

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

**ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS HIDRÁULICAS EM
CONCRETO EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA DE
BARRAGENS**

HÉLIA LUDIMILA VIEIRA SILVA
JULIANA DE SOUZA DA CRUZ

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA
CIVIL**

BRASÍLIA – DF

JULHO/2017

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS HIDRÁULICAS EM

CONCRETO EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA DE

BARRAGENS

HÉLIA LUDIMILA VIEIRA SILVA

JULIANA DE SOUZA DA CRUZ

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADOR)

PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS, Dr. ECP (/UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

MARCUS ALEXANDRE NORONHA DE BRITO, M.Sc. (IFB)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 06 JULHO de 2017.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, HÉLIA LUDIMILA VIEIRA

CRUZ, JULIANA DE SOUZA DA

ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS HIDRÁULICAS EM CONCRETO EM OBRAS DE INFRAESTRUTURA DE BARRAGENS. [Distrito Federal] 2017.

xii, 69 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, 2017)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estabilidade de Estruturas Hidráulicas 2. Usinas Hidrelétricas

3. Barragens

I. ENC/FT/UnB

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CRUZ, J. S. (2016) SILVA, H. L. V. (2016). **Estabilidade de Estruturas Hidráulicas em Concreto em Obras de Infraestrutura de Barragens.** Monografia de Projeto Final, Publicação, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 69p.

CESSÃO DE DIREITOS

Hélia Ludimila Vieira Silva.

Juliana de Souza da Cruz.

TÍTULO DO TRABALHO DE PROJETO FINAL: Estabilidade de Estruturas Hidráulicas em Concreto em Obras de Infraestrutura de Barragens.

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2017

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

Hélia Ludimila Vieira Silva
SQN 409 Bloco N Apto. 302
Asa Norte
70857140 – Brasília/DF – Brasil

Juliana de Souza da Cruz
Condomínio Império dos Nobres Quadra 4
Conjunto F Casa 7
73252100 - Sobradinho/DF – Brasil

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO	3
1.2 OBJETIVO	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	5
2.1.1 TIPOS DE BARRAGENS.....	5
2.2 ESFORÇOS ATUANTES SOBRE A ESTRUTURA	7
2.2.1 PESO PRÓPRIO E SOBRECARGAS FIXAS.....	8
2.2.2 PRESSÃO HIDROSTÁTICA E IMPULSÃO	9
2.2.3 SUBPRESSÃO	9
2.2.3.1 CRITÉRIO SUECO	12
2.2.3.2 CRITÉRIO ITALIANO	12
2.2.3.3 CRITÉRIO ALEMÃO	13
2.2.3.4 CRITÉRIO DO U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS	13
2.2.3.5 CRITÉRIO DO U.S. BUREAU OF RECLAMATION.....	17
2.2.3.6 CRITÉRIO DE CRUZ E SILVA (1978)	18
2.2.3.7 CRITÉRIO DE CRUZ E BARBOSA (1981)	20
2.2.3.8 CRITÉRIO DE AZEVEDO (1993)	23
2.2.3.9 CRITÉRIO DE CRUZ (1996)	24
2.2.3.10 CRITÉRIO DA ELETROBRÁS (2001).....	26
2.2.5 EMPUXOS DE TERRAS	28
2.2.5.1 MATERIAL ASSOREADO	28
2.2.5.2 EMPUXOS DE TERRAPLENOS	29
2.2.6 PRESSÃO DE GELO.....	31
2.2.7 CHOQUES DE ONDAS OU AÇÃO DINÂMICA DA ÁGUA	31
2.2.8 EFEITOS DA reação álcali-agregado, da TEMPERATURA, da RETRAÇÃO E da DEFORMAÇÃO LENTA DO CONCRETO	32

2.2.10 FORÇAS SÍSMICAS, EM REGIÕES SUJEITAS A SISMOS.....	33
2.3 CASOS DE CARREGAMENTO	36
2.3.1 NBR 8681 AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO	37
2.3.2 CRITÉRIO CPCUH (2003).....	37
2.3.3 CRITÉRIO DO GUIA BÁSICO DE SEGURANÇA EM BARRAGENS (2001)	38
2.3.4 CRITÉRIO NAGHETTINI (1999).....	38
2.3.5 CRITÉRIO USACE (1995)	39
2.3.6 CRITÉRIO CEMIG (1994)	43
2.3.7 Paralelo entre as Condições de Carregamento	44
2.4 CÁLCULO DA ESTABILIDADE GLOBAL	45
2.4.1 TOMBAMENTO	45
2.4.2 DESLIZAMENTO.....	46
2.4.3 FLUTUAÇÃO	47
2.4.4 Compressão ou Esmagamento	48
2.4.5 Tração	49
2.5 TENSÃO ATUANTE NA BASE DAS ESTRUTURAS	50
2.5.1 MÉTODO DA GRAVIDADE (USBR 1976)	51
2.5.1.1 TENSÃO NORMAL NO PLANO HORIZONTAL	52
2.5.1.2 TENSÃO DE CISALHAMENTO.....	53
2.5.1.3 TENSÃO NORMAL NO PLANO VERTICAL	54
2.5.1.4 TENSÕES PRINCIPAIS	55
2.5.2 ANÁLISE DE TENSÕES EM BARRAGENS SEGUNDO TÖLKE (1938).....	56
2.5.3 MÉTODO DO CENTRO DE ROTAÇÃO DE NIGAM (1979)	58
2.5.4 MÉTODO CPCUH (2003).....	62
2.5.5 Método computacional de análise de tensões.....	65
3. METODOLOGIA	66
3.1 ESTRUTURA SUGERIDA.....	66
3.2 CÁLCULO DE ESTABILIDADE	69
3.2.1 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO À FLUTUAÇÃO	71
3.2.2 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO ao tombamento	72
3.2.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO AO DESLIZAMENTO	73
3.3 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA BASE	74
3.3.1 MÉTODO CPCUH (2003).....	74
• PLANO HORIZONTAL 1	75

• PLANO HORIZONTAL 2	79
3.3.2 MÉTODO DA GRAVIDADE	83
• PLANO HORIZONTAL 1	83
• PLANO HORIZONTAL 2	85
3.3.3 MÉTODO DO CENTRO DE ROTAÇÃO DE NIGAM.....	88
3.3.4 MÉTODO SIMPLIFICADO.....	91
4. ANÁLISE E RESULTADOS.....	92
5. CONCLUSÕES	95
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Casos do Critério de Azevedo (1993).....	24
Tabela 2: Subpressões e Vazões Relativas do Critério de Cruz (1996).....	25
Tabela 3: Probabilidade das condições de carregamento, USACE (2005).....	43
Tabela 4: Paralelo entre Condições de Carregamento	45
Tabela 5: Coeficientes de segurança para Tombamento segundo CPCUH.....	46
Tabela 6: Fatores de segurança parciais contra deslizamento	47
Tabela 7: Fatores de segurança para flutuação segundo o CPCUH (2003).....	47
Tabela 8: Condição de carregamento e tensão admissível à compressão	49
Tabela 9: Fatores de segurança a compressão nas fundações.....	49
Tabela 10: Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Compressão, CPCUH (2003).	63
Tabela 11: Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Tração, CPCUH (2003).....	64
Tabela 12: Coeficientes de segurança para diferentes casos de carregamento, CPCUH (2003).....	64
Tabela 13: Tensões verticais finais na base da estrutura	82
Tabela 14 - Tensões principais e ângulo nos pontos A e B	85
Tabela 15 - Tensões principais e ângulos nos pontos C e D.....	87
Tabela 16 - Tensões calculadas nos pontos A,B,C e D	87
Tabela 17: Parâmetros geométricos da base	89
Tabela 18: Parâmetros geométricos das áreas da base.....	89
Tabela 19: Cálculo do momento polar de inércia da base	90
Tabela 20: Cálculo da tensão vertical em cada ponto.....	91
Tabela 21 - Resultados da análise de estabilidade	92
Tabela 22 - Tensão na base calculada para cada método.....	93
Tabela 23 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto A	94
Tabela 24 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto B.....	94
Tabela 25 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto C.....	94
Tabela 26 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto D	94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de seção típica de barragem de concreto do tipo gravidade.	6
Figura 2: Esquema de barragem em arco.....	6
Figura 3: Esquema de barragem em arcos múltiplos.	6
Figura 4: Esquema de barragem em contrafortes.	7
Figura 5: Resultante localizada no centroide	8
Figura 6: Distribuição da pressão hidrostática e posição da resultante	9
Figura 7: Diagrama de intensidade de subpressão com vários fatores	10
Figura 8: Dispositivos de injeção e de drenagem	11
Figura 9: Diagramas do Critério Sueco	12
Figura 10: Diagramas para o Critério Italiano	12
Figura 11: Diagramas para o Método Alemão.....	13
Figura 12: Distribuição da subpressão sem galeria de drenagem	14
Figura 13: Distribuição da subpressão com galeria de drenagem.....	15
Figura 14: Distribuição da subpressão com drenos próximos à face de montante	16
Figura 15: Distribuição da subpressão em base com trinca de tração estendida além dos drenos.....	16
Figura 16: Distribuição da subpressão em base com trinca de tração não estendida até os drenos.....	17
Figura 17: Critério da USBR para subpressão	18
Figura 18: Critério de Cruz e Silva (1978)– <i>Adaptado LEVIS (2006)</i>	19
Figura 19: Cortina de drenagem à montante na estrutura	20
Figura 20: Cortinas de drenagem à montante e jusante na estrutura	21
Figura 21: Cortinas de drenagem à montante e jusante na estrutura com túnel na fundação	21
Figura 22: Cortina de drenagem à montante na estrutura	22
Figura 23: Cortinas de drenagem à Montante e Jusante na Estrutura.....	22
Figura 24: Cortinas de drenagem a Montante e Jusante na Estrutura com Túnel na Fundação	23
Figura 25: Diagramas de subpressão do Critério de Azevedo (1993)	23
Figura 26: Critério de Cruz (1996)	25
Figura 27: Critério de Subpressão da Eletrobrás (OSAKO, 2002).....	26

Figura 28: Distribuição de pressões nos poros do concreto para barragens de gravidade.....	28
Figura 29: Empuxo de aterros (CPCUH, 2003).....	29
Figura 30: Mapa da Sismicidade Brasileira (Foto: Divulgação / Observatório Sismológico)	34
Figura 31: Forças sísmicas atuantes sobre o peso próprio da barragem (CPCUH, 2003).	35
Figura 32: Pressões hidrodinâmicas devido a ações sísmicas (CPCUH, 2003).	36
Figura 33: Condição de Carregamento A	39
Figura 34: Condição de Carregamento B.....	39
Figura 35: Condição de Carregamento C.....	40
Figura 36: Condição de Carregamento D	40
Figura 37: Condição de Carregamento E.....	41
Figura 38: Condição de Carregamento F	41
Figura 39: Condição de Carregamento G	42
Figura 40: Seção transversal com os esforços	48
Figura 41: Diagramas de Tensão na Base.....	50
Figura 42: Seção Transversal.....	52
Figura 43: Estados de tensão.....	53
Figura 44: Diagramas obtidos para o carregamento do peso próprio	57
Figura 45: Diagramas obtidos para o carregamento do peso próprio e empuxo hidrostático da água a montante	57
Figura 46: Exemplo de circuito de geração com diferentes níveis na fundação.....	58
Figura 47: Vista em corte da estrutura a ser analisada.....	59
Figura 48: Fundação de estrutura rígida	60
Figura 49: Diagrama de corpo livre para o método de Nigam	60
Figura 50: Tomada d'água - Corte longitudinal	66
Figura 51: Tomada d'água – Planta Elevação 408,30	67
Figura 52: Tomada d'água – Planta Elevação 420,00	67
Figura 53: Tomada d'água - Corte A	68
Figura 54: Tomada d'água - Vista de Jusante	68
Figura 55: Tomada d'água - Vista de Montante.....	69
Figura 56: Carregamento da tomada d'água	71
Figura 57: Planos horizontais considerados.....	75
Figura 58: Carregamento do plano horizontal 1	76

Figura 59: Carregamento do plano horizontal 2	79
Figura 60: Corte da estrutura a ser estudada com nós nomeados.	88
Figura 61: Fundação da estrutura.....	89

1. INTRODUÇÃO

A utilização dos recursos hídricos com finalidade de produção de energia elétrica tem sido feita desde o século XIX, quando se tem notícia da primeira hidrelétrica construída no mundo junto às quedas d'água das cataratas do Niágara (ELETRONORTE, 2008). De acordo com Atlas de Energia Elétrica do Brasil (ELETRONORTE, 2008) a primeira hidrelétrica que se tem notícia no Brasil, data do reinado de D. Pedro II, construída no município de Diamantina. Ainda no século XIX começaram a ser implantadas pequenas usinas para suprimento de cargas modestas e localizadas, todas com barragens de dimensões relativamente pequenas, quando comparadas às barragens atuais. A primeira usina com maiores proporções entrou em operação em 1901, no rio Tietê, para suprimento de energia elétrica de parte da cidade de São Paulo. Desde então, o Brasil se torna explorador dessa fonte de energia tendo em vista o grande potencial hidroelétrico disponível.

A utilização de tal recurso tem grande representatividade na matriz energética brasileira, correspondendo a cerca de 80% da produção de energia elétrica do país. O enorme potencial hidrelétrico brasileiro, cerca de 260 GW, e o baixo custo de produção frente às outras fontes de produção de energia são fatores que levaram a esse cenário.

Apesar dos vastos recursos hídricos disponíveis no país, a sociedade tem apresentado resistência crescente à implantação de grandes empreendimentos hidrelétricos pressionando a matriz energética pela necessidade de geração térmica, solar e eólica, em geral mais caras. Cresce também a necessidade de aproveitamentos a fio d'água. As obras chamadas a fio d'água geram energia com o fluxo do rio, com mínimo ou nenhum acúmulo de volume d'água diminuindo as áreas de alagamento e reduzindo o tamanho do reservatório, com isso não há reserva de energia para os períodos de seca (ANEEL, 2002).

A produção de energia através das hidrelétricas segue basicamente o mesmo princípio desde sua invenção. Converte-se energia potencial hidráulica em energia elétrica a partir de turbinas hidráulicas que acionam geradores. Conforme Mason (1988), este objetivo, aparentemente simples, para ser atingido, exige uma série de obras de engenharia que podem assumir

grandes proporções. Tudo depende da potência da usina e das condições geológicas, topográficas, hidráulicas e das tecnologias empregadas.

Assegurar a segurança e o bom desempenho das estruturas é uma tarefa de engenharia. As estruturas de barragens são algumas das mais complexas, grandiosas e onerosas que o homem já construiu. Isso se vê refletido no grande esforço dos engenheiros para garantir que sejam projetadas, construídas e mantidas sob critérios de tecnologia avançada. Atingir esse objetivo não é simples. Um projeto de barragem envolve estudos das mais diversas áreas da engenharia estrutural, hidráulica, elétrica, geotécnica, hidrológica, entre outras. Logo o projeto é o resultado de um trabalho multidisciplinar.

Os órgãos essenciais das usinas hidrelétricas, denominados órgãos hidráulicos, são: a barragem, a casa de força e os dispositivos de condução do fluxo. Em alguns casos, algumas dessas estruturas, até mesmo a barragem, podem ser dispensáveis, de acordo com Mason (1988). Os casos de captação direta da água para acionamento das turbinas, sem a interposição de barragem, são relativamente raros e só ocorrem em pequenos aproveitamentos.

Tendo em vista o mencionado anteriormente, consideram-se como estruturas mais importantes em qualquer aproveitamento, as seguintes:

- a) descarga de fundo, vertedouros, comportas, etc., nas barragens;
- b) descarregador de cheias, canais de desvio combinados com vertedouros, tomadas d'água, etc., nos reservatórios;
- c) câmaras de carga, válvulas de segurança de diversos tipos, nos aproveitamentos com condutos forçados;
- d) chaminés de equilíbrio, isoladas ou em conjunto, nos aproveitamentos com longos trechos de conduto forçado.

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. Esses esforços podem ser estabilizantes ou desestabilizantes. Os primeiros contribuem para a estabilidade da estrutura mantendo-a

imóvel e os desestabilizantes atuam de forma a provocar deslocamentos quaisquer da estrutura.

A análise de estabilidade em estruturas de gravidade é um elemento fundamental em projetos de barragens e leva em conta a verificação da estrutura quanto ao tombamento, ao deslizamento e à flutuação. O tombamento está relacionado à garantia do equilíbrio da estrutura como corpo rígido; a verificação ao deslizamento está relacionada à possibilidade da estrutura se deslocar sobre o plano de sua base de apoio, e a flutuação relaciona-se a estabilidade vertical, perpendicular ao plano da base de apoio, devido às tensões de subpressão.

Todas estas verificações são feitas de forma a se obter um índice comparativo entre os esforços estabilizantes e desestabilizantes, índices tais que levam em conta a garantia da estabilidade. Constitui-se de uma rotina de cálculo básica, porém repetitiva pelas várias verificações a serem feitas, e principalmente pela quantidade de elementos que necessitam ser analisados ao longo do projeto de uma barragem.

Segundo os Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (CPCUH, 2003), a análise de segurança global deve ser feita para todas as estruturas principais, elementos estruturais e sistemas de interação entre as fundações e as estruturas submetidas aos diversos casos de carregamentos. Essa análise também vai englobar o estudo de estabilidade no contato concreto-rocha, a análise de estabilidade em planos superiores e inferiores ao da fundação, a análise de tensões e deformações, a definição dos coeficientes de segurança e a verificação entre as tensões atuantes e as tensões admissíveis dos materiais.

1.1 MOTIVAÇÃO

A ruptura de uma barragem tende a provocar um cenário catastrófico devido à grande quantidade de água que armazena. Sendo assim, deve-se evitar qualquer tipo de falha. Para isso, deve-se utilizar métodos que avaliam a segurança das estruturas quanto ao tombamento, deslizamento, flutuação e ruptura de base.

No Brasil, apesar da existência de guias e manuais de segurança de barragens, não existe norma vigente sobre esse assunto. As bibliografias mais usadas no cenário atual são o Guia

Básico de Segurança de Barragens, elaborado pelo Comitê Brasileiro de Barragens, e o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens (MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL, 2002). Apesar de os guias citados serem fruto do esforço consolidado de profissionais experientes e altamente qualificados da área, a ausência de norma nacional gera falta de padronização no acompanhamento de obras e barragens, tanto por parte das construtoras quanto pelos órgãos fiscalizadores da área.

Apesar do excelente padrão técnico de nossas obras, o acidente ocorrido em Mariana em 2015 abre os olhos da sociedade brasileira para os perigos da falta de acompanhamento e fiscalização de empreendimentos de barragens.

No âmbito de empreendimentos hidrelétricos, percebe-se que as técnicas destinadas a determinação da estabilidade global de estruturas também não são convencionadas. Isso faz com que o projetista tenha liberdade na escolha dos métodos de cálculo, que evoluem de métodos clássicos até os mais modernos e sofisticados métodos numéricos. Esse fato pode gerar sérios riscos ambientais e humanos.

1.2 OBJETIVO

O objetivo do presente trabalho é a descrição dos mais usados métodos de cálculo de estabilidade global de estruturas hidráulicas, bem como a comparação analítica dos mesmos. Visa-se eleger o método que mais se aproxima da realidade mantendo melhor padrão de segurança às barragens.

Será utilizada uma estrutura típica de desvio de rio para a aplicação dos métodos o que possibilitará a comparação e análise dos resultados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão apresentados os principais conceitos acerca do cálculo de estabilidade de estruturas hidráulicas, bem como diferentes métodos usualmente adotados pelos engenheiros da área.

2.1.1 TIPOS DE BARRAGENS

As primeiras barragens foram construídas de alvenaria ou terra, porém, conforme o tempo foi passando, o concreto tornou-se o recurso mais utilizado na sua construção. Isso aconteceu em razão da estabilidade inerente deste tipo de obra e de sua alta impermeabilidade comparada às barragens de terra e alvenaria, o que permitiu uma redução considerável do volume da obra.

A classificação de barragens é essencialmente baseada em função do material utilizado na sua construção e de sua concepção estrutural. Analisando os principais tipos de barragens de concreto tem-se: barragens de gravidade, em arco, em arcos múltiplos e em contrafortes.

Uma barragem de gravidade é concebida de modo que seu peso próprio seja capaz de garantir a sua estabilidade e integridade estrutural com segurança. Barragens desse tipo requerem, geralmente grande volume de concreto, aumentando o custo da obra. Uma barragem de gravidade típica é mostrada na Figura 1.

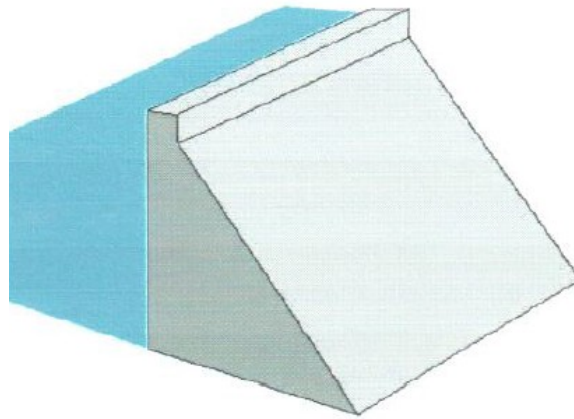


Figura 1: Esquema de seção típica de barragem de concreto do tipo gravidade.

As barragens em arcos são encurvadas na forma de um arco para resistir aos esforços da água (efeito de arco) apresentando a estrutura de barramento mais delgada e leve, o que reduz em muito o consumo de concreto. No entanto, a construção de uma barragem em arco exige que a área de sua construção apresente cânions estreitos e apoios laterais extremamente resistentes. As barragens em arcos múltiplos diferem por apresentar mais de um arco ao longo do seu comprimento.

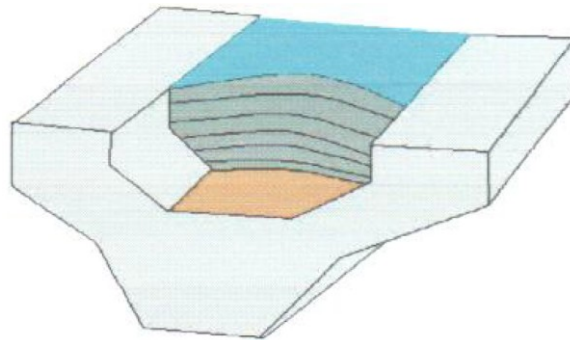


Figura 2: Esquema de barragem em arco.

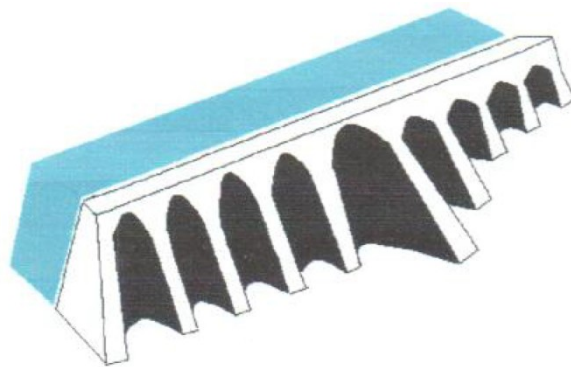


Figura 3: Esquema de barragem em arcos múltiplos.

Barragens em contrafortes assemelham-se enormemente às barragens de gravidade diferenciando-se apenas pelo fluo de apresentam apoios ou contrafortes ao longo da sua face a jusante.

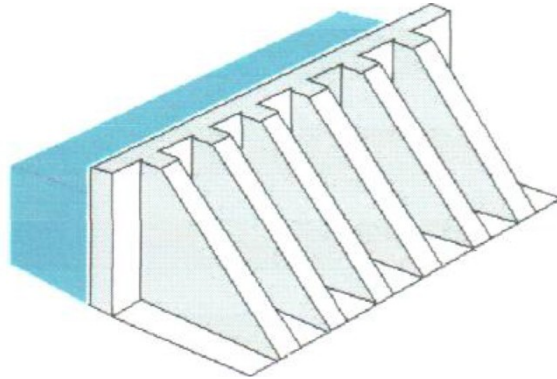


Figura 4: Esquema de barragem em contrafortes.

2.2 ESFORÇOS ATUANTES SOBRE A ESTRUTURA

As barragens de concreto e as estruturas hidráulicas devem ser concebidas de tal maneira que o seu próprio peso exerça maior resistência sobre as forças externas que atuam sobre elas. Portanto, é essencial para o projeto o conhecimento das forças que se espera compor os esforços e a estabilidade da estrutura.

De acordo com Mason (1988), as principais ações que devem ser consideradas em uma análise de estabilidade estrutural são:

- Peso próprio e sobrecargas fixas;
- Pressão hidrostática e impulsão;
- Subpressão;
- Pressões intersticiais nos poros;
- Empuxos de terras;
- Pressão de gelo (onde existir);
- Choques de ondas ou ação dinâmica da água;
- Efeitos da temperatura, retração e deformação lenta do concreto;
- Forças sísmicas, em regiões sujeitas a sismos.

Apresenta-se aqui uma descrição dos principais esforços atuantes nas estruturas hidráulicas conforme constam nas bibliografias do assunto, bem como uma abordagem da obtenção dos mesmos.

2.2.1 PESO PRÓPRIO E SOBRECARGAS FIXAS

O peso próprio da estrutura depende da sua geometria e da natureza do concreto usado na sua confecção, este por sua vez tem as suas propriedades dependentes do agregado utilizado. A granulometria do agregado deve ser fixada de modo que se obtenha um concreto mais denso possível e o mais comum é que o peso específico fique entre 22 e 24 kN/m³. Segundo Schreiber (1977), a vibração do concreto fresco ajuda no adensamento e reduz a porosidade. Assim, pode-se conseguir facilmente concreto com peso específico de 24 kN/m³. Para estudos preliminares, quando não se sabe exatamente as propriedades do concreto, é convencional usar o peso específico de 24 kN/m³.

Segundo Mason (1988), além do peso da estrutura de concreto em si, devem ser acrescentados o peso de todos os acessórios e equipamentos, tais como comportas, pontes de serviço, etc.

A resultante destes esforços é a principal força estabilizante da estrutura. Ela é vertical e tem seu ponto de aplicação no centroide da seção de concreto.

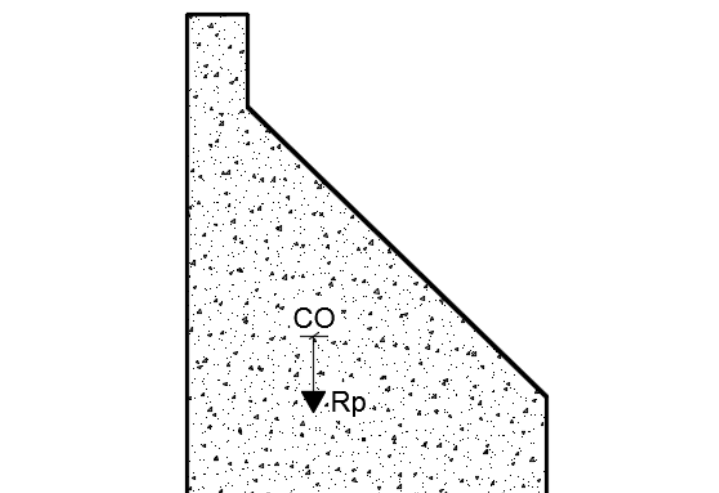


Figura 5: Resultante localizada no centroide

2.2.2 PRESSÃO HIDROSTÁTICA E IMPULSÃO

A pressão hidrostática varia conforme os níveis do reservatório a montante e a jusante da estrutura, definidos nos estudos hidrológicos. Normalmente esse carregamento tem forma triangular que atua perpendicularmente à parede de montante da estrutura, sendo a sua resultante aplicada a $1/3$ da altura da lâmina d'água, tal como está ilustrado na Figura 6. Costuma-se utilizar o peso específico da água sendo igual a $9,81 \text{ kN/m}^3$. Deve-se considerar a situação mais desfavorável, que corresponde à maior cheia de projeto.

Nas partes da barragem que estiverem sujeitas ao fluxo ou percolação de água, deverá ser considerada a impulsão, calculando-se com o peso específico aliviado do concreto.

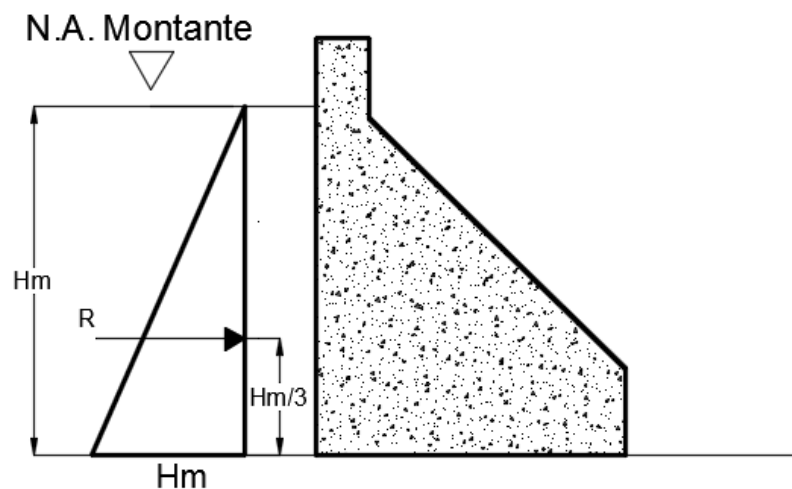


Figura 6: Distribuição da pressão hidrostática e posição da resultante

2.2.3 SUBPRESSÃO

Após a observação do efeito da subpressão no século XIX, começaram a surgir várias hipóteses para a consideração deste tipo de carregamento. De acordo com Andrade (1982), no ano de 1951, a *American Society of Civil Engineers* organizou um comitê para estudar a possibilidade de explicar a subpressão.

