200	51,284 Jus	667,23	7,25

Tabela 3-5 – Piezômetros do Bloco 10

	Piezômetro	Bloco	Cota Instalação	Estaca	Afast. Bulbo	Cota Piezométrica (m)	Carga Piezométrica (m.c.a.)
Contato Concreto-Rocha	BL10M-PZ-1	10	677,69	22+5,900	10,173 Mont	743,71	66,02
	BL-10M-PZ-5	10	677,92	22+5,900	6,600 Mont	695,56	17,64
	BL-10M-PZ-9	10	677,659	22+5,900	4,627 Mont	691,14	13,48
	BL10J-PZ-1	10	677,33	22+5,900	44,378 Jus	679,17	1,84
	BL10J-PZ-5	10	677,59	22+6,400	47,022 Jus	679,24	1,65
Elevação 671	BL10M-PZ-2	10	671,47	22+5,900	13,437 Mont	709,75	38,28
	BL-10M-PZ-6	10	670,4	22+5,900	6,600 Mont	683,28	12,88
	BL-10M-PZ10	10	671,46	22+5,900	1,363 Mont	679,16	7,70
	BL-10J-PZ02	10	670,94	22+5,900	43,143 Jus	677,55	6,61
	BL-10J-PZ06	10	668,13	22+6,400	48,786 Jus	674,79	6,66
Elevação 668	BL10M-PZ-7	10	668,87	22+6,900	6,600 Mont	678,05	9,18
	BL-10J-PZ-6	10	668,13	22+6,400	48,786 Jus	674,79	6,66
Elevação 657	BL10M-PZ-04	10	657,08	22+6,900	20,065 Mont	657,15	0,07
	BL10M-PZ-08	10	656,86	22+6,900	6,600 Mont	669,76	12,90
	BL10M-PZ-12	10	656,92	22+6,900	5,165 Jus	675,90	18,98
	BL10J-PZ-04	10	657,22	22+6,900	40,675 Jus	668,85	11,63

4. METODOLOGIA

No desenvolvimento deste trabalho, verificou-se que um melhor entendimento da subpressão e das possíveis formas de redução da mesma é de suma importância para o desenvolvimento de um projeto otimizado. Por um lado, mostrou-se que a determinação da subpressão nas fundações de barragens têm sido realizadas de maneira bidimensionais, assumindo que o corpo da barragem é impermeável e que o maciço de fundação é um meio homogêneo e isotrópico, mas, em contrapartida, tais análises cada vez mais se distanciam dos maciços rochosos encontrados nas fundações de barragens em construção no Brasil, as quais são, na maior parte, localizadas em vales semi-encaixados e fundadas em maciços rochosos fraturados e muitas vezes intemperizados.

Verificou-se na literatura que, além das características de permeabilidade da fundação, deve-se também considerar o efeito das soluções de projeto para controle de percolação, tais como cortinas injetadas, galerias de drenagem e seus sistemas de drenos.

Dessa forma, tanto os drenos, a posição das galerias de drenagem, a geometria do próprio barramento e a forma do vale, que condiciona a distribuição de tensões, em que se encontra fazem com que as análises de estabilidade sejam um problema de natureza tridimensional requerendo, portanto, uma simulação numérica equivalente.

4.1. METODOLOGIA PROPOSTA

O estudo será baseado na comparação de análises bidimensionais e tridimensionais de tensão de forma a verificar a estabilidade ao deslizamento e comparar os resultados com diferentes métodos. A metodologia proposta neste trabalho segue três etapas principais, conforme o fluxograma apresentado na Figura 4-1.

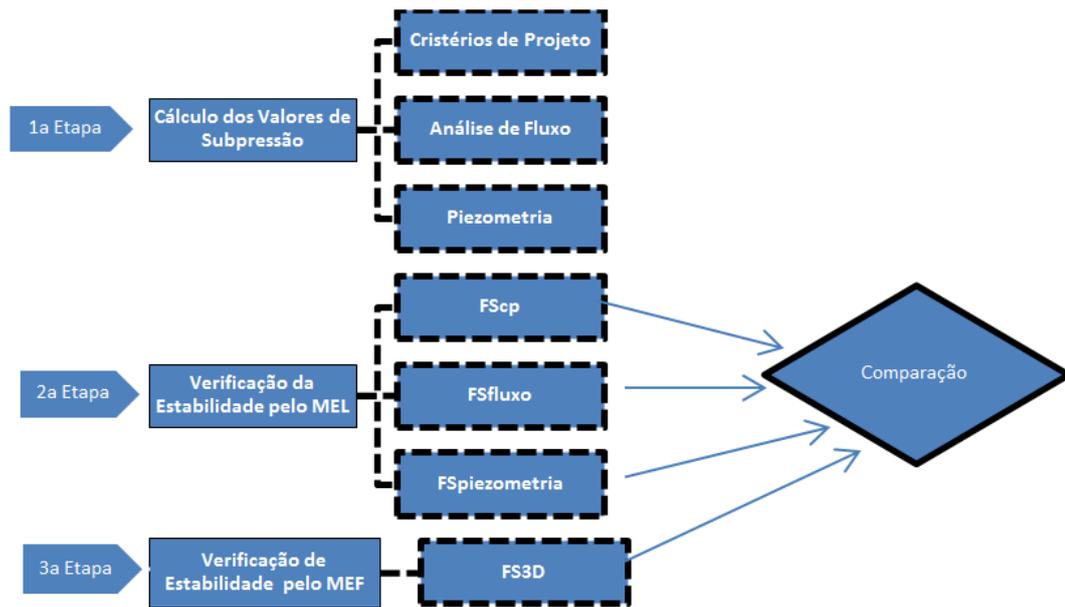


Figura 4-1 – Fluxograma de estudo.

Primeiramente, serão obtidos os valores de subpressão por três métodos: utilizando-se os critérios de projeto propostos pela Eletrobrás (2003), por análises de fluxo realizadas no programa SEEP/W, e pelos dados de piezometria da barragem em três seções, que fornecerão uma estimativa dos valores de subpressão reais de maneira tridimensional.

A seguir será realizada uma análise de estabilidade ao deslizamento por equilíbrio limite (MEL) utilizando-se a metodologia de fator de segurança parcial e, em sequência, com fator de segurança global, onde os fatores de segurança parciais serão desconsiderados. Nesta etapa, as análises serão convencionais, ou seja, bidimensionais, e serão utilizados os valores de subpressão obtidos na etapa anterior.

Já com os dados de piezometria tratados, serão adotados os esforços de subpressão atuando de maneira tridimensional ao longo da base dos blocos e, novamente, análises de estabilidade ao deslizamento pelo método de equilíbrio limite serão realizadas. Com isso pretende-se comparar os métodos clássicos de estabilidade de blocos utilizando os esforços de subpressão de maneira bi e tridimensional.

Finalmente, utilizando-se o programa CESAR-LCPC, os blocos do barramento serão

simulados de maneira tridimensional, já considerando a atuação das forças de subpressão também tridimensionais, de forma a verificar a influência da geometria do vale na distribuição de tensões. Cabe ressaltar que não será realizada a simulação de fluxo tridimensional e sim apenas a análise de tensão deformação.

4.2. SUBPRESSÃO

De forma a verificar as diferenças entre os valores de subpressão determinados pelos diferentes métodos, bem como a sua influência nas análises de estabilidade, esses valores serão obtidos pelos critérios de projeto, análises de fluxo bidimensionais e os valores verificados in loco por meio da piezometria.

4.2.1. CRITÉRIOS DE PROJETO

Como critério de projeto será adotada a recomendação da Eletrobrás (2003) para obtenção de subpressão em barragem de concreto com duas linhas de drenos operantes, sendo que 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, conforme descrito a seguir. Nos trechos intermediários admite-se variação linear no diagrama de subpressões.

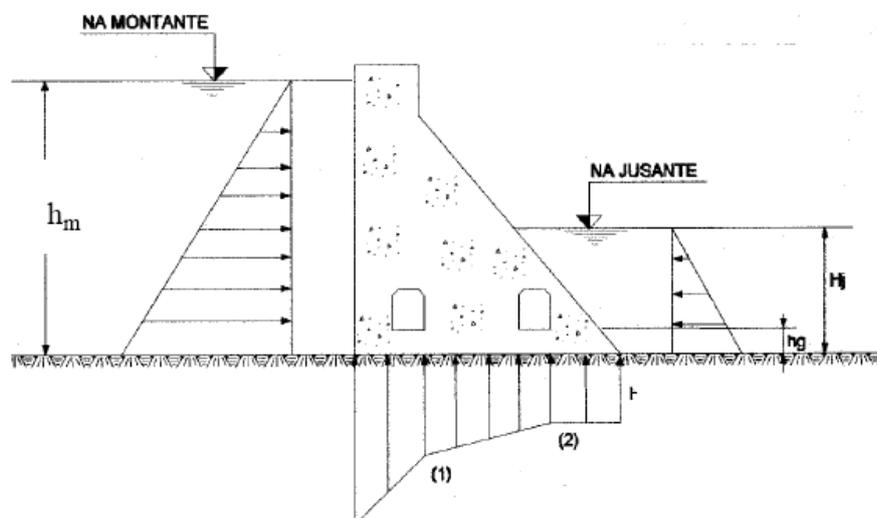


Figura 4-2 – Diagrama de subpressão.

A subpressão (h_d) será dada pela equação 4.1, para galeria de montante, e pela equação 4.2, para a galeria de jusante.

$$h_d = h_m - \frac{2(h_m - h_j)}{3} = h_j + \frac{(h_m - h_j)}{3} \quad (4.1)$$

$$h_d = h_j - \frac{2(h_g - h_j)}{3} \quad (4.2)$$

onde h_g é a dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos.

4.2.2. ANÁLISES DE FLUXO

Como critério de projeto do caso estudo, para análise da estabilidade, as subpressões foram definidas a partir das pressões devidas à percolação da água através das suas fundações, obtidas a partir da definição de redes de fluxo, levando em conta as permeabilidades dos diferentes materiais e as discontinuidades.

As análises de percolação foram realizadas por meio de elementos finitos, utilizando-se o programa SEEP/W da Geo-Slope Internacional, um método computacional desenvolvido para modelar em estado plano o movimento de fluidos em meios porosos.

As hipóteses de cálculo consistiram na consideração de uma fundação com as seguintes características quanto à condutividade hidráulica: da cota de fundação da Barragem até a elevação 660, os estudos hidrogeológicos indicaram a existência de anisotropia com $k_v=5 \times 10^{-4}$ cm/s e $k_h=5 \times 10^{-5}$ cm/s. Nesta camada foram identificadas duas feições com adoção de permeabilidade $k= 1 \times 10^{-4}$ cm/s. A partir da elevação 660 até a cota 650 foi adotado $k= 1 \times 10^{-5}$ cm/s e abaixo desta, um $k= 5 \times 10^{-6}$ cm/s.

Foi admitida também no modelo, o funcionamento de uma cortina de injeção a montante com permeabilidade (k) de 1×10^{-8} cm/s e uma laje de concreto a montante com características impermeáveis, conforme projeto civil estrutural. Além disso, simularam-se galerias subterrâneas de drenagem com uma interligação com a galeria da Barragem de

CCR por meio de drenos na galeria de montante, criando uma cortina de drenagem e, na de Jusante, uma galeria subterrânea com drenos verticais criando também uma galeria de drenagem até a cota da fundação.

Os níveis d'água de montante e jusante considerados foram os Níveis Normais de Operação de 756,00 e 675,81, respectivamente. Para simular as galerias subterrâneas, a condição de contorno imposta nas galerias foi a pressão atmosférica e na interligação (cortina de drenagem) entre galerias superior (concreto) e inferior (rocha) foi admitido um "k" equivalente de 1×10^{-2} cm/s, pois os drenos estão espaçados em 3 m entre si.

4.2.3. DADOS DE PIEZOMETRIA

Os dados de piezometria apresentam os valores de subpressão obtidos pelos instrumentos instalados na fundação da barragem ao longo de uma seção transversal em dois níveis distintos, de modo a permitir análises de estabilidade tanto na feição concreto/rocha quanto rocha/ grafita.

Analisando-se uma seção de instrumentação, em determinado nível, verificam-se cinco piezômetros posicionados de forma a determinar o desenvolvimento de subpressão ao longo da mesma. Assim, o piezômetro mais a montante está diretamente relacionado com o nível do reservatório a montante. O segundo piezômetro está posicionado entre as injeções e a galeria de drenagem, de forma a verificar a perda de carga que ocorre no trecho. O terceiro está localizado a jusante da linha da galeria de drenagem de montante, identificando possíveis veios de água. Os piezômetros de jusante, o quarto e o quinto, localizam-se a montante e a jusante da galeria de jusante, respectivamente.

Conhecendo-se os valores de subpressão fornecidos pela piezometria ao longo de uma seção, o mesmo será comparado com a subpressão calculada pelos critérios de projeto, bem como pela obtida na análise de fluxo.

A seguir, será verificado o valor da subpressão atuando tridimensionalmente no plano de análise abaixo do Bloco 9. Para isso, serão interpretados os resultados de piezometria dos

Blocos 8, 9 e 10, que estão dispostos no nível que se pretende realizar a verificação da estabilidade.

Dispondo da piezometria ao longo de três seções (Bloco 8, 9 e 10), será interpolada uma superfície tridimensional referente à subpressão ao longo da base do Bloco 9. O volume compreendido entre a superfície piezométrica e o plano de análise corresponderá ao valor da subpressão tridimensional. Para fins de comparação, esse valor será dividido pela largura do bloco de forma a obter-se a subpressão por metro e comparar com os resultados de subpressão bidimensionais anteriormente apresentados.

4.3. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO POR EQUILÍBRIO LIMITE

Definida a geometria e os valores de subpressão, a segurança ao deslizamento é agora verificada por meio do somatório das forças verticais e horizontais atuantes ao longo do plano de descontinuidade em análise utilizando-se a teoria de equilíbrio limite (MEL). O Método do Equilíbrio Limite é baseado no equilíbrio estático das forças ao deslizamento sem levar em consideração o deslocamento da massa, que é considerada como um material rígido plástico.

O plano de ruptura é considerado como sendo a área da descontinuidade situada abaixo da projeção da base da barragem, o que corresponde à hipótese de que a distribuição de tensões ocorre somente nessa área e sem a influência da deformabilidade do maciço.

A verificação da estabilidade será feita a partir do cálculo de um fator de segurança ao deslizamento (FSD) conforme apresentado no item 2.2.2.3, que analisa a razão entre a resistência ao cisalhamento disponível e a resultante de todas as forças solicitantes na direção do plano potencial de análise:

$$FSD = \frac{\frac{(\sum V - U) \cdot \tan \phi}{CSD_{\phi}} + \frac{c \cdot A}{CSD_c}}{\sum H} \quad (4.3)$$

Para isso, calculou-se primeiramente os esforços comuns a todas as análises como:

Tabela 4-1 – Forças Atuantes.

FORÇAS VERTICAIS	
PP	Peso Próprio da Barragem
PAM	Peso de água sobre a barragem a montante
PAJ	Peso de água sobre a barragem a jusante;
PR	Peso de Rocha até o plano em Análise.
FORÇAS HORIZONTAIS	
EM	Empuxo hidrostático de montante (Considerado com variação linear do nível do reservatório de montante até o plano de análise)
EJ	Empuxo hidrostático de jusante (Considerado com variação linear do nível do reservatório de jusante até o plano de análise)

A seguir, introduziu-se na formulação os valores de subpressão obtidos nas etapas anteriores para verificar e comparar os coeficientes de segurança:

Tabela 4-2 – Fatores de segurança.

COEFICIENTE DE SEGURANÇA	VALOR DE SUBPRESSÃO
FScp	Integral do diagrama de subpressão obtido pelo critério de projeto ao longo da seção analisada.
FSfluxo	Integral das forças de subpressão obtidos pela simulação de fluxo.
FSpiezometria 2D	Integral do diagrama de subpressão obtido pelos dados de piezometria.
FSpiezometria 3D	Volume da piezometria tridimensional abaixo do Bloco 09 dividida pelo comprimento do bloco.

O coeficiente de segurança será verificado por dois métodos. O primeiro, e mais usual da prática de projetos estruturais, é o método dos coeficientes parciais, em que os parâmetros de resistência são minorados e o coeficiente de segurança mínimo aceitável é 1,0. O método do fator de segurança global considera os parâmetros tais como são, mas o mínimo admissível, para condições de carregamento normal, é de 1,5.

4.4. ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Nessa etapa será feita análise de tensão-deformação a partir da simulação da barragem sob condições tridimensionais utilizando o método dos elementos finitos (MEF) por meio do programa CESAR-LCPC. Esta simulação fornecerá os campos de tensões atuando ao longo da base dos blocos da barragem bem como no contato entre blocos.

