

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Samuel Augusto Schneider

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE BARRAGEM DE
GRAVIDADE EM CONCRETO**

Santa Cruz do Sul, novembro de 2011

Samuel Augusto Schneider

**DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE BARRAGEM DE
GRAVIDADE EM CONCRETO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul na área de barragens de concreto, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Eng. Leandro Olívio Nervis, M.Sc.

Santa Cruz do Sul, novembro de 2011

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha noiva Sabrina pela paciência, ajuda e incentivo dado a mim durante a elaboração deste trabalho, pois ela sempre foi meu motivo de motivação maior.

À minha família, principalmente meus pais Carmen e Irineu, pelo incentivo moral e financeiro durante toda minha jornada de graduação, a qual sem o suporte deles não seria possível.

Agradeço ao meu professor e orientador Leandro Nervis, pelos conhecimentos passados e por me orientar e me fornecer as diretrizes pelas quais pude finalizar este trabalho.

Ao professor Christian Donin, por me orientar na primeira etapa deste trabalho e me fornecer materiais e conhecimentos para que o mesmo pudesse ser realizado.

A Universidade de Santa Cruz do Sul, instituição que eu orgulhosamente faço parte, por todo suporte e oportunidade me dados.

Aos colegas e amigos do curso de Engenharia Civil, pelo companheirismo e amizade, sem os quais os anos de graduação com certeza não seriam os mesmos.

RESUMO

A construção de barragens tem aumentado vertiginosamente em nosso país, principalmente as de pequeno e médio porte do tipo concreto de gravidade. Existem diversos modelos de cálculos de dimensionamento para esse tipo de barragem, a maioria dos quais de origem estadunidense. Neste trabalho é feito um breve resumo sobre os tipos de barragens de concreto, seguido pelo levantamento de cargas atuantes e condições de carregamento propostas na bibliografia consultada para barragens do tipo de gravidade. Abordam-se também os métodos equacionais para análise de estabilidade global e local em barragens, além de características dos seus materiais construtivos. É simulado um perfil hipotético pelas equações de dimensionamento e o mesmo analisado, verificando suas condições de segurança contra ruptura, tensões e deformações máximas, com ajuda de software com base na teoria dos elementos finitos. Ao final, os resultados obtidos foram analisados e comparados com os que a bibliografia consultada recomenda, tendo-se então as conclusões deste estudo.

Palavras-chave: barragem de gravidade; método dos elementos finitos; estabilidade de barragens

ABSTRACT

The construction of dams has increased dramatically in our country, especially small and medium-sized dams of concrete-gravity type. There are several forms to calculate the dimensions for this dam type, most of which are of U.S. origin. This work was made a brief summary of the types of concrete dams, followed by the compilation of active loads and loading conditions proposed by the bibliography for gravity-type dams. It also addressed the equational methods for analysis of global and local dams stability, as well as features of their construction materials. A hypothetical profile dam was simulated by equations of desing and sizing and this profile was analysis, checking its safety against rupture, maximum stresses and strains, with the support of software based on the theory of finite elements. In the end, the results were analyzed and compared with the recommended bibliography, obtaining the conclusions of this study.

Keywords: gravity dams; finite element method; dam stability

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1– Perfil básico de uma barragem de concreto de gravidade	17
Figura 2– Barragem de gravidade de Dona Francisca, no rio Jacuí, Dona Francisca, Rio Grande do Sul	17
Figura 3 - Perfil básico de uma barragem de concreto de contrafortes.....	18
Figura 4 – Barragem de contrafortes de Valle Grande, no rio Atuel, San Rafael, Argentina.....	18
Figura 5 – Perfil básico de uma barragem de concreto de arco-gravidade	19
Figura 6 – Barragem de arco-gravidade de Nihuil I, no rio Atuel, San Rafael, Argentina	19
Figura 7 – Perfil básico de uma barragem de concreto tipo abóboda ou dupla curvatura	20
Figura 8 – Barragem de abóboda de Tigre, no rio Diamante, San Rafael, Argentina.....	20
Figura 9 – Carregamento proveniente do peso próprio	23
Figura 10 – Carregamento proveniente da subpressão	25
Figura 11 – Critérios de subpressão com utilização de drenos do U.S. Bureau of Reclamation, adaptado por Levis (2006).....	26
Figura 12 – Carregamento proveniente da coluna de água.....	28
Figura 13 – Carregamento proveniente do material decantado.....	29
Figura 14 – Carregamento proveniente de ondas	30
Figura 15 – Centros de gravidade das seções retangulares e triangulares do perfil em relação ao ponto de verificação ao tombamento (A)	33
Figura 16 – condições de composição de cargas – a condição 1 corresponde a condição A do texto, e assim segue para todas as demais	35
Figura 17 – Resultantes dos esforços na base de uma barragem, traduzido e adaptado de Criteria for Design of Solid Gravity Dams (2010).....	42
Figura 18 – Diagrama do perfil com tensões nas juntas horizontais.....	47
Figura 19 - Perfil básico de uma barragem com as posições das três principais forças atuantes.....	50
Figura 20 – Exemplo de malha de elementos finitos aplicada a um perfil de uma barragem de gravidade.....	58
Figura 21 – Perfil básico calculado	66
Figura 22 - Diagrama de esforços para condição normal.....	67
Figura 23 – Diagrama de esforços para condição excepcional	68
Figura 24 – Diagrama de esforços para condição de construção	70
Figura 25 – Diagrama de esforços para condição última.....	71
Figura 26 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição normal	73
Figura 27 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição excepcional.....	73
Figura 28 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição de construção	74
Figura 29 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição última.....	74
Figura 30 – Deformações para carregamento de construção obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07.....	75
Figura 31 – Deformações para carregamento de normal obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	76
Figura 32 – Deformações para carregamento excepcional obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	76