Estabelecia-se inicialmente que a subpressão, como definida por Levy (1899), varia linearmente de montante para jusante e caberiam dois coeficientes: o coeficiente de área e o de intensidade. O coeficiente de área representaria a percentagem de área de atuação da

subpressão. O coeficiente de intensidade (C.I) seria a percentagem da carga máxima de montante, como está ilustrado na Figura 7.

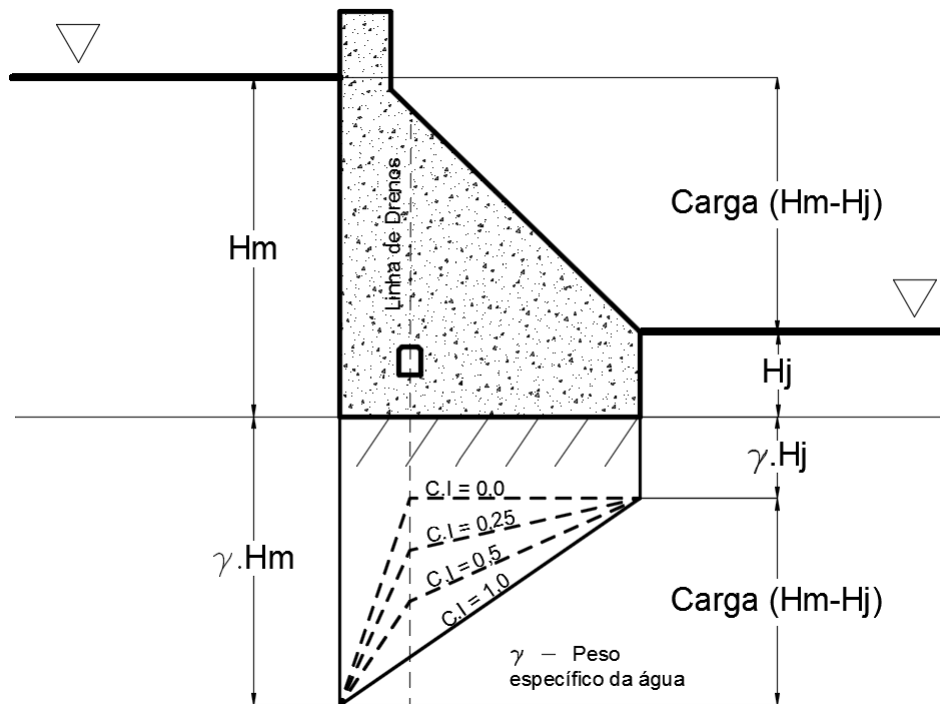


Figura 7: Diagrama de intensidade de subpressão com vários fatores

O fator de intensidade está relacionado às condições geológicas da fundação, principalmente no que se refere à estrutura, tais como:

- Capacidade de absorção;
- Permeabilidade;
- Sistemas dominantes das camadas;
- Juntas;
- Estanqueidade relativa dos estratos.

No cálculo da subpressão, cada órgão de controle de projeto utiliza um critério em que é fixado um valor para os fatores de área e intensidade. Além disso, podem ou não levar em consideração dispositivos como a cortina de injeção e de drenagem.

A cortina de injeção tem como objetivo modificar as condições de escoamento de fluxo subterrâneo reduzindo a permeabilidade do solo de fundação. Para isso, injeta-se em furos uma nata de cimento ou de outros materiais impermeabilizantes, tais como, silicatos ou

resinas. Tal nata é capaz de se solidificar nas fissuras, fendas ou vazios do maciço, formando uma cortina capaz de provocar perda de carga hidrostática e reduzir a percolação de água.

Em 1961, Casagrande demonstrou que as injeções realizadas em várias barragens de concreto não conseguiram reduzir substancialmente as subpressões. Por isso, é importante lembrar que as injeções e a drenagem são intimamente associadas quando se estuda o tratamento da fundação de uma barragem.

A jusante da cortina de injeção pode se localizar uma cortina drenante. Esta drenagem é feita para controle da subpressões no maciço rochoso e condução das águas de infiltração para fora da estrutura, através da captação do fluxo de percolação e condução para o rio.

A galeria de drenagem percorre toda a parte inferior da barragem, perto da zona de fundação. A galeria tem como função conduzir a água das infiltrações que ocorrem pelas estruturas e suas fundações até poços coletores e estações de bombeamento. Ao longo do caminho percorrido pela água são feitas medidas de controle que possam detectar possíveis anomalias.

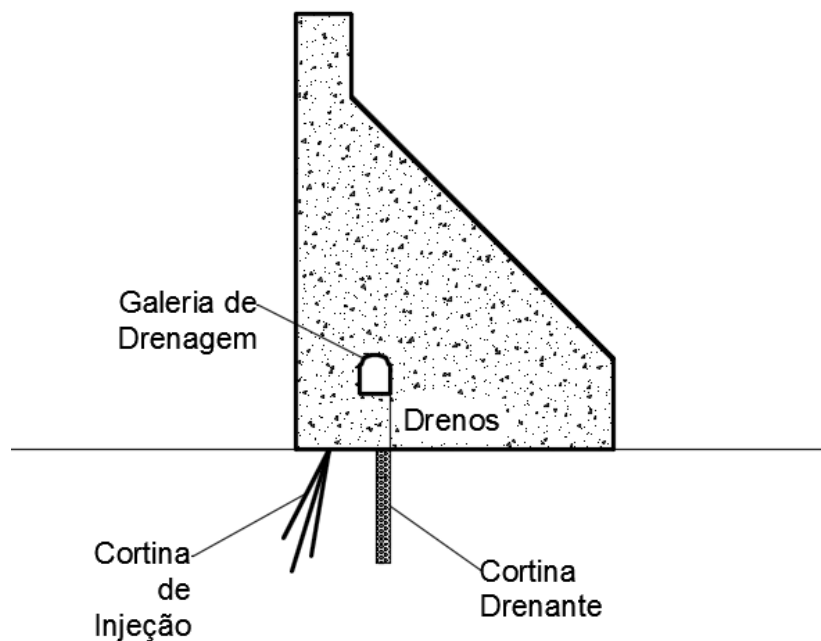


Figura 8: Dispositivos de injeção e de drenagem

2.2.3.1 CRITÉRIO SUECO

Adota para os fatores de área e de intensidade o valor de 1,0. Disso pode resultar um diagrama trapezoidal ou triangular dependendo do nível de jusante como está ilustrado na Figura 9. Neste critério não se leva em conta cortinas de injeção e drenagem (ANDRADE, 1982).

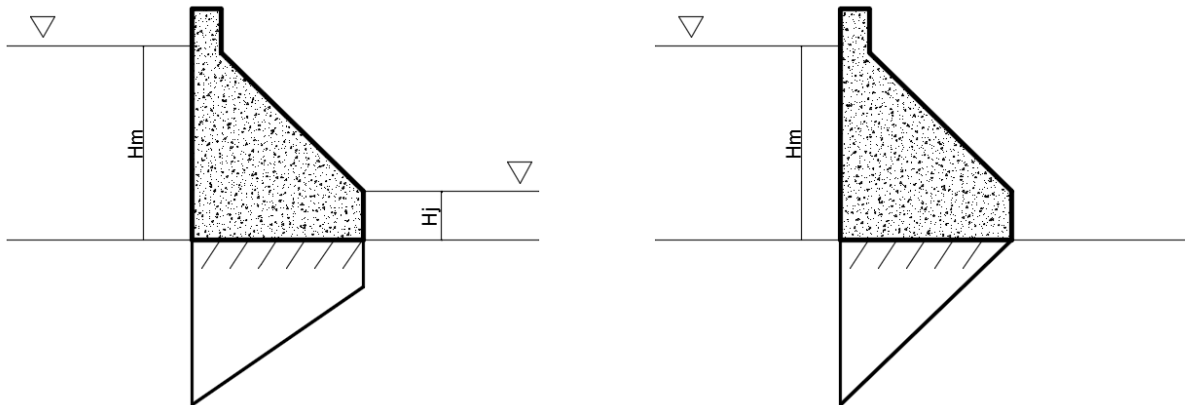


Figura 9: Diagramas do Critério Sueco

2.2.3.2 CRITÉRIO ITALIANO

As subpressões devem decrescer linearmente, desde um valor igual à pressão hidrostática no paramento de montante, até uma fração f da carga hidrostática a que a estrutura está submetida na linha de drenos, e daí até zero ou até um valor igual a carga de jusante. O valor da fração f varia entre 0,3 e 0,5, dependendo das características de permeabilidade da rocha e distância entre drenos (NUNES, 1963 *apud* GUIMARÃES, 1988).

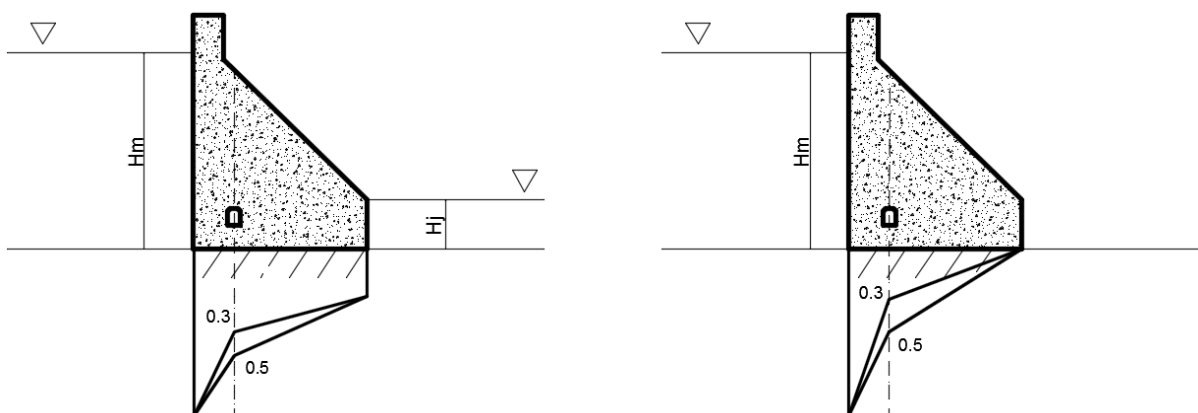


Figura 10: Diagramas para o Critério Italiano

2.2.3.3 CRITÉRIO ALEMÃO

Nesse critério recomenda-se que, junto à cortina de injeção seja admitida a carga do reservatório (diagrama retangular) e, junto aos drenos considera-se um fator de redução de pressão igual a 0,40 (NUNES, 1963 *apud* GUIMARÃES, 1988).

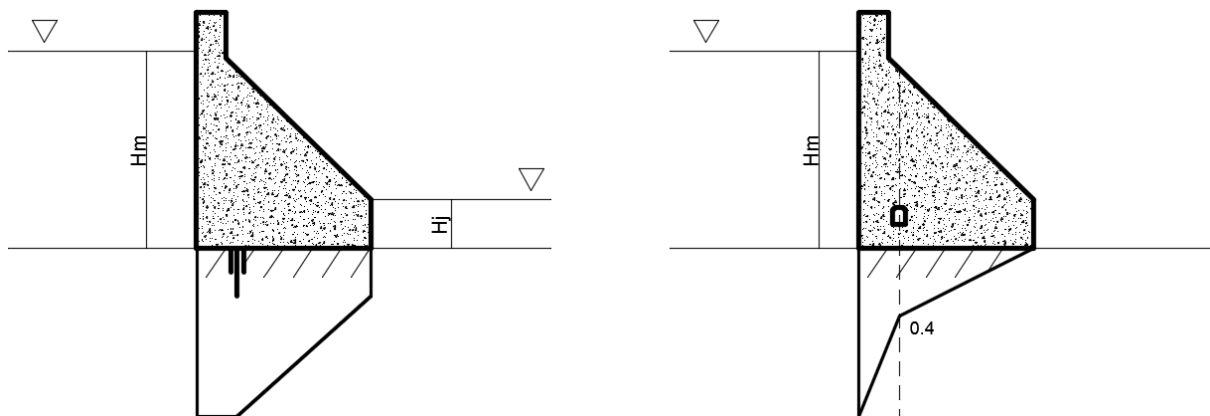


Figura 11: Diagramas para o Método Alemão

2.2.3.4 CRITÉRIO DO U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS

Esse critério faz considerações de subpressão ao longo da base e na fundação. A subpressão age em 100% da base, ou seja, seu fator de área tem valor igual a 1,00. Sua distribuição depende da eficiência dos drenos e da cortina de injeção. Além disso, depende também de feições geológicas como: permeabilidade da rocha, fendas, falhas e juntas. A seguir, têm-se os diagramas das diversas hipóteses com ou sem drenos. A Figura 12 mostra a distribuição da subpressão sem galeria de drenagem. Seu valor em qualquer ponto abaixo da estrutura (H_x) pode ser calculado da seguinte forma.

$$H_x = \frac{H_m}{B} + H_j \quad \text{Eq. 1}$$

Onde,

H_j é a Coluna de água a jusante

H_m é a Coluna de água a montante

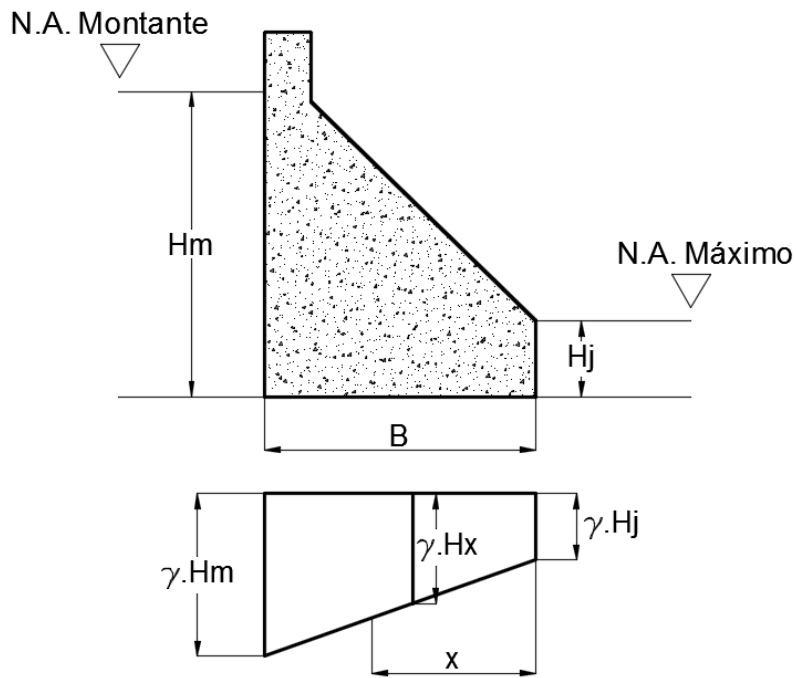


Figura 12: Distribuição da subpressão sem galeria de drenagem

A presença de galeria de drenagem ocasiona uma redução nos esforços originados pela subpressão como pode ser observado na Figura 13. A altura da coluna de água no dreno (H_d) é calculada da seguinte forma.

Quando $h_g > H_j$:

$$H_d = \frac{D}{B} \left(\frac{H_m}{2} - \frac{H_j}{2} \right) + H_j \quad \text{Eq. 2}$$

Quando $h_g < H_j$:

$$H_d = \frac{D}{B} \left(\frac{H_m}{2} - \frac{H_j}{2} \right) + H_j \quad \text{Eq. 3}$$

Onde,

$$K = 1 - E_d$$

E_d é a efetividade do dreno expressa como decimal

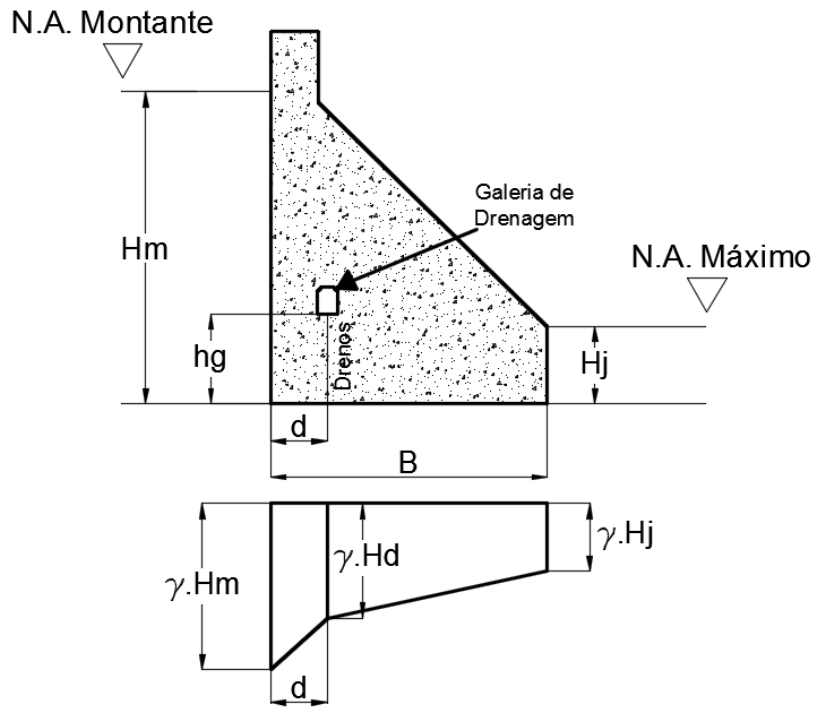


Figura 13: Distribuição da subpressão com galeria de drenagem

Quando os drenos ficam próximos a face de montante, ou seja, quando $d \leq 0,05H_m$, a distribuição do diagrama se dará de forma diferente da anterior tal como mostra a Figura 14. A altura da coluna de água nos drenos é calculada da seguinte forma.

Se $h_g > H_j$:

$$H_d = \dots - \dots + \dots \quad \text{Eq. 4}$$

Se $h_g < H_j$:

$$H_d = \dots - \dots + \dots \quad \text{Eq. 5}$$

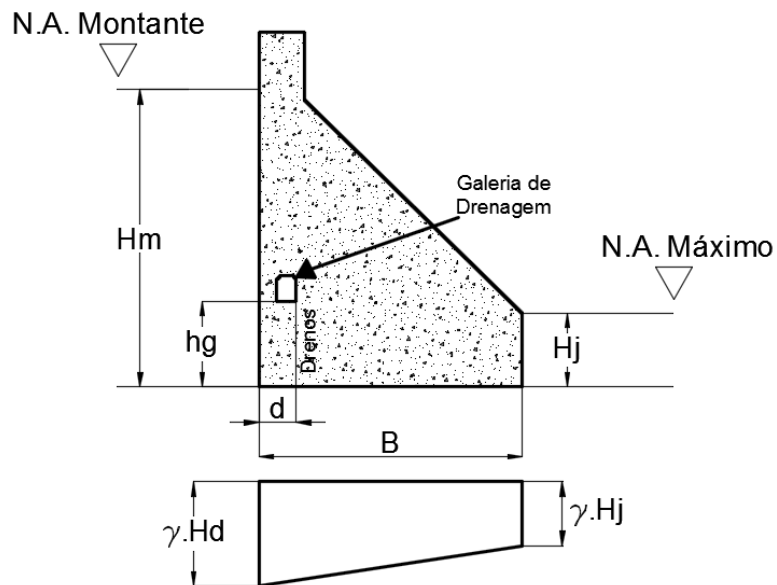


Figura 14: Distribuição da subpressão com drenos próximos à face de montante

Quando há uma trinca de tração que se estende além dos drenos, a distribuição da subpressão se dá da forma ilustrada pela Figura 15.

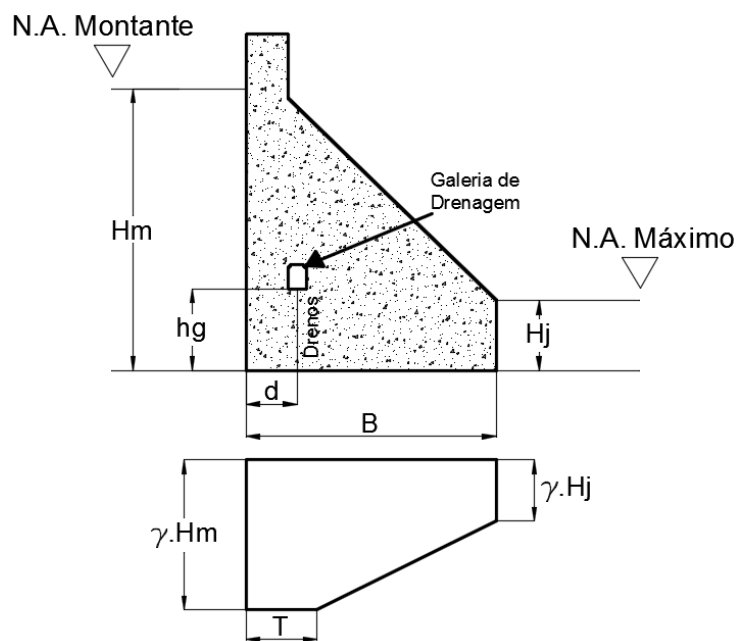


Figura 15: Distribuição da subpressão em base com trinca de tração estendida além dos drenos

Se as trincas de tração não se estenderem além dos drenos, a distribuição da subpressão se dará conforme ilustra a Figura 16. O cálculo da altura da coluna de água é feito da seguinte forma.

Quando $h_g > H_j$:

$$H_d = \frac{1}{3} \cdot \frac{H_m}{B} \cdot \left(\frac{B}{3} + d \right) \quad \text{Eq. 6}$$

Quando $h_g < H_j$:

$$H_d = \frac{1}{3} \cdot \frac{H_m}{B} \cdot \left(\frac{B}{3} + d \right) \quad \text{Eq. 7}$$

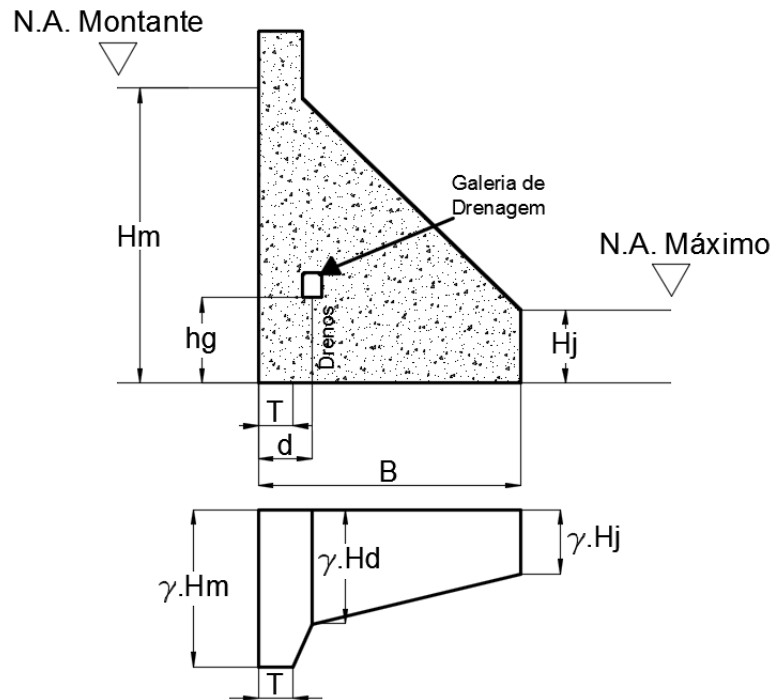


Figura 16: Distribuição da subpressão em base com trinca de tração não estendida até os drenos

2.2.3.5 CRITÉRIO DO U.S. BUREAU OF RECLAMATION

Este critério considera a subpressão atuando em 100% da área da base e um fator de intensidade igual a 1/3 da carga hidrostática imposta à estrutura, na linha de drenos, tal como está ilustrado na Figura 17. O cálculo da altura da coluna de água no dreno pode ser obtido de acordo com a Eq. 8 e a Eq. 9.

Quando $H_j \geq h_g$:

$$H_d = \frac{1}{3} \cdot \frac{H_m}{B} \cdot \left(\frac{B}{3} + d \right) \quad \text{Eq. 8}$$

Quando $H_j < h_g$:

$$H_d = \frac{1}{3} \cdot H_m - \frac{1}{3} \cdot H_j \quad \text{Eq. 9}$$

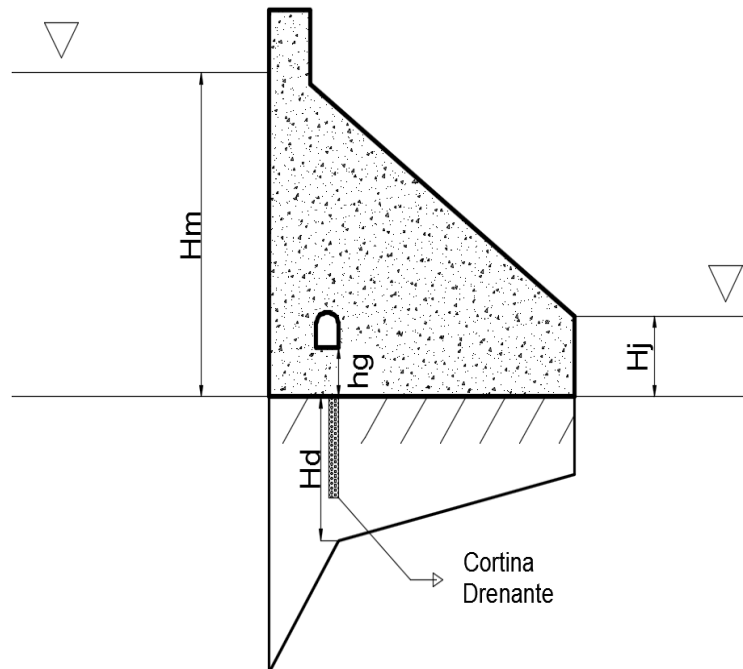
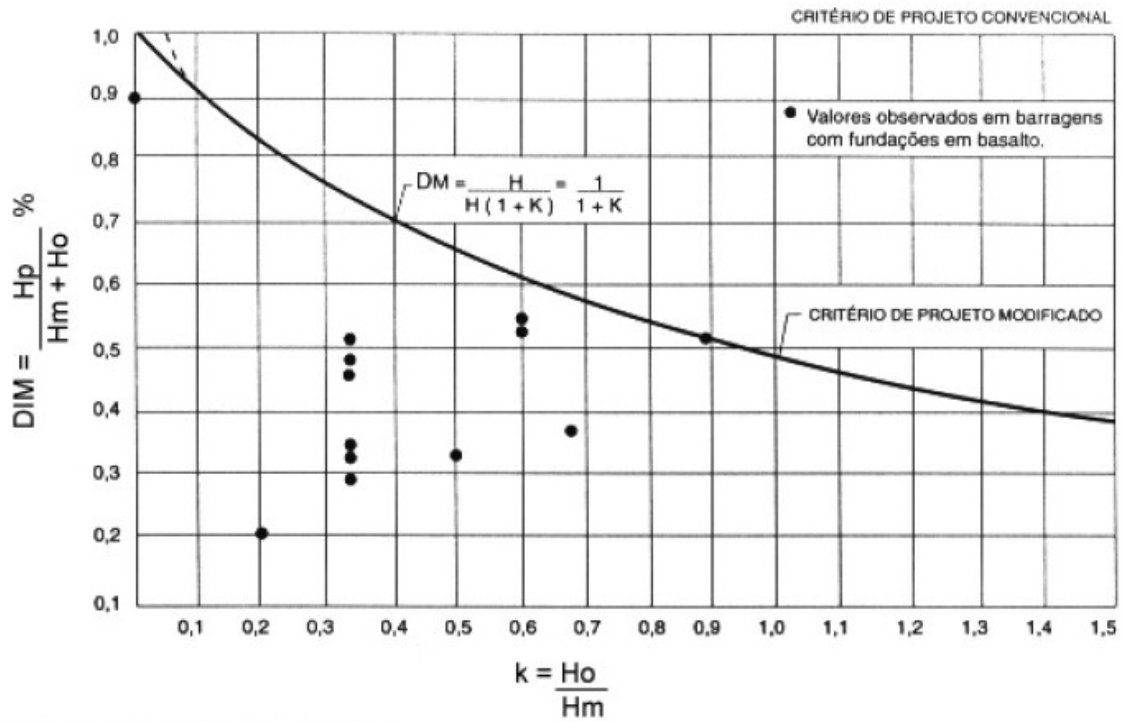


Figura 17: Critério da USBR para subpressão

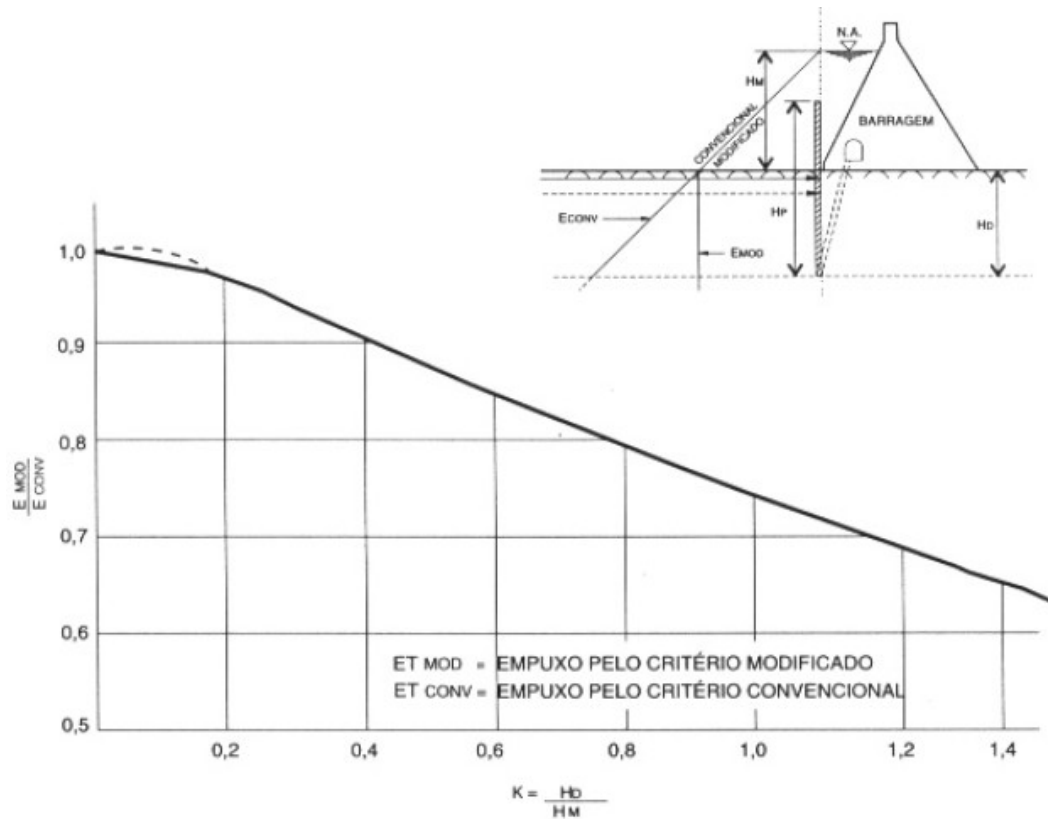
2.2.3.6 CRITÉRIO DE CRUZ E SILVA (1978)

As hipóteses de subpressão do U.S. Corps of Engineers e do USBR mostram-se muito distanciadas do comportamento efetivo dos protótipos de barragens brasileiras fundadas em basalto. Sendo assim, houve a necessidade de se criar um critério feito a partir da observação de 23 estruturas tipo gravidade construídas sobre fundação basáltica. Para isso, observou-se o comportamento de piezômetros localizados em lugares estratégicos, com relação à posição de cortinas de vedação e linhas de drenagem. A partir desta observação, concluiu-se que as fendas de tração não exercem influência na subpressão. Além disso, foi proposto a adoção de um critério de coeficiente de perda de carga a montante (Figura 18).