4.4.1. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE UTILIZANDO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Após a inserção do modelo constitutivo; dos parâmetros geomecânicos, seguido da discretização do domínio, utilizando uma malha de elementos finitos, conforme observado na Figura 4-3, bem como as condições de contorno, deverá ser definido o módulo de cálculo do software.

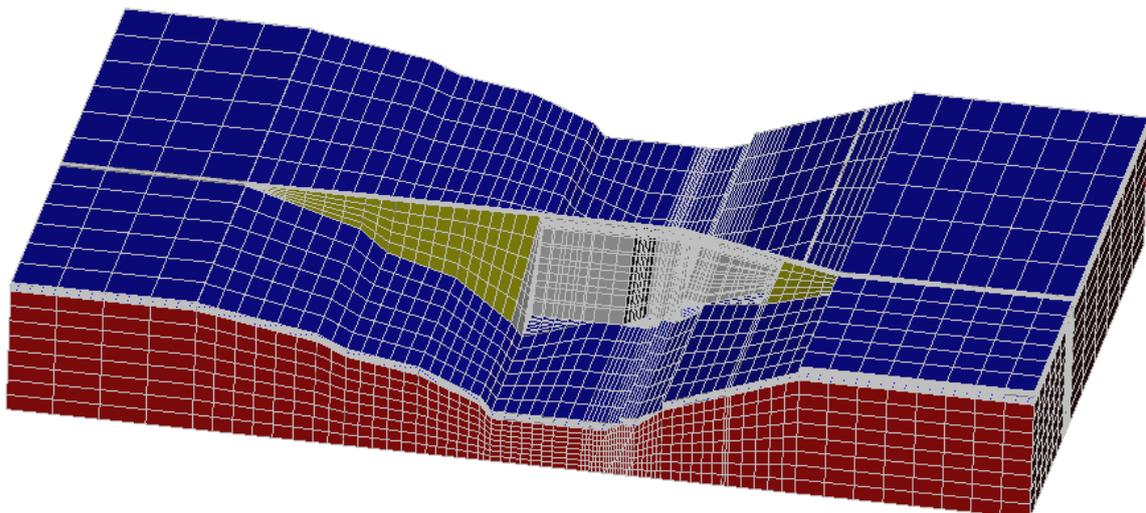


Figura 4-3 – Geometria do barramento discretizada.

No caso deste projeto será utilizado o módulo de domínio estático denominado “MCNL” que é descrito por solucionar problemas mecânicos com comportamento não linear. Outra definição da análise é a imposição das tensões iniciais no modelo. O software prevê tanto a possibilidade de tensões iniciais nulas, pela opção “Zero stresses” quanto à possibilidade de imposição de um campo de tensões geostáticas.

O último passo para que se proceda ao cálculo do problema é o ajuste dos parâmetros de cálculo do software, como o número de incrementos, o número de interações por incremento e a tolerância de convergência dos resultados. Com isso, o problema é resolvido numericamente.

4.4.2. VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE PELA ANÁLISE DAS TENSÕES

Uma das possíveis formas de verificar a estabilidade da estrutura do Bloco 9 é pela análise de tensões atuantes na base do mesmo. Para a determinação da estabilidade pela análise de tensões tridimensionais, é necessário que se localize primeiramente no domínio discretizado pela malha de elementos finitos a superfície de ruptura, já que as tensões nesta superfície serão utilizadas no cálculo do fator de segurança. O plano de análise será o correspondente ao da base do Bloco 09.

A partir da superfície de ruptura localizada, correspondente ao plano de análise, as tensões atuantes na superfície são rotacionadas para direção de interesse. A resistência ao cisalhamento, a tensão normal e a tensão cisalhante em qualquer ponto de estado devem ser determinadas. Essas variáveis são obtidas da interpolação do campo de tensões, adquirido na análise do método de elementos finitos.

O *software* disponibiliza todos os valores das componentes de tensões necessárias para a representação completa do estado de tensões de um ponto (σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , τ_{xy} , τ_{yz} e τ_{xz}). A Figura 4-4 ilustra todos os vetores envolvidos na representação do estado de tensões de um único ponto.

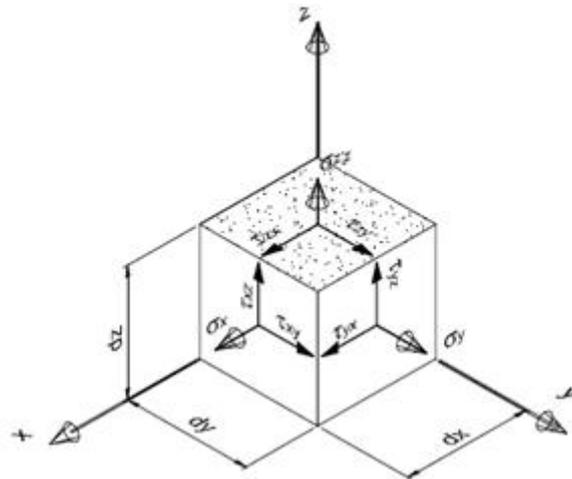


Figura 4-4 – Estado geral de tensões em um ponto (MORILLA, 2000).

Considerando-se que o plano de análise está contido no plano XY, a grandeza σ_{zz} é chamada tensão normal e as grandezas τ_{zy} e τ_{zx} são chamadas tensões tangenciais (cisalhantes). Nota-se que nestas grandezas os índices têm o seguinte significado:

t_{ij} onde,

i = indica o plano normal (tensão normal)

j = indica o eixo (sentido) da tensão tangencial.

Assim, para a análise em questão a tensão cisalhante que representa o movimento de deslizamento do bloco é o τ_{zy} , que é a tensão mobilizada. Esse valor é extraído diretamente dos resultados da simulação e não necessita de tratamento.

O cálculo da tensão resistente é executado por meio do critério de Mohr-Coulomb, ou seja, a partir das tensões normais atuantes no plano de análise, σ_{zz} , determinados para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura, e utilizando-se os parâmetros de resistência relativos ao material xisto da fundação apresentado no Capítulo 3 ($\phi=31^\circ$, $c=60$ kPa), a tensão cisalhante máxima resistente é obtida da equação 4-1.

$$\tau_r = \sigma_{zz} \cdot \tan(\phi) + c \quad (4-1)$$

Cabe ressaltar que, antes do cálculo da resistência, a subpressão pontual deve ser descontada da tensão normal, σ_{zz} . A subpressão pontual (U), é obtida da seguinte maneira:

dada a superfície piezométrica determinada a partir dos dados de piezometria tridimensional, verifica-se a coordenada dos pontos selecionados para a análise e loca-se na superfície de modo a obter a subpressão, em kPa, atuando em cada um dos pontos. Ao descontar a parcela da subpressão da tensão normal, σ_{zz} , é obtida a tensão vertical σ_{zz}^* que será utilizada para o cálculo da tensão resistente.

Tendo os valores das tensões resistentes ao cisalhamento, τ_r , e mobilizada, τ_m , calculadas para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura, calculou-se o fator de segurança pontual, dividindo o valor de τ_r por τ_m . Para determinar o fator de segurança global para a superfície de ruptura proposta, calculou-se a área de influência de cada um dos pontos e fez-se uma média ponderada dos valores pontuais.

4.4.3. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE TRIDIMENSIONAL

A análise de estabilidade pelo método do equilíbrio limite tridimensional visa permitir uma comparação com os resultados bidimensionais já que, no método tridimensional, as tensões calculadas, na análise por elementos finitos, são utilizadas em conjunto com a hipótese de equilíbrio limite para determinar o fator de segurança.

Tendo sido realizados os cálculos do problema, é possível a visualização dos resultados por exibição em forma de gráfico que permite a seleção de pontos aleatórios, ou alinhados sobre uma reta, e a formação de um gráfico de um parâmetro escolhido em função do posicionamento destes pontos.

Assim, serão plotadas primeiramente as tensões verticais (σ_{zz}) atuantes ao longo da base do Bloco 09, e integradas na área da mesma. A seguir, será verificado o diagrama das tensões na direção Y (σ_{yy}) atuando na face de montante. Nesse diagrama estará representada tanto a força do reservatório, que favorece o deslizamento, quanto à parcela do empuxo lateral dos blocos adjacentes, que é favorável a estabilidade.

Como não será simulado o fluxo tridimensional através do barramento, os valores de subpressão serão os mesmos utilizados nas análises bidimensionais, correspondentes a subpressão determinada pela piezometria tridimensional. Com isso, a estabilidade tridimensional estará bem representada tanto com relação aos esforços tridimensionais provenientes da geometria do barramento e do vale, quanto dos valores de subpressão.

4.4.4. FERRAMENTA

Para as simulações numéricas utilizou-se um programa de computação de grande capacidade denominado CESAR-LCPC, Finite Element Code for Civil Engineering Project Analysis, desenvolvido no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* de Paris. O software é um pacote de elementos finitos em 2D e 3D dedicado à solução de problemas em engenharia civil.

O programa foi escolhido por possuir interface simples que permite a visualização dos resultados das análises tridimensionais. Dentre as opções disponíveis para solução de problemas geotécnicos tem-se:

- Análises de deformação planas e tridimensionais;
- Escolha de vários tipos de elementos com diferentes ordens de integração numérica. Entre os elementos implementados citam-se elementos unidimensionais (barras de 2 e 3 nós), elementos bidimensionais (triângulos de 3 e 6 nós e quadriláteros de 4 e 8 nós);
- Escolha entre diversos tipos de carregamentos: esforços concentrados, de superfície ou de massa em todas as direções; deslocamentos impostos; cargas de fluxo; poropressão prescrita em pontos nodais, entre outros;
- Diferentes modelos constitutivos para representação dos materiais, sendo que estão implementados: Elástico linear iso e ortotrópico, elastoplástico com critérios de ruptura de Mohr Coulomb, Tresca, Von Mises, cam-clay, entre outros;
- Construção em etapas.

5. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos valores de subpressões para os diversos métodos de cálculo propostos na metodologia, bem como as respectivas análises de estabilidade bi e tridimensionais. Essas análises tiveram o objetivo de contribuir para o melhor entendimento do desenvolvimento de subpressão em fundações rochosas e seus efeitos na estabilidade de barragens tipo gravidade.

Foram realizadas simulações de tensão-deformação e de fluxo em barragens utilizando a geometria e dados do caso estudo. Como ferramenta numérica, os softwares SEEP/W, do pacote de ferramentas GEOSTUDIO 2004, e CESAR- LCPC possibilitaram as simulações.

Para as análises, procurou-se utilizar como parâmetros mecânicos e hidráulicos aqueles obtidos na literatura referente ao caso estudo, apresentados nos Capítulos 3 e 4.

5.1. SUBPRESSÃO

Nos itens a seguir serão apresentados e discutidos os resultados obtidos para os cálculos de subpressão, especificados anteriormente na metodologia, para fins de comparação dos métodos de obtenção sugeridos pela literatura e o consequente estudo da influência da subpressão nas análises de estabilidade posteriores.

Para todos os valores de subpressão, foi utilizada a concepção do caso de carregamento normal (CCN), cujos níveis d'água de montante e jusante considerados foram os Níveis Normais de Operação de 756,0 e 675,81, respectivamente, correspondentes a 88,0 e 7,81 m metros de coluna de água a partir da base da barragem.

Como as análises de estabilidade serão realizadas no plano correspondente a cota 660, onde foram detectadas as juntas subhorizontais que representa o caso mais desfavorável, determinou-se a subpressão atuante no plano de análise.

5.1.1. CRITÉRIOS DE PROJETO

Para a estimativa das subpressões na base das estruturas pelos critérios de projeto, utilizou-se o diagrama de subpressão definido pelos níveis d'água de montante e jusante, bem como pelas distâncias dos drenos de montante e jusante, conforme apresentado na Tabela 5-1, e os respectivos valores de subpressão – calculados conforme apresentado na metodologia. A Figura 5-1 ilustra a seção de análise bem como os dados utilizados.

Tabela 5-1 – Cálculo de Subpressão pelos Critérios de Projeto

Cota Na (mon)	Cota NA (jus)	Plano de análise	Hm	Hj	Hg	Hd (mon)	Hd(jus)
756,00	675,81	660,00	96,00	15,81	4,20	42,54	12,88

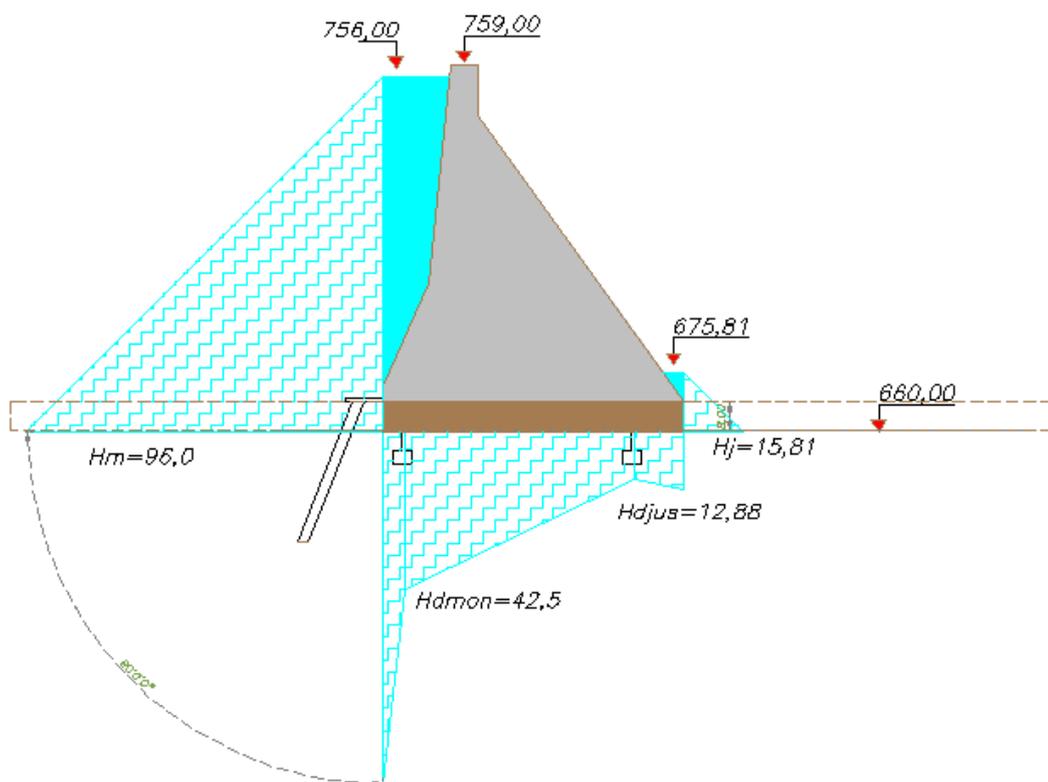


Figura 5-1 – Diagrama de subpressão.

O diagrama de subpressão foi definido por quatro pontos. Os níveis do reservatório de montante e jusante são simplesmente rebatidos a partir do plano de análise, assumindo que não há perda de carga na trajetória. Com isso definem-se os pontos extremos do diagrama (montante-jusante). A presença de galerias de drenagem faz com que se admita uma

redução com relação à carga do reservatório exatamente na linha de projeção das galerias. A variação da subpressão entre esses pontos é tida como linear, assim o diagrama é traçado linearmente.

A partir do diagrama, calculou-se a área compreendida entre o diagrama e o plano de análise, resultando em uma Subpressão = 23.198,5 kN/m (2319,85 mca.m²/m).

5.1.2. ANÁLISES DE FLUXO

A simulação da situação de operação da barragem foi realizada considerando o NA de montante na elevação 756,0, ou seja, 88 m de altura de água a partir da base. A elevação do nível do reservatório foi considerada como instantâneo, uma vez que o carregamento correspondente a altura de água foi aplicado de uma única vez. Isso, porém, não compromete as análises de fluxo, visto que para este estudo há o interesse apenas na resposta final do material, ou seja, quando é atingido o regime estacionário.

Na Figura 5-2 é apresentado o resultado em termos de linhas equipotenciais. Pelas equipotenciais obtidas, observa-se que a perda de carga ocorrida ao longo das injeções é significativa quando comparada a da rocha, uma vez que permeabilidade da rocha fraturada é muito maior que a da nata de cimento e da laje impermeabilizante. Quanto à forma da linha freática, mostra-se de acordo com o esperado, saindo perpendicular ao ponto de entrada superior a montante e tangenciando as galerias de drenagem e a face de jusante, até o pé da barragem. As equipotenciais cruzam perpendicularmente a linha freática e os limites da fundação, impermeáveis.