Figura 33 – Deformações para carregamento último obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	77
Figura 34 – Tensões normais para carregamento de construção obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07 ...	77
Figura 35 – Tensões normais para carregamento normal obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	78
Figura 36 – Tensões normais para carregamento excepcional obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	78
Figura 37 – Tensões normais para carregamento último obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	79
Figura 38 – Tensões cisalhantes para carregamento de construção obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	79
Figura 39 – Tensões cisalhantes para carregamento normal obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	80
Figura 40 - Tensões cisalhantes para carregamento excepcional obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07 ..	80
Figura 41 - Tensões cisalhantes para carregamento último obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	81
Figura 42 – Reações de apoio para carregamento de construção obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07..	81
Figura 43 – Reações de apoio para carregamento de normal obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	82
Figura 44 – Reações de apoio para carregamento excepcional obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	82
Figura 45 – Reações de apoio para carregamento de último obtidas pelo <i>software</i> RFem 4.07	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Paralelo entre condições de carregamento	37
Tabela 2 – Fatores de segurança ao tombamento.....	39
Tabela 3 - Fatores de segurança parciais contra deslizamento.....	41
Tabela 4 – Condição de carregamento e tensões admissíveis à compressão	43
Tabela 5 – Fatores de segurança a compressão nas fundações.....	44
Tabela 6 – Condição de carregamento e tensões admissíveis à tração	45
Tabela 7– Fatores de segurança para flutuação	46
Tabela 8 – Exigências em relação à fissuração	54
Tabela 9 – Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 15MPa.....	56
Tabela 10 – Carregamentos e momentos para condição normal	67
Tabela 11 – Carregamentos e momentos para condição excepcional.....	69
Tabela 12 – Carregamentos e momentos para condição normal	70
Tabela 13 – Carregamentos e momentos para condição última.....	72
Tabela 14 – fatores de segurança a estabilidade global.....	84
Tabela 15 – fatores de segurança e tensões na fundação	85
Tabela 16 – tensões máximas no maciço obtidas pelo <i>software</i> Rfem 4.07	86
Tabela 17 – tensões máximas de cisalhamento no maciço obtidas pelo <i>software</i> Rfem 4.07	87
Tabela 18 – tensões máximas no maciço obtidas pelo <i>software</i> Rfem 4.07 acrescidas de tensões de retração e variação de temperatura.....	87

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas

A	área
B	base da barragem
C	fator de intensidade da subpressão
C_h	carga hidráulica
D	distância horizontal
e	excentricidade
e_c	excentricidade do coroamento
eg	excentricidade do perfil teórico
E_a	empuxo de água
f	comprimento do espelho d'água
F	força
$F\varphi$	fator de segurança parcial em relação ao atrito
Fc	fator de segurança parcial em relação à coesão
Fh	forças horizontais
Fs	fator de segurança
Fv	forças verticais
G_c	carga da seção de coroamento
G	carga do perfil teórico
H	altura da barragem
Ht	altura da seção triangular
Hj	altura da coluna de água relativa no ponto dos drenos na subpressão
H_b	altura de água a jusante
H_a	altura da coluna de água a montante
H_s	altura do material decantado
I	momento de inércia
j	distância da face jusante à linha dos drenos
Lc	largura da seção de coroamento
Lt	largura da seção triangular
M	momento

M_w	momento devido ao peso próprio
Q	vazão
U	subpressão
V_v	velocidade do vento
W	peso próprio
W_a	empuxo de água a montante
W_e	empuxo de água de material decantado
W_w'	peso da coluna de água a jusante
y	cota da junta

Letras gregas

γ	peso específico
γ_w	peso específico da água
γ_c	peso específico do concreto
γ_d	peso específico de material decantado
σ	tensão
τ_c	coesão do material
τ	tensão cortante
α	medida de ângulo
β	medida de ângulo

Outros

Σ	somatório
$<$	menor que
$>$	maior que

Abreviaturas de referências

CFDOSGD - Criteria For Design Of Solid Gravity Dams
 CPCUH – Critérios de Projetos Civis de Usinas Hidrelétricas
 USACE – United States Army Corps of Engineers

SUMÁRIO

RESUMO	3
ABSTRACT	4
LISTA DE ILUSTRAÇÕES	5
LISTA DE TABELAS	7
LISTA DE SÍMBOLOS	8
1 INTRODUÇÃO	14
1.1 Área e delimitação do tema	14
1.2 Justificativa	14
1.3 Objetivos.....	15
1.3.1 Objetivo geral	15
1.3.2 Objetivos específicos	15
2 REFERENCIAL TEÓRICO	16
2.1 Barragens de concreto.....	16
2.2 Estudos para projetos de barragens	20
2.3 Forças e momentos em barragens	22
2.3.1 Esforços verticais V.....	22
2.3.2 Esforços verticais U.....	24
2.3.3 Esforços horizontais	27
2.3.4 Forças dinâmicas	29
2.3.5 Forças de expansão e temperatura.....	31
2.3.6 Momentos verticais	32
2.3.7 Momentos horizontais	33
2.4 Composição de cargas	33
2.5 Requisitos para estabilidade global de barragens	37
2.5.1 Tombamento	38
2.5.2 Resistência ao deslizamento.....	39