O diagrama de empuxo a montante sofre reduções graduais, à medida que o plano de análise se aprofunda para o interior do maciço rochoso. O diagrama de subpressões também sofre reduções, em virtude destas perdas de carga que o maciço propicia. (CRUZ; SILVA, 1978).



(a) subpressões propostas e observadas



(b) redução do empuxo de água com a profundidade

Figura 18: Critério de Cruz e Silva (1978) – Adaptado LEVIS (2006)

2.2.3.7 CRITÉRIO DE CRUZ E BARBOSA (1981)

Os critérios para determinação de subpressão no contato concreto-rocha e em planos de fraqueza existentes na rocha de fundação foram produzidos a partir de observações de obras no Brasil e no exterior.

Em condições normais de operação de drenagem e com drenos operando com 67% de eficiência, o diagrama de subpressão pode assumir as seguintes formas indicadas pela Figura 19, Figura 20, Figura 21 e Figura 22.

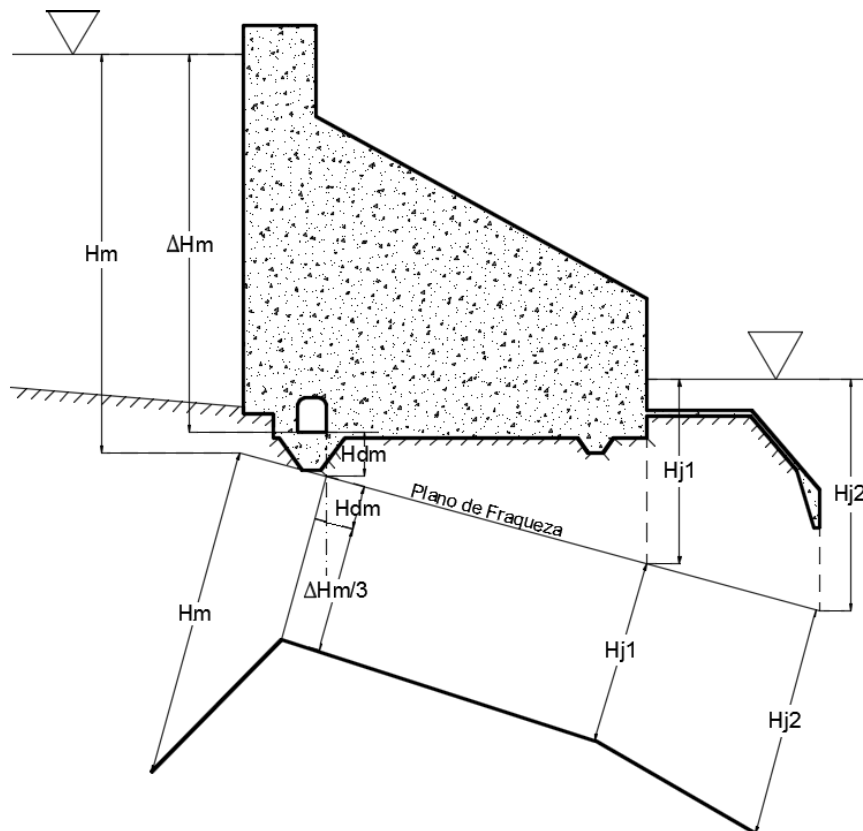


Figura 19: Cortina de drenagem à montante na estrutura

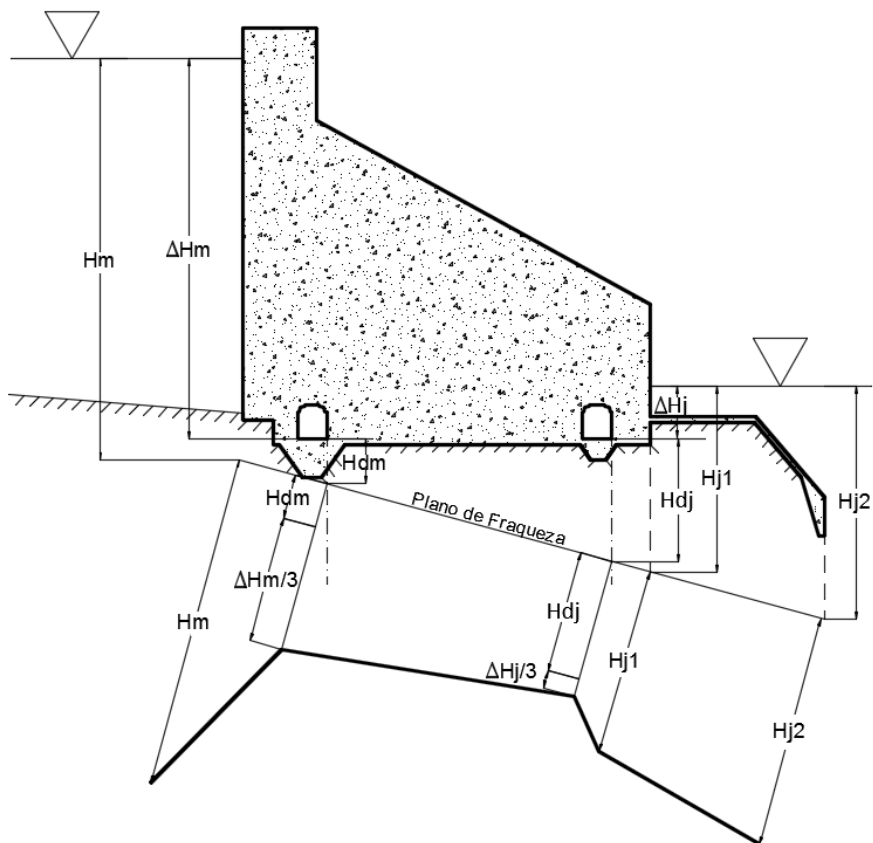


Figura 20: Cortinas de drenagem à montante e jusante na estrutura

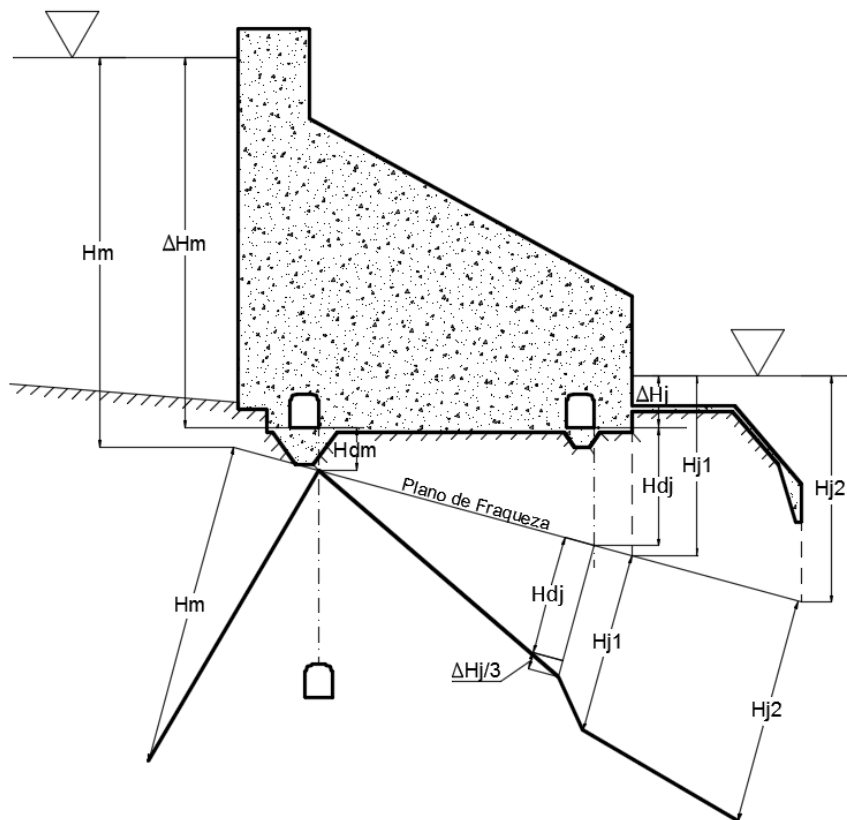


Figura 21: Cortinas de drenagem à montante e jusante na estrutura com túnel na fundação

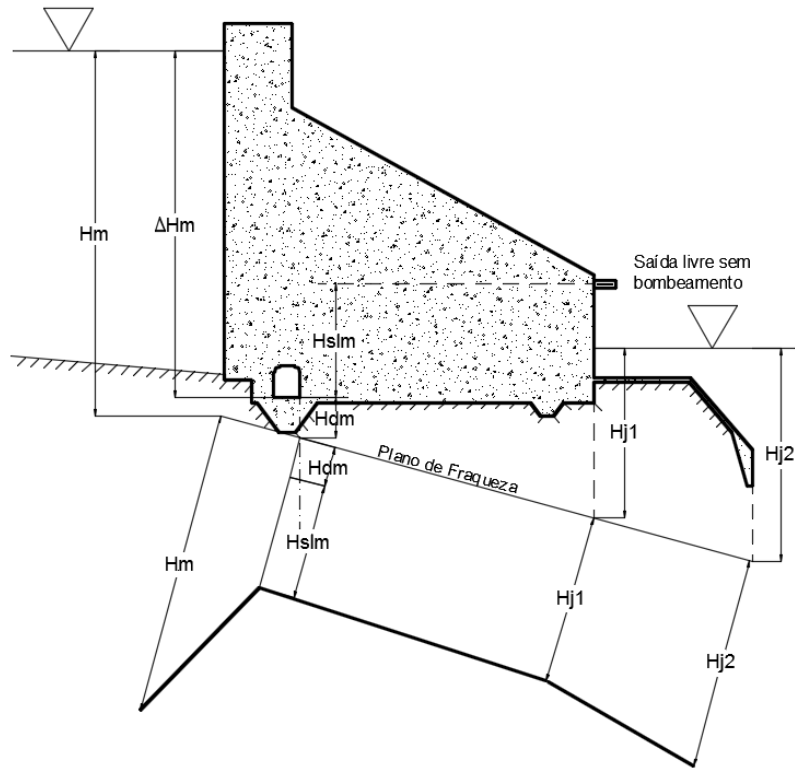


Figura 22: Cortina de drenagem à montante na estrutura

Em condições excepcionais de operação de drenagem e com bombeamento inoperante, o diagrama de subpressão pode assumir as seguintes formas indicadas pela Figura 23 e Figura 24.

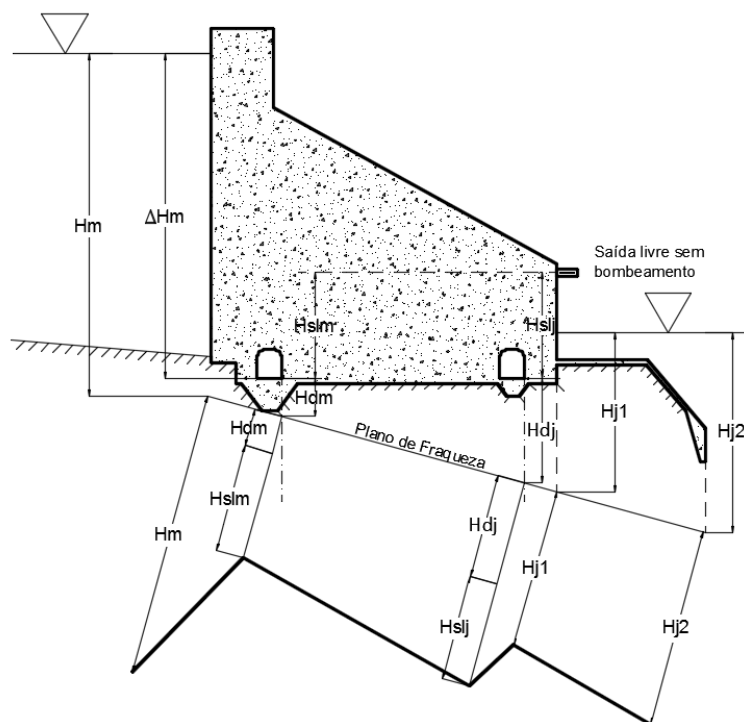


Figura 23: Cortinas de drenagem à Montante e Jusante na Estrutura

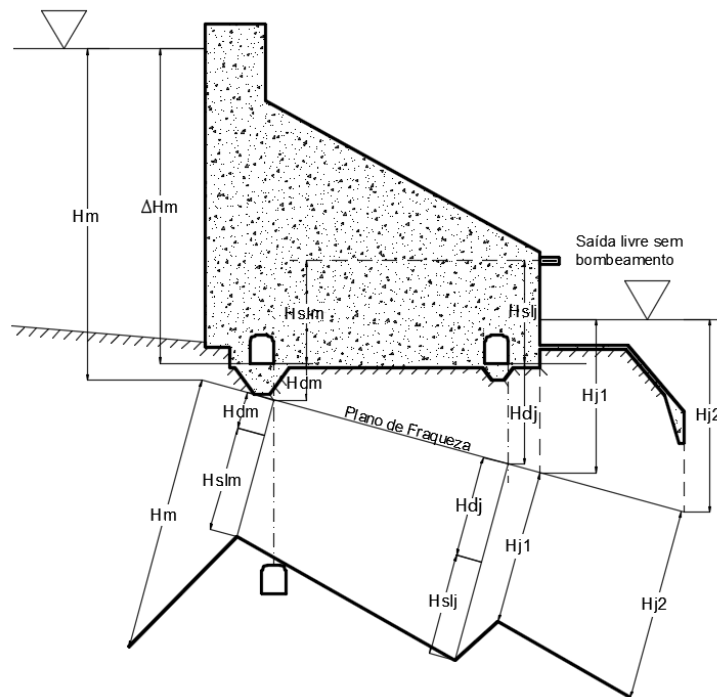


Figura 24: Cortinas de drenagem a Montante e Jusante na Estrutura com Túnel na Fundação

2.2.3.8 CRITÉRIO DE AZEVEDO (1993)

Esse autor estudou a barragem de Taquaraçu que possui fundações em rochas basálticas. Através de sua análise, ele chegou aos diagramas de subpressões apresentados pela Figura 25.

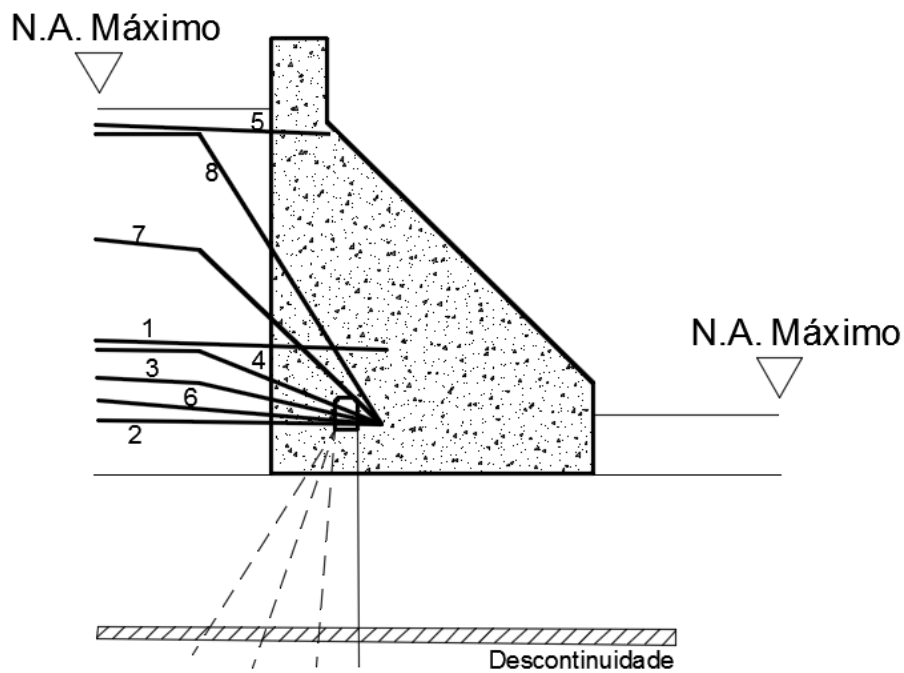


Figura 25: Diagramas de subpressão do Critério de Azevedo (1993)

Tabela 1: Casos do Critério de Azevedo (1993)

Caso A		Caso B	
Descontinuidade "A" não aflora no reservatório		Descontinuidade "A" aflora no reservatório	
1	sem injeção ou com injeção, sem drenagem	5	sem injeção ou com injeção, com drenagem
2	injeção ineficiente, drenagem eficiente	6	injeção ineficiente, drenagem eficiente
3	injeção com eficiência de 66%, drenagem eficiente	7	injeção com eficiência de 66%, drenagem eficiente
4	injeção 100% eficiente	8	injeção 100% eficiente, drenagem eficiente

2.2.3.9 CRITÉRIO DE CRUZ (1996)

Cruz apresenta, em seu livro, esquemas de redução de subpressão numa feição permeável de uma barragem de concreto hipotética apoiada em rocha, considerando casos de tratamento somente com drenagem e com drenagem e injeção, para uma ou para duas galerias (ver Figura 26).

Cruz mostra ainda (ver Figura 26) os valores das subpressões totais no plano da descontinuidade, e as reduções previstas para os vários tratamentos, considerando eficiência de 100% e 67%. Admitindo gradiente linear na fundação para a condição sem tratamento, pode-se estimar a redução ou o aumento das vazões resultantes dos tratamentos.

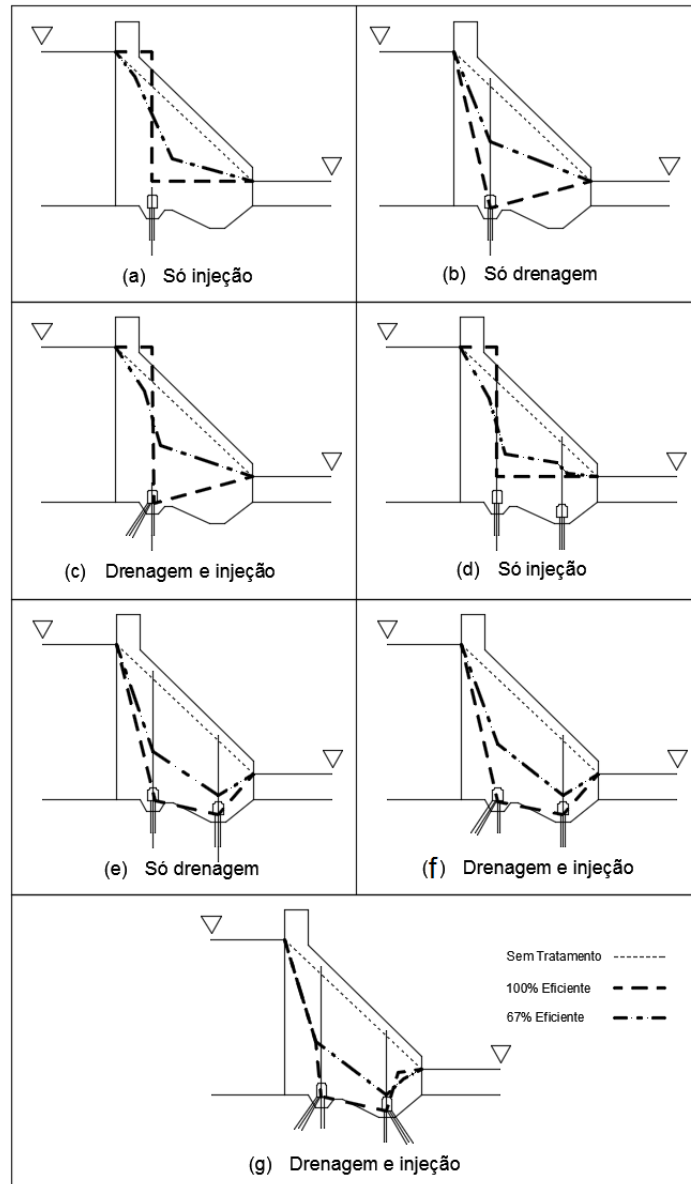


Figura 26: Critério de Cruz (1996)

Tabela 2: Subpressões e Vazões Relativas do Critério de Cruz (1996)

CASO	SUBPRESSÃO TOTAL (1)	SUBPRESSÃO		VAZÕES	
		100%Eficiência	67%Eficiência	100%Eficiência	67%Eficiência
A	U	0,83 U	0,85 U	0	034 Q
B	U	0,53 U	0,71 U	5,2 Q	3,6 Q
C	U	0,52 U	0,73 U	0,4 Q	0,7 Q
D	U	0,64 U	0,72 U	0	0,22 Q
E	U	0,37 U	0,57 U	9,3 Q	7,1 Q
F	U	0,39 U	0,56 U	1,4 Q	2,0 Q
G	U	0,44 U	0,50 U	0	1,3 Q

(CRUZ, 1996)

2.2.3.10 CRITÉRIO DA ELETROBRÁS (2001)

Segundo Osako (2002), a Eletrobrás, juntamente com o Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, tentou uniformizar os critérios utilizados no Brasil seguindo o modelo do USBR.

A Figura 27 representa estes principais critérios.

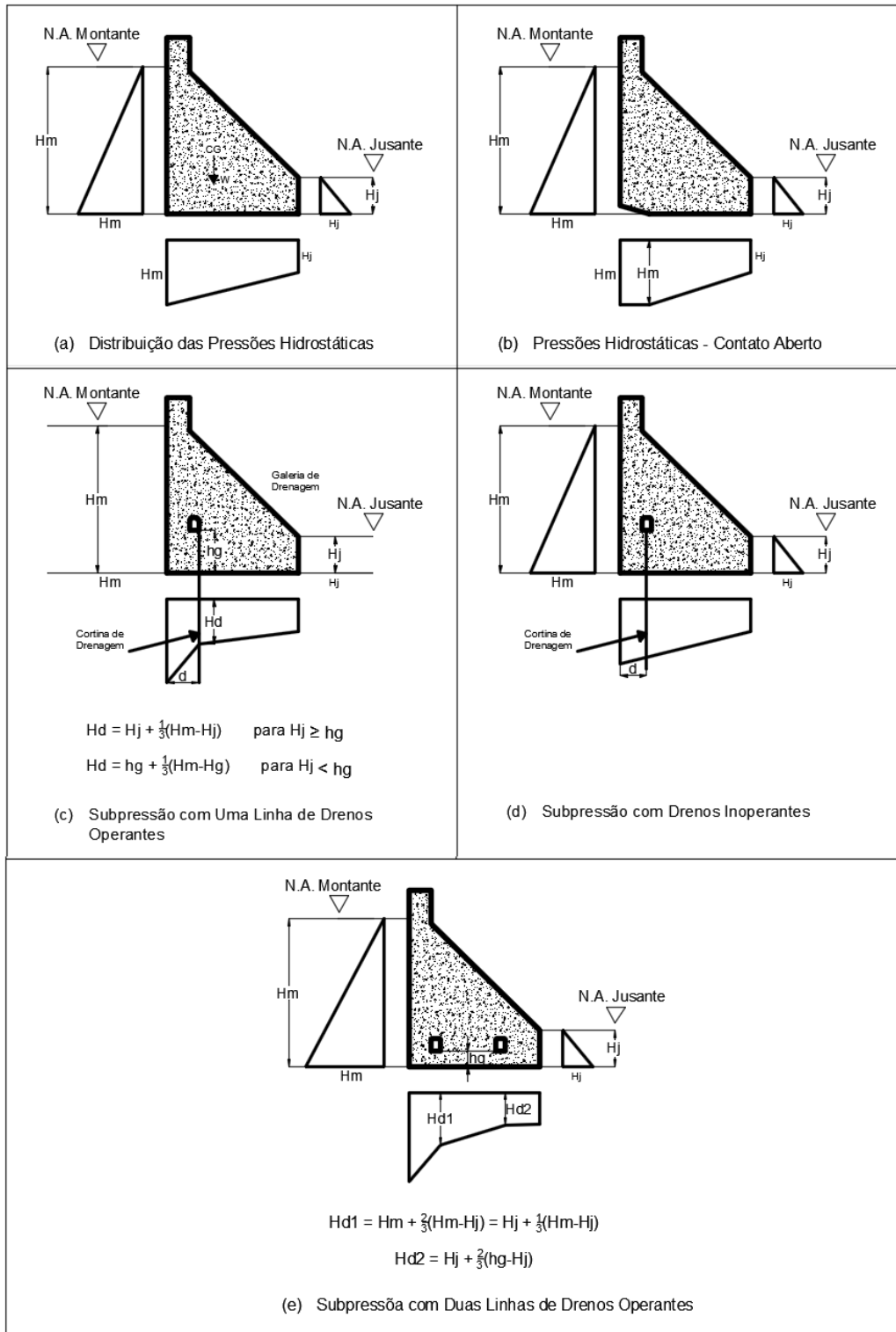


Figura 27: Critério de Subpressão da Eletrobrás (OSAKO, 2002)

2.2.4 PRESSÕES INTERSTICIAIS NOS POROS

A barragem de concreto tem objetivo de conter a água no reservatório, porém, é impossível evitar que o concreto fique encharcado, já que se trata de um material poroso. A água que penetra nos seus poros exerce pressões que resultam em um estado de tensões internas à estrutura que pode gerar rompimento localizado no concreto.

Mason (1988) relata que muitos pesquisadores se ocuparam em estudar o problema das pressões nos poros do concreto, entre outros, Fillunger, Hoffman e Terzagui. Um tratamento desse problema, em feições já bastante atuais, encontra-se também no tratado sobre barragens de Tölke (1938). Serafim (1964) publicou uma série de trabalhos a esse respeito, estendendo suas investigações a meios anisotrópicos, de interesse na Mecânica das Rochas. O problema foi estudado em sua generalidade, envolvendo a compressibilidade do líquido, a existência de ar nos poros e o regime não estacionário do escoamento. Os ingredientes básicos da teoria são a lei de percolação de Darcy e a condição de continuidade.

Serafim (1964) mostrou ainda que, em regime permanente, a pressão designada por p nos poros de um corpo sólido é regida pela equação:

$$\nabla^2 \cdot p = 0 \quad \text{Eq. 10}$$

sendo ∇^2 o operador de Laplace.

Esta equação seria integrada por métodos analíticos e numéricos amplamente conhecidos, levando em conta as condições de contorno do problema.