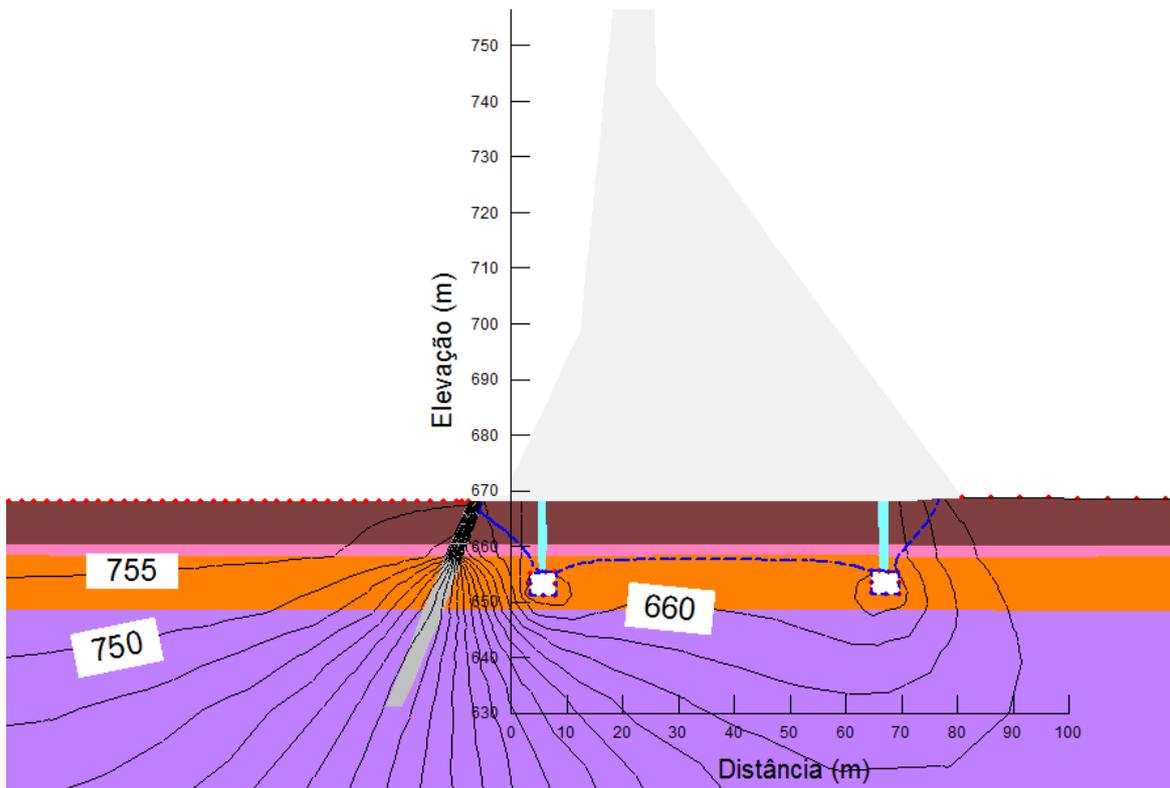


Figura 5-2 – Análise de fluxo – Equipotenciais.

Apresenta-se na Figura 5-3 as poropressões atuantes na situação simulada. Percebe-se que, tanto a montante quanto a jusante do barramento, estas permanecem constantes ao longo de uma mesma profundidade, conforme esperado. Já na região das injeções, a variação da poropressão é visível visto que, em função das forças resistivas encontradas nessa região, ocorrem perdas de carga significativas. Soma-se a isso o efeito drenante das galerias que criam uma área com pressão atmosférica dentro da fundação para a qual convergem as linhas de fluxo.

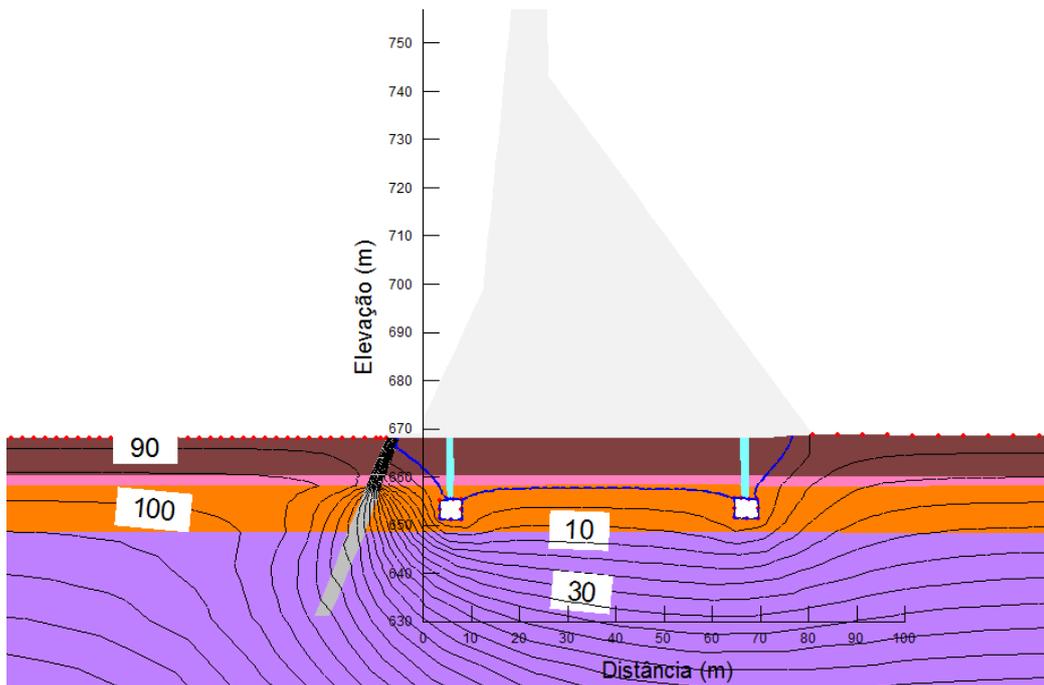


Figura 5-3 – Poropressões.

Na Figura 5-4 são apresentados os valores de subpressão atuando ao longo da base da barragem no plano de análise. Para fins de cálculo, apenas os valores positivos foram contabilizados na área do diagrama obtido. Assim, a subpressão total = 900 kN/m (90 mca.m²/m).

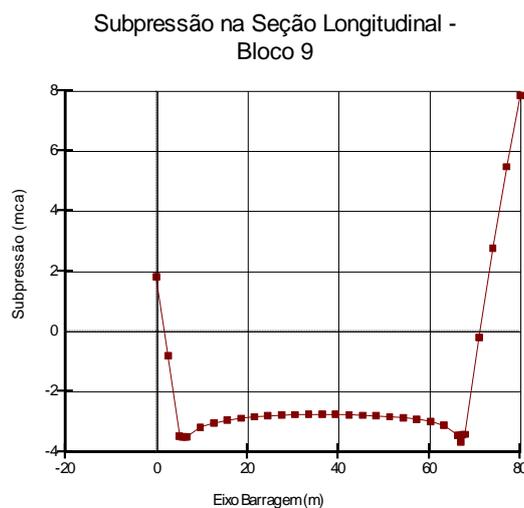


Figura 5-4 – Subpressão ao longo da base do Bloco 09.

Como forma de verificar a influência da galeria nos resultados da simulação de fluxo, simulou-se a seção em estudo sem o funcionamento das galerias. A Figura 5-5 e Figura 5-6, mostram as poropressões atuantes na base do bloco em análise bem como as equipotenciais.

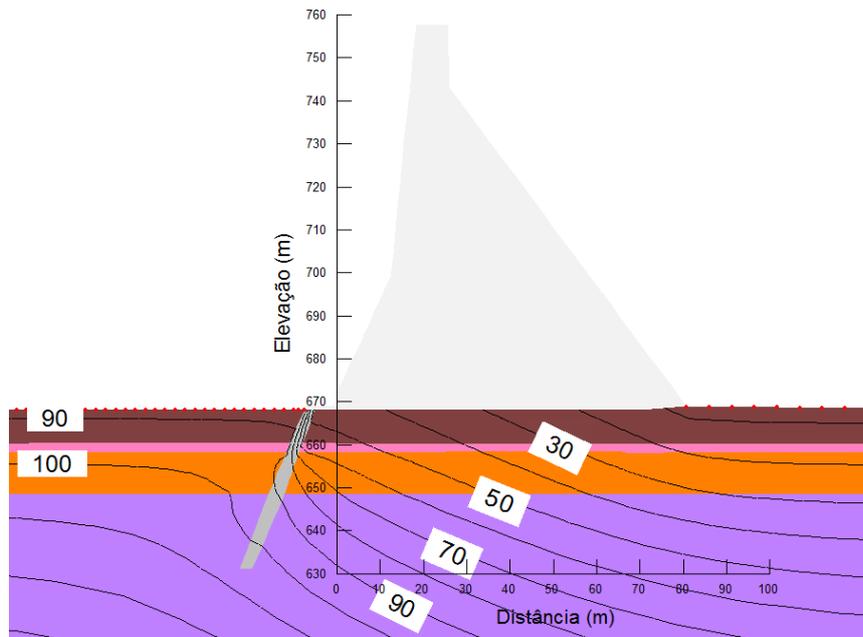


Figura 5-5 - Poropressões ao longo da seção transversal do barramento.

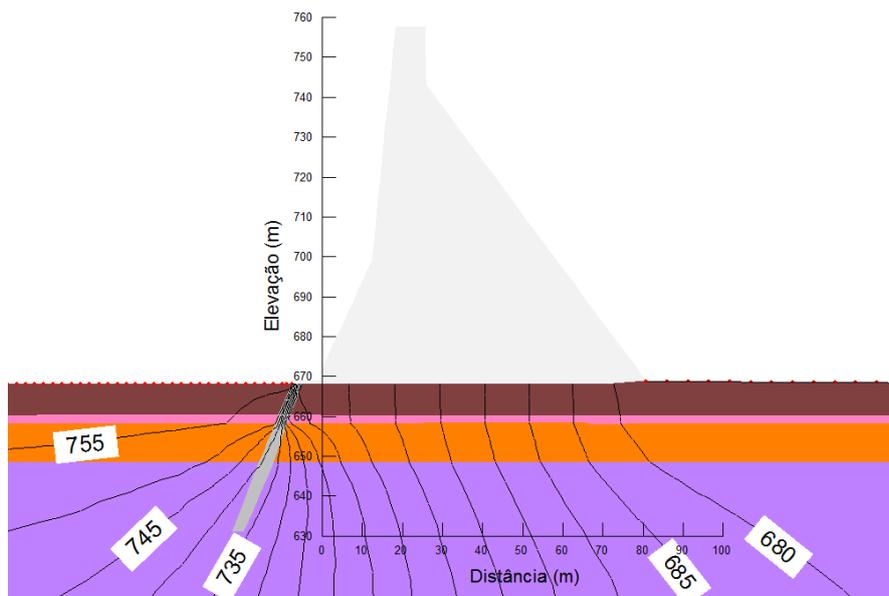


Figura 5-6 – Análise de fluxo – equipotenciais.

O cálculo da subpressão atuante abaixo do bloco em análise, apresentado na Figura 5-7, resultou em um total de 30600 kN/m. Esse valor é ainda superior ao da subpressão calculada pelos critérios de projeto.

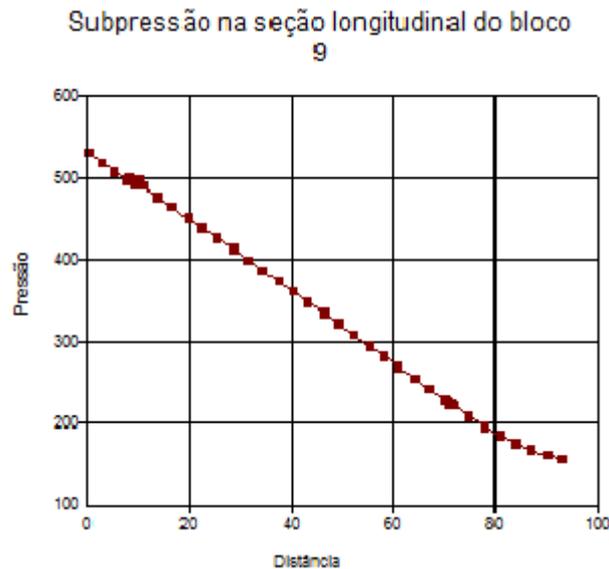


Figura 5-7 – Subpressão no plano de análise.

5.1.3. DADOS DE PIEZOMETRIA

Neste item serão apresentados os resultados dos valores de subpressão provenientes da leitura de piezometria da barragem. O objetivo destes cálculos é a comparação com os valores previamente obtidos bem como utilizá-los nas análises de estabilidade apresentadas mais a frente.

5.1.3.1. ANÁLISE PIEZOMÉTRICA DE SEÇÃO – BLOCO 09

Os valores de carga piezométrica medidos no Bloco 09, correspondentes ao plano de análise do contato rocha/grafita, são apresentados na Tabela 5-2 e ilustrados na Figura 5-8.

Tabela 5-2 – Carga Piezométrica Bloco 09

	Piezômetro	Bloco	Carga Piezométrica (m.c.a.)
Elevação 660	BL9M-PZ-02	9	23,93
	BL9M-PZ-04	9	9,84
	BL9M-PZ06	9	11,16
	BL9J-PZ02	9	1,51
	BL9J-PZ04	9	7,25

Com os valores das cargas piezométricas ao longo da seção, foi determinado o diagrama de subpressão real atuante na barragem, admitindo-se uma variação de carga linear entre os pontos determinados pela piezometria, conforme ilustrado na Figura 5-8.

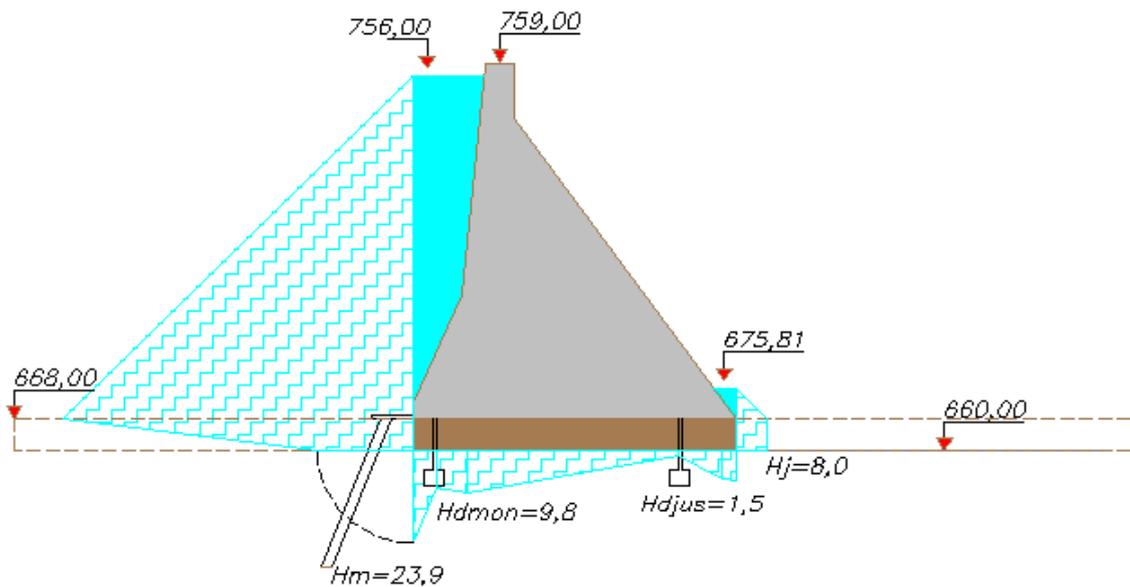


Figura 5-8 – Bloco 09 - Seção de análise.

Para o piezômetro de montante (BL9M-PZ-02), esperava-se uma influência significativa da carga reservatório, no entanto, registra-se uma carga com relação ao reservatório de 25%. Tal fato deve-se tanto a perda de carga que ocorre na percolação pelo maciço rochoso quanto à elevada resistência imposta pela cortina de injeção à percolação até a cota de instalação dos instrumentos.

A diferença de cotas piezométricas entre o BL9M-PZ-02 e o BL9M-PZ-04 é de 14,09 m, mostrando uma efetiva perda de carga entre esses dois instrumentos, devido ao efeito da galeria de drenagem.

O piezômetro localizado logo a jusante da galeria é utilizado para verificar a eficiência da galeria a jusante, mostrando a existência de possíveis veios, ou fraturas, que poderiam aumentar a subpressão logo a jusante da galeria.

Nos piezômetros de jusante (BL9J-PZ-02 e 04), verifica-se o efeito dos furos de drenagem pela galeria subterrânea de jusante. Os valores da subpressão registrados nos piezômetros, neste nível, confirmam o funcionamento eficiente do sistema de drenagem para a galeria subterrânea, uma vez que reduzem a piezometria a um valor inferior a condição de contorno de jusante, imposta pelo reservatório.