2.5.3 Compressão ou esmagamento	41
2.5.4 Tração	44
2.5.5 Flutuação	45
2.6 Requisitos para estabilidade local de barragens.....	46
2.7 Perfil básico de uma barragem de gravidade	48
2.7.1 Largura da base	50
2.7.2 Cálculo da altura máxima de uma barragem.....	51
2.7.3 Cálculo da altura e largura de coroamento	52
2.8 Características do concreto em barragens gravidade.....	52
2.9 Armadura para retração.....	53
2.10 Métodos dos elementos finitos.....	57
2.10.1 Uso de elementos finitos em barragens	57
3 METODOLOGIA	59
3.1 Barragem sugerida	59
3.2 Determinação do perfil básico	60
3.2.1 Cálculo da altura inicial	60
3.2.2 Cálculo da base.....	60
3.2.3 Largura da seção de coroamento.....	61
3.3 Composição de cargas	61
3.4 Equações de carregamento	62
3.4.1 Peso próprio.....	62
3.4.2 Empuxo hidrostático.....	62
3.4.3 Peso da coluna d'água a jusante	62
3.4.4 Subpressão	62
3.4.5 Empuxo do material decantado.....	62
3.4.6 Reação proveniente de terremotos	62
3.4.7 Momentos resultantes do peso próprio e outros	63

3.5 Equações de estabilidade global	63
3.5.1 Tombamento	63
3.5.2 Deslizamento.....	63
3.5.3 Compressão e tração	63
3.5.4 Flutuação	63
3.6 Equações de estabilidade local	63
3.7 Armadura de retração	64
3.8 Análise pelo método de elementos finitos.....	64
4 RESULTADOS.....	65
4.1 Perfil básico	65
4.2 Condições de estabilidade global	66
4.2.1 Carregamento normal	66
4.2.2 Carregamento excepcional	68
4.2.3 Carregamento de construção.....	69
4.2.4 Carregamento de estado último	71
4.3 Análises de estabilidade local.....	72
4.3.1 Tensões nas juntas horizontais.....	72
4.3.2 Análises por <i>softwares</i> de elementos finitos	75
4.4 Armadura de retração.....	83
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	84
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	89
REFERÊNCIAS.....	90
ANEXOS	93
ANEXO A - Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 20MPa	93
ANEXO B - Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 25MPa	94
ANEXO C - Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 30MPa	95
ANEXO D – Planilha de cálculos para estabilidade global.....	96

ANEXO E – Figuras de carregamentos do perfil no *software* Rfem 4.0199

1 INTRODUÇÃO

Barragens são algumas das estruturas mais complexas e grandiosas que o homem já construiu. Sua construção envolve diversos ramos da engenharia, sendo necessários diversos estudos para realização de um projeto. Entre as barragens, um dos tipos mais utilizados é o de concreto do tipo de gravidade.

As barragens de concreto de gravidade são o mais executado e analisado tipo de barragem deste material. Para seu projeto e construção, são necessários estudos dos esforços, carregamentos e situações as quais a mesma estará sujeita após entrar em operação, para verificação de sua estabilidade e segurança.

1.1 Área e delimitação do tema

Este trabalho aborda os métodos equacionais para dimensionamento de um perfil básico de uma barragem de gravidade em concreto simples, incluindo as análises de estabilidade global e local e demais fatores de cálculo e dimensionamento acerca desse tema.

1.2 Justificativa

Existe muita informação sobre barragens disponível para o pesquisador do tema, porém quando se trata de critérios de dimensionamento das mesmas o material encontrado é escasso e na maioria das vezes em idiomas estrangeiros. Além disso, muitos tratam de algumas etapas, porém não possuem um memorial de cálculo ou roteiro a ser seguido para aqueles que desejam dimensionar um barramento.

A maior parte dos modelos se baseia em métodos em grande parte empíricos, sem uma análise mais aprofundada. O cálculo de dimensionamento acaba se restringindo apenas a critérios de estabilidade global da estrutura, não abordando outros fatores importantes.

O desenvolvimento desse trabalho justifica-se pela escassez de modelos de cálculos práticos de barragens de gravidade, os quais são tão necessários para o seu dimensionamento, focando-se principalmente para o caso de pequenas

barragens, as quais consistem no tipo mais comumente encontrado, sendo que existem dezenas no Rio Grande do Sul.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Este trabalho se objetiva a reunir, de uma forma organizada e de fácil entendimento, material suficiente para o dimensionamento do perfil básico de uma barragem do tipo concreto de gravidade, de forma concentrada e resumida na medida do possível, tendo em vista a escassa quantidade de bibliografia em língua portuguesa acerca desse tema. Assim, através de um apanhado de informações e verificações, buscar-se-á disponibilizar uma referência útil de pesquisa nessa área.