Para uma barragem de gravidade, de perfil triangular, os diagramas de pressões seriam triangulares, correspondentes à pressão hidrostática, na respectiva cota como se pode ver na Figura 28.

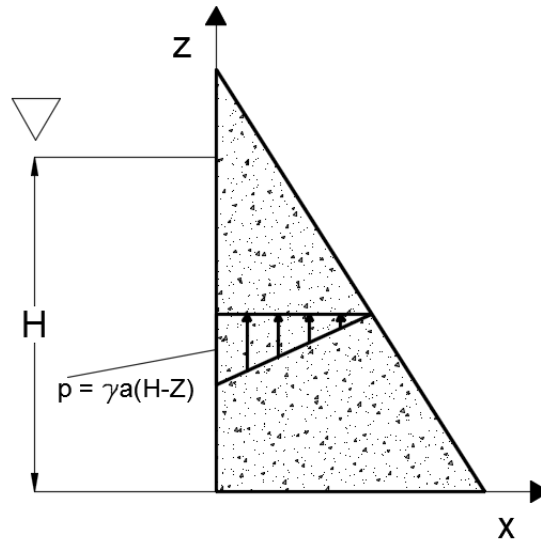


Figura 28: Distribuição de pressões nos poros do concreto para barragens de gravidade.

2.2.5 EMPUXOS DE TERRAS

2.2.5.1 MATERIAL ASSOREADO

Segundo CEMIG (1994), entende-se por empuxo de terra a ação produzida por maciços granulares (enrocamento, solos, sedimentos, sólidos, terrenos desintegrados) sobre as estruturas de contenção.

USACE (1995) coloca que os esforços de terra em barragens, podem ocorrer com a deposição de material escavado da fundação que preenchem, de forma não uniforme, aterros em volta das estruturas.

Caso fique determinado nos estudos de reservatório que existe presença de material a ser depositado no pé da barragem, o empuxo resultante dos sedimentos deve ser levado em consideração no cálculo de estabilidade global.

Segundo CPCUH (2003), deve-se usar a fórmula de Rankine para a determinação da pressão horizontal que o assoreamento exerce sobre a estrutura. Utiliza-se a pressão atuante em no mínimo 10% da altura da seção estrutural analisada.

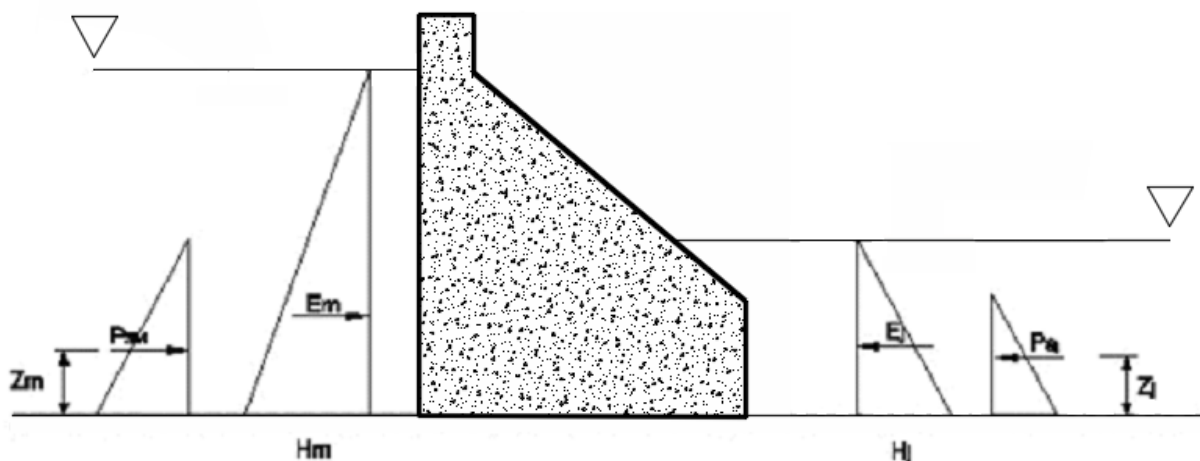


Figura 29: Empuxo de aterros (CPCUH, 2003)

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (h_s)^2 \cdot \frac{1 - \text{en}\phi}{1 + \text{en}\phi} \quad \text{Eq. 11}$$

P_s = força horizontal de assoreamento kN/m

γ = peso específico do sedimento

h_s = altura de cálculo

ϕ = ângulo de atrito interno do material

H = altura hidrostática

2.2.5.2 EMPUXOS DE TERRAPLENOS

Existem estruturas que sofrem muito o efeito dos aterros. São exemplos: muros de transição; muros laterais de calhas de vertedouro; muros de contenção de pé de aterro; muros-ala ou de encontro; muros laterais de eclusa.

Para estruturas com grande inércia e rigidez, os empuxos deverão ser calculados em princípio na condição de repouso. Especificamente, para os muros de transição, esta suposição será válida para os empuxos nas faces de montante, jusante e lateral.

Muros laterais de calhas de vertedouro, ligados à laje de fundo, poderão ser considerados como indeslocáveis, caso sejam estruturas de gravidade, correspondendo nesta situação a

empuxos de repouso. Paredes estruturais esbeltas, com possibilidade de deslocamento ou rotação na base, poderão ser calculadas considerando empuxos para a condição ativa.

Muros de contenção de pé de aterros de solo e/ou enrocamento terão em princípio seus empuxos calculados para condição ativa.

O empuxo nas condições ativa e passiva de cunhas de rocha sobre estruturas serão calculados utilizando o método de Coulomb, porém considerando as inclinações de cunhas condicionadas por planos de fraqueza estrutural (falhas, acamamento, etc.). Para o caso de maciços rochosos muito fraturados/decompostos, serão utilizados os mesmos procedimentos que para terraplenos em solo, CEMIG (1994).

Empuxos Ativos

Segundo CEMIG (1994), nos casos em que os esforços cisalhantes do terrapleno são mobilizados a favor de manter o equilíbrio contra a ação da gravidade, resulta a condição de Empuxo Ativo: o valor do empuxo é sempre reduzido por motivos de cooperação dos esforços cisalhantes.

Os empuxos para a condição limite ativa serão calculados pela teoria de Coulomb para o caso de terrapleno homogêneo e superfície do terreno plana, sem a presença de água. Neste caso, o coeficiente de empuxo (K_a) pode ser obtido diretamente, através de ábacos e tabelas existentes em publicações especializadas de Mecânica dos Solos.

Para terraplenos heterogêneos ou com superfície do terreno irregular, ou ainda com presença de água, pode ser utilizado o método das cunhas (Coulomb generalizado) com superfície potencial de ruptura plana ou poligonal. A presença de trincas verticais de tração deverá ser considerada em terraplenos formados por materiais coesivos, quando cabível, preenchidos com água.

Empuxo Passivo

Segundo CEMIG (1994), em condições que o movimento da parede de contenção empurra o terraplano, de modo que o volume destinado a romper tende a subir, e assim os esforços cisalhantes são mobilizados somando-se ao peso do volume arrimado, os empuxos são obviamente aumentados por motivo das deformações cisalhantes geradas, resultando a condição de Empuxo Passivo.

2.2.6 PRESSÃO DE GELO

“As pressões provenientes do gelo podem produzir cargas significantes contra a face da barragem quando ela se localiza em lugares onde as temperaturas no inverno sejam baixas o suficiente para congelar a água da superfície” (BUREAU OF RECLAMATION, 1987). Essas pressões do gelo contra a parte superior do paramento de montante da barragem são causadas por variações térmicas que provocam expansão da camada do gelo e pela ação do vento que move essas placas contra o paramento de montante.

As pressões causadas por expansões térmicas da camada de gelo dependem da espessura da placa de gelo e das variações de temperatura a que é submetida. Para quantificação do valor característico desta ação pode-se recorrer às recomendações do (USBR, 1987) que estipula que quando não existem dados sobre a pressão a utilizar no dimensionamento, pode-se estimar, de forma aceitável, que esta ação corresponde a uma pressão horizontal e linear na superfície do reservatório de valor 15 kN/m sobre o paramento de montante, para uma camada de gelo com espessura igual ou superior a 0,6 m. Para camadas de gelo de menores dimensões a força a considerar pode ser proporcional à espessura da camada.

Para localidades onde não há ocorrência de gelo, caso em que o Brasil se encaixa, este tipo de carregamento pode ser desprezado.

2.2.7 CHOQUES DE ONDAS OU AÇÃO DINÂMICA DA ÁGUA

Os esforços produzidos pelo impacto das ondas na barragem estão ligados a altura que essa onda pode atingir, que, por sua vez, está relacionada com a área do reservatório adjacente à barragem e

orientada na direção força do vento. Em geral pela elevada rigidez das estruturas de barragens de gravidade esta ação não tem sido considerada nas verificações de estabilidade global. No entanto, para a definição da altura livre de barramento acima do nível máximo do reservatório é importante a sua previsão correta para que não haja galgamento, caso não previsto. O acréscimo da pressão hidrostática devido à ação dos ventos (ou pressão hidrodinâmica devida ao vento) pode ser definido em estudos experimentais realizados em túneis de vento, considerando mais adequadamente as condições de entorno e da estrutura, além da norma ABNT NBR6123. As ações devidas ao vento ganham importância no dimensionamento de elementos de vedação de estruturas que se localizam sobre as grandes estruturas da usina (como de coberturas ou edifícios sobre a casa de força e vertedouro, por exemplo).

Segundo o USACE (1995), os esforços produzidos pelas ondas possuem pequenos efeitos na análise de estabilidade da estrutura. Desta forma, não se dará uma ênfase maior sobre este tipo de esforço neste trabalho.

2.2.8 EFEITOS DA REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO, DA TEMPERATURA, DA RETRAÇÃO E DA DEFORMAÇÃO LENTA DO CONCRETO

A reação álcali-agregado consiste em uma reação química entre alguns constituintes mineralógicos do agregado e hidróxidos alcalinos (Hidróxidos de Sódio e Potássio provenientes do cimento, água de amassamento, agregados, pozolanas, agentes externos, etc.) que estão dissolvidos na solução dos poros do concreto. Essa reação gera como produto um gel higroscópico expansivo que pode causar problemas em barragens, tais quais expansões e fendas no concreto.

Em países de clima temperado essa reação pode trazer resultados de maneira mais lenta, algo em torno de 20 anos, enquanto que em países de clima tropical elas podem aparecer em quatro anos (GUSMÃO FILHO, 2006).

As ações térmicas, traduzidas por variações diferenciais de temperatura, induzem tensões na estrutura uma vez que esta se encontra restringida e não se pode mover livremente nos seus apoios. Segundo Moliterno (1995), devido à má condutibilidade do concreto, considera-se apenas a variação média diária em relação à temperatura média anual, a qual vai provocar no interior da barragem tensões internas análogas àquelas de retração e dilatação.

Para caracterização das variações de temperatura do ar, da água do reservatório e em qualquer ponto da barragem, em qualquer instante t , adota-se uma lei periódica com variação senoidal em torno de uma temperatura de estabilização, correspondente a uma temperatura média da barragem, caracterizada por ondas de período anual do tipo,

$$T(t) = \bar{T} - T' \cdot \cos[\omega \cdot (t - \delta)] \quad \text{Eq. 12}$$

Em que $\omega = \frac{2\pi}{365}$, \bar{T} representa a temperatura média anual, T' é o valor da semi-amplitude anual e δ é a fase inicial expressa em dias a contar da data do primeiro dia de cada ano.

Molitero ainda diz que, as tensões de tração provocadas por retração e temperatura podem ser de $0,4\text{N/mm}^2$ em caso de represa vazia.

Caso não sejam adotadas medidas especiais, tais como: adoção de armadura mínima, disposição adequada de juntas de contração e de construção e utilização de métodos apropriados de mistura, lançamento e cura do concreto, de modo a reduzir as tensões acima, deve-se, no cálculo estático, introduzir a influência da retração, dilatação e deformação lenta (CPCUH, 2003).

2.2.10 FORÇAS SÍSMICAS, EM REGIÕES SUJEITAS A SISMOS

Apesar de o território brasileiro estar em uma zona tectonicamente calma aconselha-se a levar em consideração esforços sísmicos. A análise de estabilidade sob a ação de terremotos é rotineiramente considerada em zonas sísmicas e tem sido recomendada mesmo em zonas historicamente assísmicas, em virtude da possibilidade, atualmente considerada, de sismos induzidos pelo enchimento do reservatório da própria barragem, especialmente no caso de barragens de maior porte e reservatórios importantes (CPCUH, 2003).

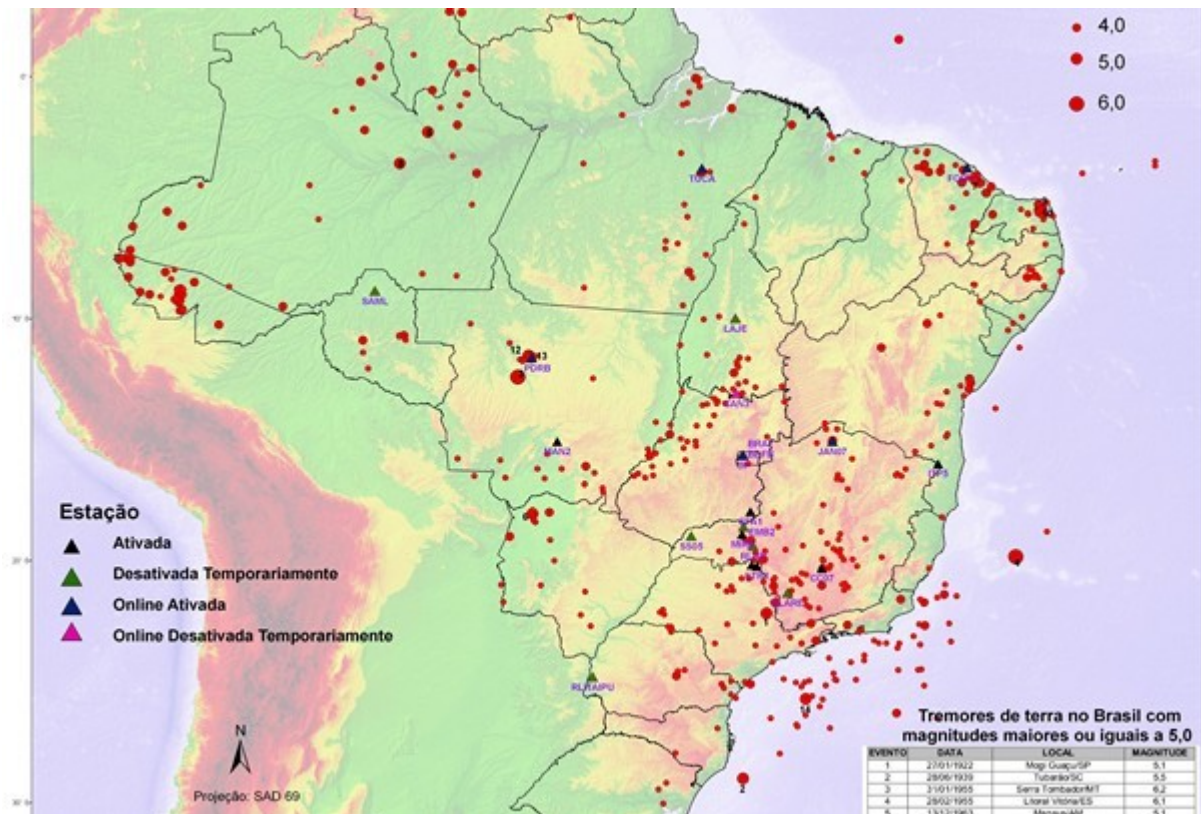


Figura 30: Mapa da Sismicidade Brasileira (Foto: Divulgação / Observatório Sismológico)

A localização sísmo tectônica do Brasil e sua história sísmica (interior de uma placa e uma sismicidade natural relativamente baixa) apresentam condições adequadas para a manifestação de Sismicidade Induzida por Reservatório (SIR).

A literatura técnica tem registrado em algumas barragens o aparecimento de sismos provocados pelo enchimento do reservatório em regiões aparentemente assísmicas. Este tipo de risco é considerado maior para barragens com mais de 100m de altura e reservatório com volume superior a 10^9 m^3 .

A possibilidade de atividade sísmica, apesar de remota, deve ser considerada nos critérios de projeto para as condições de carregamento excepcional e limite. Em função da localização e do vulto do empreendimento, recomenda-se realizar cuidadosos estudos sismológicos para detectar atividades sísmicas antes e depois da implantação do lago a fim de verificar possíveis fenômenos de sismicidade induzida.

Recomenda-se, portanto, através da análise pseudo-estática, a avaliação das condições da barragem face a sismos naturais ou induzidos adotando-se esforços estáticos capazes de simular os efeitos causados pelos movimentos sísmicos. Para estruturas de concreto sobre fundações em rocha, deverão ser considerados nos cálculos de estabilidade, os esforços inerciais mínimos de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical, aplicados no centro de gravidade da estrutura, sendo “g” o valor da aceleração da gravidade em m/s². Esses coeficientes de aceleração sísmica poderão ser majorados caso as condições geológico-estruturais do local sejam desfavoráveis.

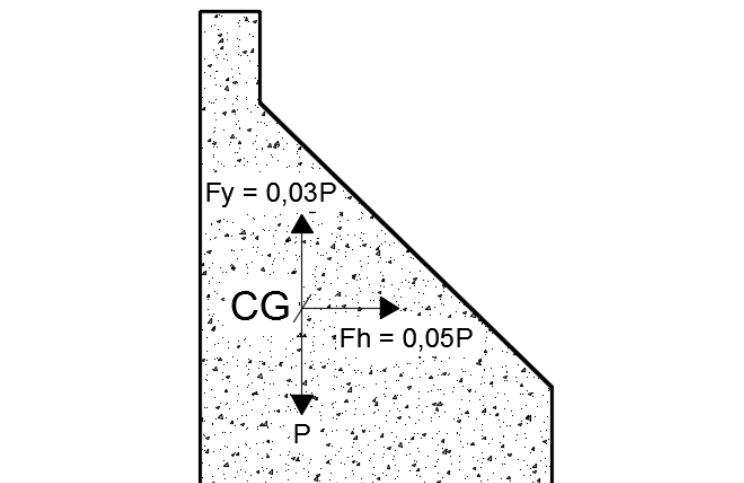


Figura 31: Forças sísmicas atuantes sobre o peso próprio da barragem (CPCUH, 2003).

As cargas hidráulicas sísmicas em barragens e outras estruturas de retenção podem ser determinadas utilizando-se a fórmula de Westergaard (Eq. 13).

$$E_s = \frac{2}{3} \cdot C_e \cdot \alpha \cdot h^2 \quad \text{Eq. 13}$$

Onde:

$$C_e = \frac{8,17}{\sqrt{1 - \left[7,75 \cdot \left(\frac{h}{1000 \cdot t_e} \right)^2 \right]}} \quad \text{Eq. 14}$$

é o período do sismo (adota-se 1s);

é a altura da lâmina d'água em relação ao plano considerado;

é a componente da aceleração do sismo em relação à aceleração da gravidade;

O ponto de aplicação dessa componente pode ser obtido de acordo com a Eq. 15. A influência do sismo na subpressão pode ser desconsiderada nos estudos de estabilidade global das estruturas.

$$z = \frac{2}{5} \cdot h \quad \text{Eq. 15}$$

A Figura 32 ilustra as pressões hidrodinâmicas atuantes em uma barragem de concreto devido a ações sísmicas. É importante observar que os carregamentos considerados estão em direção à jusante, no sentido de carregamento mais crítico.

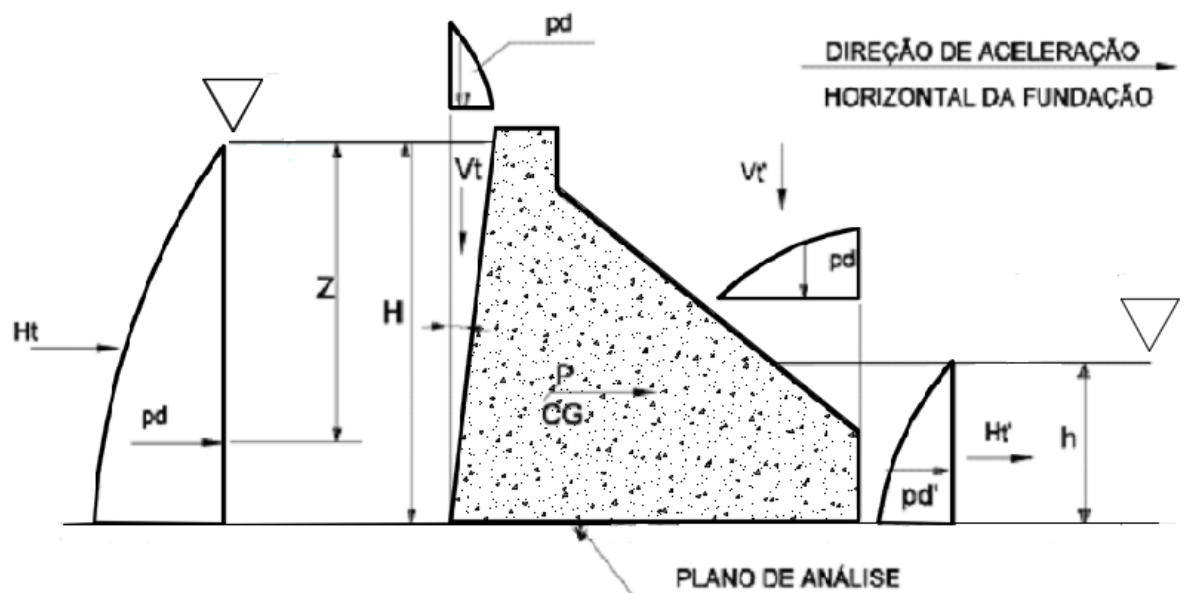


Figura 32: Pressões hidrodinâmicas devido a ações sísmicas (CPCUH, 2003).

2.3 CASOS DE CARREGAMENTO

Existem diferentes critérios para a determinação dos casos de carregamentos aos quais uma estrutura pode ser submetida. Eles determinam os níveis notáveis de água a montante e a jusante do elemento a ser analisado, influenciando nas pressões hidrostáticas e subpressões. As informações são obtidas através de estudos hidrológicos que compõem o projeto de barragens. Aqui serão expostos os que são mais conhecidos.

2.3.1 NBR 8681 AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO

A NBR 8681 recomenda que as ações permanentes devem sempre ser consideradas, já as ações variáveis devem ser consideradas apenas quando fornecem condições desfavoráveis. Ela ainda especifica quatro casos de carregamento:

- 1 – Carregamento normal: quando a estrutura está sob cargas do seu uso previsto, devendo sempre ser considerado na verificação da segurança;
- 2 – Carregamento especial: quando a estrutura estiver sob cargas especiais, como ações da natureza de efeito superior às estimadas para um carregamento normal;
- 3 – Carregamento excepcional: quando a estrutura sofrer ações de cargas e ações excepcionais, de resultado catastrófico;
- 4 – Carregamento de construção: considera as cargas atuantes durante a construção da estrutura, variando de acordo com o estágio da obra.

2.3.2 CRITÉRIO CPCUH (2003)

O livro Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) da Eletrobrás é o mais utilizado pelas empresas projetistas no Brasil, uma vez que considera condições mais próximas à realidade de carregamentos locais. Também traz quatro casos de carregamento:

- Condição de Carregamento Normal (CCN)

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais. (Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, p.141, 2003)

- Condição de Carregamento Excepcional (CCE)

Corresponde a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de

somente uma ação excepcional, tal como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as ações correspondentes à condição de carregamento normal. (Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, p.141, 2003)

- Condição de Carregamento Limite (CCL)

Corresponde a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de mais de uma ação excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as ações correspondentes a condição de carregamento normal. (Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, p.141, 2003)

- Condição de Carregamento de Construção (CCC)

Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra. Podem ser devido a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes, e quaisquer outras condições semelhantes, e ocorrem durante períodos curtos em relação à sua vida útil. (Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, p.141, 2003)

2.3.3 CRITÉRIO DO GUIA BÁSICO DE SEGURANÇA EM BARRAGENS (2001)

Considera três casos de carregamentos em barragens. O primeiro caso seria o de carregamento normal. A segunda condição seria a de carregamento excepcional com baixa probabilidade de acontecimento e tempo de retorno. A terceira condição seria a de carregamento de construção.

2.3.4 CRITÉRIO NAGHETTINI (1999)

Os níveis notáveis em uma estrutura são:

- NA Normal: cota máxima até a qual as águas se elevam nas condições normais de projeto;

- NA Mínimo Normal: cota mínima até a qual as águas se abaixam, em condições normais de operação;

- NA Máximo *Maximorum*: cota máxima até a qual as águas se elevam quando da cheia máxima calculada.

2.3.5 CRITÉRIO USACE (1995)

Ao procurar referências internacionais, podemos citar os manuais *Gravity Dam Design* (1995), *Us Army CORPS Of Engineers* e *Criteria For Design Of Solid Gravity Dams* (2010). Os dois definem sete condições de carregamento para barragens de concreto:

A - Barragem completa, mas sem água a jusante e montante (não usual condição de construção).

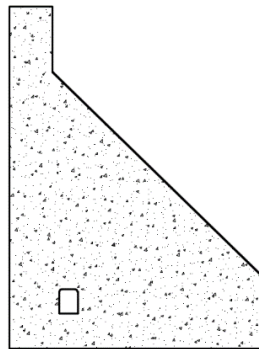


Figura 33: Condição de Carregamento A

B - Altura de água normal, condição de operação normal com vertedouros e comportas fechadas, altura de água a jusante mínimo, subpressão normal, pressão resultantes de gelo e lodo decantados, se aplicáveis no caso.

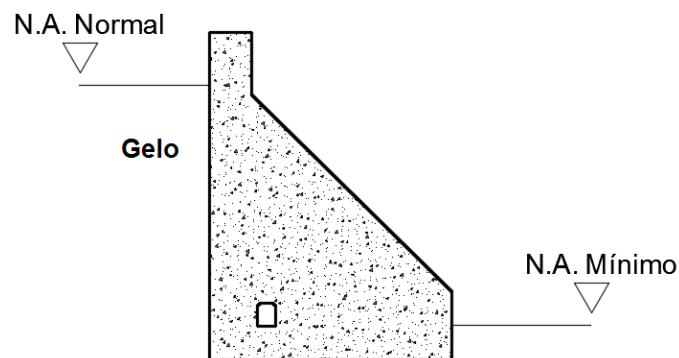


Figura 34: Condição de Carregamento B

C - Altura no reservatório padrão, com comportas abertas. Altura de água a jusante no nível máximo (pressão a jusante), subpressão e pressão de lodo decantado se aplicáveis e sem pressão do gelo.

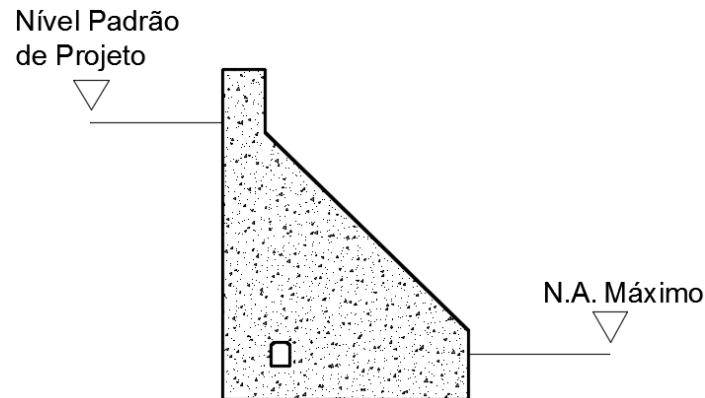


Figura 35: Condição de Carregamento C

D - Barragem completa, mas sem água (igualmente a condição A), sob efeito de terremotos (SBO – Sismo Básico de Operação), com força de aceleração horizontal no sentido jusante para montante.

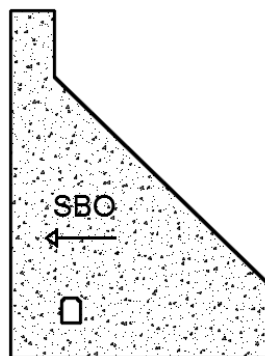


Figura 36: Condição de Carregamento D

E - Altura de água normal, condição de operação normal com vertedouros e comportas fechadas, altura de água a jusante mínimo, subpressão normal, pressão resultantes de gelo e lodo decantados se aplicáveis no caso (idem condição B) sob efeito de terremoto, com força de aceleração horizontal sentido montante para jusante.

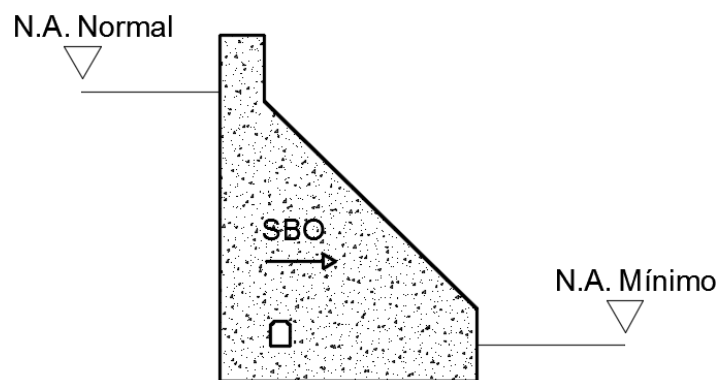


Figura 37: Condição de Carregamento E

F - Altura de água normal, condição de operação normal com vertedouros e comportas fechadas, altura de água a jusante mínimo, subpressão normal, pressão resultantes de gelo e lodo decantados se aplicáveis no caso (idem condição B) sob efeito de sismo de máxima intensidade possível (SMP – Sismo Máximo Possível), com força de aceleração horizontal sentido montante para jusante.