Dos dados de piezometria em uma seção do Bloco 09, tem-se que o valor da subpressão atuando ao longo da base do barramento é de 5873 kN/m (587,3 mca.m²/m). Comparando-se com a subpressão obtida pelos critérios de projeto (2319,3 mca), obtém-se 25% desse valor.

5.1.3.2. ANÁLISE PIEZOMÉTRICA TRIDIMENSIONAL – BLOCO 09

Para a piezometria tridimensional utilizou-se os dados piezométricos dos Blocos 8, 9 e 10, na elevação do contato rocha/grafita, conforme apresentado na Tabela 3-3, Tabela 3-4 e Tabela 3-5. O posicionamento dos piezômetros em planta é mostrado na Figura 5-9.

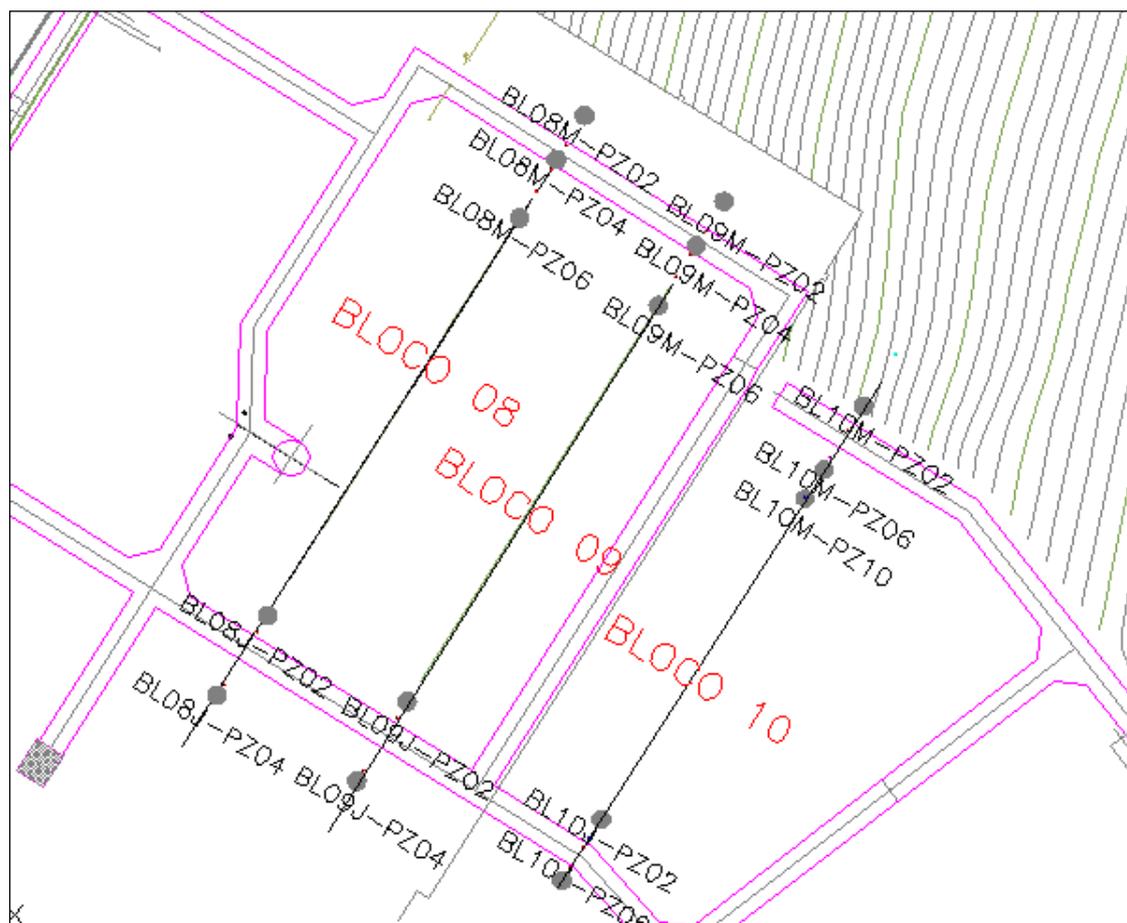


Figura 5-9 – Localização dos piezômetros em planta.

Com o posicionamento dos piezômetros e as correspondentes cargas piezométricas, interpolou-se a superfície de subpressão entre os piezômetros, conforme apresentado na Figura 5-10, considerando uma variação de carga linear entre dois pontos adjacentes.

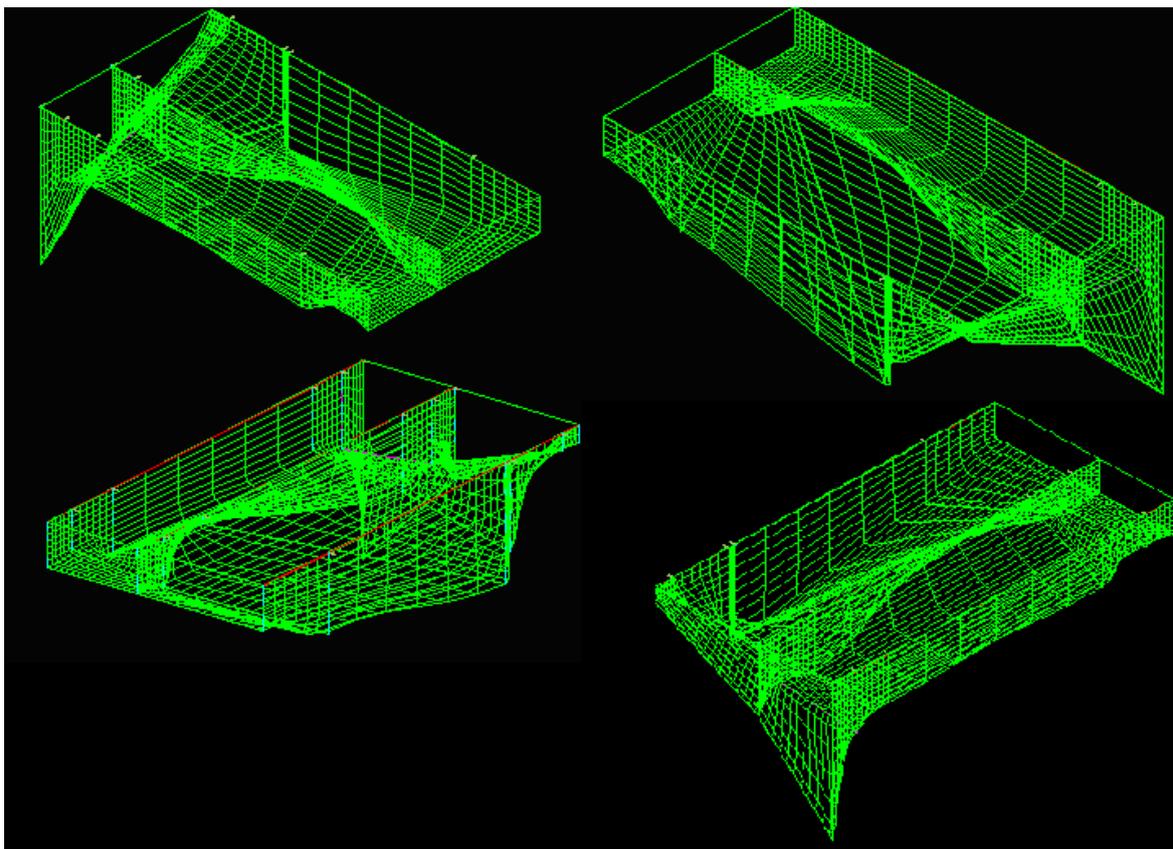


Figura 5-10 – Piezometria tridimensional dos Blocos 8, 9 e 10.

A seguir, verificou-se a projeção da superfície piezométrica correspondente a área do Bloco 9. Assim, o volume compreendido entre a superfície piezométrica e o plano de análise corresponde ao valor da subpressão tridimensional, apresentado na Figura 5-11.

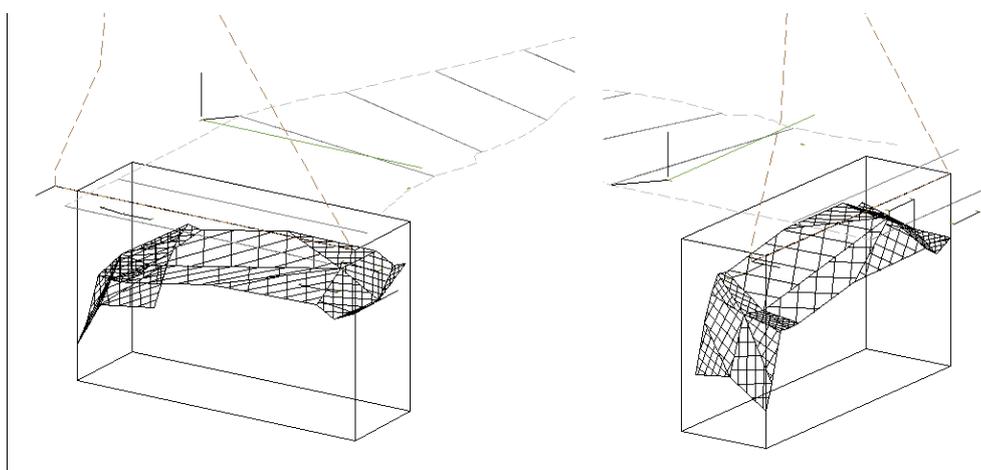


Figura 5-11 – Superfície de subpressão do Bloco 9.

O volume da piezometria foi obtido com auxílio do AutoCAD e corresponde a 230.135 kN (23.013,5mca). Para fins de comparação, esse valor foi dividido pela largura do bloco (23,5 m) de forma a obter-se a subpressão por metro, que é de 9793 kN/m (979,3 mca.m²).

Comparando-se com os resultados de subpressão bidimensionais anteriormente apresentados, a piezometria tridimensional apresenta valores maiores. Tal fato pode ser atribuído ao efeito tridimensional das galerias de drenagem. Como as interligações com a galeria de drenagem são longitudinalmente espaçadas, nas seções em que há interligação ocorrem menores valores de subpressão, já nas adjacências o aumento da poropressão deve-se ao fato de haver uma maior distância até as galerias.

5.1.4. COMPARATIVO DOS VALORES DE SUBPRESSÃO

De forma a facilitar a comparação dos valores de subpressão obtidos, a Tabela 5-3 apresenta as subpressões com os respectivos métodos de cálculo.

Tabela 5-3 – Resumo dos Resultados de Subpressão

Método de Cálculo	SUBPRESSÃO (mca.m²/m)
Critérios de Projeto	2320
Análise de Fluxo	90
Piezometria 2D	587
Piezometria 3D	979

Verifica-se que a subpressão resultante dos critérios de projeto é muito superior aos demais valores. Tal fato pode ser justificado tanto pelas simplificações do traçado do diagrama, que desconsideram as perdas que ocorrem desde o reservatório até a fundação, quanto pela estimativa dos critérios de projeto não levar em conta as condições geológico-geotécnicas dos materiais que constituem as fundações da barragem, sendo utilizados, indistintamente, para uma rocha de fundação sã num extremo e para uma rocha completamente fraturada no outro. Como consequência disso, têm-se valores extremamente conservadores. Além disso, estes critérios foram estabelecidos para certos valores padrões de diâmetro, espaçamento e comprimento dos drenos, sendo, portanto aplicáveis apenas quando aqueles padrões forem adotados.

Observa-se, também, que o valor de subpressão resultante da análise de fluxo é muito inferior aos resultados de piezometria. Podem-se associar as condições de contorno impostas a galeria de drenagem como determinante no valor de subpressão, pois ao impor uma pressão atmosférica na simulação das galerias, o software simula condições ideais que não ocorrem na prática.

Como exemplo das possíveis divergências das simulações com a realidade, pode-se citar que a execução de injeções nem sempre garante a consolidação total do maciço rochoso, o que leva a uma maior permeabilidade do conjunto. Além disso, o bombeamento real das galerias não é constante, fazendo com que a condição de pressão atmosférica das galerias não seja ininterrupta. Tal condição não é simulada pelo software. Somam-se a isso as incertezas geológicas, como a possibilidade de ocorrência de fraturas, ou minas, não interceptadas pelas soluções de projeto que não foram simuladas e que podem influenciar significativamente a subpressão.

Dessa forma, os resultados obtidos através de métodos numéricos são tanto mais próximos da realidade quanto melhor e mais numerosas forem as informações geológico-geotécnicas, sendo necessária uma adequada campanha de investigações para caracterizar as diferentes litologias e feições quanto a permeabilidade, espessura, forma de ocorrência, persistência, etc.

Ressalta-se, também, a importância da capacidade do software em permitir simulações o mais próximas das condições reais o possível, de modo que as condições de contorno sejam representativas do caso estudo. Outro problema decorre de que o uso de modelos bidimensionais para esse caso requer algumas simplificações, uma vez que a existência de cortina de drenagem ao longo do eixo longitudinal da barragem recai em um problema tridimensional de fluxo.

Quanto aos resultados relativos à piezometria, que configuram os valores reais de subpressão, percebe-se a influência da tridimensionalidade do problema na medida em que

o valor calculado, considerando a piezometria dos blocos adjacentes para aproximar a subpressão tridimensional, é 67% maior que o medido em apenas uma seção do bloco.

Tal fato pode ser atribuído ao efeito tridimensional das galerias de drenagem e ao diferente fraturamento do maciço rochoso ao longo do barramento. Assim, nas seções em que há interligação das galerias ocorrem menores valores de subpressão. Já em regiões em que ocorram veios de água, a subpressão permanece alta independente do sistema de drenagem proposto.

De uma forma geral, conclui-se que a melhor estimativa de valor para a subpressão corresponde à determinação da piezometria tridimensional que, apesar de ainda ser uma aproximação, representa da melhor maneira o desenvolvimento da mesma sob uma barragem com características de fluxo tridimensionais.

No entanto, devido a incertezas quanto a análises de fluxo, bem como as dificuldades em realizar análises tridimensionais, ainda hoje, na maioria dos projetos de barragem gravidade utilizam-se os critérios de projeto propostos por órgãos internacionalmente conhecidos para estimar as subpressões, o que conduz a valores conservadores, não econômicos.

5.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE AO DESLIZAMENTO POR EQUILÍBRIO LIMITE

Neste item serão apresentados e discutidos os resultados das análises de estabilidade pelo equilíbrio limite, especificadas anteriormente na metodologia, para o estudo da influência da subpressão na mesma, bem como do método de coeficientes de segurança utilizado.

Para as análises, calcularam-se primeiramente os esforços comuns aos diversos casos, utilizando as propriedades de cada material, descritas no capítulo referente ao estudo de caso. A Tabela 5-4 apresenta um resumo dos esforços solicitantes e resistentes.

Tabela 5-4 – Esforços Solicitantes Comuns as Análises

ESFORÇOS SOLICITANTES				
Empuxo de Montante	R ₁ (kN)	M ₁ (kN.m)	ÁREA (m ²)	LARG.(m)
	46,080.00	1474,560.00	4,608.00	1.00
Empuxo de Jusante	R ₂ (kN)	M ₂ (kN.m)	ÁREA (m ²)	LARG.(m)
	1249.8	6586.3	124.98	1.00
Peso de água Montante	R ₃ (kN)	M ₃ (kN.m)	ÁREA (m ²)	LARG.(m)
	10,033.00	0.00	1,003.30	1.00
Peso de água Jusante	R ₄ (kN)	M ₄ (kN.m)	ÁREA (m ²)	LARG.(m)
	220.00	0.00	22.00	1.00
Concreto	R ₅ (kN)	M ₅ (kN.m)	γ (kN/m ³)	V(m ³)
	86,980.5	437,960.42	25.5	3,411.00
Rocha	R ₆ (kN)	M ₆ (kN.m)	γ (kN/m ³)	V(m ³)
	18,211.2	0.00	28.0	650.40

Para cada resultado de subpressão obtido na etapa anterior, foram realizadas duas análises de estabilidade. Na primeira são considerados fatores de redução nos parâmetros de resistência e o coeficiente de segurança mínimo aceitável corresponde a 1,0. Na segunda mantêm-se os parâmetros de projeto, mas o fator de segurança mínimo aceitável é de 1,5. Neste item serão apresentadas tabelas com o resumo dos cálculos de estabilidade. As tabelas estão organizadas da seguinte forma:

- A primeira coluna mostra os fatores de segurança parciais adotados para o ângulo de atrito e para a coesão.
- A segunda coluna apresenta o valor do fator de segurança à estabilidade e, nas linhas de baixo, as parcelas de resistência relativas ao ângulo de atrito e a coesão, respectivamente.
- A terceira coluna define o valor mínimo aceitável para o Fator de Segurança ao deslizamento.