1.3.2 Objetivos específicos

Este trabalho traz como objetivos específicos:

- Verificar, por meio de métodos equacionais, as tensões existentes em barragens do tipo gravidade em concreto sob suas diversas hipóteses de carregamentos;
- Dimensionar, através de métodos equacionais e métodos empíricos, uma seção para uma barragem do tipo gravidade em concreto;
- Analisar os métodos equacionais propostos, comparado-os com simulações feitas por software com base na teoria dos elementos finitos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Barragens de concreto

Barragens são barreiras artificiais postas sobre o curso de um rio de modo que represem suas águas em grande quantidade. Desde as civilizações mais antigas, barragens são utilizadas para abastecimento de água, irrigação e geração de energia, na forma de antigos moinhos e rodas d'água. Posteriormente, já no início século XX, as barragens passaram a ser utilizadas na retenção de água para a geração de energia hidrelétrica, sendo desde essa época até hoje um dos principais meios de geração de energia da humanidade (Moliterno, 1995).

Segundo Moliterno (1995), as barragens podem ser classificadas de acordo com o material de que são construídas. Barragens de material aglomerado são construídas de concreto (simples, armado, protendido ou rolado) e alvenaria. Barragens de material solto são compostas de terra e enrocamento e as barragens metálicas são compostas de aço e normalmente tem pequena dimensão. Moliterno também classifica as barragens de acordo com sua altura, sendo as barragens pequenas as de altura inferior a 30 metros, barragens médias as de altura de 30 a 90 metros, e as barragens de grande porte as que ultrapassam 90 metros de altura.

De acordo com Gusmão Filho (2006), as barragens de concreto podem ser divididas em três tipos de acordo com a sua estrutura. O primeiro tipo, a barragem de gravidade, tem seção levemente trapezoidal (figuras 1 e 2). Seu eixo pode ser uma linha reta ou ter uma pequena curva em direção a montante, dependendo das condições topográficas. São barragens indicadas para vales largos de declividade suave, e pela grande pressão em sua fundação necessita que a mesma seja ancorada em rocha. Barramentos de gravidade, segundo Moliterno (1995), têm sua estabilidade assegurada pelo peso próprio da estrutura, sendo que o mesmo deve ser superior aos esforços que a estrutura esteja submetida, de modo a garantir a sua função de barrar uma grande massa de água.

O US Army Corps of Engineers (1995) define as barragens de gravidade como estruturas sólidas de concreto que mantêm a sua estabilidade contra as cargas a que está sujeita pela sua forma, massa e resistência do concreto.

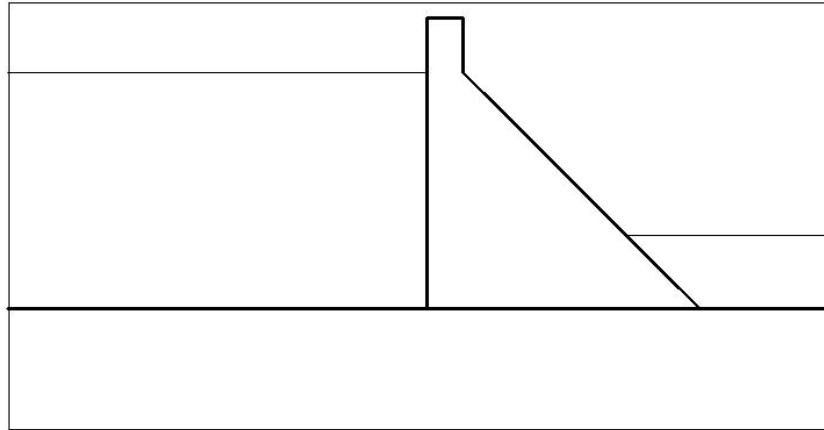


Figura 1– Perfil básico de uma barragem de concreto de gravidade
Fonte: Do autor



Figura 2– Barragem de gravidade de Dona Francisca, no rio Jacuí, Dona Francisca, Rio Grande do Sul
Fonte: Do autor

Gusmão Filho (2006) explica que as barragens de contrafortes são compostas de uma placa de concreto armado, com contrafortes em direção a jusante que descarregam a carga recebida pela placa às fundações (figuras 3 e 4), com tensões elevadas. São barragens indicadas para vales largos e de leve declividade. Moliterno (1995) explica que as barragens de contrafortes possuem melhorias em relação às de gravidade maciça nos quesitos economia, efeitos de subpressão e aumento da estabilidade sem alteração do volume.

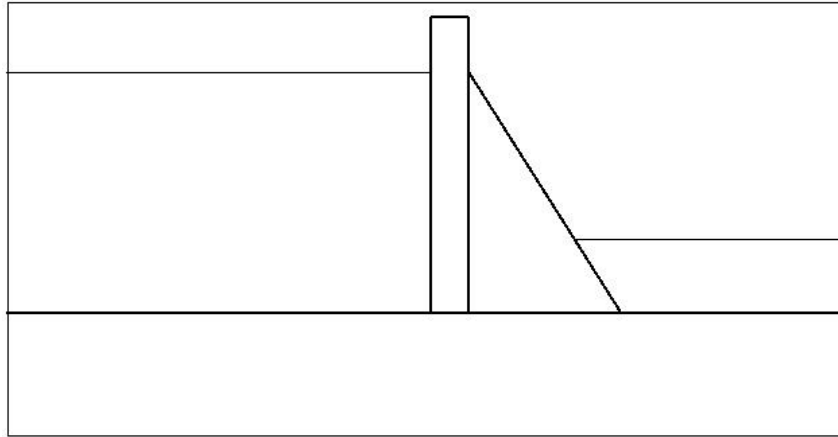


Figura 3 - Perfil básico de uma barragem de concreto de contrafortes
Fonte: Do autor