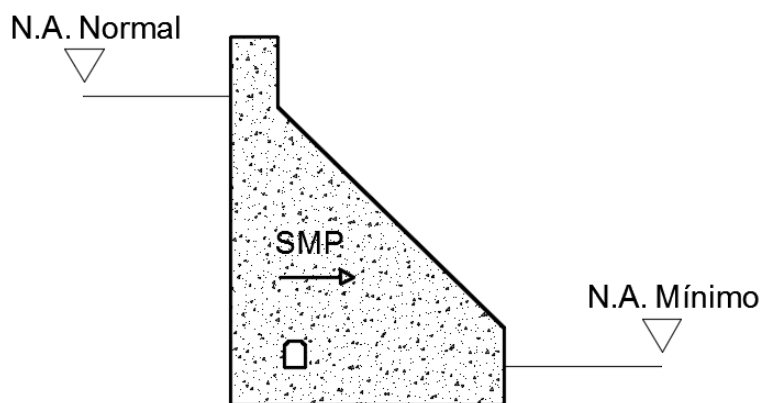


Figura 38: Condição de Carregamento F

G - Reservatório com altura máxima de projeto e altura máxima a jusante (máximas forças e momentos de água a jusante e montante), com comportas abertas, subpressão e pressão de lodo decantado se aplicáveis e sem pressão do gelo.

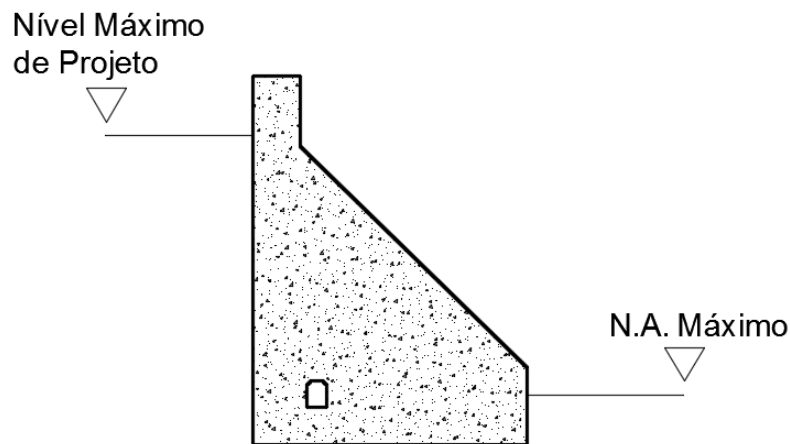


Figura 39: Condição de Carregamento G

O USACE estabelece os níveis notáveis conforme abaixo:

- *Coincident Pool*: representa a elevação de água que será utilizada para a combinação com eventos sísmicos. É a elevação que se espera que a água estará, ou abaixo, durante a metade do tempo a cada ano.

- *Normal Operation*: no passado, o carregamento da condição normal de operação era usado para descrever carregamentos com várias probabilidades de ocorrência, incluindo eventos raros com longos períodos de retorno. Como especificado na Tabela 3, as circunstâncias de operação normal agora são definidas como a máxima condição de carregamento com um período de retorno de dez anos. Os carregamentos com água definidos pela condição de carregamento da operação normal podem ser combinados com outros tipos de eventos.

- *Infrequent Flood*: representa níveis de cheias com os eventos de período do retorno de não mais que 300 anos (probabilidade anual de 0,33%), o que o torna um carregamento incomum como representado pela Tabela 3.

- *Maximum Design Flood*: é a designação usada para representar a condição de carregamento estrutural máxima (considerando o fator mínimo de segurança) e deve ser determinada para cada estrutura ou para cada elemento da estrutural. Algumas estruturas (tais como vertedouros ou bacias de dissipação) são carregadas diferentemente dos elementos principais da represa. Para tais elementos, as condições diferentes do fluxo produzirão o carregamento estrutural

máximo. Quando não for óbvio o carregamento, o fator de segurança a ser adotado será o mais baixo. O deslizamento é a modalidade de falha mais provável para a maioria de estruturas de gravidade, e assim, a MDF pode geralmente ser usada para determinar as máximas forças de escorregamento. Entretanto, devido às condições de subpressão variável, um esforço de escorregamento menor poderia ser utilizado com fator segurança mais baixo. Uma vez que o MDF é determinado, deve ser classificado como normal, de construção, ou excepcional pela

Tabela 3 baseada em seu período do retorno.

Tabela 3: Probabilidade das condições de carregamento, USACE (2005).

Condições de Carregamento	Probabilidade Anual (p)	Período de Retorno (t_r)
Normal	Maior ou igual a 0,10	Menor ou igual a 10 anos
Construção	Menor do que 0,10 e maior ou igual a 0,0033	Maior do que 10 anos e menor ou igual a 300 anos
Excepcional	Menor do que 0,0033	Maior do que 300 anos

2.3.6 CRITÉRIO CEMIG (1994)

Define os níveis d'água conforme abaixo:

- Nível Máximo Normal no Reservatório: nível de água máximo no reservatório (ou estrutura) para fins de operação normal da usina;
- Nível Mínimo Normal no Reservatório: nível de água mínimo no reservatório (ou estrutura) para fins de operação normal da usina;
- Nível Máximo de Enchente no Reservatório: nível máximo atingido no reservatório resultante da passagem da cheia de projeto da barragem em condições de operação dos órgãos extravasores como definido no projeto;

- Nível Máximo Operativo no Canal de Fuga: nível de água a jusante da Casa de Máquinas para a vazão correspondente ao somatório dos engolimentos máximos de todas as turbinas;
- Nível Mínimo Operativo no Canal de Fuga: nível de água a jusante da Casa de Máquinas para a vazão correspondente ao engolimento nominal da máquina de menor capacidade;
- Nível Mínimo no Canal de Fuga: nível mínimo de água a jusante da Casa de Máquinas com vazão nula através das turbinas, com os órgãos extravasores liberando a vazão mínima garantida;
- Nível de Máxima Enchente no Canal de Fuga: nível de água a jusante da Casa de Máquinas resultante da passagem da cheia de projeto da Casa de Máquinas;
- Nível de Máxima Enchente a Jusante da Barragem: nível de água imediatamente a jusante da barragem resultante da passagem da cheia de projeto;
- Nível Mínimo a Jusante da Barragem: nível mínimo de água que pode ocorrer a jusante da barragem;
- Nível de Máxima Enchente a Jusante do Vertedouro: nível máximo de água a jusante do vertedouro resultante da passagem da cheia de projeto da barragem;
- Nível Mínimo a Jusante do Vertedouro: nível mínimo de água a jusante do vertedouro sem vertimento, considerando, quando houver, a influência da vazão nominal de uma máquina pelo Canal de Fuga.

2.3.7 PARALELO ENTRE AS CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

A seguir, tem-se a Tabela 4 que compara as definições de condições de carregamento dadas pelo *U.S. Army Corps of Engineers*, NBR 8681, Guia Básico de Segurança em Barragens e CPCUH (2003).

Tabela 4: Paralelo entre Condições de Carregamento

Condição	U.S. Army Corps of Engineers	NBR 8681	Guia Básico de Segurança de Barragens	CPCUH
1ª Condição	B	1	1º	CCN
2ª Condição	G	2	-	-
3ª Condição	F	3	2º	CCE
4ª Condição	A	4	3º	CCC

Fonte: Schneider, S.A. (2001). Dimensionamento e Análise de Estruturas de Barragem de Gravidade em Concreto (p. 37).

2.4 CÁLCULO DA ESTABILIDADE GLOBAL

Para que a estrutura atue de forma adequada, deve existir uma margem de segurança entre a parcela resistente e a parcela dos carregamentos atuantes. Esta margem é estabelecida por normas de segurança de barragens e é definida levando em conta o grau de incerteza associado à análise. À medida que essas incertezas são atenuadas, os coeficientes de segurança podem ser menores.

2.4.1 TOMBAMENTO

Para que não ocorra o tombamento da estrutura, o somatório dos momentos estabilizantes (ΣME) em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação, deve ser maior que o somatório dos momentos de tombamento (ΣMT). Desta forma, o coeficiente de segurança ao tombamento (FST) é dado pela Eq. 16.

$$FST = \frac{\sum ME}{\sum MT} \quad \text{Eq. 16}$$

Em estruturas cuja base tem dimensão igual ou superior a sua altura, a análise de estabilidade ao tombamento é dispensada. Os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação deverão ser desprezados.

O manual Critérios de Projetos Civil para Usinas Hidrelétricas (2003) apresenta os seguintes fatores de segurança para tombamento:

Tabela 5: Coeficientes de segurança para Tombamento segundo CPCUH

Condições de Carregamento	Coeficiente de Segurança
CCN	1,5
CCC	1,3
CCE	1,2
CCU	1,1

2.4.2 DESLIZAMENTO

O Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD) representa a razão entre a resistência ao cisalhamento (R_s) existente ao longo do plano horizontal no corpo da barragem, na sua fundação, nas juntas horizontais ou próximas delas e a resultante de todas as forças (F_r) na direção do plano potencial de análise.

O *Criteria For Desing OF Solid Gravity Dams* (2010), o USACE (1995) e o CPCUH (2003) definem o fator de segurança para deslizamento através da fórmula:

$$FSD = \frac{\sum F_v \cdot \left(\frac{F_\phi}{\tau_c} + F_c \right)}{\sum F_H} \quad \text{Eq. 17}$$

Onde,

ΣF_v é a resultante dos esforços verticais;

F_ϕ é o fator de segurança parcial em relação ao atrito;

F_c é o fator de segurança parcial em relação à coesão;

ϕ_r é o ângulo de atrito da rocha;

τ_c é a coesão do material ou tensão de cisalhamento admissível no plano considerado (1,4N/mm²);

Abase é a área da seção;

ΣF_H é a resultante de todas as forças horizontais.

A Tabela 6i traduzida do Criteria For Desing OF Solid Gravity Dams (2010), e mostra o fator de segurança parcial em relação ao atrito e em relação à coesão.

Tabela 6: Fatores de segurança parciais contra deslizamento

Condições de Carregamento	F ϕ	Fc		
		Para barragens e o plano de contato com a fundação	Para Fundações	
			Cuidadosamente averiguadas	Outras
A, B, C	1,5	3,6	4	4,5
D, E	1,2	2,4	2,7	3
F, G	1	1,2	1,35	1,5

2.4.3 FLUTUAÇÃO

Para que uma estrutura não flutue, o somatório das forças verticais que atuam de cima para baixo (ΣF_V) devem ser maiores do que as forças de subpressão existentes ao longo da largura da base (ΣF_{SP}). Sendo assim, o fator de segurança a flutuação (FSF) é calculado da seguinte forma.

$$FSF = \frac{\sum \dots}{\sum \dots} \quad \text{Eq. 18}$$

O efeito do atrito nas faces laterais do bloco é geralmente desprezado. O manual Critérios de Projetos Civil para Usinas Hidrelétricas (2003) apresenta os seguintes fatores de segurança para flutuação:

Tabela 7: Fatores de segurança para flutuação segundo o CPCUH (2003)

Condição de Carregamento	Coefficiente de Segurança
CCN	1,3
CCC	1,2
CCE	1,2
CCU	1,2

2.4.4 COMPRESSÃO OU ESMAGAMENTO

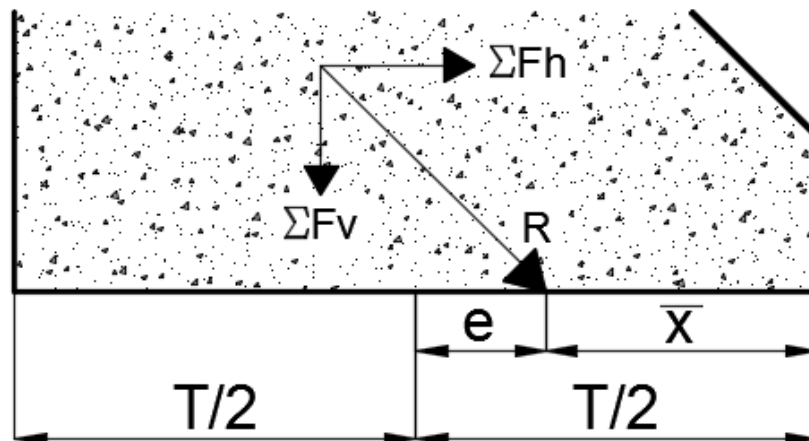


Figura 40: Seção transversal com os esforços

Sendo ΣF_H o somatório das forças horizontais, ΣF_V o somatório das forças verticais e R a força resultante que corta a base a uma distância e do centro da mesma, que possui largura T , pode-se calcular a tensão normal (σ_z) em qualquer ponto na base das estruturas da seguinte forma.

$$\sigma_z = \frac{\Sigma F_V}{I} \cdot y - \frac{\Sigma F_H}{I} \cdot x \quad \text{Eq. 19}$$

Onde y é a distância ao centro da base que varia de $-T/2$ na fibra extrema à montante a $+T/2$ na fibra extrema à jusante.

$$I = \frac{T^3}{12} \quad \text{Eq. 20}$$

Considerando uma seção de base retangular com 1 m de profundidade e T de largura, a tensão normal nas fibras extremas da base será calculada da seguinte forma:

$$\sigma_z = \frac{\Sigma F_V}{I} \cdot y - \frac{\Sigma F_H}{I} \cdot x \quad \text{Eq. 21}$$

O manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) traz a seguinte tabela para fator de compressão do concreto, de acordo com a condição de carregamento:

Tabela 8: Condição de carregamento e tensão admissível à compressão

Condição de Carregamento	Tensão admissível a compressão
CCN	$0,50 f_{ck}$
CCC	$0,55 f_{ck}$
CCE	$0,60 f_{ck}$
CCU	$0,65 f_{ck}$

Para as tensões de compressão nas fundações, o CPCUH (2003) apresenta a seguinte tabela:

Tabela 9: Fatores de segurança a compressão nas fundações

Condição de Carregamento	Coefficiente de segurança
CCN	3,0
CCC	2,0
CCE	1,5
CCU	1,3

2.4.5 TRAÇÃO

Com as tensões nas fibras extremas calculadas e admitindo-se que a distribuição da tensão se dá de forma uniforme, é possível traçar o diagrama de distribuição de tensão ao longo da base. A Figura 41 mostra a influência do valor e da excentricidade nesses diagramas.

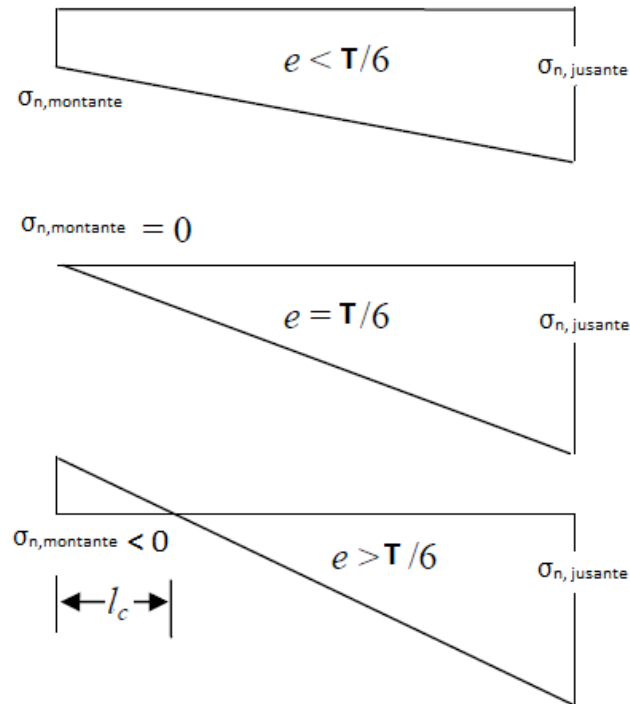


Figura 41: Diagramas de Tensão na Base

Com base na análise da Figura 41, observa-se que quando a excentricidade é menor que $T/6$, toda a extensão da base estará sujeita à compressão. Quando a excentricidade for igual a $T/6$, a tensão normal à montante será igual a zero. Já quando a excentricidade é maior que $T/6$, a base começa a ser tracionada e surge nela uma fenda de comprimento l_c que pode ser calculada da seguinte forma.

$$l_c = \frac{\tau}{2} \cdot \left(\begin{array}{c} \\ \end{array} \right) \quad \text{Eq. 22}$$

Deve-se evitar que tensões de tração surjam na base, pois se a tensão atuante de tração ultrapassar o valor da tensão resistente à tração do concreto, vão surgir fissuras e trincas na estrutura. Com isso, a água, em certas situações, pode penetrar nessas fissuras caso o esforço resultante seja na forma de subpressão. Dessa forma, pode vir a provocar o deslizamento ou tombamento de partes da barragem. Para que a tração não ocorra, basta garantir que o valor da excentricidade seja sempre menor que $T/6$.

2.5 TENSÃO ATUANTE NA BASE DAS ESTRUTURAS

A seguir, serão apresentados alguns dos métodos mais utilizados para o cálculo de tensão atuante na base das estruturas de concreto das barragens.

2.5.1 MÉTODO DA GRAVIDADE (USBR 1976)

O Método da Gravidade na análise de tensões e estabilidade é indicado para a etapa de pré-dimensionamento das estruturas de concreto dos órgãos hidráulicos em projetos de infraestrutura de barragens. Entretanto, em se tratando de estruturas com base reta apoiada sobre rocha, onde as juntas de retração não são travadas, nem grauteadas. Este método pode ser utilizado para o projeto definitivo.

Esse método apresenta um meio aproximado para a determinação de tensões nas seções transversais de uma estrutura de concreto gravidade, devendo ser aplicado para barragens com inclinações constantes, ou variáveis, a montante e a jusante. Atualmente, existe no mercado um software chamado CADAM que faz a análise de estabilidade em barragens de concreto utilizando esse método de cálculo. É importante salientar que este método gera imprecisões nas regiões próximas à fundação por não representar adequadamente o comportamento correto da interação barragem-fundação

As principais hipóteses consideradas neste método são:

- O concreto utilizado na barragem é um material homogêneo, isotrópico e uniformemente elástico;
- Não existem movimentos diferenciais no local da barragem devido às cargas hidrostáticas atuantes no reservatório;
- Todas as cargas apresentadas são transferidas à fundação pela “ação de viga”, ou seja, a barragem é analisada em um corte de largura unitária, sem restrição lateral.
- As tensões normais em planos horizontais variam linearmente da face de montante à face de jusante;
- As tensões de cisalhamento em planos horizontais variam parabolicamente da face de montante à face de jusante.

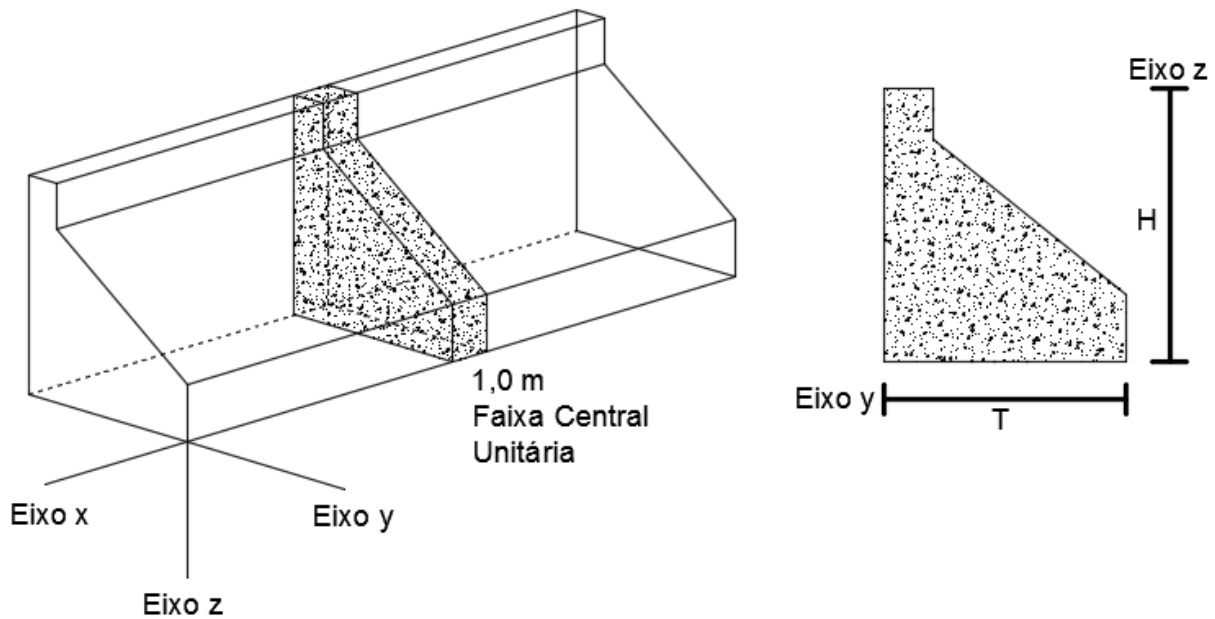


Figura 42: Seção Transversal

2.5.1.1 TENSÃO NORMAL NO PLANO HORIZONTAL

Partindo -se da suposição da teoria clássica de vigas em presso-flexão, pode-se calcular a tensão normal (σ_z) em qualquer ponto na base das estruturas através da seguinte equação.

$$\sigma_z = \frac{\sum W}{I} \cdot \sum M \quad \text{Eq. 23}$$

A tensão direta e a tensão de flexão são calculadas das seguintes formas:

Onde,

$\sum W$ é a resultante das forças verticais no plano horizontal;

$\sum M$ é o somatório dos momentos em relação ao centro de gravidade do plano horizontal;

y é, inicialmente, a distância da linha neutra da base até o ponto onde se quer calcular o σ_z .

Para as extremidades à montante e à jusante os valores de y são respectivamente $+ T/2$ e $-T/2$;

A é a área do plano horizontal considerado;

I é o momento de inércia do plano horizontal em relação ao centro de gravidade, dado pela equação a seguir:

$$I = \frac{1}{12} \tag{Eq. 24}$$

A expressão final para o cálculo das tensões normais na direção z, com y tendo origem no parâmetro à jusante, é:

$$\sigma_z = \left(\frac{\sum W}{T} \quad \frac{\sum M}{T} \right) \frac{\sum M}{T} y \tag{Eq. 25}$$

2.5.1.2 TENSÃO DE CISALHAMENTO

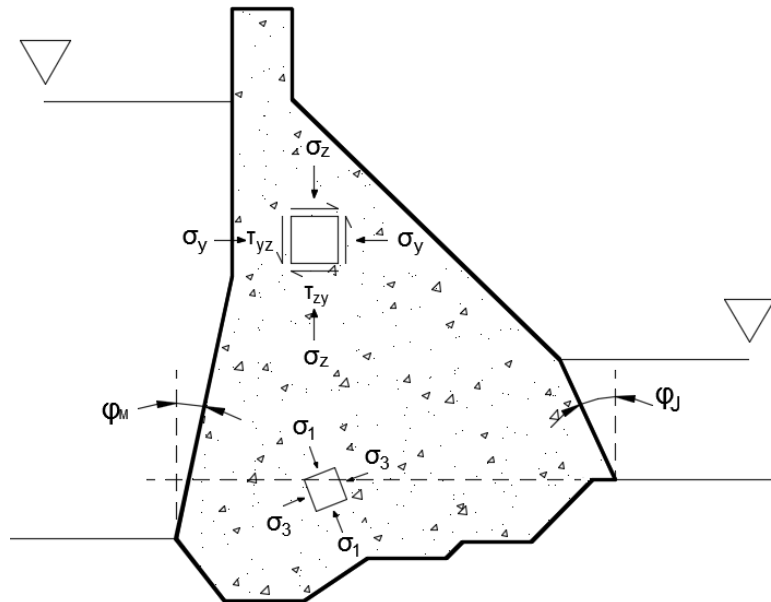


Figura 43: Estados de tensão

A tensão horizontal (τ_{zy}) e a tensão de cisalhamento (τ_{yz}) resultam da variação da tensão vertical normal no plano horizontal e podem ser calculadas da seguinte forma.

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} = \frac{1}{T} \left[\frac{\nabla V}{T} \right] \tag{Eq. 26}$$

Onde,

V é a resultante das forças horizontais;

$\tau_{Jus} = p_J - \rho \cdot h \cdot \sin \phi_J$, tensão de cisalhamento na face de jusante, em que p_J e ϕ_J são respectivamente a pressão hidrostática na face e o ângulo que a face de jusante faz com a vertical;

$\tau_{Mont} = p_M - \rho \cdot h \cdot \sin \phi_M$, tensão de cisalhamento na face de montante, em que p_M e ϕ_M são respectivamente a pressão hidrostática na face e o ângulo que a face de montante faz com a vertical.

2.5.1.3 TENSÃO NORMAL NO PLANO VERTICAL

A distribuição das tensões normais (σ_y) ao longo da altura da barragem é linear. Em uma seção horizontal, a lei de variação das tensões é um polinômio de grau 3.

$$\sigma_y = a_2 + b_2 y + d_2 y^2 + e_2 y^3 \tag{Eq. 27}$$

Onde,

$$a_2 = \frac{1}{3} \rho g h^2 \phi_J + \frac{1}{3} \rho g h^2 \phi_M \tag{Eq. 28}$$

$$b_2 = \frac{1}{3} \rho g h^2 \left(\phi_J + \frac{2}{3} \phi_M \right) \tag{Eq. 29}$$

$$d_2 = \frac{1}{3} \rho g h^2 \left(\phi_J + \frac{2}{3} \phi_M \right) \tag{Eq. 30}$$

As diferenciais apresentadas nas equações 31 e 32 e a diferencial de b_1 são calculadas da seguinte forma:

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho g \left(\phi_J + \frac{2}{3} \phi_M \right) \tag{Eq. 31}$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho g \left[\left(\phi_J + \frac{2}{3} \phi_M \right) + \frac{2}{3} \phi_M \right] \tag{Eq. 32}$$

A seguir é mostrado como se calcula as demais diferenciais que aparecem nas equações acima.

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} = \phi_{xx} \left(\sum \sum \right) \left(\sum \sum \right) \sum \quad \text{Eq. 34}$$

$$\frac{\partial \phi_{xx}}{\partial x} = \Delta \phi_{xx} \quad \text{Eq. 35}$$

$$\frac{\partial \sum}{\partial x} \quad \text{Eq. 36}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} = \phi_{xx} + \phi_{xx} \quad \text{Eq. 37}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = \phi_{xy} \left(\right) - \tau_{xy} \quad \text{Eq. 38}$$

$$\frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} = \phi_{yy} \left(\sum \sum \right) \left(\sum \sum \right) \sum \quad \text{Eq. 39}$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y} \quad \text{Eq. 40}$$

$$\frac{\partial \phi_{yy}}{\partial y} = \Delta \phi_{yy} \quad \text{Eq. 41}$$

A fórmula para o cálculo de σ_y pode ser expressa resumidamente da seguinte forma.

$$\sigma_y = \phi_{yy} + \left(\right) \left(\right) \left(\right) \quad \text{Eq. 42}$$

2.5.1.4 TENSÕES PRINCIPAIS

Utilizando-se do Círculo de Mohr, através da teoria clássica de Resistência dos Materiais, pode-se obter o valor das maiores tensões atuantes bem como os seus planos de atuação no ponto em questão. A seguir tem-se as expressões para as tensões e planos principais:

$$\sigma_{\text{principal}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad \text{Eq. 43}$$

$$\theta_{\text{principal}} = \frac{1}{2} \cdot \arctan \left(\frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \right) \quad \text{Eq. 44}$$

Com θ_1 medido a partir da vertical no sentido horário, e θ_2 perpendicular a θ_1 .

2.5.2 ANÁLISE DE TENSÕES EM BARRAGENS SEGUNDO TÖLKE (1938)

Segundo Tölke (1938), a relação entre o módulo de elasticidade da fundação (E_m) e o módulo de elasticidade do concreto (E_c) tem grande influência na distribuição de tensões na área de contato concreto-fundação.

As figuras abaixo mostram os diagramas obtidos para as tensões horizontais (σ_x), verticais (σ_y) e de cisalhamento (τ) para diferentes taxas de E_m e E_c em duas situações. Na situação da Figura 44, o único carregamento atuante é o do peso próprio da barragem. Na situação da Figura 45, além do peso próprio, tem-se também o empuxo hidrostático de água a montante. Em ambos os casos a barragem possui 60 metros de altura. Apesar dos desenhos dos diagramas de tensão, a obra de Tölke não explica de forma clara como essas tensões foram obtidas. Por isso, esta forma de análise das tensões não será utilizada neste trabalho.