O resultado das análises referentes à subpressão obtida pela estimativa de critérios de projeto está apresentado na Tabela 5-5 e Tabela 5-6. Observa-se que em nenhuma das análises, parcial e global, o critério de segurança mínimo foi satisfeito. No entanto, o FS da análise global (1,35) é superior a 1,0, indicando que o bloco está estável apesar de não atender aos requisitos de segurança definidos.

Tabela 5-5 – Análise Estabilidade Parcial – Critério de Projeto

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE PARCIAL - CRITÉRIO DE PROJETO				
Fator de segurança ao Deslizamento - FScp	FS _φ	FS _E	FS _F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1,5	0,86	1,00	NÃO ACEITO!
	FS _C	0,83	Atrito	
	3	0,04	Coesão	

Tabela 5-6 – Análise Estabilidade Global – Critério de Projeto

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL - CRITÉRIO DE PROJETO				
Fator de segurança ao Deslizamento - FScp	FS _φ	FS _E	FS _F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1	1,35	1,50	NÃO ACEITO!
	FS _C	1,24	Atrito	
	1	0,11	Coesão	

Nas análises realizadas com a subpressão advinda das análises de fluxo, Tabela 5-7 e Tabela 5-8, os critérios de segurança foram satisfeitos para as duas análises. Um dado interessante de se notar, na quarta coluna das tabelas, é a parcela de resistência mobilizada pelo atrito e pela coesão. É notável o quão mais significativa é a contribuição do atrito na resistência mobilizada. Assim, quando se fizer necessário medidas para aumentar a segurança quanto ao deslizamento de uma estrutura, essa informação deve ser considerada na tomada de decisões de projeto.

Tabela 5-7 – Análise Estabilidade Parcial – Análise de Fluxo

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE PARCIAL - ANÁLISE DE FLUXO				
Fator de segurança ao Deslizamento - FSf	FS _φ	FS _E	FS _F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1,5	1,07	1,00	ACEITO!
	FS _C	1,03	Atrito	
	3	0,04	Coesão	

Tabela 5-8 – Análise Estabilidade Global – Análise de Fluxo

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL - ANÁLISE DE FLUXO				
Fator de segurança ao Deslizamento FSf	FS _φ	FS _E	FS _F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1	1,64	1,50	ACEITO!
	FS _C	1,54	Atrito	
	1	0,11	Coesão	

A Tabela 5-9 e a Tabela 5-10 apresentam os resultados das análises para o caso da subpressão medida pela piezometria do Bloco 09. Todos os critérios de segurança foram satisfeitos, mostrando a estabilidade admitida para o bloco em uma análise bidimensional.

Tabela 5-9 – Análise Estabilidade Parcial – Piezometria 2D

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE PARCIAL - PIEZOMETRIA 2D				
Fator de segurança ao Deslizamento - FS_{pz2}	FS _φ	FS _E	FS _F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1,5	1,02	1,00	ACEITO!
	FS _C	0,98	Atrito	
	3	0,04	Coesão	

Tabela 5-10 – Análise Estabilidade Global – Piezometria 2D

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL - PIEZOMETRIA 2D				
Fator de segurança ao Deslizamento - FS_{pz2d}	FS _φ	FS _E	FS _F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1	1,59	1,50	ACEITO!
	FS _C	1,48	Atrito	
	1	0,11	Coesão	

As estabilidades analisadas considerando a piezometria 3D, apresentadas na Tabela 5-11 e Tabela 5-12 mostram resultados conflitantes. Enquanto os critérios de segurança para a análise de estabilidade parcial não são satisfeitos, a estabilidade global apresenta-se até acima do mínimo requerido para tal análise. Justifica-se a divergência devido ao fator de segurança parcial adotado para a coesão, igual a três, que faz com que a parcela de resistência atribuída à coesão seja ainda menor. No caso da análise global, a resistência como um todo deve ser, no mínimo, 50% superior aos esforços solicitantes, independente dos parâmetros de projeto adotados.

Tabela 5-11 – Análise Estabilidade Parcial – Piezometria 3D

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE PARCIAL PIEZOMETRIA 3D				
Fator de segurança ao Deslizamento FS_{pz3D}	FS _φ	FS _E	FS _F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1,5	0,99	1,00	NÃO ACEITO!
	FS _C	0,95	Atrito	
	3	0,04	Coesão	

Tabela 5-12 – Análise Estabilidade Global – Piezometria 3D

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL PIEZOMETRIA 3D				
Fator de segurança ao Deslizamento	FS_{ϕ}	FS_E	FS_F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	1	1,53	1,50	ACEITO!
	FS_c	1,42	Atrito	
	1	0,11	Coesão	

É interessante observar que em todas as análises a contribuição de resistência conferida pela coesão é exatamente igual, variando apenas entre os casos de coeficiente parcial e total (0,4 e 0,11 respectivamente). A constatação apenas confirma o esperado já que a variação da subpressão em nada altera a resistência mobilizada pela coesão. Em contrapartida, a parcela de atrito é diretamente afetada pela variação da subpressão na medida em que interfere na força vertical que mobiliza a resistência do atrito.

A fim de facilitar a visualização, a Tabela 5-13 mostra um resumo das análises bidimensionais realizadas.

Tabela 5-13 – Resumo das Análises

Cálculo de Subpressão	FS Parcial	FS Global
Critério de Projeto	0,86	1,35
Análise de Fluxo	1,06	1,65
Piezometria 2D	1,02	1,59
Piezometria 3D	0,99	1,53

Dentre os casos analisados, apenas a subpressão estimada pelos critérios de projeto representa uma situação não aceitável em termos de segurança tanto parcial quanto total. Nesse caso, alterações de projeto deveriam ser propostas com vias a melhorar a estabilidade do bloco, o que resultaria em acréscimo de custos desnecessários para o empreendimento. Assim, a utilização de subpressão sugerida pelos critérios de projeto leva a projetos antieconômicos, que podem inviabilizar a obra. Seu uso fica restrito, então, a anteprojetos em que a necessidade de precisão desses valores não seja tão grande.

Os valores resultantes das análises de fluxo conduziram a valores altos de segurança que não condizem, no entanto, com a realidade. Nesse contexto a utilização de dados

provenientes dessas análises deve ser restrita a casos em que se tenha melhor conhecimento da geologia local e cujos softwares sejam capazes de simular as condições próximas da realidade, conforme discutido anteriormente. Caso contrário, a segurança calculada nas análises pode estar totalmente contra a segurança, conduzindo ao deslizamento do bloco.

Comparando-se os resultados das análises com subpressão advindas da piezometria bi e tridimensionais, fica evidente a importância de se avaliar a subpressão em termos tridimensionais de forma a considerar o comportamento variado do fluxo pela fundação ao longo do eixo do barramento. No caso apresentado, a consideração de subpressão bidimensional representou uma situação contra a segurança. No entanto, a análise não admitiu a existência de forças tridimensionais atuando no bloco. Assim, a próxima etapa desse trabalho consiste na verificação de estabilidade considerando os efeitos tridimensionais existentes na realidade da barragem em estudo.

5.3. ESTUDO DAS TENSÕES PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Esta seção apresenta a análise de estabilidade ao deslizamento utilizando os procedimentos tridimensionais descritos nos capítulos anteriores. Apresentam-se nas próximas seções análises tensão-deformação ao longo do barramento a fim de verificar as tensões atuantes na superfície do bloco. A partir das análises de tensão será avaliada a condição de estabilidade do barramento e comparado com os resultados bidimensionais.

5.3.1. COMPORTAMENTO DAS TENSÕES

A simulação da construção da geometria tridimensional do barramento foi dividida em oito etapas, sendo a primeira a determinação do estado inicial de tensões, antes da construção.

Da segunda a sétima foi simulada a construção da barragem em seis etapas, seguidas do enchimento do reservatório. Para estas análises, utilizaram-se os mesmos parâmetros e procedimentos descritos nos Capítulos 3 e 4. São apresentadas na Figura 5-12, as tensões verticais ao longo da profundidade para o maciço de fundação antes da construção.

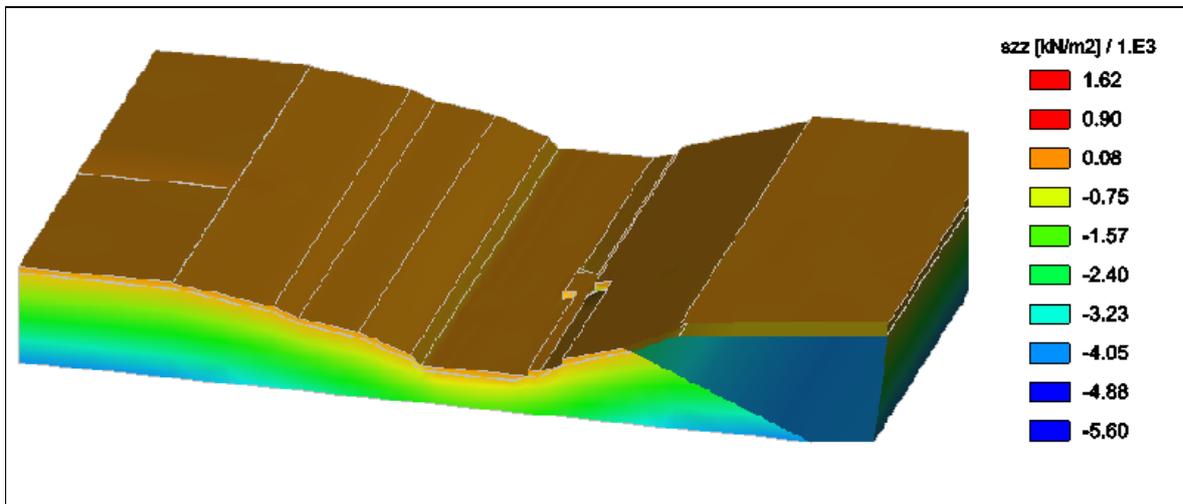


Figura 5-12 – Tensão vertical fundação.

Para o maciço de fundação, antes da construção, considerou-se a atuação das forças de massa agindo no maciço, e a partir dessas forças foi calculado o estado de tensões que equilibrasse o sistema. Devido à construção, o sistema foi desequilibrado e, a partir do novo estado de tensões calculado para o maciço antes da construção, o sistema foi novamente calculado buscando o reequilíbrio das forças, gerando um novo estado de tensões.

Em seguida, foi realizada a análise de tensões para as fases de execução do barramento, sendo que, os valores iniciais de tensão são os valores calculados a partir do estado de tensões gerados pela análise numérica considerando a etapa anterior de construção. A partir desta análise foi possível obter o estado de tensões ao longo do barramento, conforme pode ser representado pela

Figura 5-13.

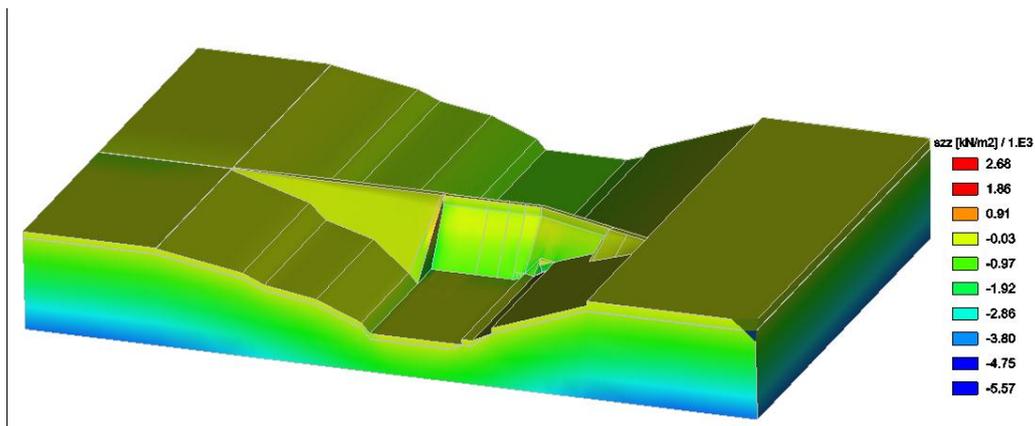
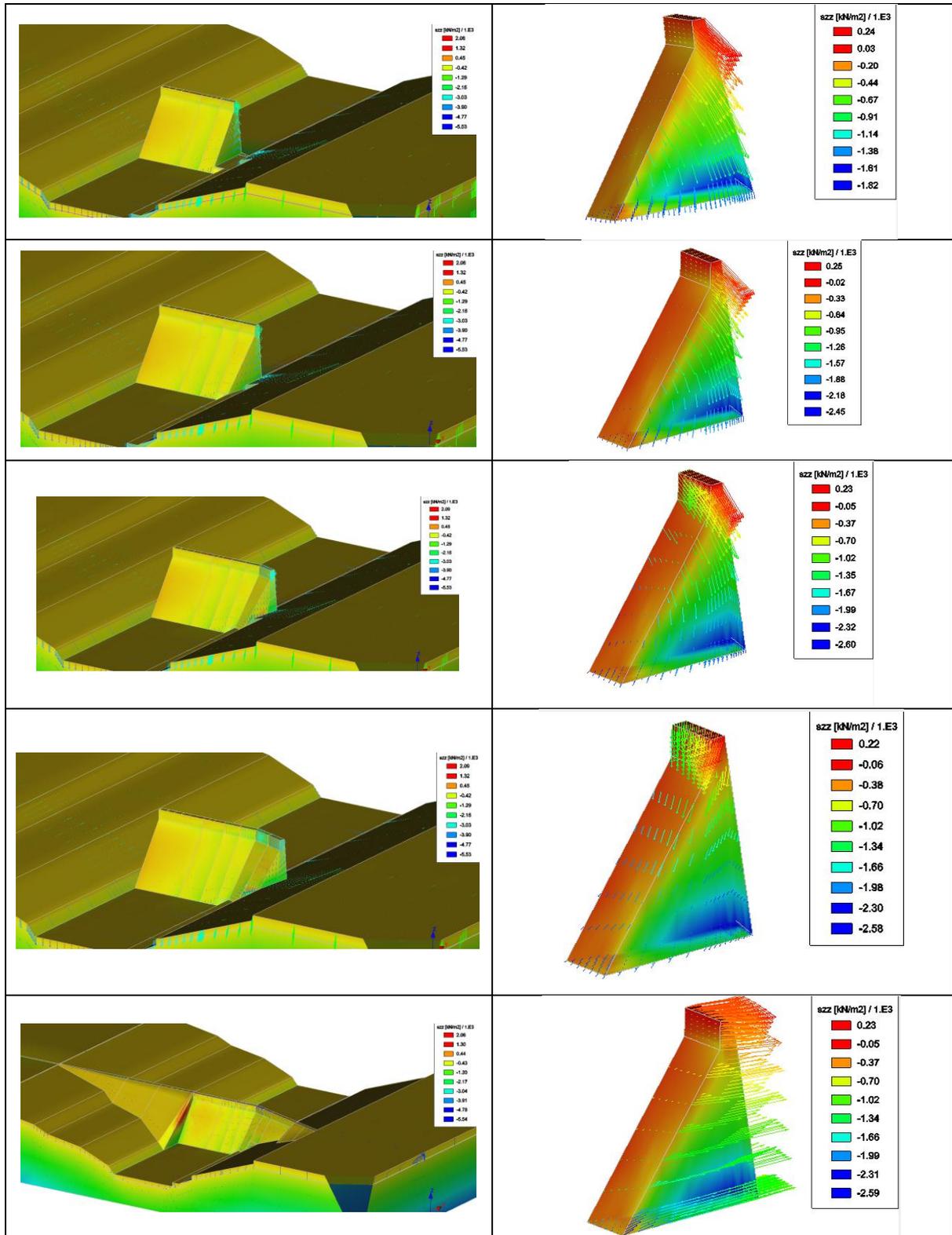
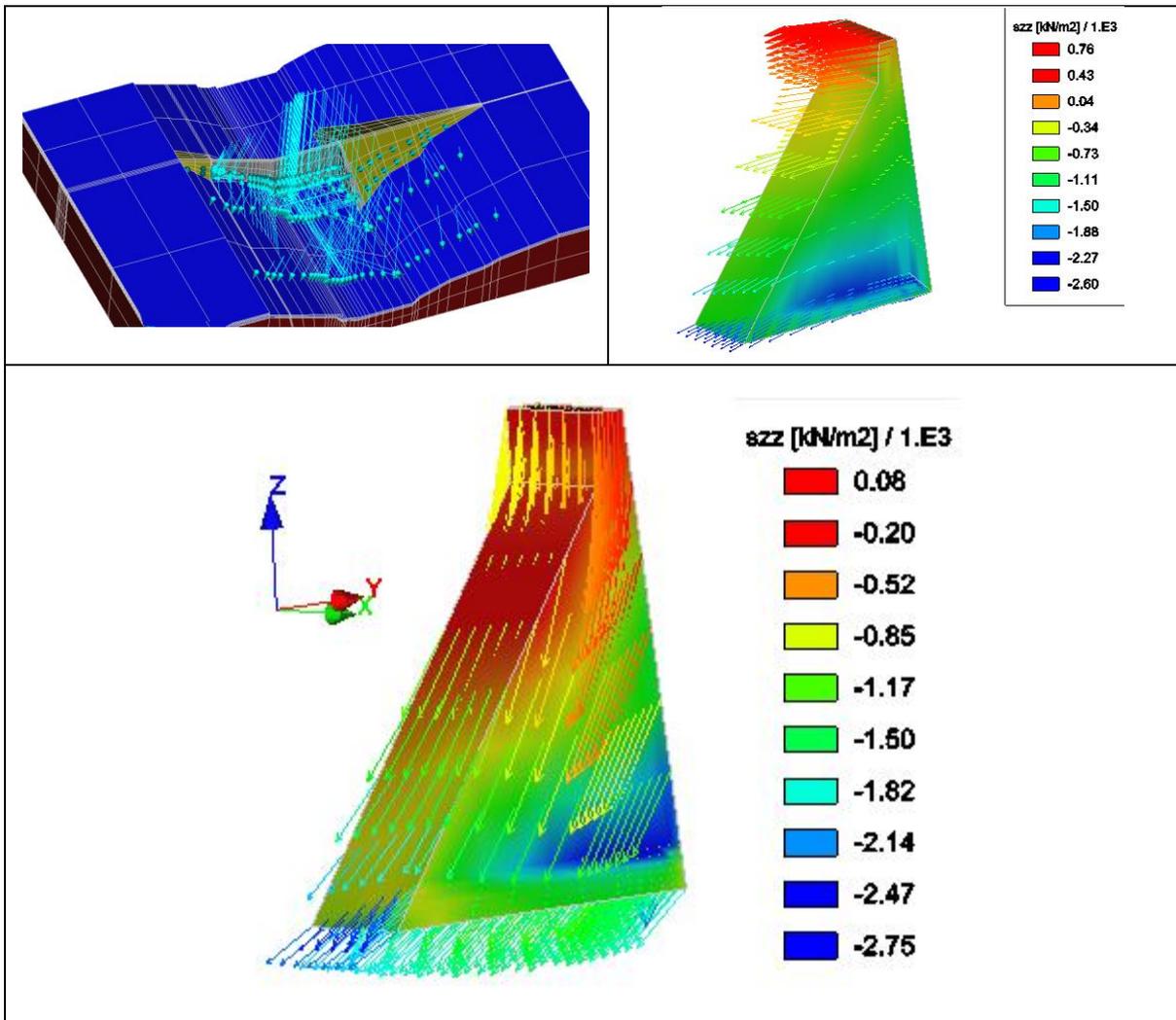