Figura 4 – Barragem de contrafortes de Valle Grande, no rio Atuel, San Rafael, Argentina
Fonte: Do autor

As barragens de arco, de acordo com Moliterno (1995), são barragens com curvatura horizontal e engastamento lateral. Podem ter espessura da parede de concreto variável de acordo com a altura e são indicadas para vales estreitos e profundos, sendo as laterais destes vales, geralmente rochosas, que recebem parcela dos esforços da massa de água por efeito arco através da barragem (figuras 5 e 6). Segundo Gusmão Filho (2006), quando a distribuição das cargas for dividida de forma semelhante entre as ombreiras engastadas por arco e a fundação da barragem, a mesma é chamada de arco-gravidade, enquanto que quando as cargas são quase totalmente transmitidas por efeito arco a barragem é chamada apenas de tipo em arco.

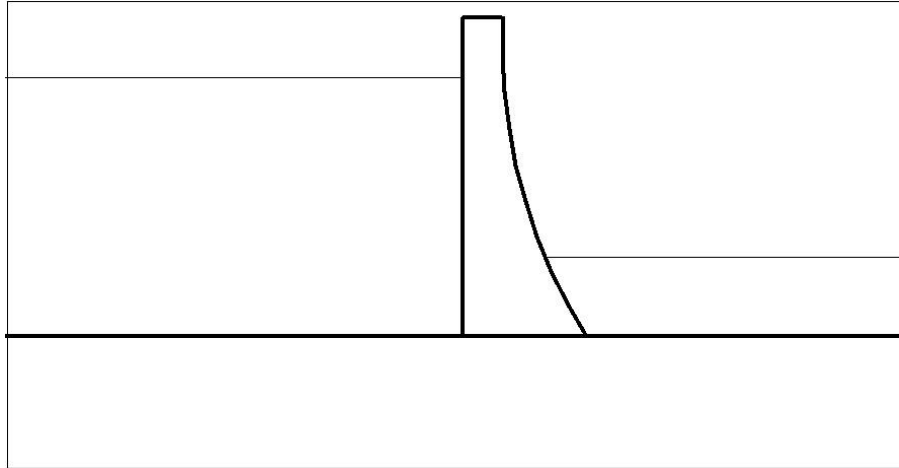


Figura 5 – Perfil básico de uma barragem de concreto de arco-gravidade
Fonte: Do autor



Figura 6 – Barragem de arco-gravidade de Nihuil I, no rio Atuel, San Rafael, Argentina
Fonte: Do autor

Um quarto tipo de barragem seria a barragem do tipo abóboda. Represas deste tipo possuem curvatura vertical e horizontal, possuindo paredes de concreto delgadas comparadas com os demais tipos (figuras 7 e 8). De acordo com De Faria (1988, p.25) “*do ponto de vista estrutural, uma barragem do tipo abóboda é uma casca que se liga, ao longo do respectivo contorno inferior, a um maciço de fundação rochoso*”. Moliterno (1995) afirma que este tipo de barramento é bastante econômico por possuir basicamente esforços de compressão em sua estrutura, porém de difícil cálculo estrutural.

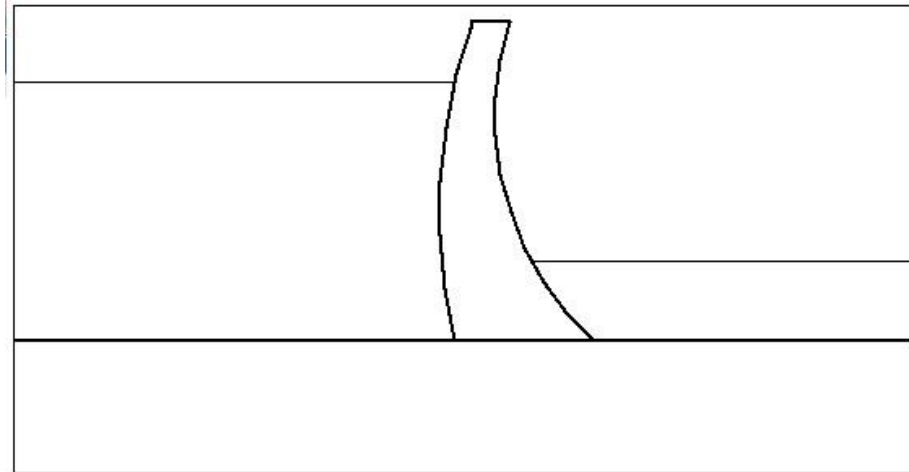


Figura 7 – Perfil básico de uma barragem de concreto tipo abóboda ou dupla curvatura
Fonte: Do autor



Figura 8 – Barragem de abóboda de Tigre, no rio Diamante, San Rafael, Argentina
Fonte: Do autor

2.2 Estudos para projetos de barragens

O projeto de uma barragem é algo extremamente complexo, tanto pelo porte da obra a ser executada quanto pela sua importância e risco. Por este motivo, são necessários diversos estudos da área, solos e bacia a ser represada. Os estudos topográficos, segundo Araújo (2003), têm a função de elaborar as plantas topográficas, definir as seções mais adequadas para o projeto e calcular as áreas de inundação e desapropriação. Também é a partir dos estudos topográficos que se define o perfil longitudinal do rio. Moliterno (1995) explica que a partir dos estudos topográficos, por aerofotogrametria, que se define o ponto a ser represado, com a escolha da garganta mais estreita.