Analisando a Figura 44, pode-se perceber que o diagrama trapezoidal de tensões é bastante distorcido no contato. Com o reservatório vazio, caso da Figura 44, a concentração das tensões horizontais e verticais aumenta conforme a relação entre E_c/E_m também aumenta. No mesmo caso de carregamento, pode-se perceber grande concentração das tensões de cisalhamento no trecho a jusante da estrutura, porém, essa concentração de tensões é favorável a segurança da barragem, pois ocasiona um aumento nas tensões horizontais de compressão contribuindo para o fechamento das fissuras.

No caso da Figura 45, que é o caso de operação normal (peso próprio e empuxo hidrostático) há uma redução das tensões verticais de compressão (σ_y) nos pontos mais a montante do contato, podendo haver até mesmo mudança para tensão de tração. Nesse caso, as tensões verticais se concentram no meio da seção transversal para relações pequenas de E_c/E_m .

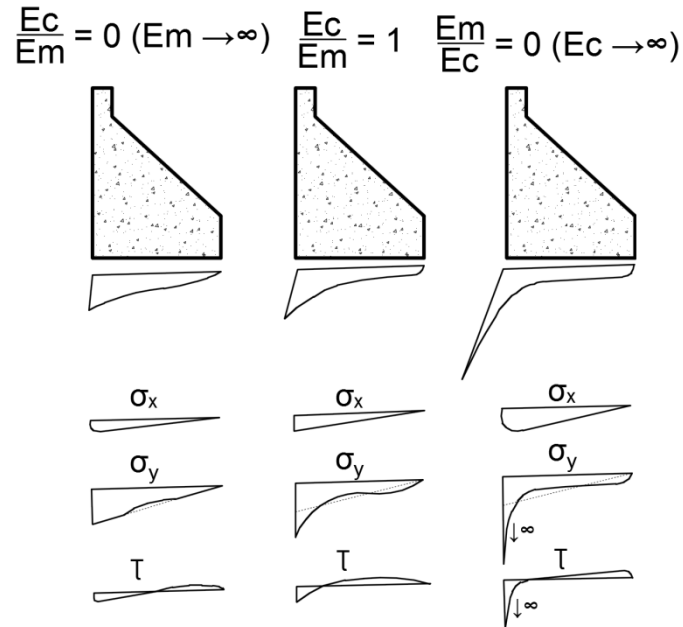


Figura 44: Diagramas obtidos para o carregamento do peso próprio

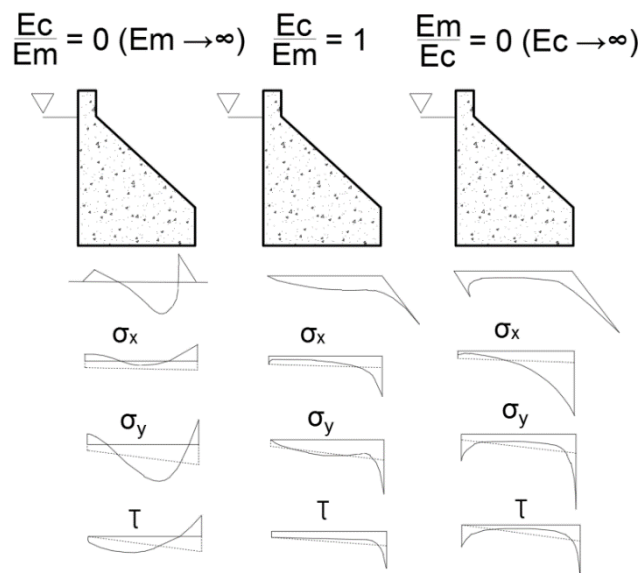


Figura 45: Diagramas obtidos para o carregamento do peso próprio e empuxo hidrostático da água a montante

Para o mesmo caso de carregamento observa-se que as tensões σ_y na face de jusante aumenta conforme aumenta a relação E_c/E_m . Para grandes relações de E_c/E_m , certa concentração de tensões também ocorre junto a face de montante. As tensões de cisalhamento são distribuídas

da mesma forma que as tensões verticais de compressão. Comparando as tensões calculadas pela teoria convencional da distribuição linear de tensões (curva tracejada) com as tensões horizontais de compressão (σ_x), percebe-se que estas últimas aumentam consideravelmente. Desta forma, pode-se concluir que, para condições de reservatório cheio, as deformações da fundação levam a uma redistribuição desfavorável de tensões na base da seção transversal. Segundo Grishin (1982), que traduziu a obra de Tölke, os picos de tensões verticais podem exceder várias vezes os valores determinados pelo método de análise dos elementos finitos.

2.5.3 MÉTODO DO CENTRO DE ROTAÇÃO DE NIGAM (1979)

Existem estruturas componentes de uma barragem que têm formato mais complexo podendo ter a sua fundação com diversos níveis e recortes, como mostrado na Figura 46. São exemplos os vertedouros, casas de força, adufas e outras que têm o seu formato determinado por questões hidráulicas ou geológico-geotécnicas da fundação. Nesses casos, é interessante que o método de obtenção das tensões na base leve em conta os pontos de concentração de tensões que essa geometria diferenciada pode gerar.

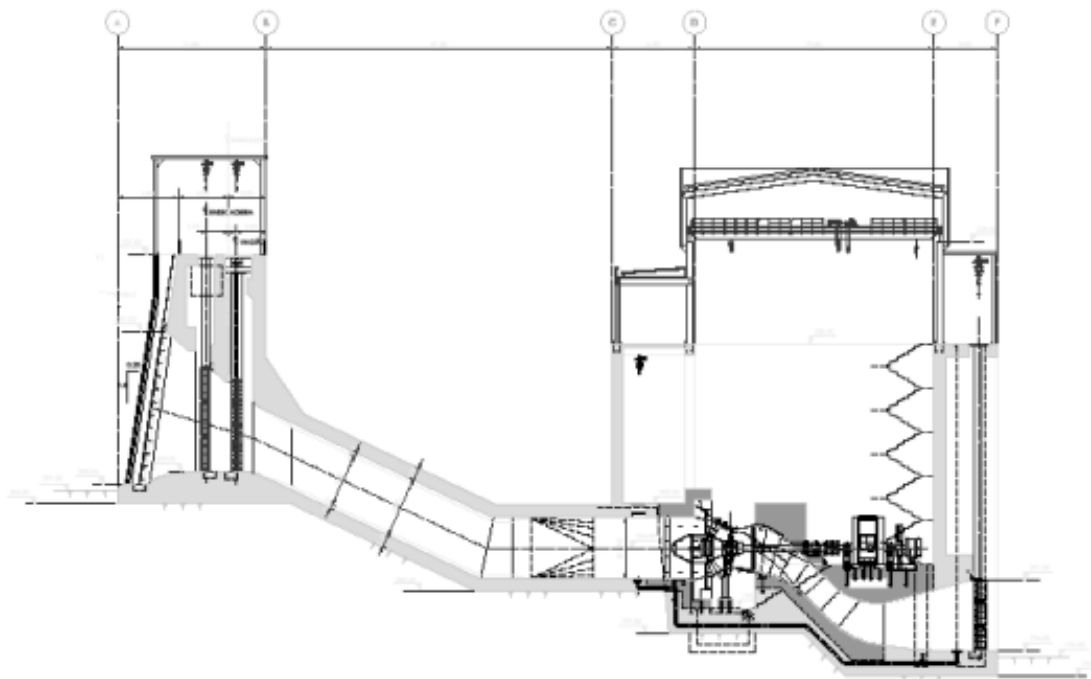


Figura 46: Exemplo de circuito de geração com diferentes níveis na fundação

Considerando a estrutura suficientemente rígida de modo que as suas deformações possam ser desprezadas, uma boa opção para o cálculo de tensões na base é o método do Centro de Rotação apresentado por Nigam (1979), pois tem uma sistemática simples de cálculo que leva

a diferentes valores de tensões ponto a ponto da fundação estudada. Sua metodologia foi sugerida no *Handbook of Hydroelectric Engineering*, estando presente em muitos memoriais de cálculo de estabilidade de estruturas hidráulicas de barragens brasileiras.

O método tem sua essência na hipótese de que qualquer movimento de uma estrutura rígida poderia ser simplificado em forma de rotação em torno de um centro. Seguindo a hipótese de solo elástico, a fundação em que a estrutura se apoia exerce reações que são proporcionais à distância do ponto até esse centro.

Baseado em Mason (1988), demonstra-se resumidamente a metodologia e a formulação usada por Nigam.

A Figura 47 exemplifica a fundação de uma estrutura rígida de largura b . A poligonal KLMN contorna a laje de fundo e tem projeção K'L'M'N'N'' M'' L'' K''.

O ponto G representa o centro de gravidade da área da superfície da fundação e os carregamentos externos, que são resumidos na força P , tem o seu ponto de aplicação à distância e de G.

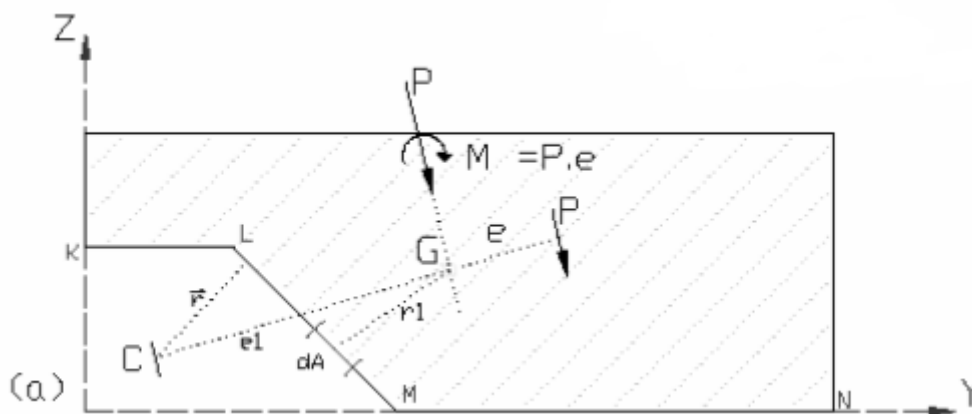


Figura 47: Vista em corte da estrutura a ser analisada

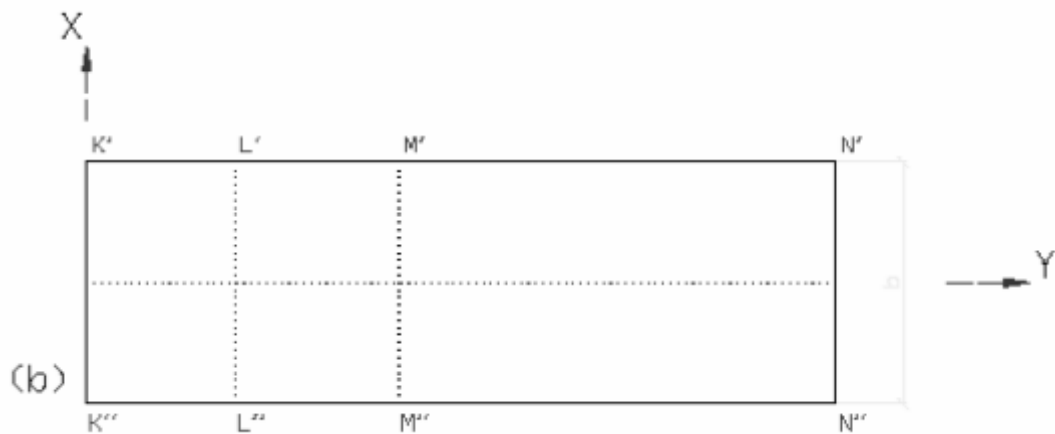


Figura 48: Fundação de estrutura rígida

A força resultante dos carregamentos externos exerce um momento M sobre a fundação, já que está a uma distância e do centro de gravidade G .

$$M = P \cdot e \quad \text{Eq. 45}$$

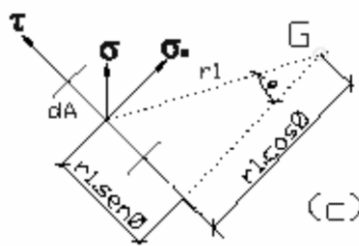


Figura 49: Diagrama de corpo livre para o método de Nigam

Para um elemento de área infinitesimal dA e com distância até G igual a r_1 , a força resultante considerando o corpo rígido será igual a

$$\sigma A = P \cdot r_1 dA \quad \text{Eq. 46}$$

Normal a r_1 , sabendo que k uma constante de proporcionalidade e σ a tensão normal a r_1 . Para calcular as tensões normal e tangencial usaremos o seno e o cosseno do ângulo α respectivamente.

$$\sigma A = P \cdot r_1 dA \quad \text{Eq. 47}$$

$$\sigma_n = k \cdot r_1 \cdot \text{sen} \alpha \quad \text{Eq. 48}$$

$$\tau = k \cdot r_1 \cdot \text{cos} \alpha \quad \text{Eq. 49}$$

Para determinarmos a constante de proporcionalidade k partimos da premissa que o somatório dos momentos elementares da Eq. 47 em relação a G , deve ser equivalente ao momento externo resultante M .

$$\sum r_1^2 \cdot dA = \rho \cdot e = M \quad \text{Eq. 50}$$

$$k = \frac{P \cdot e}{\sum r_1^2 \cdot dA} = \frac{M}{\sum r_1^2 \cdot dA} \quad \text{Eq. 51}$$

O momento polar de inércia da área da superfície da fundação, em relação a G é dado pela expressão

$$I_p = \sum r_1^2 \cdot dA \quad \text{Eq. 52}$$

Fazendo a substituição do momento polar de inércia nas equações Eq. 47, Eq. 48 e Eq. 49, teremos:

$$\sigma = \frac{M \cdot r_1}{I_p} \quad \text{Eq. 53}$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{M \cdot r_1 \cdot \sin \alpha}{I_p} \quad \text{Eq. 54}$$

$$\tau = \frac{M \cdot r_1 \cdot \cos \alpha}{I_p} \quad \text{Eq. 55}$$

Além das tensões descritas acima, temos a tensão devida a resultante P (Eq. 56), portanto, devemos somar vetorialmente as duas parcelas contribuintes de tensões, M e P , para obtermos as tensões totais.

$$\sigma_r = \frac{P}{\sum dA} \quad \text{Eq. 56}$$

Para levar em conta a ação de M e P sobre a fundação, Nigam introduz o conceito de Centro de Rotação. Ele nada mais é do que o ponto onde as tensões resultantes da força P se anulam com as oriundas de M , ou seja, o ponto de tensão nula.

Analisando a Figura 47, podemos deduzir que o centro de rotação c está no prolongamento GC de GP , que é perpendicular à direção de P . Sabendo que

$$GC = r_1 \quad \text{Eq. 57}$$

Usando as equações anteriores chegamos a

$$e_1 = \frac{p}{\sum dA \cdot k} = \frac{Ip}{\sum dA \cdot e} \quad \text{Eq. 58}$$

A tensão resultante no elemento dA pode se expressar por

$$\sigma = \frac{D \cdot e}{Ip} \cdot r \quad \text{Eq. 59}$$

Em que \vec{r} é um vetor cujo módulo é dado pela distância normal r de C a dA, e σ é normal a \vec{r} .

O cálculo prático pode ser realizado, de preferência, em forma tabular, sendo o uso das equações referidas a G mais direto, com adoção de um sistema de coordenadas.

2.5.4 MÉTODO CPCUH (2003)

O manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, lançado pela Centrais Elétricas Brasileiras S.A. – CPCUH (2003), vem sendo usado pelas empresas projetistas de barragens como um guia para o projeto de aproveitamentos hidrelétricos. Nele encontram-se todas as diretrizes necessárias para o projeto, inclusive um método para o cálculo das tensões atuantes na base de estruturas de concreto.

Ele sugere que se use, preferencialmente, software simuladores de tensões baseados no método de elementos finitos. Porém propões uma formulação para a obtenção das tensões que deve ser usada quando o recurso não for disponível.

O método determina as tensões normais nas seções transversais a partir de esforços não majorados (solicitações de serviço), considerando o material isotrópico e homogêneo e obedecendo a lei de Hooke.

$$\sigma_x = \nu + \alpha \cdot x + \beta \cdot y \quad \text{Eq. 60}$$

Sendo:

$$a = \sum_A$$

$$b = \frac{1}{I_x I_y - I_{xy}^2} (\sum M_y I_x - \sum M_x I_{xy})$$

$$c = \frac{1}{I_x I_y - I_{xy}^2} (\sum M_x I_y - \sum M_y I_{xy})$$

$\sigma_{..l}$ é a tensão normal calculada;

ΣN é o somatório das forças normais ao plano considerado;

A é a área da seção transversal da estrutura ou do contato concreto-fundação;

xx e yy são os eixos perpendiculares entre si que têm origem no centro de gravidade da seção transversal;

ΣM_x e ΣM_y são o somatório dos momentos de todos os esforços em relação aos eixos xx e yy , respectivamente;

x e y são as coordenadas do ponto analisado em relação aos eixos xx e yy ;

I_{xx} e I_{yy} são os momentos de inércia da área "A" em relação aos eixos xx e yy ;

I_{xy} é o produto de inércia da área "A" em relação aos eixos xx e yy .

A análise dos dados obtidos depende do grau de recorrência das condições de carregamento. Deve-se somar as tensões devidas aos efeitos de retração térmica e variação de temperatura, com as obtidas pela equação x e comparar com as tensões admissíveis fixadas.

Tabela 10: Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Compressão, CPCUH (2003).

CASO DE CARREGAMENTO	TENSÃO ADMISSÍVEL À COMPRESSÃO
CCN	$0,50 f_{ck}$
CCC	$0,55 f_{ck}$
CCE	$0,60 f_{ck}$
CCL	$0,65 f_{ck}$

Tabela 11: Tensões Admissíveis do Concreto Massa à Tração, CPCUH (2003).

CASO DE CARREGAMENTO	TENSÃO ADMISSÍVEL À TRAÇÃO
CCN	$0,050 f_{ck}$
CCC	$0,055 f_{ck}$
CCE	$0,060 f_{ck}$
CCL	$0,065 f_{ck}$

As estruturas de concreto massa devem trabalhar sempre sofrendo compressão, ou com tensões de tração que não superem a sua tensão admissível. Nos casos de fundação, não admite-se tensões de tração, portanto a resultante dos esforços solicitantes deve estar aplicada dentro do núcleo central de inércia da área da base.

Segundo CPCUH (2003), A capacidade de carga das fundações é relacionada à tensão normal máxima, definida mediante critérios que atendam as condições de ruptura, e as limitações relativas aos recalques excessivos, prejudiciais ao comportamento e perfeita utilização da estrutura.

$$\sigma_{adm} = \frac{\text{Capacidade de carga da fundação}}{\text{Coeficiente de segurança}} \quad \text{Eq. 61}$$

Tabela 12: Coeficientes de segurança para diferentes casos de carregamento, CPCUH (2003).

CASO DE CARREGAMENTO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA
CCN	3,0 (4,0)
CCC	2,0 (3,0)
CCE	1,5 (2,0)
CCL	1,3 (1,5)

Para esse estudo, deve-se ter o conhecimento prévio da capacidade de carga da fundação que é obtida a partir dos devidos ensaios geotécnicos. Caso as informações não sejam confiáveis ou o material apresentar comportamento não homogêneo, deve-se usar os valores de coeficientes de segurança indicados entre parênteses na tabela a cima.

2.5.5 MÉTODO COMPUTACIONAL DE ANÁLISE DE TENSÕES

A modelagem estrutural empregando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e análise numérica tem sido adotada também na área de barragens – dimensionamento estrutural e estabilidade global, como sendo uma forma mais adequada de tratar o problema. Essa nova abordagem gera resultados mais precisos, pois é possível modelar computacionalmente estruturas com diferentes formatos e descontinuidades.

A análise de um corpo contínuo através do Método do Elementos Finitos consiste em dividir o domínio de integração do problema em um número discreto de regiões pequenas de dimensões finitas denominadas elementos finitos, cujo conjunto denomina-se malha de elementos finitos (LA ROVERSE, 2001).

Segundo La Roverse, os elementos, que podem ter as mais diversas formas geométricas, é ligado entre si por pontos nodais denominados de nós. As incógnitas dos problemas são expressas em função de valores nodais que são relacionadas através de funções de interpolação (polinômios no caso do MEF) válidas para cada região ou elemento.

De acordo com *U.S. Army Corps of Engineers* (1995), uma importante vantagem deste método consiste na possibilidade real de modelar fundações complicadas, envolvendo vários materiais, juntas e fraturas.

De acordo com a análise de tensões em barragens feita por Tölke (1938), nos cantos reentrantes formados pelas faces da barragem, há uma concentração significativa de tensões. Estas tensões nos cantos, ao redor de abertura e em zonas de tração, podem ser aproximadas com um modelo em elementos finitos. O comportamento térmico do concreto e uma combinação de tensões térmicas com outros carregamentos também podem ser modelados.

3. METODOLOGIA

O problema apresentado no presente trabalho é a grande variedade de métodos de cálculo para determinar a estabilidade global de estruturas hidráulicas em barragens. Objetiva-se determinar de maneira analítica o melhor método a ser usado pelo projetista. Os cálculos serão realizados em planilhas Excel devidamente programados para cada metodologia.

No TTC 2, serão aplicados todos os métodos em uma estrutura de tomada d'água a fim de se verificar o nível de desempenho de cada um ou possíveis alterações.

3.1 ESTRUTURA SUGERIDA

A estrutura escolhida para a realização dos cálculos de estabilidade foi uma tomada d'água que é representada na Figura 50, Figura 51, Figura 52, Figura 53, Figura 54 e Figura 55.