Figura 5-13 – Tensões verticais ao longo do barramento após as etapas de construção.

Os gráficos do tipo vetorial plotam a deformação tridimensional em cada um dos nós da malha tridimensional e auxiliam na compreensão dos resultados. De forma a ilustrar os deslocamentos ocorridos ao longo das etapas de construção e mostrar o efeito do processo construtivo nos movimentos desenvolvidos no bloco em análise, é apresentado na Tabela 5-14 os vetores deslocamento do Bloco 9, juntamente com a tensão vertical. A primeira linha corresponde a primeira etapa de construção, onde são posicionados os três blocos centrais. Os vetores deslocamento mostram uma tendência de rotacionar o bloco para o lado em que ainda não há construção. Na segunda, terceira e quarta linha são construídos os blocos adjacentes mostrando que a tendência de rotacionar é equilibrada pelos mesmos. Na quinta linha, em que o barramento já está completamente construído, o vetor deslocamento é no sentido jusante-montante, empurrando o bloco no sentido contrário ao do reservatório. Com o enchimento do reservatório, os vetores deslocamentos invertem, mostrando a tendência ao deslizamento imposta pelo carregamento do reservatório. Por fim, na última linha da tabela é apresentada a deformação final, acumulando as diversas etapas de construção, que mostra vetores deslocamento já balanceados com os carregamentos finais.

Tabela 5-14 – Vetores deslocamento e tensão vertical ao longo das etapas construtivas no Bloco 9.





A Figura 5-14 apresenta as tensões verticais atuantes no bloco em análise na face direita e esquerda na fase após o enchimento do reservatório. Na face direita, observa-se que a tensão vertical é maior junto à base da barragem. Isso pode ser atribuído pela grande influência que o peso próprio da barragem tem nessa tensão (σ_{zz}). Há também o efeito da força hidrostática que age no sentido de girar a barragem em relação ao ponto da base mais a jusante, aumentando as tensões nesse ponto. Na face esquerda observa-se uma área um pouco acima da base em que há uma concentração de tensões verticais. Tal fato justifica-se por haver uma variação da cota de fundação no bloco adjacente, que transfere parte da tensão vertical para o bloco em análise.

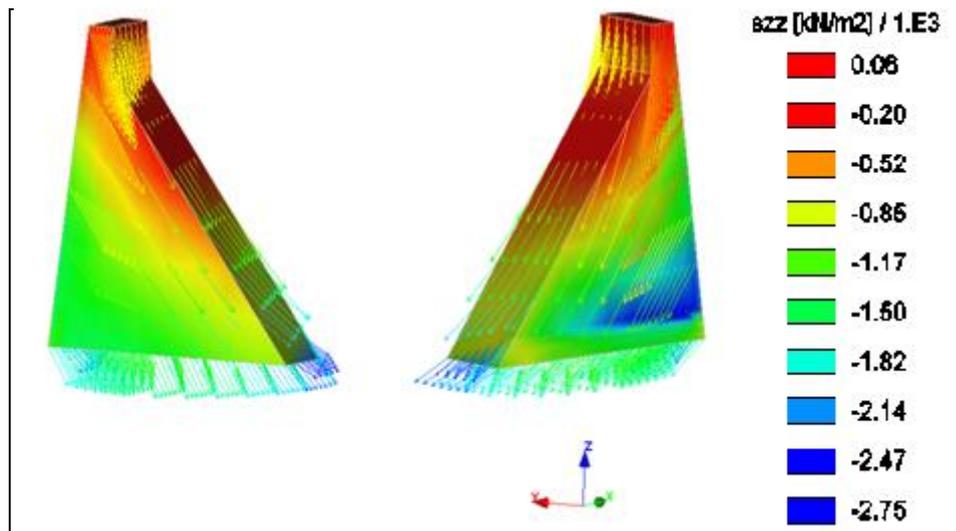


Figura 5-14 – Tensão vertical nas laterais do bloco.

Na Figura 5-15 observa-se que a tensão τ_{yz} é igual à zero no paramento de montante, onde a inclinação é igual à zero, e aumenta à medida que se aproxima do paramento de jusante, atingindo seus maiores valores na face de jusante onde há a maior inclinação.

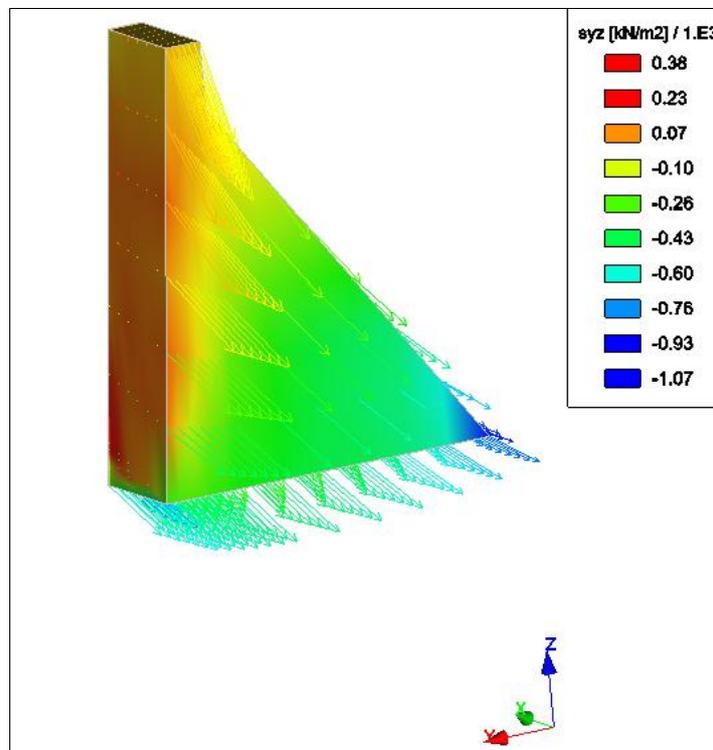


Figura 5-15 – Tensões cisalhantes na lateral do bloco.

De forma geral, a análise das tensões mostra que os resultados das simulações estão de acordo com o comportamento esperado. Verifica-se, no entanto, algumas distonias na interpolação de forças e tensões devido aos efeitos de arestas e a problemas de malha, mas que não comprometem os resultados das análises.

5.3.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DAS TENSÕES

Neste item avaliou-se a estabilidade da estrutura pelo método de tensões, que consiste na comparação das tensões cisalhantes mobilizadas, τ_m , com as tensões resistentes ao cisalhamento, τ_r , calculadas para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura determinada.

Para a locação da superfície de ruptura no domínio discretizado pela malha de elementos finitos, selecionou-se todos os nós pertencentes à base do Bloco 9 e criou-se um grupo de pontos denominado “Base Bloco 9”. Cada ponto foi devidamente nomeado e associado às respectivas coordenadas em termos de XYZ. Com o grupo de pontos gerado, o software permite inferir os valores de todas as componentes de tensão, bem como deslocamentos, de cada um dos nós pertencentes ao grupo.

Para a determinação da tensão mobilizada, correspondente ao τ_{zy} , os dados foram simplesmente extraídos dos resultados da simulação para todo o grupo de nós da base do Bloco 9, que é o plano de análise, e associados as respectivas coordenadas dos nós. A Figura 5-16 apresenta a distribuição geométrica dos nós localizados na base do Bloco 9 e a variação da tensão cisalhante ao longo na mesma.

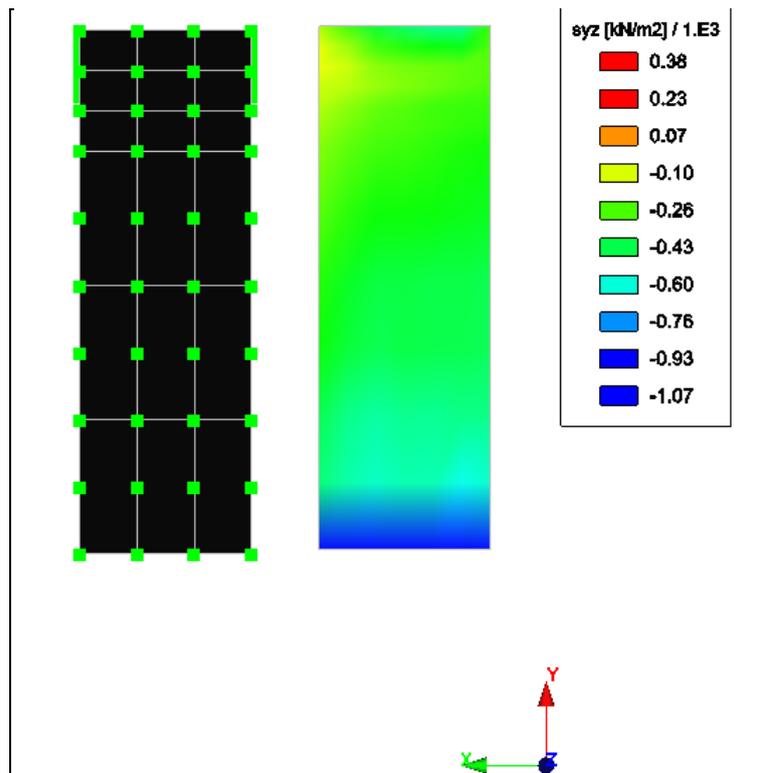


Figura 5-16 – Distribuição geométrica dos nós e variação da tensão cisalhante mobilizada.

O cálculo da tensão resistente foi executado por meio do critério de Mohr-Coulomb, sendo que, antes do cálculo da resistência, a subpressão pontual é descontada da tensão normal, σ_{zz} . Ao descontar a parcela da subpressão da tensão normal, σ_{zz} , foi obtida a tensão vertical σ_{zz}^* que foi utilizada para o cálculo da tensão resistente.

Tendo os valores das tensões resistentes ao cisalhamento, τ_r , e mobilizada, τ_m , calculadas para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura, calculou-se o fator de segurança pontual, dividindo o valor de τ_r por τ_m . Para determinar o fator de segurança global para a superfície de ruptura proposta, calculou-se a área de influência de cada um dos pontos e fez-se uma média ponderada dos valores pontuais.

Os valores de tensão normal (σ_{zz}), subpressão (U), tensão resistente atuante nos nós ($\tau_{resistente}$), tensão cisalhante mobilizada (τ_{zy}) bem como o Fator de Segurança Pontual e Global estão apresentadas na Tabela 5-15.

Tabela 5-15 – Fator de Segurança Pontual

σ_{zz}'' (kN/m ²)	U (kN/m ²)	τ resistente (kN/m ²)	τ_{zy} (kN/m ²)	FS
-1361.36	120.35	805.67	669.87	1.20
-1131.06	120.35	667.29	662.42	1.01
-1121.30	120.35	661.43	675.91	0.98
-995.74	125.00	583.19	522.54	1.12
-1106.10	120.35	652.30	605.85	1.08
-1019.47	120.35	600.25	563.58	1.07
-988.72	120.35	581.77	571.84	1.02
-994.67	85.00	606.58	529.28	1.15
-1291.33	120.35	763.59	452.00	1.69
-1339.93	120.35	792.80	565.82	1.40
-1109.18	120.35	654.15	544.00	1.20
-1080.91	97.00	651.20	513.03	1.27
-1662.31	120.35	986.50	416.22	2.37
-1477.82	120.35	875.65	459.22	1.91
-1261.87	120.35	745.89	447.87	1.67
-1212.80	125.00	713.61	445.41	1.60
-1436.34	120.35	850.73	355.18	2.40
-1721.30	120.35	1021.95	413.12	2.47
-1336.90	120.35	790.97	410.78	1.93
-1299.90	121.00	768.35	436.41	1.76
-1984.52	120.35	1180.10	319.39	3.69
-1781.31	120.35	1058.01	347.68	3.04
-1453.39	120.35	860.97	358.94	2.40
-1435.38	118.00	851.56	372.93	2.28
-1474.10	120.35	873.42	243.15	3.59
-1488.49	120.35	882.06	316.78	2.78
-1470.43	120.35	871.21	336.27	2.59
-1998.23	114.00	1192.16	271.06	4.40
-1342.73	120.35	794.48	176.86	4.49
-2014.79	120.35	1198.29	220.34	5.44
-1474.98	120.35	873.94	287.38	3.04
-1493.83	111.00	890.89	299.74	2.97
-1187.85	120.00	701.63	64.21	10.93
-1936.12	130.00	1145.22	213.16	5.37
-1402.90	140.00	818.83	336.70	2.43
-1404.19	129.00	826.21	246.43	3.35
-913.39	120.00	536.72	131.17	4.09
-1586.05	350.00	802.70	218.74	3.67
-989.83	310.00	468.48	328.56	1.43
-1007.94	350.00	455.33	361.89	1.26
FS Médio Global				2.59

Os valores de segurança obtidos são factíveis com os resultados esperados. A diferença de valores, se comparado com as análises bidimensionais, pode representar tanto a influência da geometria do vale na distribuição de tensões, como uma consequência da variação do método de análise, que tem considerações diferentes para a quantificação das solicitações.

Como forma de visualizar melhor a variação do fator de segurança ao longo da superfície de análise, a Figura 5-17 apresenta um gráfico que o localiza geometricamente.