Os estudos hidrológicos, de acordo com Araújo (2003), visam a reconhecer o regime de águas na bacia escolhida. Moliterno (1995) classifica os dados hidrológicos a serem levantados em pluviometria, evaporação, infiltração, medição de vazão, descargas máximas e mínimas e cálculo da vazão milenar. O registro de vazões máximas é de extrema importância para o projeto da estrutura de contenção, assim como o cálculo da vazão milenar para o dimensionamento dos vertedouros e corpo da barragem. O manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) diz que para barragens de altura maior que 30 metros, em que o caso de ruptura ponha em risco vidas humanas, a estrutura deve ser dimensionada para cheia máxima, calculada através de equações estatísticas. Segundo o mesmo manual, no projeto de uma barragem devem ser consideradas as cheias máximas prováveis, cheias de dados recorrentes e cheia de projeto da barragem.

De acordo com Moliterno (1995), os estudos geológicos são feitos posteriormente aos levantamentos topográficos e fotogeológicos. Nos estudos de campo são feitas sondagens de percussão, sondagens rotativas, classificação de material, ensaios de perda d'água, pesquisas de anomalias geológicas, entre outros. São estes ensaios que classificam se o solo e a geologia da área são adequados para um projeto de barragem.

Ainda segundo Moliterno (1995), o estudo geológico deve, no mínimo, esclarecer a situação das águas subterrâneas do terreno, a influência da carga do barramento e da água acumulada no terreno, a permeabilidade, resistência e demais características da rocha junto à represa e por fim indicar os perigos de possíveis escorregamentos nas regiões montanhosas.

Os estudos geológicos e geotécnicos devem acontecer nas diversas fases do projeto. São através destes estudos que se obtêm as condicionantes para o projeto da estrutura. A fundação, juntamente com os materiais de construção, precisa ser analisada para determinar a resistência, permeabilidade e compressibilidade, características geotécnicas mais importantes, de acordo com Araújo (2003). Nesta etapa também são feitas investigações de superfície, análise de mapas geológicos e a análise de perdas de água por percolação.

2.3 Forças e momentos em barragens

Pelo seu grande porte e finalidade, as barragens estão submetidas também a grandes esforços. Gusmão Filho (2006) divide estes esforços entre os listados abaixo:

- *Forças verticais V (dirigidas para baixo)
- *Forças verticais U (dirigidas para cima)
- *Esforços horizontais
- *Esforços em todas as outras direções
- *Forças de expansão
- *Forças dinâmicas
- *Momentos verticais
- *Momentos horizontais

Os momentos gerados nada mais são que as resultantes das cargas distribuídas de mesmo sentido, atuando através de um braço de alavanca. São calculados principalmente para averiguação da estabilidade global da barragem.

2.3.1 Esforços verticais V

2.3.1.1 Peso próprio

Entre os esforços, Moliterno (1995) cita o peso próprio, um esforço vertical que deve ser o maior possível para manter a barragem mais estável. Ribeiro (2006) diz que o peso próprio é dado pelo volume da seção considerada multiplicada pelo peso específico do material, no caso concreto. A área da seção é calculada em forma de trapézio, comum em barragens de gravidade, e tem largura considerada unitária no cálculo (vide figura 9). Este esforço dependerá sempre da geometria da seção da barragem, já que levará em consideração o centro de gravidade da mesma, além das propriedades do material de qual ela é construída, no caso o concreto. O peso próprio pode então ser calculado pela expressão descrita abaixo:

$$W = \left(\frac{L_t \cdot H_t}{2} + l_c \cdot H \right) \cdot \gamma_c \quad (1)$$

Onde:

W é o peso próprio da barragem

L_t é a largura da seção triangular

H_t é a altura da seção triangular

l_c é a largura da seção de coroamento

H é a altura total

γ_c é o peso específico do material

Podemos definir também o peso próprio como a área da seção da barragem multiplicada pelo peso específico do material, considerando para efeito de cálculo a largura unitária.