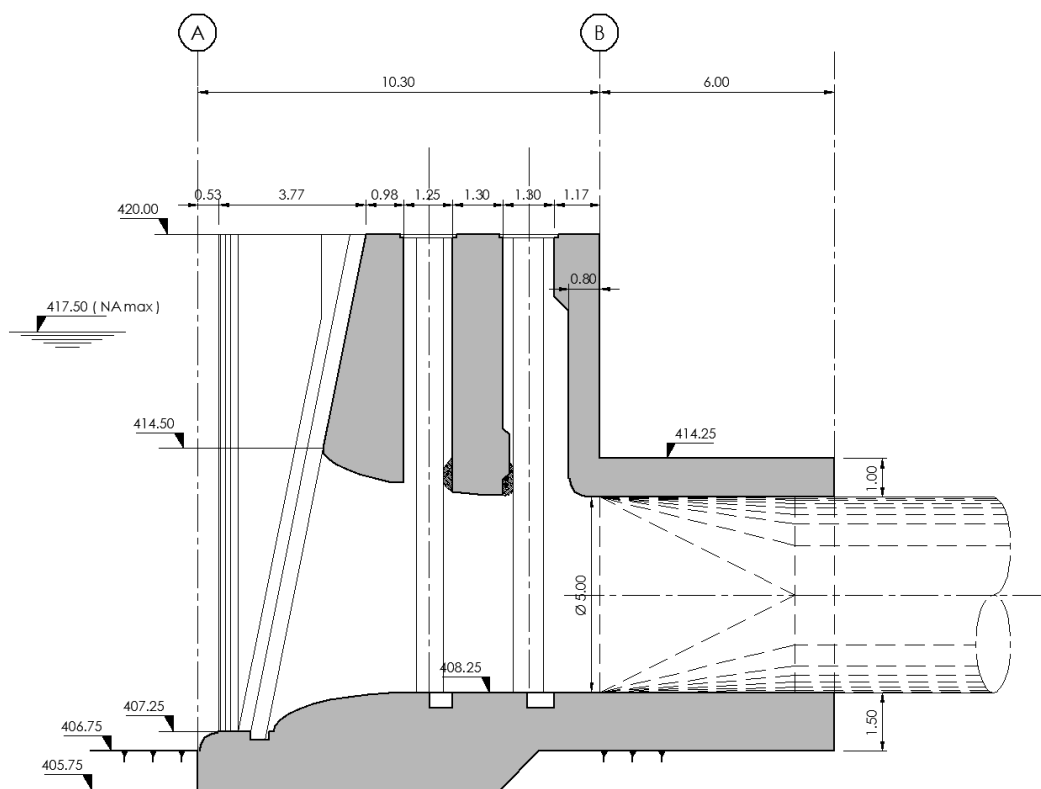


Figura 50: Tomada d'água - Corte longitudinal

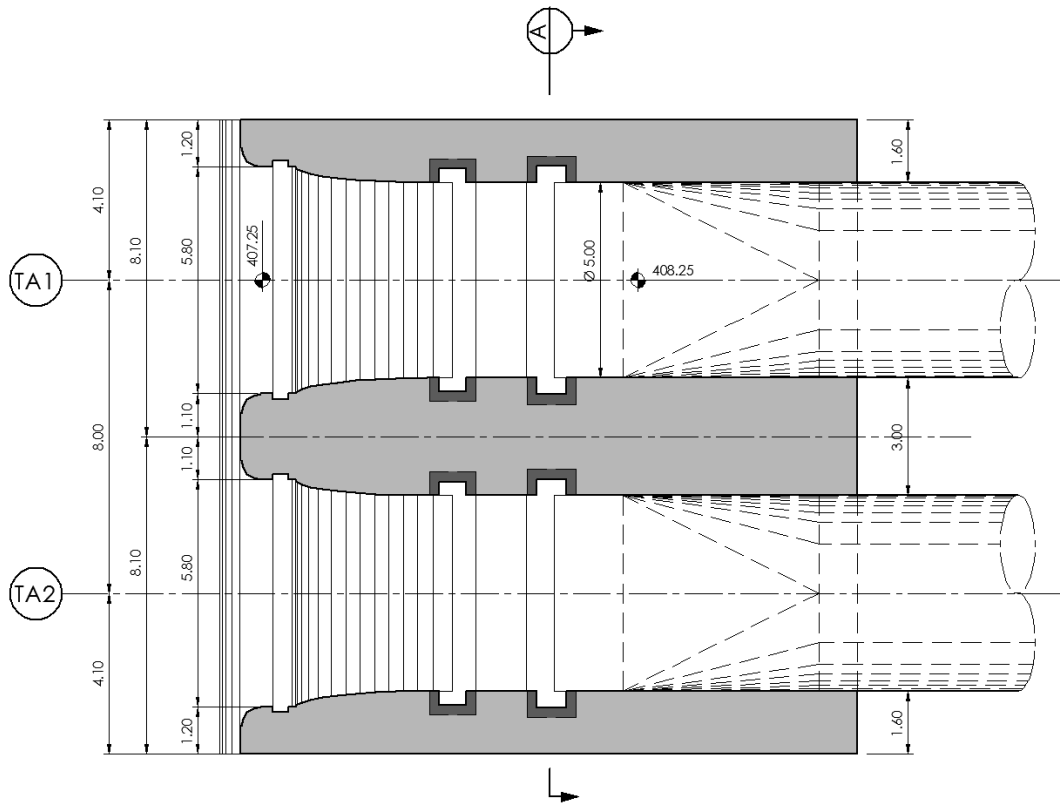


Figura 51: Tomada d'água –Planta Elevação 408,30

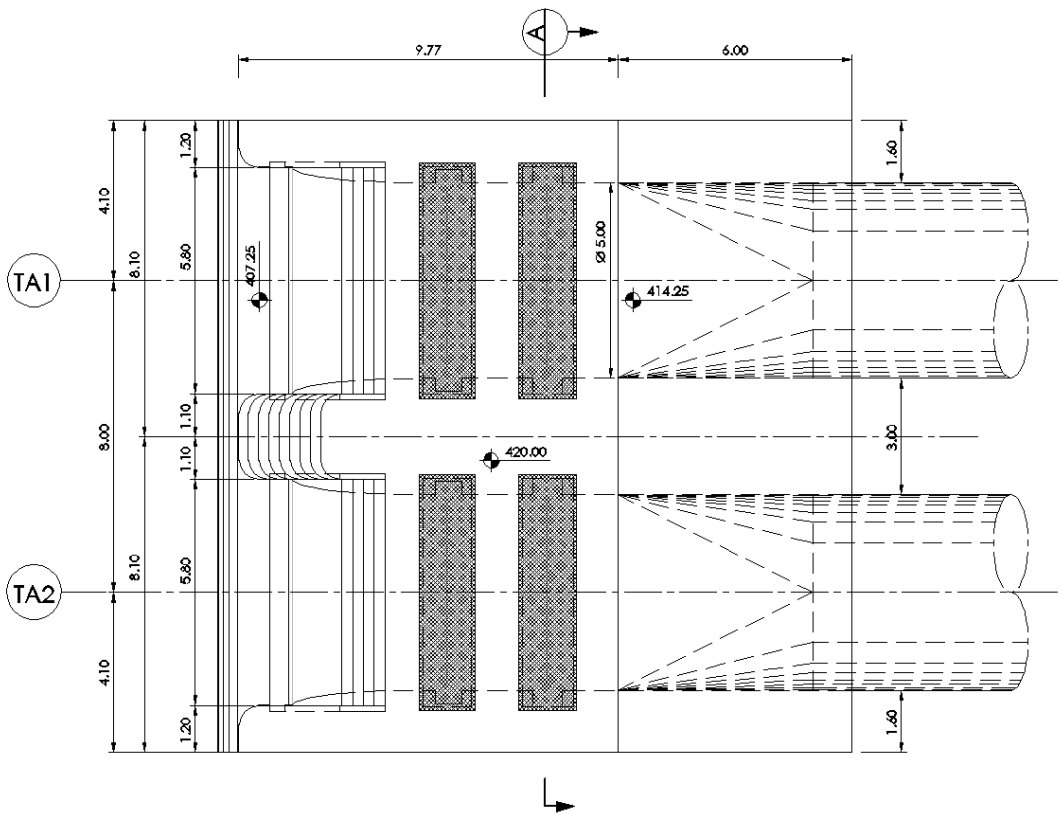


Figura 52: Tomada d'água –Planta Elevação 420,00

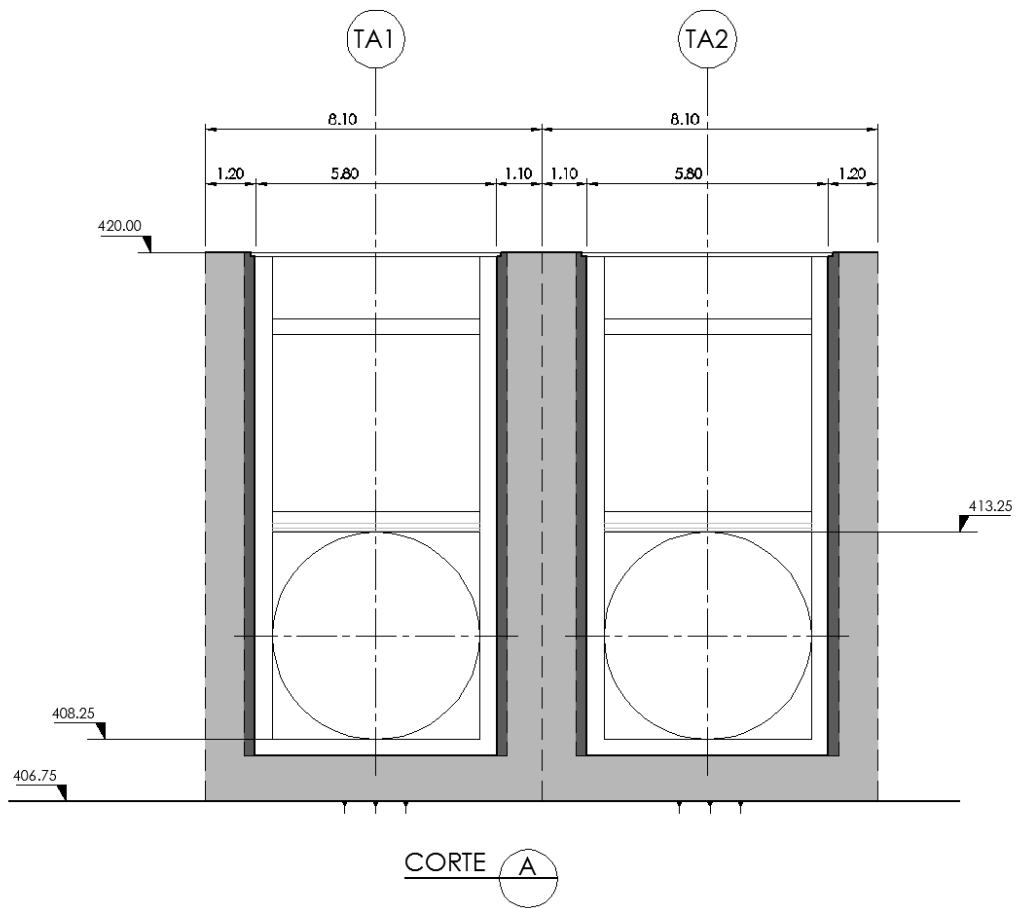


Figura 53: Tomada d'água - Corte A

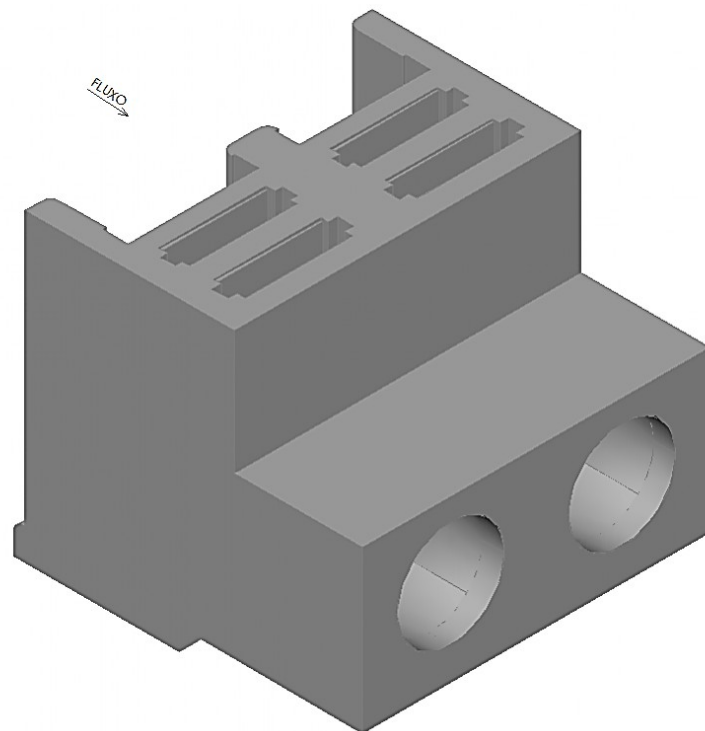


Figura 54: Tomada d'água - Vista de Jusante

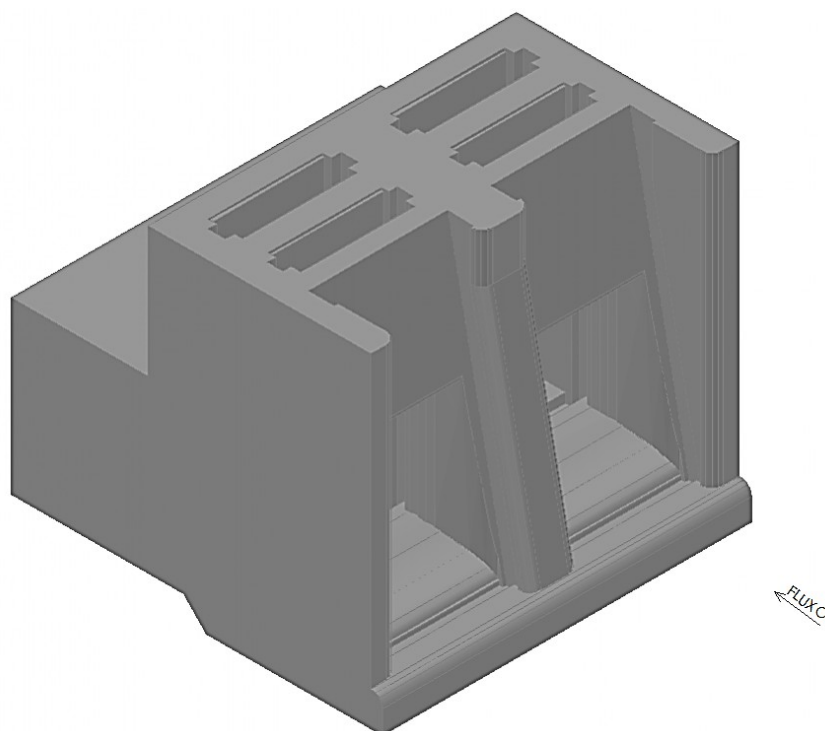


Figura 55: Tomada d'água - Vista de Montante

3.2 CÁLCULO DE ESTABILIDADE

Depois do levantamento realizado na bibliografia observou-se que a forma de cálculo da estabilidade ao tombamento, deslizamento e flutuação são padronizadas. Portanto, cada uma dessas análises será feita apenas uma vez para a estrutura.

O cálculo das tensões na base pode ser feito pelo Método da Gravidade, Método de Nigam ou pelo método proposto pelo manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, CPCUH (2003). Usando a mesma estrutura e o mesmo caso de carregamento, realizou-se os cálculos de tensões na base tendo como referência os três métodos de cálculo. Foi aplicado ainda um método mais simples semelhante ao Método da Gravidade, porém, que só obtém as tensões nos pontos extremos de montante e de jusante.

Optou-se por analisar apenas a situação de nível máximo normal da usina, uma vez que o objetivo do presente trabalho é comparar os resultados obtidos pelos diferentes métodos de cálculo de tensões na base das estruturas hidráulicas.

O cálculo da subpressão foi feito usando o Critério da Eletrobras, conforme mostrado na seção

Sub =	$\cdot \gamma =$	30kN	Subpressão
$\gamma =$	$\frac{1 \cdot N}{m^3}$		Peso específico da água
2.2.3.10 do presente trabalho, que segue o modelo da USBR. Usando todos os critérios citados foi encontrado o carregamento conforme mostra a Figura 56.			
A seguir estão apresentados os valores dos parâmetros utilizados nos cálculos:			
$\gamma =$	$\frac{1 \cdot N}{m^3}$		Peso específico da água
$\gamma_c =$	$24 \frac{kN}{m^3}$		Peso específico do concreto
$c =$	$\frac{1 \cdot N}{m^2}$		Coesão média concreto-rocha
$\phi =$	6°		Ângulo de atrito da rocha
$B_x =$			Dimensão da base da estrutura em X
$B_y =$			Dimensão da base da estrutura em Y
$N_{Am} =$	n		Nível d'água normal à montante
$N_{sol} =$	n		Nível da soleira da Estrutura
$N_{Aj} =$			Nível d'água normal à jusante
$h_{am} =$	$-$	$=$	Altura da Lâmina d'água de montante
$h_{aj} =$			Altura da Lâmina d'água de jusante
$V_{conc} =$			Volume de Concreto da estrutura
$V_{am} =$			Volume de água de montante
$V_{sub} =$			Volume de Subpressão

$E_{am} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 = 106 \text{ kN}$	Empuxo estático da água à montante
$E_{aj} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 = 106 \text{ kN}$	Empuxo estático da água à jusante
$P_p = 100 \cdot \gamma = 1000 \text{ kN}$	Peso próprio da Estrutura
$P_{am} = 100 \cdot \gamma = 1000 \text{ kN}$	Peso de água de montante

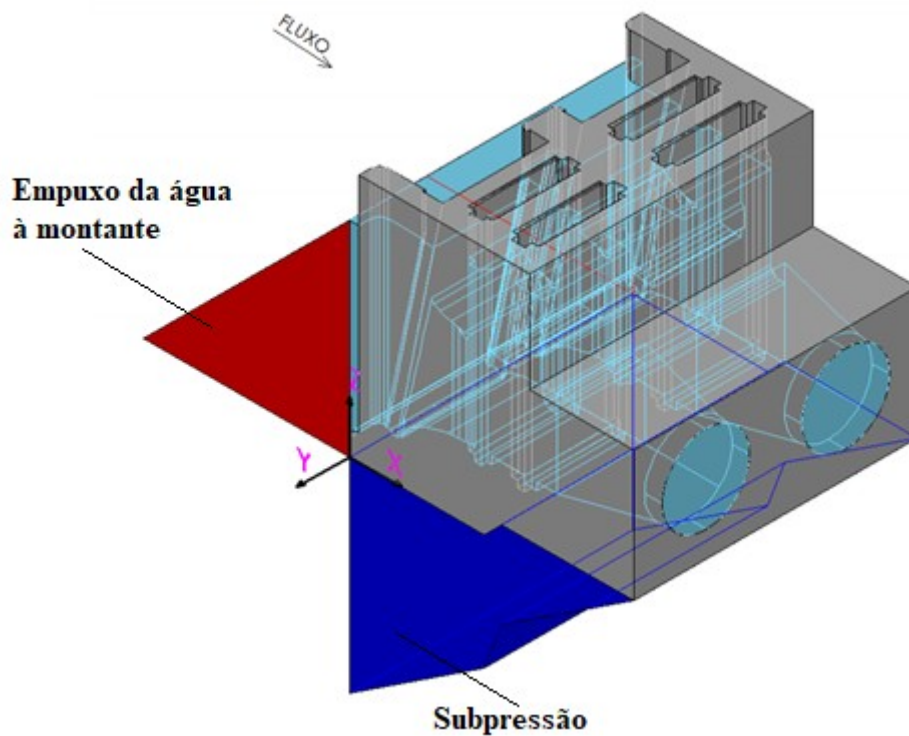


Figura 56: Carregamento da tomada d'água

3.2.1 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO À FLUTUAÇÃO

Com o valor limite estabelecido para o Fator de Segurança à flutuação mostrado na Tabela 7 e a fórmula do cálculo deste fator mostrado pela Eq. 18, pôde-se verificar a estabilidade da estrutura.

$FS_{lim} =$ Fator de Segurança à Flutuação Limite

$$FSF = \frac{n_{...}}{Sub} =$$

Fator de Segurança à Flutuação Obtido

O fator de segurança obtido é maior que o fixado pelo Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) da Eletrobrás, livro que está sendo usado como referência para os cálculos de flutuação. Portanto, a estrutura é estável quanto à flutuação para o caso de carregamento normal.

3.2.2 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO AO TOMBAMENTO

O cálculo de estabilidade quanto ao tombamento foi realizado considerando o giro da estrutura no seu ponto mais a jusante (ponto de giração). Porém, para efeitos de cálculo, optou-se por usar a origem do sistema de coordenadas no ponto mais a montante da estrutura. É calculada então a excentricidade de cada carregamento em relação ao ponto de aplicação do momento.

$C_X =$	$=$	Coordenada X do ponto de giração	
$C_Z =$		Coordenada Z do ponto de giração	
$c_{Eajz} = \frac{1}{3}$	$=$	Posição do Centróide do Eaj em Z	
$e_{Eajz} =$	$=$	Excentricidade do Eaj em Z	
$c_{Pamx} =$		Posição do Centróide do Pam em X	
$e_{Pamx} =$	$-$	$=$	Excentricidade do Pam em X
$c_{Subx} =$		Posição do Centróide da Sub em X	
$e_{Pamx} =$	$-$	$=$	Excentricidade da Sub em X
$c_{Ppx} =$		Posição do Centróide do Pp em X	
$e_{Ppx} =$	$-$	$=$	Excentricidade do Pp em X

Tendo as forças aplicadas na estrutura e os respectivos braços de alavanca, é possível calcular o momento que cada carregamento exerce no ponto de giração.

$MP_{am} =$	\cdot	$=$	$0kN.m$	Momento do Peso de água de montante
$MP_p =$	\cdot	$=$	$00kN.m$	Momento do Peso Próprio
$ME_{aj} =$	\cdot	$=$	n	Momento do Empuxo da água de jusante
$ME =$	$+$	$+$	$=$	$0kN.m$ Momento Estabilizante
$ME_{am} =$	\cdot	$=$	$0kN.m$	Momento de Empuxo da água à montante
$M_{Sub} =$	\cdot	$=$	$0kN.m$	Momento de Subpressão
$MT =$	$+$	$=$	$0kN.m$	Momento de Tombamento

Calcula-se então o Fator de Segurança ao Tombamento dado pela Eq. 16:

$$FST_{lim} = \frac{M_{TI}}{M_{TI}} \quad \text{Fator de Segurança ao Tombamento Limite}$$

$$FST = \frac{M_{TI}}{M_{TI}} \quad \text{Fator de Segurança ao Tombamento Obtido}$$

No cálculo da estabilidade ao tombamento foi obtido fator de segurança maior que o limite imposto pela bibliografia. Portanto, para a condição de carregamento normal, a estrutura é estável.

3.2.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE QUANTO AO DESLIZAMENTO

$F_\phi =$		Fator de segurança parcial em relação ao atrito		
$F_c =$		Fator de segurança parcial em relação à coesão		
$A_{base} =$	\cdot	$=$	n^2	Área da base
\sum	$-$	$=$	$0kN$	Resultante das Forças Verticais à superfície de deslizamento
\sum	$=$	$0kN$		Resultante das Forças horizontais à

$$FSD_{lim} = \frac{\text{superfície de deslizamento}}{\text{Fator de Segurança ao Deslizamento Limite}}$$

De acordo com a Eq. 17 o cálculo do Fator de Segurança ao Deslizamento pode ser calculado da seguinte forma.

$$FSD = \frac{\sum_{i=1}^n \dots}{\sum_{i=1}^n \dots} = \text{Fator de Segurança ao Deslizamento Obtido}$$

Mais uma vez o fator de segurança obtido foi maior que o fixado na bibliografia, o que indica que a estrutura é considerada estável.

3.3 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA BASE

3.3.1 MÉTODO CPCUH (2003)

Este é o método para a obtenção das tensões na base proposto pelo manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas - CPCUH (2003). Com ele é possível obter as tensões normais em um plano da estrutura. Para a estrutura estudada foi necessário considerar dois planos, como ilustrado na Figura 57 uma vez que a fundação tem um desnível de um metro.

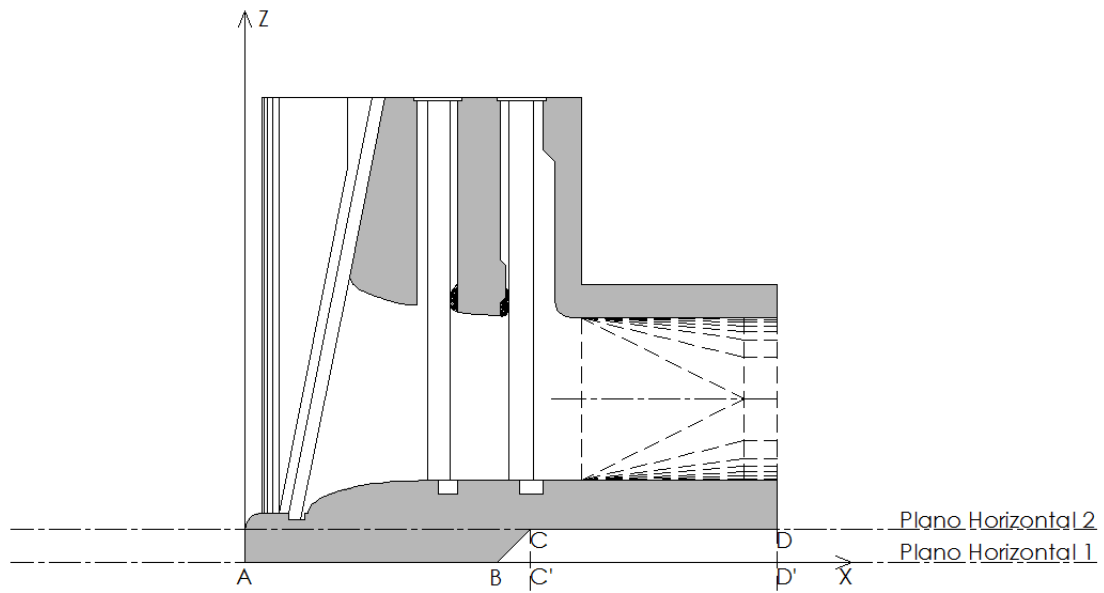


Figura 57: Planos horizontais considerados

- **PLANO HORIZONTAL 1**

O plano horizontal 1 consiste no nível mais baixo na fundação, nesse caso foram calculadas as tensões nos pontos A, B, C' e D'. Como nos itens anteriores, as verificações foram feitas apenas para o caso de carregamento normal, gerando o carregamento ilustrado na Figura 58.

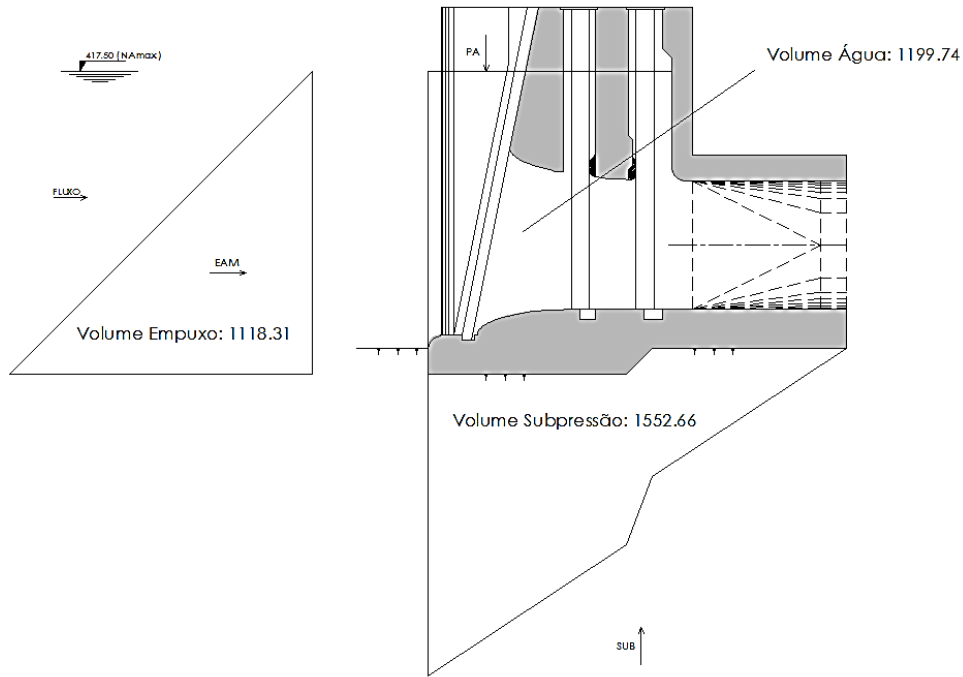


Figura 58: Carregamento do plano horizontal 1

$V_{conc_1} =$	m^3	Volume de concreto acima do plano horizontal 1
$V_{am_1} =$	m^3	Volume de água de montante acima do plano horizontal 1
$V_{sub_1} =$	m^3	Volume de subpressão atuante sob o plano horizontal 1
$E_{am_1} =$	$= \times$	Empuxo de água à montante no plano horizontal 1
$P_{am_1} =$	$\cdot \gamma = \times$	Peso da água de montante acima do plano horizontal 1
$P_{p_1} =$	$\cdot \gamma = \times$	Peso da Estrutura de concreto acima do plano horizontal 1
$Sub_1 =$	$\cdot \gamma = \times$	Subpressão sob o plano horizontal 1

Serão calculados os momentos de cada carga em relação ao centro da base, portanto, é preciso calcular o seu centro de gravidade:

$CG_{x_1} =$	Centro de gravidade em X no plano horizontal 1
$CG_{y_1} =$	Centro de gravidade em Y no plano horizontal 1
$CG_{z_1} =$	Centro de gravidade em Z no plano horizontal 1

Para definir o braço de alavanca dos momentos fletores, é preciso determinar as excentricidades dos carregamentos:

$cE_{am_1} =$	$=$	Posição do Centroide de E_{am_1} em Z
$eE_{am_1} =$	$-$	Excentricidade de E_{am_1} em Z
$cP_{am_1} =$		Posição do Centroide de P_{am_1} em X
$eP_{am_1} =$	$-$	Excentricidade de P_{am_1} em X
$cSub_1 =$		Posição do Centroide de Sub_1 em X
$eSub_1 =$	$-$	Excentricidade de Sub_1 em X
$cP_{p_1} =$		Posição do Centroide de P_{p_1} em X
$eP_{p_1} =$	$-$	Excentricidade de P_{p_1} em X

O cálculo do momento polar de inércia da base pode ser realizado:

$D_{x_1} =$		Dimensão do plano horizontal 1 em X
$D_{y_1} =$	$=$	Dimensão do plano horizontal 1 em Y
$A_1 =$	\cdot	Área da base no plano horizontal 1
$I_{yy_1} =$	$\frac{D_{x_1}^3}{12}$	Momento de Inércia de A_1 na direção YY
$I_{xx_1} =$	$\frac{D_{y_1}^3}{12}$	Momento de Inércia de A_1 na direção XX

$$I_{xy_1} =$$

Produto de inércia da área A_1 em relação aos eixos XX e YY

Com o braço de alavanca e as cargas determina-se os momentos em relação ao centro de gravidade do plano horizontal 1 e a resultante dos esforços verticais atuante no mesmo.

\sum	m		Somatório dos momentos em torno do eixo XX no plano horizontal 1
$M_{yEam_1} =$	\cdot	$=$	N.m Momento de Eam_1 em torno do eixo YY
$M_{yEaj_1} =$	\cdot	$=$	m Momento de Eaj_1 em torno do eixo YY
$M_{yPam_1} =$	\cdot	$\left(\begin{array}{l} r \\ \end{array} \right)$	N.m Momento de Pam_1 em torno do eixo YY
$M_{ySub_1} =$	\cdot	$\left(\begin{array}{l} r \\ \end{array} \right)$	N.m Momento de Sub_1 em torno do eixo YY
$M_{yPp_1} =$	\cdot	$\left(\begin{array}{l} r \\ \end{array} \right)$	N.m Momento de Pp_1 em torno do eixo YY

Somatório dos momentos em torno do eixo YY no plano horizontal 1

$$\sum \dots + \dots - \dots - \dots - \dots = \dots \text{N.m}$$

$$\sum \dots - \dots = \dots \text{kN}$$

Resultante dos Esforços verticais no plano horizontal 1

Finalmente é possível chegar as tensões verticais nos pontos A e B:

$$\sigma_{\dots} = \dots + \dots + \dots$$

Expressão de cálculo da tensão vertical nos pontos do plano horizontal 1

$$a_1 = \sum_{A_1} \dots$$

$$b_1 = \sum_{I_{XX_1}} \dots \sum \dots \sum \dots \text{m}^3$$

$$c_1 = \sum_{I_{XX_1}} \dots \sum \dots \sum \dots \text{m}^3$$

$$\sigma \dots \left(\dots \right) \quad \text{Tensão Vertical no Ponto A}$$

$$\sigma \dots - \dots = \quad \text{Tensão Vertical no Ponto B}$$

• PLANO HORIZONTAL 2

O plano horizontal 2 contém a parte mais elevada da fundação e corta a estrutura, o carregamento resultante está indicado na Figura 59.

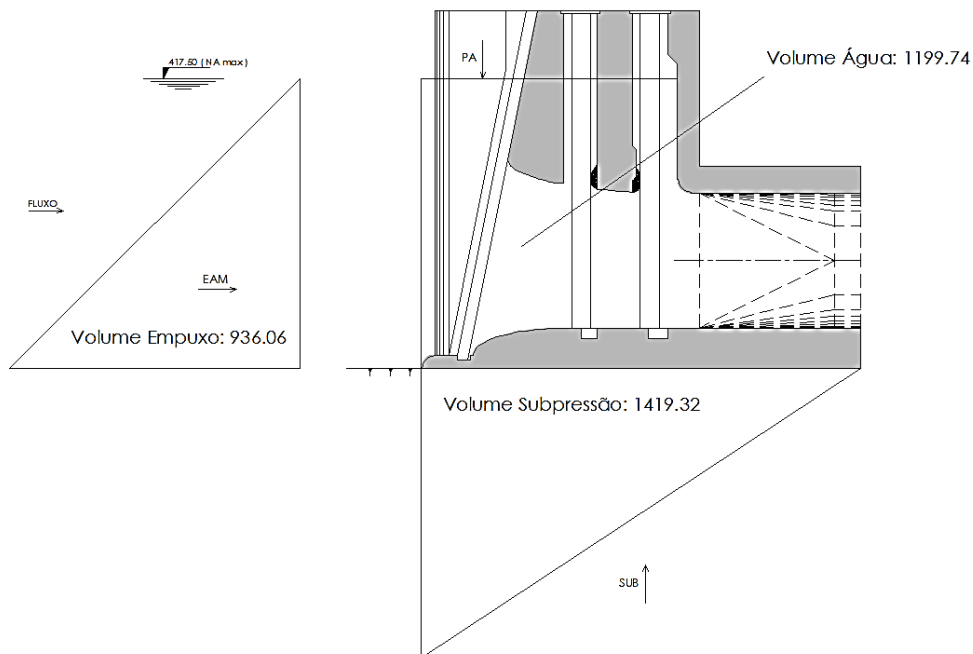


Figura 59: Carregamento do plano horizontal 2

$$V_{conc_2} = \dots \text{m}^3 \quad \text{Volume de concreto acima do plano horizontal 2}$$

$V_{am_2} =$	m^3	Volume de água de montante acima do plano horizontal 2	
$V_{sub_1} =$	m^3	Volume de subpressão atuante sob o plano horizontal 2	
$ham_2 =$		Altura da lâmina d'água de montante acima da seção 2	
$E_{am_2} =$	$\frac{(ham_2)^2}{2} \cdot \gamma \cdot A_2 =$	\times	Empuxo de água à montante no plano horizontal 2
$P_{am_2} =$	$ham_2 \cdot \gamma \cdot A_2 =$	\times	Peso da água de montante acima do plano horizontal 2
$P_{p_2} =$	$A_2 \cdot \gamma =$	\times	Peso da Estrutura de concreto acima do plano horizontal 2
$Sub_2 =$	$A_2 \cdot \gamma =$	\times	Subpressão sob o plano horizontal 2

Serão calculados os momentos de cada carga em relação ao centro da base, portanto, é preciso calcular o seu centro de gravidade:

$CG_{x_2} =$		Centro de gravidade em X no plano horizontal 2	
$CG_{y_2} =$		Centro de gravidade em Y no plano horizontal 2	
$CG_{z_2} =$		Centro de gravidade em Z no plano horizontal 2	
$Dx_2 =$		Dimensão do plano horizontal 2 em X	
$Dy_2 =$	$=$	Dimensão do plano horizontal 2 em Y	
$A_2 =$	$A_2 \cdot A_2 =$	m^2	Área da base no plano horizontal 2

Para definir o braço de alavanca dos momentos fletores é preciso determinar as excentricidades dos carregamentos:

$cE_{am_2} =$		Posição do Centroide de E_{am_1} em Z
---------------	--	---

$eEam_2 = \dots =$	Excentricidade de Eam_2 em Z
$cPam_2 =$	Posição do Centroide de Pam_2 em X
$ePam_2 = \dots =$	Excentricidade de Pam_2 em X
$cSub_2 =$	Posição do Centroide de Sub_2 em X
$eSub_2 = \dots =$	Excentricidade de Sub_2 em X
$cPp_2 =$	Posição do Centroide de Pp_2 em X
$ePp_2 = \dots =$	Excentricidade de Pp_2 em X

O cálculo do momento polar de inércia da base pode ser realizado:

$$I_{yy_2} = \frac{D_{yy}}{12} =$$

$$I_{xx_2} = \frac{D_{xx}}{12} =$$

$$I_{xy_2} =$$

Com o braço de alavanca e as cargas determina-se os momentos em relação ao centro de gravidade do plano horizontal 1 e a resultante dos esforços verticais atuante no mesmo.