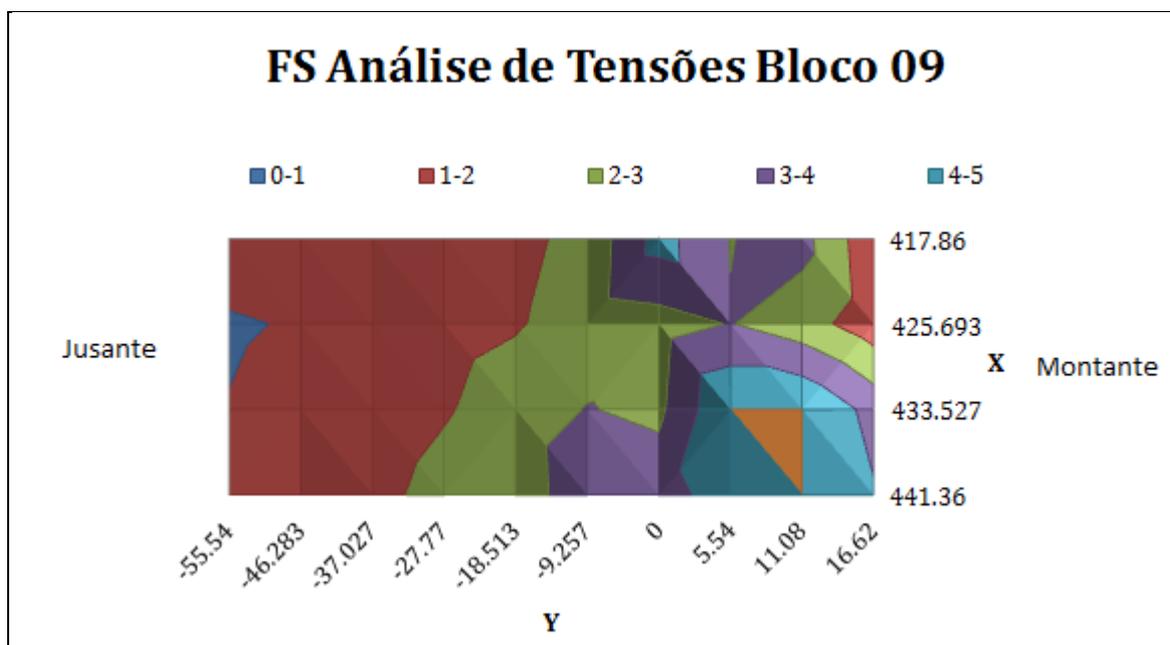


Figura 5-17 – Variação do FS ao longo da base do Bloco 9.

Observa-se que a região com os menores valores de FS corresponde à região da base do bloco mais a jusante em que as tensões cisalhantes mobilizadas são maiores. Tal fato pode ser justificado por ser uma região em que há menores valores de tensão vertical.

O resultado dessa análise varia em função da maior ou menor discretização da base do bloco. Assim, se houvesse um maior número de nós, a representatividade da base do bloco seria maior e o resultado se aproximaria melhor da realidade. Ao considerar-se que uma área de 1910 m² é representada por 40 pontos, percebe-se que cada área de 50 m² é representada por apenas um ponto. Com isso, a aproximação envolvida no método é grande e pode acarretar em resultados não tão precisos.

A utilização do método de análise de estabilidade pelo equilíbrio limite tridimensional visa incorporar os valores de tensão interpolados entre os intervalos de pontos, apresentando uma aproximação melhor dos valores ao longo de toda a superfície.

5.3.3. ANÁLISE DE ESTABILIDADE PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE TRIDIMENSIONAL

Neste item serão apresentados e discutidos os resultados das análises de estabilidade pelo equilíbrio limite tridimensional, especificadas anteriormente na metodologia. Com isso pretende-se comparar os resultados que incorporam os efeitos tridimensionais com os bidimensionais já determinados e verificar a influência da geometria do vale e barramento na estabilidade global.

Para as análises, calculou-se primeiramente a força vertical atuante ao longo de toda a base do barramento. Como o programa não fornece a resultante da força, esse valor foi calculado a partir das tensões atuantes em cada ponto da base, que foi multiplicado pela área de influência respectiva. Os valores de tensão vertical atuante nos nós, com as respectivas coordenadas, estão apresentados na Tabela 5-16. A Figura 5-18 apresenta a distribuição geométrica dos nós na base do bloco e a variação da tensão vertical.

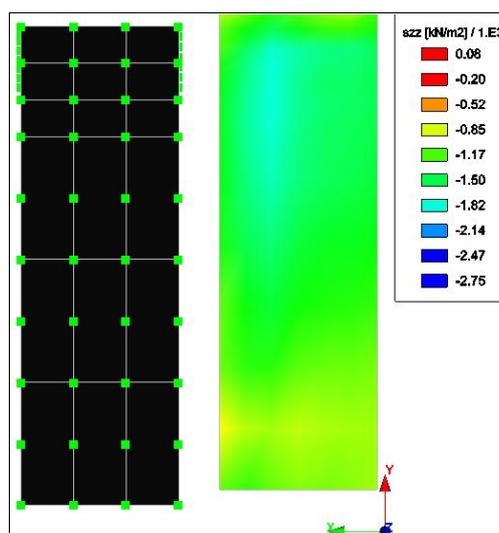


Figura 5-18 – Distribuição da tensão vertical na base do bloco.

Tabela 5-16 – Tensão Vertical Atuante nos Nós

x	y	z	σ_{zz} (kN/m²)
441,36	-55,54	-91,00	-1361,36
433,53	-55,54	-91,00	-1131,06
425,69	-55,54	-91,00	-1121,30
417,86	-55,54	-91,00	-995,74
441,36	-46,28	-91,00	-1106,10
433,53	-46,28	-91,00	-1019,47
425,69	-46,28	-91,00	-988,72
417,86	-46,28	-91,00	-994,67
441,36	-37,03	-91,00	-1291,33
433,53	-37,03	-91,00	-1339,93
425,69	-37,03	-91,00	-1109,18
417,86	-37,03	-91,00	-1080,91
441,36	-27,77	-91,00	-1662,31
433,53	-27,77	-91,00	-1477,82
425,69	-27,77	-91,00	-1261,87
417,86	-27,77	-91,00	-1212,80
441,36	-18,51	-91,00	-1436,34
433,53	-18,51	-91,00	-1721,30
425,69	-18,51	-91,00	-1336,90
417,86	-18,51	-91,00	-1299,90
441,36	-9,26	-91,00	-1984,52
433,53	-9,26	-91,00	-1781,31
425,69	-9,26	-91,00	-1453,39
417,86	-9,26	-91,00	-1435,38
441,36	0,00	-91,00	-1474,10
433,53	0,00	-91,00	-1998,23
425,69	0,00	-91,00	-1470,43
417,86	0,00	-91,00	-1488,49
441,36	5,54	-91,00	-1342,73
433,53	5,54	-91,00	-2014,79
425,69	5,54	-91,00	-1474,98
417,86	5,54	-91,00	-1493,83
441,36	11,08	-91,00	-1187,85
433,53	11,08	-91,00	-1936,12
425,69	11,08	-91,00	-1402,90
417,86	11,08	-91,00	-1485,44
441,36	16,62	-91,00	-913,39
433,53	16,62	-91,00	-1586,05
425,69	16,62	-91,00	-989,83
417,86	16,62	-91,00	-1007,94

Após o tratamento dos dados, a força vertical total atuante na base foi de 2.356.593,0 kN. A Tabela 5-17 mostra a comparação dos valores de força vertical por metro de barragem calculada pelos métodos tradicionais bidimensionais, considerando apenas o peso da barragem de concreto e da água no paramento de montante e pelo método dos elementos finitos.

Tabela 5-17 – Comparativo de Forças Verticais na Base do Bloco.

	Força Vertical (kN/m)
Bidimensional	97.013,5
MEF	100.280,5

Verifica-se que a diferença nos valores devido ao efeito tridimensional é pequena, 3,4% considerando-se a análise bidimensional como referência. Tal fato pode ser atribuído ao fato de o material constituinte dos blocos adjacentes serem do mesmo material, não ocorrendo uma transferência de tensões significativa entre os blocos. Observa-se, no entanto, que a geometria do vale exerce influência na tensão vertical no caso dos blocos adjacentes com cota de fundação diferente. Como em uma das laterais do bloco há uma variação da cota de fundação, pode-se justificar a diferença entre os valores de força vertical dos resultados obtidos.

A seguir determinou-se a tensão horizontal (σ_{YY}) atuante na face de montante do bloco. Para o cálculo da força horizontal, utilizou-se a integração dos resultados apresentados em forma de gráfico, que permite a seleção dos pontos alinhados sobre a face do bloco, e a formação de um gráfico da tensão (σ_{YY}) em função do posicionamento destes pontos. Na Figura 5-19 é apresentado um dos gráficos gerados utilizados para o cálculo das forças horizontais.

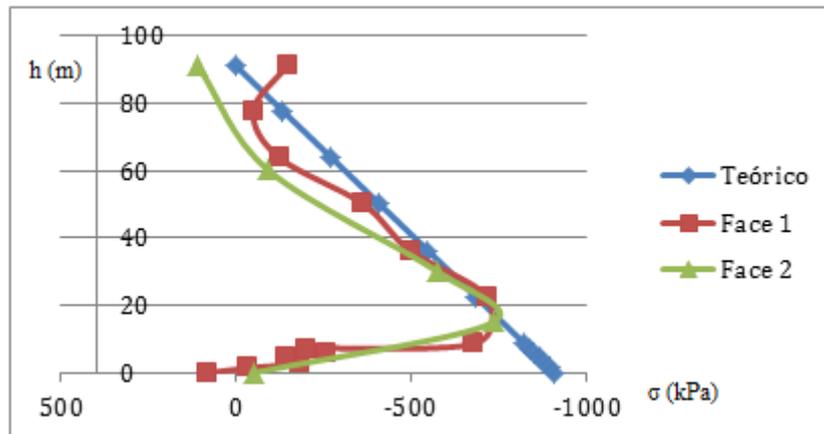


Figura 5-19 – Tensão horizontal na face de montante do bloco.

A resultante da força horizontal na face do bloco é de 721.460,6 kN. De forma a comparar com a força calculada na análise bidimensional, a Tabela 5-18 apresenta os valores das forças horizontais para os dois métodos de cálculo por metro de barragem. h (m)

Tabela 5-18 – Comparativo das Forças Horizontais na Face do Bloco.

	Força Horizontal (kN/m)
Bidimensional	39.605,0
MEF	30.700,5

Verifica-se que força horizontal obtida nas simulações tridimensionais é 22% inferior as forças calculadas pelo método bidimensional. Essas diferenças podem ser explicadas devido à inclinação natural do terreno que permite o apoio de um bloco no bloco adjacente posicionado em cota inferior. Assim, esse valor incorpora a parcela do empuxo lateral que os blocos de CCR exercem uns nos outros, sendo favorável a estabilidade global da estrutura. Uma representação do empuxo lateral pode ser observada na Figura 5-20.

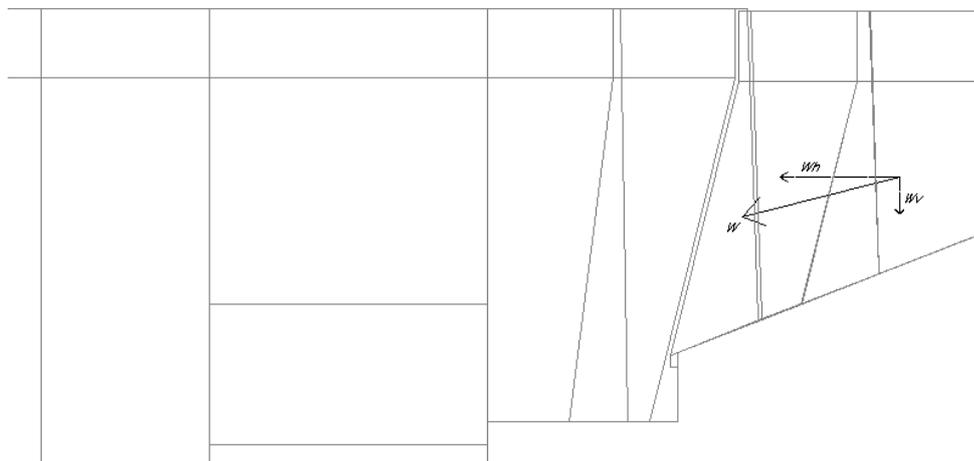


Figura 5-20 – Decomposição do peso em empuxo lateral.

Outra consideração deve-se a influência das forças laterais com a mudança de direção no eixo da barragem, conforme ilustrado na Figura 5-21. O efeito de cunha atua como uma força empurrando o bloco no sentido contrário ao do reservatório, evitando seu deslizamento no leito do rio.

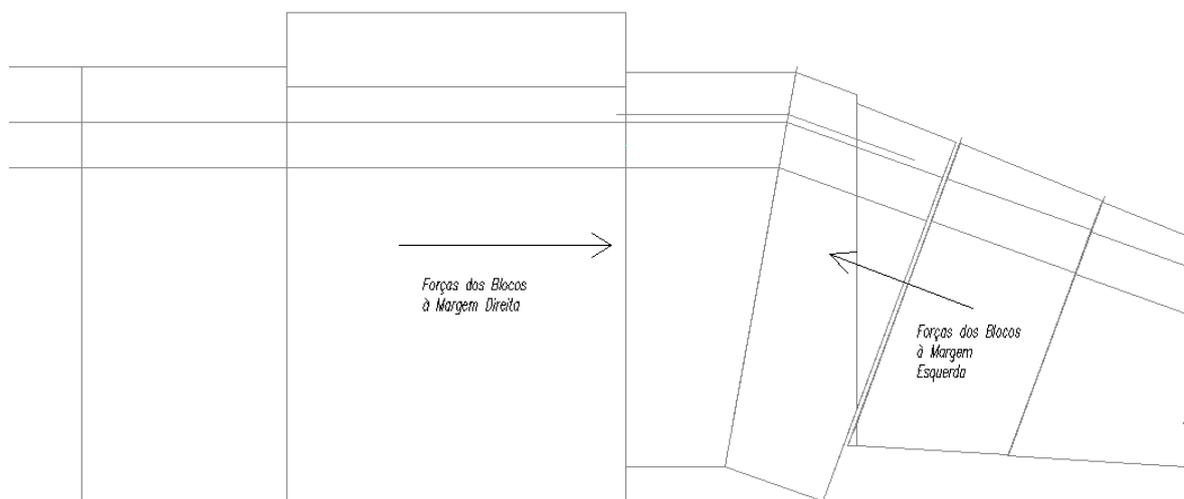


Figura 5-21 – Forças laterais solicitantes com consideração do efeito de cunha.

Nesse resultado está representada tanto a força do reservatório, que favorece o deslizamento, quanto à parcela do empuxo lateral dos blocos adjacentes, que é favorável a estabilidade, mostrando o efeito da geometria tridimensional na distribuição de tensões da barragem.

Como não será simulado o fluxo tridimensional através do barramento, os valores de subpressão são os mesmos utilizados nas análises bidimensionais, determinada pela piezometria tridimensional. Na Tabela 5-19 estão apresentados os valores das forças utilizadas para o cálculo do fator de segurança ao deslizamento.

Tabela 5-19 – Resultantes das Forças Atuantes

Somatórios de Esforços	ΣFH	ΣFV	ΣU
	721.460,60	2.356.593,00	230.135,50

Utilizando-se a fórmula apresentada na metodologia, obtiveram-se os resultados de fatores de segurança parcial e global, apresentados respectivamente na Tabela 5-20 e na Tabela 5-21.

$$FSD = \frac{(\sum V - U) \cdot \tan \phi + \frac{c \cdot A}{CSD_c}}{\sum H} \quad (5.1)$$

Tabela 5-20 – Análise de Estabilidade Parcial – 3D

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE PARCIAL					
Fator de segurança ao Deslizamento - FS3D	f (°)	FS_{ϕ}	FS_E	FS_F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	31	1,5	1,23	1,00	
	c (kN/m ²)	FS_c	1,18	Atrito	
60,00	3	0,05	Coesão	ACEITO!	

Tabela 5-21 – Análise de Estabilidade Global – 3D

VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL					
Fator de segurança ao Deslizamento - FS3D	f (°)	FS_{ϕ}	FS_E	FS_F - CRITÉRIO	CONCLUSÃO
	31	1	1,93	1,50	
	c (kN/m ²)	FS_c	1,77	Atrito	
60,00	1	0,16	Coesão	ACEITO!	

Verifica-se que o fator de segurança é 23% maior que o obtido nas análises bidimensionais para as mesmas condições de subpressão. Este fato reflete a influência da geometria da fundação que não é considerada na análise 2D. Esta diferença é significativa e mostra que a previsão do comportamento desse tipo de barragem é mais bem representada por meio da análise 3D, permitindo se projetar com mais segurança e economia. Cabe ressaltar que, quanto mais encaixado for o tipo de vale, maior será a influência da geometria do vale na distribuição de tensões e nas análises de estabilidade.

Conclui-se, portanto, que a análise tridimensional é uma ferramenta sofisticada que permite a quantificação de esforços que não são considerados nas análises bidimensionais. As análises bidimensionais, no entanto, apresentam resultados conservadores que podem ser utilizados em condições normais de projeto. Considerando-se o tempo e a mão de obra necessárias para a realização desses estudos, sugere-se que as análises tridimensionais sejam utilizadas apenas em casos muito específicos, em que a estabilidade bidimensional esteja no limiar de aceitação e que as soluções de projeto para melhorar essa estabilidade sejam muito onerosas e possam inviabilizar o empreendimento.