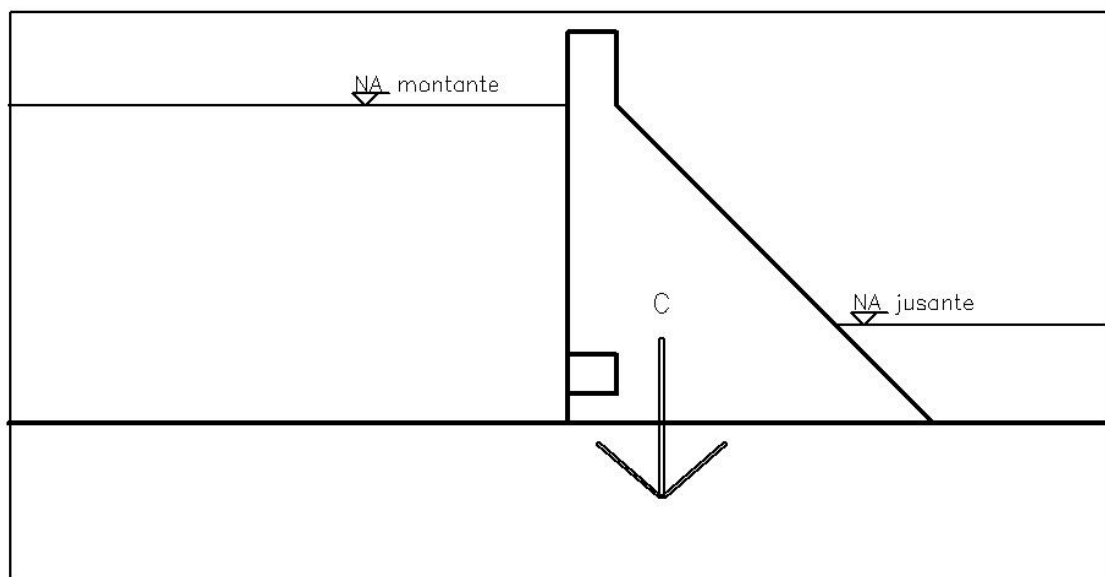


Figura 9 – Carregamento proveniente do peso próprio

Fonte – do autor

2.3.1.2 Peso da coluna de água a montante

Ribeiro (2006) cita o peso da coluna de água a montante como sendo o volume de água acima da seção considerada multiplicada pelo peso específico da água. Este esforço dependerá também da geometria da barragem analisada. A área do volume de água será expressa em forma de um prisma de largura unitária e formato triangular. Quando a barragem tem face montante vertical, este esforço é desconsiderado.

2.3.1.3 Peso da coluna de água a jusante

Da mesma forma que o anterior, o peso da coluna de água a jusante tem o mesmo método de cálculo, sendo variável da geometria da barragem e nível de água ao qual é calculado.

$$Ww' = \frac{H_b \cdot (H_b \cdot \tan(\phi D))}{2} \cdot \gamma\omega \quad (2)$$

Onde:

Ww' peso da coluna de água jusante

H_b é a distância vertical da lâmina d'água ao ponto calculado

ϕD é o ângulo formado entre a horizontal e a face jusante

$\gamma\omega$ é o peso específico do material, no caso a água

2.3.2 Esforços verticais U

2.3.2.1 Subpressão

A subpressão é o esforço exercido na base do barramento, de baixo para cima, pela água (figura 10). Andrade (1980) explica que a determinação da subpressão é fundamental para a análise da estabilidade de uma barragem. Suas principais condicionantes serão as características geológicas do terreno a ser executada a obra, que deverão ser cuidadosamente analisadas. Moliterno (1995) diz que camadas de fendas inclinadas em direção a jusante, sob a estrutura, são desfavoráveis, enquanto que as inclinadas à montante ou verticais são favoráveis a fundação.

O US Army Corps of Engineers (1995) informa que a subpressão varia com o tempo e está relacionada com as condições de permeabilidade do material. Ainda segundo USACE, a subpressão age sob toda a base da barragem.

Segundo Gusmão Filho (2006), nas barragens de concreto a redução da subpressão é importante para a sua estabilidade. Este esforço, que depende da permeabilidade da rocha de fundação, pode agir na base ou qualquer

descontinuidade da rocha de fundação. A permeabilidade pode ser calculada pela lei de Darcy:

$$Q = K \cdot A \cdot \frac{Ch}{L} \quad (3)$$

Onde:

Q é a vazão de percolação

K é o coeficiente de permeabilidade

A é a área de seção do solo com percolação transversal

Ch é a carga hidráulica

L é a extensão do trecho de percolação transversal

Ch/L é o gradiente hidráulico

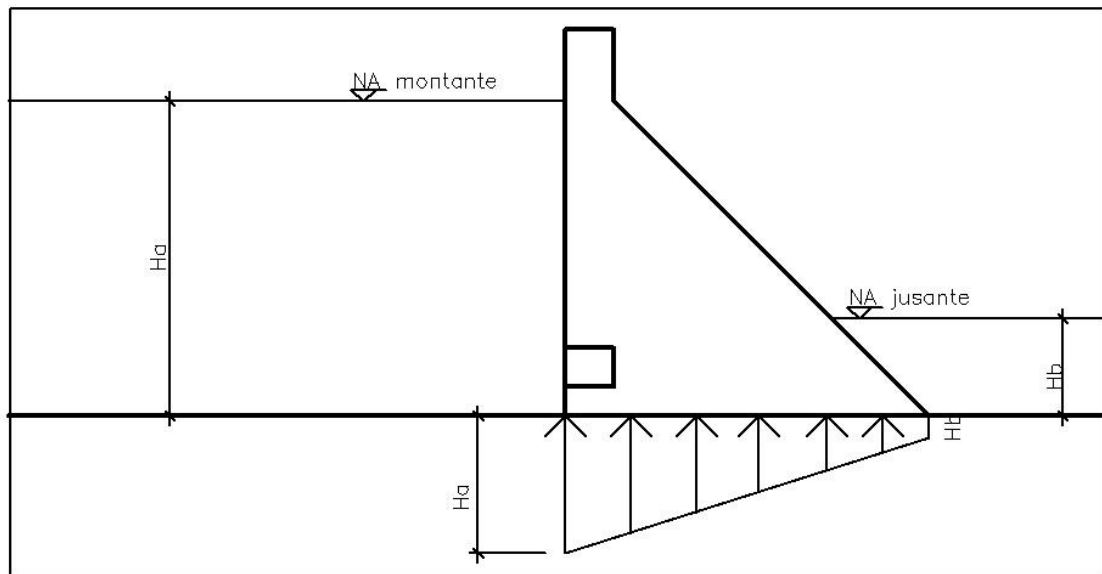


Figura 10 – Carregamento proveniente da subpressão
Fonte – do autor

De acordo com Ketzer e Schäffer (2010), a subpressão pode ser amenizada com a utilização de drenos. Para tal, teremos dois modelos de cálculo, com e sem a utilização destes. Em caso de cálculo de subpressão desconsiderando a drenagem, o fator de segurança requerido para a barragem será maior. O carregamento será em formato de duas cargas distribuídas, uma triangular e outra retangular, com duas resultantes que gerarão momentos nos centros de gravidade das mesmas.