\sum	m	Somatório dos momentos em torno do eixo XX no plano horizontal 2
$MyEam_2 = \dots =$	cN.m	Momento de Eam_2 em torno do eixo YY
$MyEaj_2 = \dots =$	n	Momento de Eaj_2 em torno do eixo YY
$MyPam_2 = \dots =$	N.m	Momento de Pam_2 em torno do eixo YY
$MySub_2 = \dots =$	N.m	Momento de Sub_2 em torno do eixo YY
$MyPp_2 = \dots =$	N.m	Momento de Pp_2 em torno do eixo YY

Somatório dos momentos em torno do eixo YY no plano horizontal 2

$$\sum \dots + \dots - \dots - \dots + \dots = \dots \text{ m}$$

$$\sum \dots = \dots \text{ kN} \quad \text{Resultante dos Esforços verticais no plano horizontal 2}$$

Finalmente é possível chegar as tensões verticais nos pontos C e D.

$$\sigma_{\dots} = \dots + \dots + \dots \quad \text{Expressão de cálculo da tensão vertical nos pontos do plano horizontal 2}$$

$$a_2 = \sum_{A_2} \dots$$

$$b_2 = \frac{1}{I_{XX_2}} \cdot \dots \cdot \sum \dots \quad \text{m}^2$$

$$c_2 = \frac{1}{I_{XX_2}} \cdot \dots \cdot \sum \dots \quad \text{m}^2$$

$$\sigma_{\dots} = \dots \quad \text{Tensão Vertical no Ponto C}$$

$$\sigma_{\dots} = \dots \quad \text{Tensão Vertical no Ponto D}$$

Tabela 13 resume as tensões verticais finais encontradas nos pontos A, B, C e D da fundação.

Tabela 13: Tensões verticais finais na base da estrutura

Pontos da Base	Tensão Vertical em cada Ponto (kPa)
A	54,23
B	132,55
C	135,35
D	208,76

3.3.2 MÉTODO DA GRAVIDADE

No método da CPCUH (2003) calculado anteriormente foi necessário dividir a estrutura em dois planos horizontais, sendo que o primeiro passava pelos pontos A e B e o segundo passava pelos pontos C e D. Estes mesmos planos, ilustrados nas Figura 58 e Figura 59, serão utilizados para o cálculo das tensões pelo Método da Gravidade. Porém, diferentemente do método da CPCUH (2003) que calcula as tensões em qualquer ponto (x, y) no plano horizontal de toda a estrutura, o MG só leva em consideração o cálculo da tensão em faixas de 1m da estrutura na direção y. Para tanto, foi feita uma média dos valores dos carregamentos a que a estrutura está submetida. Tal média foi obtida dividindo-se os valores dos carregamentos por 16,20m, que é a profundidade que possui a tomada d'água na direção y.

- **PLANO HORIZONTAL 1**

Cálculo da Tensão Normal ao Plano Horizontal (σ_z)

A resultante dos esforços verticais no plano horizontal 1 (ΣW_1) e o somatório dos momentos em relação ao centro de gravidade do plano horizontal 1 (ΣM_1) serão calculados da seguinte forma:

$$\sum_{i=1}^n W_i$$

$$\sum_{i=1}^n M_i$$

$$T_1 =$$

Comprimento da base no plano horizontal 1

$$I_1 = \frac{T_1^3}{12} =$$

Momento de inércia do plano horizontal
1 em relação ao centro de gravidade

Com os resultados acima, pode-se calcular o valor de σ_z nos pontos A e B da estrutura.

$$\sigma_{xx} = \left(\sum_{i=1}^n \dots \right) \sum_{i=1}^n \dots \quad \text{Tensão Normal ao plano horizontal}$$

$$\sigma_{xx} = \dots \quad \text{Tensão Normal ao plano horizontal no ponto A}$$

$$\sigma_{xx} = \dots \quad \text{Tensão Normal ao plano horizontal no ponto B}$$

Cálculo da Tensão de cisalhamento (τ)

Como tanto o ângulo que a face de montante faz com a vertical (ϕ_M) como o ângulo que a face de jusante faz com a vertical (ϕ_J) são de 0° , a equação final para o cálculo fica bastante simplificada como pode ser vista a seguir.

$$\sum_{i=1}^n \dots = \dots \times \dots \quad \text{Somatório das Forças Tangenciais ao plano horizontal 1}$$

$$\tau_{xx} = \dots \sum_{i=1}^n \dots \sum_{i=1}^n \dots \quad \text{Tensão de cisalhamento}$$

$$\tau_{xx} = \dots \quad \text{Tensão de cisalhamento no ponto A}$$

$$\tau_{xx} = \dots \quad \text{Tensão de cisalhamento no ponto B}$$

Cálculo da Tensão Normal ao Plano Vertical (σ_x)

O cálculo de σ_x também ficará bastante simplificado já que os valores de ϕ_M e ϕ_J são iguais a zero graus.

$$\sigma_{xx} = \dots \sum_{i=1}^n \dots \sum_{i=1}^n \dots \quad \text{Tensão normal ao plano vertical}$$

$$\sigma_{xx} = \dots \quad \text{Tensão normal ao plano vertical no ponto A}$$

$$\sigma_{xx} = \dots \quad \text{Tensão normal ao plano vertical no ponto B}$$

Cálculo das tensões principais e dos ângulos

$$\sigma_{\sigma_1} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Tensão Principal 1 no plano horizontal 1

$$\sigma_{\sigma_2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Tensão Principal 2 no plano horizontal 1

$$\theta_{\sigma_1} = \frac{1}{2} \arctan \left[\frac{\tau_{xy}}{\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}} \right]$$

θ_1 medido a partir da vertical no sentido horário, e θ_2 perpendicular a θ_1

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**a seguir, tem-se os resultados calculados para s pontos A e B

Tabela 14- Tensões principais e ângulo nos pontos A e B

Pontos	x	σ_{σ_1} (kPa)	σ_{σ_2} (kPa)	θ_{σ_1}
A	0	54,23	0	0°
B	7,73	374,97	76,08	-25,76°

- **PLANO HORIZONTAL 2**

Cálculo da Tensão Normal ao Plano Horizontal (σ_z)

A resultante dos esforços verticais no plano horizontal 2 (ΣW_2) e o somatório dos momentos em relação ao centro de gravidade do plano horizontal 2 (ΣM_2) serão calculados da seguinte forma:

$$\Sigma_{i=1,20} W_i = \dots$$

$$\Sigma_{i=1,20} M_i = \dots \times$$

$$T_2 = \text{Comprimento da base no plano horizontal 2}$$

$$I_2 = \overset{1^{mo}}{I_{2-2}} = \text{Momento de inércia do plano horizontal 2 em relação ao centro de gravidade}$$

Com os resultados acima, pode-se calcular o valor de σ_z nos pontos A e B da estrutura.

$$\sigma_{--} = \left(\sum \quad \sum \quad \right) \sum \quad \text{Tensão Normal ao plano horizontal}$$

$$\sigma_{--} = \text{Tensão Normal ao plano horizontal no ponto C}$$

$$\sigma = \text{Tensão Normal ao plano horizontal no ponto D}$$

Cálculo da Tensão de cisalhamento (τ)

Como tanto o ângulo que a face de montante faz com a vertical (ϕ_M) como o ângulo que a face de jusante faz com a vertical (ϕ_J) são de 0° , a equação final para o cálculo fica bastante simplificada como pode ser vista a seguir.

$$\sum_{10, 20} = \times \quad \text{Somatório das Forças Tangenciais ao plano horizontal 2}$$

$$\tau_{-} = - \cdot \sum_{I_2} \cdot \sum_{I_2} \quad \text{Tensão de cisalhamento}$$

$$\tau_{-} = - \quad a \quad \text{Tensão de cisalhamento no ponto C}$$

$$\tau = - \quad a \quad \text{Tensão de cisalhamento no ponto D}$$

Cálculo da Tensão Normal ao Plano Vertical (σ_x)

O cálculo de σ_x também ficará bastante simplificado já que os valores de ϕ_M e ϕ_J são iguais a zero graus.

$$\sigma_{zz} = \dots \sum_{I_2} \dots \sum_{\dots} \quad \text{Tensão normal ao plano vertical}$$

$$\sigma_{zz} = \dots \quad \text{Tensão normal ao plano vertical no ponto C}$$

$$\sigma_{zz} = \dots \quad \text{Tensão normal ao plano vertical no ponto D}$$

Cálculo das tensões principais e dos ângulos

$$\sigma_{r-z} = \frac{\dots}{2} + \sqrt{\left(\dots \right)^2} \quad \text{Tensão Principal 1 no plano horizontal 2}$$

$$\sigma_{r-z} = \frac{\dots}{2} - \sqrt{\left(\dots \right)^2} \quad \text{Tensão Principal 2 no plano horizontal 2}$$

$$\theta_{r-z} = \frac{1}{2} \left[\dots \right] \quad \theta_1 \text{ medido a partir da vertical no sentido horário, e } \theta_2 \text{ perpendicular a } \theta_1$$

Na Tabela 15a seguir, tem-se os resultados calculados para os pontos C e D

Tabela 15 - Tensões principais e ângulos nos pontos C e D

Pontos	x	σ_{r-z} (kPa)	σ_{r-z} (kPa)	θ_{r-z}
C	8,73	373,31	83,71	-24,98°
D	16,30	669,04	121,09	-23,58°

A seguir mostramos a Tabela 16 que resume os resultados das tensões calculadas para os pontos A,B,C e D.

Tabela 16 - Tensões
A,B,C e D

calculadas nos pontos

Ponto	σ_z (kPa)	τ (kPa)	σ_x (kPa)
A	54,23	0,00	0,00

B	132,55	-117,00	318,50
C	135,35	-110,85	321,67
D	208,76	-200,88	581,38

3.3.3 MÉTODO DO CENTRO DE ROTAÇÃO DE NIGAM

Para o cálculo do centro de rotação a estrutura foi dividida em áreas e nomeou-se de A até D os pontos onde serão encontradas as tensões. A Figura 60 mostra os eixos de referência e os nós que terão as suas tensões estudadas. A Figura 61 ilustra a fundação da estrutura dividida em áreas.

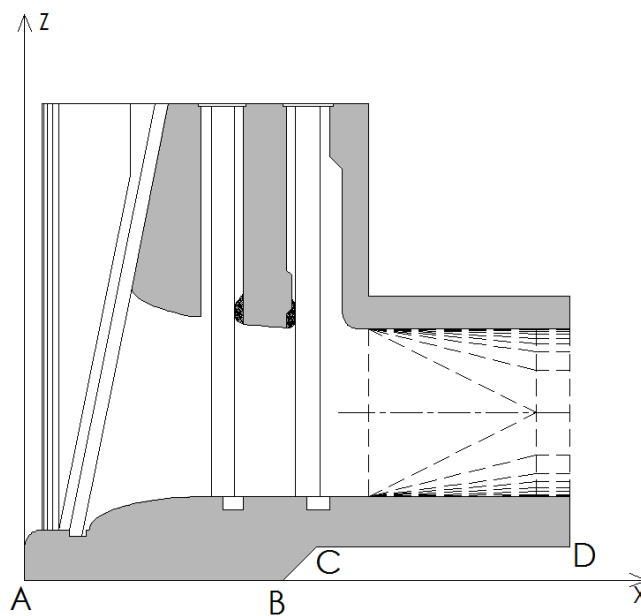


Figura 60: Corte da estrutura a ser estudada com nós nomeados.

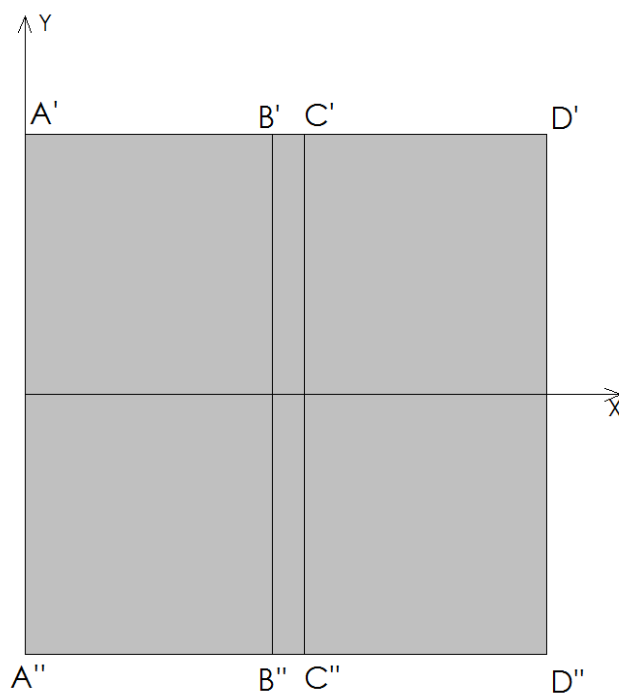


Figura 61: Fundação da estrutura

Usando o método especificado na seção 2.5.3 MÉTODO DO CENTRO DE ROTAÇÃO DE NIGAM (1979) do presente trabalho, foi obtido o posicionamento do centro de rotação de Nigam.

Tabela 17: Parâmetros geométricos da base

Pontos da base	x	z	Comprimento em x
A	-	0	
B	7,73	0	7,73
C	8,73	1	1,00
D	16,30	1	7,57

Tabela 18: Parâmetros geométricos das áreas da base

Áreas Principais	Área	Excentricidade em X (E_x)	Excentricidade em Z (E_z)	$E_x * \text{Área}$	$E_z * \text{Área}$
A'B'B''A''	125,23	3,87	0,00	484,00	0,00
B'C'C''B''	16,20	8,23	0,50	133,33	8,10
C'D'D''C''	122,63	12,52	1,00	1534,76	122,63
Soma	264,06			2152,09	130,73

- Centro de Rotação de Nigam em X:

$$N_x = 8,15 \text{ m}$$

- Centro de Rotação de Nigam em Z:

$$N_z = 0,50 \text{ m}$$

Tendo encontrado o centro de rotação, pode-se calcular o momento exercido pelos carregamentos em relação a esse ponto assim como o somatório das forças normais à base:

$$M_{bEam} = \dots - \dots = \dots \text{ kN.m}$$

$$M_{bEaj} = \dots + \dots = \dots$$

$$M_{bPam} = \dots - \dots = \dots \text{ kN.m}$$

$$M_{bSub} = \dots - \dots = \dots \text{ kN.m}$$

$$M_{bPp} = \dots - \dots = \dots \text{ kN.m}$$

$$\Delta = \dots + \dots - \dots + \dots + \dots = \dots \text{ J.m}$$

$$\Delta = \dots + \dots - \dots = \dots \text{ 0kN}$$

Calcula-se então o momento polar de inércia da área da superfície da fundação, em relação ao centro de rotação, como é mostrado na Tabela 19.

Tabela 19: Cálculo do momento polar de inércia da base

Áreas Principais	$E_x - N_x$	$E_z - N_z$	$(E_x - N_x)^2$	$(E_z - N_z)^2$	r^2	$r^2 * \text{Área}$	I_p parcial
A'B'B''A''	-4,29	-0,50	18,36	0,25	18,61	2330,00	623,55
B'C'C''B''	0,08	0,00	0,01	0,00	0,01	0,10	1,35
C'D'D''C''	4,37	0,50	19,05	0,25	19,31	2367,84	585,63
Soma						4.697,94	1.210,53

- Momento polar de inércia da fundação:

$$I_p = 5908,47 \text{ m}^4$$

Por fim, usando a Eq. 62 é possível obter a tensão em cada ponto da base, como é mostrado na Tabela 20.

$$\sigma = \frac{N}{A_{base}} \pm \frac{M}{I_p} \quad \text{Eq. 62}$$

Tabela 20: Cálculo da tensão vertical em cada ponto

Pontos da Base	Excentricidade em X (E _x -N _x) (m)	Tensão Vertical em cada Ponto (KPa)
A	8,15	63,06
B	0,42	133,24
C	0,58	142,32
D	8,15	211,04

3.3.4 MÉTODO SIMPLIFICADO

Calcula as tensões nos pontos extremos de montante e de jusante. Considera-se que a distribuição de tensões é linear entre esses dois pontos. O ponto de aplicação dos momentos é o centro da base (metade do comprimento em X e metade da altura em Z).

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \text{Módulo de resistência à flexão}$$

- Momentos em relação ao centro da base:

$$M_{bEam} = \left(\begin{matrix} \\ \end{matrix} \right) \quad \text{N.m}$$

$$M_{bEaj} = \left(\begin{matrix} \\ \end{matrix} \right)$$

$$M_{bPam} = \left(\begin{matrix} \\ \end{matrix} \right) \quad \text{N.m}$$

$$M_{bSub} = \left(\begin{matrix} \\ \end{matrix} \right) \quad \text{N.m}$$

$$M_{bPp} = \left(\begin{array}{c} \\ \\ \\ \end{array} \right) \quad \downarrow .m$$

Tendo os momentos aplicados na base pelo Empuxo da água de montante (M_{bEam}), Empuxo da água de jusante (M_{bEaj}), Peso da água de montante (M_{bPam}), Subpressão (M_{bSub}) e Peso próprio (M_{bPp}), pode-se calcular as tensões a montante e à jusante.

$$\Delta = \quad + \quad - \quad + \quad + \quad = \quad \downarrow .m$$

$$\Delta = \quad + \quad - \quad = \quad 0kN$$

$$\sigma_{-} = \frac{\hat{A}_{base} - \hat{W}}{\quad} = \quad \quad \quad \text{Tensão à Montante (ponto A)}$$

$$\sigma_{-} = \frac{\hat{A}_{base} + \hat{W}}{\quad} = \quad \quad \quad \text{Tensão à Jusante (ponto D)}$$

Foram obtidas tensões positivas nos extremos de montante e jusante, o que indica que não há postos de tração na base da estrutura. Com isso pode-se concluir que a estrutura é estável quanto às tensões atuantes em sua base.

4. ANÁLISE E RESULTADOS

A estrutura se mostrou estável quanto ao tombamento, deslizamento e flutuação. Foi utilizado apenas um método para cada uma das análises. A tabela a seguir resume os coeficientes de segurança encontrados e os compara com os limites impostos pela bibliografia.

Tabela 21 - Resultados da análise de estabilidade

	Fator de Segurança Obtido	Fator de Segurança Limite
Flutuação	3,33	1,33
Tombamento	1,93	1,50
Deslizamento	5,18	1,00

Os fatores de segurança obtidos foram todos maiores que os fatores de segurança impostos como mínimos para o caso de carregamento normal. Pode-se observar ainda que os valores obtidos são muito grandes. O ideal seria que houvesse um estudo mais detalhado para que se chegasse numa geometria de uma tomada d'água que além de ser estável, fosse também econômica.

A seguir, pode-se encontrar na Tabela 22 um resumo dos resultados dos cálculos de tensão na base da Tomada d'água para os diferentes métodos.

Tabela 22 - Tensão na base calculada para cada método

Pontos	Métodos de Cálculo			
	σ_z (kPa)			
	CPCUH (2003)	Método da Gravidade	Nigam	Método Simplificado
A	54,23	54,23	63,06	62,28
B	132,55	132,55	133,24	-
C	135,35	135,35	142,32	-
D	208,76	208,76	211,04	211,83

Analisando a tabela acima, vê-se que os resultados da tensão na base calculados pelo método da CPCUH e pelo Método da Gravidade são idênticos. Tal resultado já era esperado devido ao fato de que a única diferença entre os dois métodos é que enquanto o primeiro recebe a totalidade da barragem o MG só considera faixas de 1 metro de profundidade. Apesar dos valores serem idênticos o método da gravidade fornece a vantagem de ser mais completo, já que possibilita a obtenção de outras tensões além da tensão normal ao plano horizontal (σ_z). As outras tensões obtidas são: tensões de cisalhamento em um plano vertical ou horizontal ($\tau_{yz}=\tau_{zy}$), tensão normal ao plano vertical (σ_y) além das tensões principais e do ângulo formado entre a primeira tensão principal e a vertical.

Pode-se observar ainda que os resultados de tensão calculados pelo método do centro de rotação de Nigam deram os maiores valores, exceto para o ponto D, em que o valor calculado pelo método simplificado superou o de Nigam. Isso ocorre por que os dois últimos métodos usam um ponto específico da base para ser o centro de rotação dos momentos atuantes na estrutura. Isso gera resultados de tensões menos precisos quando comparados com o MG e o método da CPCUH.

As tabelas seguintes fazem uma comparação dos resultados de tensão de método para método através do cálculo da variação percentual.

Tabela 23 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto A

Ponto A		Variação Percentual (%)			
		CPCUH	MG	Nigam	MS
Variação Percentual (%)	CPCUH	-	0	14	13
	MG	0	-	14	13
	Nigam	14	14	-	1
	MS	13	13	1	-

Tabela 24 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto B

Ponto B		Variação Percentual (%)			
		CPCUH	MG	Nigam	MS
Variação Percentual (%)	CPCUH	-	0	1	-
	MG	0	-	1	-
	Nigam	1	1	-	-
	MS	-	-	-	-

Tabela 25 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto C

Ponto C		Variação Percentual (%)			
		CPCUH	MG	Nigam	MS
Variação Percentual (%)	CPCUH	-	0	5	-
	MG	0	-	5	-
	Nigam	5	5	-	-
	MS	-	-	-	-

Tabela 26 - Variação percentual dos resultados entre os métodos para o ponto D

Ponto D		Variação Percentual (%)			
		CPCUH	MG	Nigam	MS
Variação Percentual (%)	CPCUH	-	0	1	1
	MG	0	-	1	1
	Nigam	1	1	-	0
	MS	1	1	0	-

Através da análise dos resultados das tabelas de número 23 a 26, pode-se perceber que a diferença percentual do cálculo de tensão entre cada um dos métodos não superou a 20%.

5. CONCLUSÕES

É de extrema importância para o desenvolvimento dos estudos de projeto a verificação e a análise de estabilidade de estruturas hidráulicas, tendo em vista a necessidade de se projetar uma estrutura estável e segura, sem deixar de lado a análise econômica. Portanto, se faz mais do que necessário a utilização de métodos confiáveis.

A interação entre a fundação e a estrutura tem importância significativa na análise de estabilidade. É importante que o projetista tenha informações geotécnicas e geológicas confiáveis sobre o solo da região, a qualidade desses dados acrescenta segurança e confiabilidade das análises.

A verificação do comportamento da estrutura hidráulica quando submetida a esforços sísmicos se faz importante para a sua segurança, mesmo a região de implantação da obra estando, teoricamente, isenta de tais efeitos. Fenômenos recentes na região central do Brasil mostram que a consideração de sismos não pode ser negligenciada.

Na análise de estabilidade, levando-se em conta a segurança quanto ao tombamento e à flutuação da estrutura, os critérios conhecidos são coerentes entre si, pois utilizam equações e considerações semelhantes. Quando se verifica a segurança da estrutura quanto ao deslizamento, os critérios consagrados apresentam semelhança, diferindo em alguns casos nas considerações entre a interação fundação e estrutura. Para o cálculo de tensões na base existem muitos métodos e esses divergem em seus critérios. O método de Nigam destaca-se pela possibilidade de se analisar as tensões em estruturas com bases de geometrias complexas, o que dificilmente seria possível através de outros métodos a não ser, por exemplo, pelo Método de Elementos Finitos.

Muitos são os métodos de cálculo utilizados e recomendados por órgãos federais de diversos países e o ponto de maior discussão é quão eficientes são esses critérios. A fim de concluir quais seriam os melhores métodos a serem aplicados por projetistas de barragens, o presente

trabalho trouxe uma seleção dos critérios mais conhecidos e utilizados atualmente no Brasil e aplicou os cálculos de cada um desses métodos para uma mesma estrutura.

Para a estabilidade de estruturas quanto à flutuação, tombamento e deslizamento, foram utilizados um método para cada análise. Esses métodos são bem conhecidos pelos projetistas da área e se mostraram eficientes para a estrutura estudada.

No caso da obtenção das tensões na base das estruturas foram utilizados quatro métodos e comparados os seus resultados. Como na análise dos resultados mostrada através das tabelas de números 23 a 26 foi obtida diferença percentual de tensão entre cada um dos métodos menor que 20%, conclui-se que, para fins de cálculo a nível inicial de projeto, qualquer um dos métodos pode ser escolhido para a análise de tensões na base da estrutura. Como a variação dos resultados é muito pequena, pode-se dizer para fins práticos de engenharia, que os métodos estudados têm a mesma confiabilidade.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, J.S. (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.

ANDRADE, R.M. de. A drenagem nas fundações das estruturas hidráulicas: análise, interpretação, prática. Rio de Janeiro - Engevix, 1982.

Barragens de Concreto pelo Método de Gravidade. In; JORNADAS SUL-AMERICANAS DE

BUREAU OF INDIAN STANDARDS. Criteria for design of solid gravity dams. 2010.

CADAM. Computer aided stability analysis of gravity dams, Montreal, 2002.

CBDB. A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens. Rio de Janeiro – Comitê Brasileiro de Barragens, 2011.

CEMIG. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Companhia Energética de MinasGerais, Departamento de Engenharia Civil de Geração – Belo Horizonte, 1994.

COMISSÃO REGIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS. Guia Básico de Segurança de Barragens. São Paulo. NRSP-CBDB, 1999.

DA CRUZ, P. T. 100 Barragens Brasileiras – Casos históricos, materiais de construção e projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

DA CRUZ, P. T. 100 Barragens Brasileiras – Casos históricos, materiais de construção e projeto. São Paulo: Oficina de Textos, 1996.

Dang, Moscow – Mir Publishers, 1982.

ELETOBRÁS. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas, CPCUH2003.

ELETOBRÁS. Diretrizes para Estudos e Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas, 1998.

ELETRONORTE, Atlas de Energia Elétrica do Brasil, 2008.

ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXX, 2002, Brasília. Brasília: ISBN, 2002. TRB 0601. 1 CDROM.

GRISHIN, M. M. Hydraulic Structures – Vol.1 - Translated from the Russian by Prem Kumar

GUTSTEIN, D. Estudo das Tensões em Fundações de Barragens de Gravidade de Concreto pelo Método dos Elementos Finitos. 278 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

GUTSTEIN, D. Projeto de Estruturas de Barragens de Gravidade de Concreto por meio de Métodos Computacionais: Visão Geral e Metodologia. 291 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

LEVIS, S. D. Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragens de concreto: Uma ameaça a sua integridade. 195 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

MASON, J. Estruturas de Aproveitamentos Hidroelétricos. Rio de Janeiro – Campus, 1988.

NAGHETTINI, M. Engenharia de Recursos Hídricos – Notas de Aula, Belo Horizonte – Escola de Engenharia UFMG, 1999.

NIGAM, P. S. Handbook of Hydroelectric Engineering. Nem Chand and Bros – Roorkee, 1979.

OLIVEIRA, F.F. de; Sousa JR. L.C.; PEDROSO L.J. Avaliação de Tensões e Estabilidade em

PEDROSO, L. J. (2002) - "Barragens de concreto: aspectos gerais e fundamentos do cálculo de tensões e da estabilidade baseado no Método da Gravidade." Apostila do mini-curso de extensão da Semana de Engenharia Civil. Brasília: Universidade de Brasília.

RIBEIRO, P. M. V. (2007). Análise de Tensões para uma Seção da Barragem de Tucuruí Aálises pelo Método Analítico e por Elementos Finitos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, XXVII, 2007, Belém.

RIBEIRO, P. M. V. (2006). Uma metodologia analítica para avaliação do campo de tensões em barragens gravidade de concreto durante terremotos. Dissertação. Brasília: Universidade de Brasília. Março de 2006.

ROCHA, G. B. (2013). Estudo de tensões induzidas por sismos em barragens de concreto através do método gravidade. Dissertação (Monografia de projeto final II em estruturas). Universidade de Brasília, 2003

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.

USACE. Gravity Dam Design. Washington, DC – U.S. Army Corps of Engineers, 1995.

USACE. Seepage Analysis and Control for Dams. Washington, DC – U.S. Army Corps of Engineers, 1993.

USACE. Stability Analysis of Concrete Structures Washington, DC – U.S. Army Corps of Engineers, 2005.

USBR (United States Bureau of Reclamation). Design Of Small Dams, Denver, Colorado, 1987

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.