6. CONCLUSÕES

Neste capítulo serão apresentadas as principais conclusões do trabalho, sendo que estas estão organizadas de forma a facilitar o entendimento do leitor, assim como sugestões para pesquisas futuras. Inicialmente, serão apresentadas conclusões gerais, sendo seguidas pelas conclusões relativa às análises de estabilidade bi e tridimensionais. Cabe ressaltar que as conclusões denominadas gerais dizem respeito à revisão bibliográfica, metodologia, materiais e ferramentas utilizadas.

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Na revisão bibliográfica verificou-se que o coeficiente de segurança ao deslizamento é considerado o indicador de desempenho mais importante para barragens tipo gravidade, visto que na maioria dos casos, quando o mesmo é satisfeito, as demais estabilidades também serão garantidas.

Dentro da estabilidade ao deslizamento, a subpressão representa a variável cuja determinação dos valores se dá de forma mais imprecisa e, ao mesmo tempo, que influencia diretamente nos valores dos coeficientes de segurança. Cabe ressaltar que, em casos em que são necessárias intervenções construtivas para aumentar a estabilidade, a redução da subpressão representa a solução mais eficiente. Portanto tanto a busca da máxima redução quanto a correta quantificação da subpressão deve ser o objetivo principal a ser alcançado para garantir um adequado coeficiente de segurança contra o deslizamento-escorregamento.

A metodologia proposta foi suficiente para atender os objetivos do trabalho visto que foi possível analisar a influência da subpressão na estabilidade ao deslizamento, além da variação na distribuição de tensões em função da geometria do vale e do barramento.

6.1.1. CÁLCULO DE SUBPRESSÕES

Ao comparar os resultados dos valores de subpressão obtidos pelos diferentes métodos, verifica-se que a subpressão resultante dos critérios de projeto é muito superior aos demais valores. Tal fato pode ser justificado tanto pelas simplificações do traçado do diagrama, que desconsideram as perdas que ocorrem desde o reservatório até a fundação, quanto pela estimativa dos critérios de projeto não levar em conta as condições geológico-geotécnicas dos materiais que constituem as fundações da barragem, sendo utilizados, indistintamente, para uma rocha de fundação sã num extremo e para uma rocha completamente fraturada no outro. Como consequência disso, têm-se valores extremamente conservadores. Além disso, estes critérios foram estabelecidos para certos valores padrões de diâmetro, espaçamento e comprimento dos drenos, sendo, portanto aplicáveis apenas quando aqueles padrões forem adotados.

Observou-se, também, que o valor de subpressão resultante da análise de fluxo foi muito inferior aos resultados de piezometria. Podem-se associar as condições de contorno impostas a galeria de drenagem como determinante no valor de subpressão, pois ao impor uma pressão atmosférica na simulação das galerias, o software simula condições ideais que não ocorrem na prática. Soma-se a isso as incertezas geológicas, como a possibilidade de ocorrência de fraturas, ou minas, não interceptadas pelas soluções de projeto que não foram simuladas e que podem influenciar significativamente a subpressão.

Conclui-se, então, que os resultados obtidos através de métodos numéricos são tanto mais próximos da realidade quanto melhor e mais numerosas forem as informações geológico-geotécnica, sendo necessária uma adequada campanha de investigações para caracterizar as diferentes litologias e feições quanto a permeabilidade, espessura, forma de ocorrência, persistência, etc.

Outro problema da simulação bidimensional de fluxo decorre de que o uso de modelos bidimensionais para esse caso requer algumas simplificações, uma vez que a existência de cortina de drenagem ao longo do eixo longitudinal da barragem recai em um problema tridimensional de fluxo.

Quanto aos resultados relativos à piezometria, que configuram os valores reais de subpressão, percebe-se a influência da tridimensionalidade do problema na medida em que o valor calculado, considerando a piezometria dos blocos adjacentes para aproximar a subpressão tridimensional, é 67% maior que o medido em apenas uma seção do bloco.

Tal fato pode ser atribuído ao efeito tridimensional das galerias de drenagem e ao diferente fraturamento do maciço rochoso ao longo do barramento. Assim, nas seções em que há interligação das galerias ocorrem menores valores de subpressão. Já em regiões em que ocorram veios de água, a subpressão permanece alta independente do sistema de drenagem proposto.

De uma forma geral, conclui-se que a melhor estimativa de valor para a subpressão corresponde à determinação da piezometria tridimensional que, apesar de ainda ser uma aproximação, representa da melhor maneira o desenvolvimento da mesma sob uma barragem com características de fluxo tridimensionais.

6.1.2. INFLUÊNCIA DA SUBPRESSÃO NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Os cálculos de estabilidade apresentaram separadamente as parcelas de contribuição na resistência do atrito e da coesão. Com isso evidenciou-se que a parcela de atrito é diretamente afetada pela variação da subpressão na medida em que interfere na força vertical que mobiliza a resistência do atrito. Além disso, é notável o quão mais significativa é a contribuição do atrito na resistência mobilizada. Assim, quando se fizer necessário medidas para aumentar a segurança quanto ao deslizamento de uma estrutura, essa informação deve ser considerada na tomada de decisões de projeto.

A comparação de métodos de cálculo de estabilidade parcial e global mostrou que a utilização de fator de segurança parcial, muitas vezes, faz com que se perca a sensibilidade de análise do fator de segurança. Em contrapartida ela permite que se utilizem diferentes valores de coeficientes de segurança para os parâmetros de resistência (ϕ e C).

Considerando-se que a parcela de resistência mobilizada fornecida pela coesão é muito pequena quando comparada a da coesão, essa possibilidade não enriquece tanto a análise.

Dentre os casos analisados, apenas a subpressão estimada pelos critérios de projeto resultou em uma estabilidade não aceitável em termos de segurança tanto parcial quanto total. Nesse caso, alterações de projeto deveriam ser propostas com vias a melhorar a estabilidade do bloco, o que resultaria em acréscimo de custos desnecessários para o empreendimento. A utilização de subpressão sugerida pelos critérios de projeto leva a projetos antieconômicos, que podem inviabilizar a obra. Seu uso deveria ficar restrito, então, a anteprojetos em que a necessidade de precisão desses valores não seja tão grande.

Os valores resultantes das análises de fluxo conduziram a valores altos de segurança que não condizem, no entanto, com a realidade. Nesse contexto a utilização de dados provenientes dessas análises deve ser restrita a casos em que se tenha melhor conhecimento da geologia local e cujos softwares sejam capazes de simular as condições próximas da realidade, conforme discutido anteriormente. Caso contrário, a segurança calculada nas análises pode estar totalmente contra a segurança, conduzindo ao deslizamento do bloco.

Comparando-se os resultados das análises com subpressão advindas da piezometria bi e tridimensionais, fica evidente a importância de se avaliar a subpressão em termos tridimensionais de forma a considerar o comportamento variado do fluxo pela fundação ao longo do eixo do barramento. No caso apresentado, a consideração de subpressão bidimensional representou uma situação contra a segurança. No entanto, em função da seção analisada esse resultado pode ser tanto a favor como contra a segurança.

A resultante da subpressão, ao lado de outros fatores, tem um reflexo direto e apreciável sobre a segurança ao cisalhamento e influencia os valores do coeficiente de segurança. Portanto a busca da máxima redução da subpressão deve ser o objetivo principal a ser alcançado para garantir um adequado coeficiente de segurança contra o deslizamento-escorregamento e economia porque as barragens projetadas com o correto cálculo da subpressão certamente apresentarão custos menores por conta de incorporarem os

benefícios da determinação adequada das subpressões, resultando em uma redução dos volumes de concreto das estruturas e, conseqüentemente, queda dos custos de construção.

6.1.3. ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE TENSÕES

As análises tridimensionais de tensão-deformação apresentaram um bom resultado em termos de comportamento geral do barramento. Assim, a utilização do *software* foi considerada de grande valia para as análises em geral. Cabe ressaltar, no entanto, que, em função das grandes dimensões do modelo de barramento, houve restrições em termos de refinamento da malha devido a limitações do próprio *software*.

A análise de estabilidade pelo método das tensões resultou em valores de coeficiente de segurança 34% superiores aos da análise de equilíbrio limite tridimensional. No entanto, o resultado dessa análise varia em função da maior ou menor discretização da base do bloco. Assim, se houvesse um maior número de nós, a representatividade das tensões na base do bloco seria maior e o resultado se aproximaria melhor da realidade.

No método de análise de estabilidade pelo equilíbrio limite tridimensional, os resultados dos cálculos de forças horizontais e verticais apresentaram diferenças quando comparados às mesmas resultantes das análises bidimensionais. Conclui-se que essas diferenças podem ser explicadas tanto devido à inclinação natural do terreno que permite o apoio de um bloco no bloco adjacente posicionado em cota inferior, incorporando a parcela do empuxo lateral que os blocos de CCR exercem uns nos outros, além da influência das forças laterais devido à mudança de direção no eixo da barragem. Esse efeito de cunha atua como uma força empurrando o bloco no sentido contrário ao do reservatório, evitando seu deslizamento no leito do rio.

Comparando-se os resultados de análise de estabilidade bidimensionais com as tridimensionais, demonstrou-se que a complexidade geométrica e mecânica do problema não é completamente avaliada por métodos de resolução analítica.

Nas análises tridimensionais, verificou-se que o fator de segurança é 23% maior que o obtido nas análises bidimensionais para as mesmas condições de subpressão. Este fato reflete a influência da geometria da fundação que não é considerada na análise 2D. Esta diferença é significativa e mostra que a previsão do comportamento desse tipo de barragem é mais bem representada por meio da análise 3D, permitindo se projetar com mais segurança e economia. Cabe ressaltar que, quanto mais encaixado for o tipo de vale, maior será a influência da geometria do vale na distribuição de tensões e nas análises de estabilidade.

Conclui-se, portanto, que a análise tridimensional é uma ferramenta sofisticada que permite a quantificação de esforços que não são considerados nas análises bidimensionais. As análises bidimensionais, no entanto, apresentam resultados conservadores que podem ser utilizados em condições normais de projeto. Considerando-se o tempo e a mão de obra necessárias para a realização desses estudos, sugere-se que as análises tridimensionais sejam utilizadas apenas em casos muito específicos, em que a estabilidade bidimensional esteja no limiar de aceitação e que as soluções de projeto para melhorar essa estabilidade sejam muito onerosas e possam inviabilizar o empreendimento.

6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Realizar estudos sobre o efeito de subpressões causado pelo fraturamento do maciço rochoso, fazendo um estudo comparativo dos possíveis sistemas de fraturas entre duas famílias e suas consequentes permeabilidades.

Desenvolver ferramentas que permitam a simulação de fluxo tridimensional de forma a resultar em valores de subpressão mais próximos da realidade e que possam ser utilizados em projetos.

Estudar formas mais simples de se incorporar as forças tridimensionais em análises de estabilidade, de forma a se conseguir projetos otimizados sem a necessidade de desenvolver uma complexa simulação tridimensional.

Desenvolver ferramentas com interfaces para o usuário mais simples de modo que o conhecimento gerado em pesquisas possa ser aplicado em projetos de barragens.

Realizar análises acopladas para as seções estudadas neste trabalho de modo a obter resultados mais precisos e ainda determinar o impacto da realização de análises não acopladas nos resultados.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDRADE, R.M. (1980) Cálculo da Subpressão em Estruturas de Concreto Assentes em Maciços Permeáveis Anisotrópicos. Rio de Janeiro: Engevix. 77 p.
- ANDRADE, R.M. (1982) A drenagem nas Fundações de Estruturas Hidráulicas. Rio de Janeiro: Engevix. 437 p.
- ANDRADE, R.M. (1983) O Controle da Subpressão pela Drenagem Horizontal. Rio de Janeiro: Engevix. 251 p.
- ANDRADE, R.M. (1989) Desempenho dos Sistemas Usuais de Alívio de Subpressão em Estruturas Hidráulicas de Concreto. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XVIII, 1989, Foz do Iguaçu. Anais...Foz do Iguaçu, CBDB, 1983, p.403-428.
- ASSIS, A.P., HERNANDEZ, H.M. & COLMANETTI, J.P. (2003). Apostila do Curso de Barragens: Publicação G.AP-AA006/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 179 p.
- CBDB (2000). Main Brazilian Dams: Design, Construction and Performance. Rio de Janeiro: Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, V2. 496 p.
- CESAR-LCPC (2003). User's Guide CESAR-LCPC 3D - Finite Element Code for Civil Engineering. Itech, Montreuil, France.
- CNEC Engenharia S.A (2008) - Relatório de projeto número SF.55/RT.004
- CRUZ, P.T. (1996) 100 Barragens Brasileiras. São Paulo: Oficina de Textos. 648 p.
- CRUZ, P.T. & BARBOSA, J. A. (1981) Critérios de Cálculo para Subpressões e Análises de Estabilidade ao Escorregamento em Barragens de Concreto Gravidade. IN: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Anais. Recife, Agosto, 1981.
- ELETROBRÁS (2003) Critérios De Projeto Civil De Usinas Hidrelétricas. 278p.
- FURNAS CENTRAIS ELETRICAS (2007/2008) – Departamento de Construção de Geração Manso – Relatórios Informativos.
- FURNAS CENTRAIS ELETRICAS (2007) – Departamento de Geração de Construção Manso - Relatórios - Relatórios Gerenciais.

- FERNANDES, A.R.D. (2007) Relato – Tema 100 – Construções de Barragens. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXVII, 2007, Belém. Anais.Belém, CBDB, 2007, p.1-33.
- GUIMARÃES, M.C.A.B. (1988) Análise de Métodos de Avaliação de Subpressão em Estruturas Tipo Gravidade. 244p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo.
- GUTSTEIN, D. (2003). Estudo das Tensões em Fundações de Barragens Gravidade de Concreto Pelo Método de Elementos Finitos. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina.
- ICOLD (2008). Homepage da International Commission On Large Dams (www.icold-cigb.net), em 05/10/2010.
- ICOLD/CBGB (2001). Guia Básico de Segurança de Barragens. Núcleo Regional de São Paulo, Comissão Regional de Segurança de Barragens.
- LEVIS, S.D. (2006). Verificação da eficácia dos sistemas de Vedação e Drenagem em Fundações de Barragem de Concreto. 186 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- MARTINS, L.A.; FERREIRA, F.A. (2010). Métodos Alternativos de Construção de Barragens Monografia de Projeto Final, Publicação G.PF-AA002/2010, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 79 p.
- MASON, J. (1988) Estruturas de Aproveitamentos Hidrelétricos. Rio de Janeiro: sondotécnica.
- OLIVEIRA, F.F. (2002). Análise de tensões e estabilidade global de barragens de gravidade de concreto. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.
- OLIVEIRA, F.F.; SOUZA JR. L.C. & PEDROSO, L.J. (2003) Avaliação de Tensões e Estabilidade em Barragens de Concreto pelo Método de Gravidade. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXX, 2002, Brasília, DF.
- OSAKO, C. T. (2002) A manutenção dos drenos nas fundações de barragens - O caso da usina hidrelétrica de Itaipu. Dissertação de Mestrado em Construção Civil – Universidade Federal do Paraná.
- RIBEIRO, P.M.V. (2007) Análise de Tensões em Barragens de Concreto Gravidade Devido à Ação do Peso Próprio e da Força Hidrostática. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXVII, 2007, Belém.

SEFAC/ CNEC (2010) - PBA Serra do Facão – Relatórios volume I e II.

SILVA FILHO, J.F. & GAMA, E.M. (2003) Um modelo para Análise do Fluxo através das Fundações de Barragens de Concreto. REM: Revista da Escola de Minas, Ouro Preto, v. 56, p.33-39.

SILVA FILHO, J.F. (2002). Modelo Numérico para a Análise do Fluxo Tridimensional de Água Através das Fundações de Barragens de Concreto Assentes sobre Rochas Contínuas Permeáveis. Belo Horizonte, 2002. 166p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia da UFMG, UFMG.

SILVA, R.C; CAVALCANTE, D.M.P; PEDROSO, L.J. & ALBUQUERQUE, A.L. (2007). Estudo do Comportamento de Barragens Gravidade de Concreto Sob Ação do Galgamento: Análise de Tensões e Estabilidade. . In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXVII, 2007, Belém.

SIMÕES DE OLIVEIRA, A.G. (2008) Análise da Eficácia dos Dispositivos de Vedação e Drenagem Utilizados em Fundações Permeáveis de Barragens de Terra. 174 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995) EM 1110-2220: Gravity Dam Design. Washington, 1995.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION (1976). Design of Gravity Dams. Denver, 1976.

ZNAMENSKY, D. (2007). Algumas Considerações Sobre a Segurança e Estabilidade das barragens de Peso Contra o Deslizamento e o Cisalhamento. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXVII, 2007, Belém.