Segundo Gutstein (2003), a subpressão na base montante e jusante é considerada pelas alturas de coluna de água relativas em tais pontos. Ainda de acordo com o autor, a subpressão varia ao longo da base do maciço em uma linha que se estende do valor da subpressão a jusante ao valor a montante. Quando o nível de água a jusante for nulo, a subpressão neste ponto também será. Então, desconsiderando os drenos, a equação de subpressão será:

$$U = (H_b \cdot B) + \frac{(H_a - H_b) \cdot B}{2} \quad (4)$$

Onde:

B é a largura da base da barragem

H_a é o nível de água montante

H_b é o nível de água jusante

Levis (2006) cita o método proposto pelo U.S. Bureau of Reclamation, que define a subpressão agindo em toda face da base do maciço, com uma redução de subpressão de 1/3 da carga hidrostática atuante na linha onde se situam os drenos, representada na figura 11.

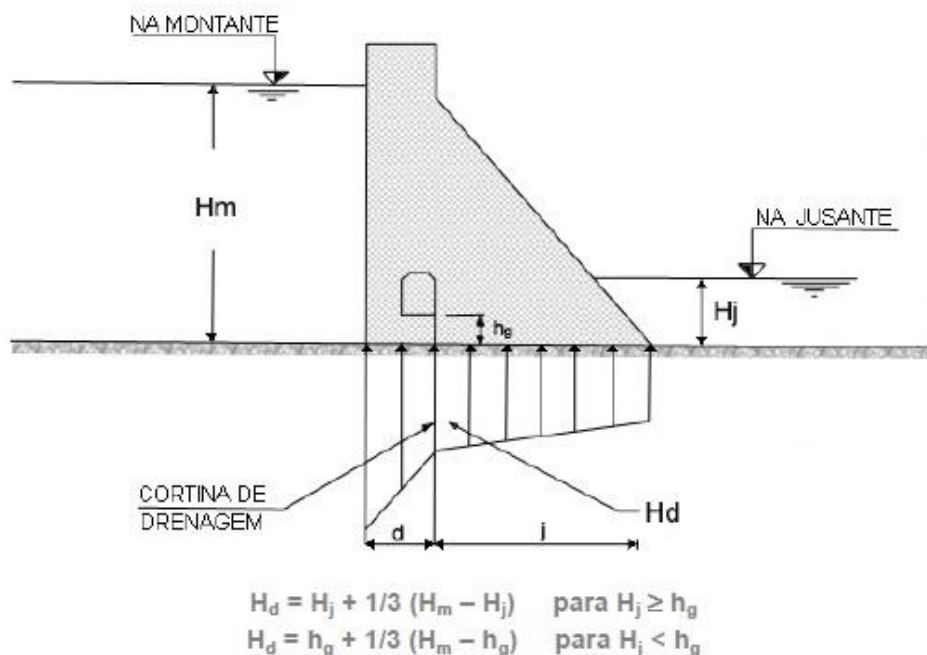


Figura 11 – Critérios de subpressão com utilização de drenos do U.S. Bureau of Reclamation, adaptado por Levis (2006)
Fonte: Levis

Assim, traduzindo as variáveis representadas na figura para as utilizadas neste trabalho, temos a equação para determinação da subpressão com utilização de drenos abaixo:

$$U = H_b \cdot d + H_b \cdot j + \left(\frac{H_d - H_b}{2} \cdot j \right) + \left(\frac{H_a - H_b}{2} \cdot d \right) \quad (5)$$

Onde:

H_d é a altura da coluna de água relativa no ponto dos drenos

j é a distância da face jusante à linha dos drenos

d é a distância da face montante à linha dos drenos

2.3.3 Esforços horizontais

2.3.3.1 Pressão da coluna de água

O peso da coluna de água a montante é a principal carga contra a qual a estrutura da barragem deve resistir. Também denominadas pressões hidrostáticas, nada mais são que esforços exercidos pelo volume de água em cada fração de área da estrutura. A pressão hidrostática age como uma componente horizontal, sendo considerada no cálculo quando o nível de água estiver máximo, segundo Moliterno (1995).

Ribeiro (2006) explica que esta componente é calculada pela altura de água, a partir da base da estrutura até a superfície, multiplicada pelo peso específico da água, formando uma seção triangular, mostrada na figura 12. Para esta seção considera-se largura unitária. A equação para o cálculo da coluna de água a montante está demonstrada abaixo:

$$W_a = \frac{H_a * H_a}{2} \cdot \gamma_w \quad (6)$$

Onde:

W_a é a carga da coluna de água

H_a é a altura da coluna de água

γ_w é o peso específico da água

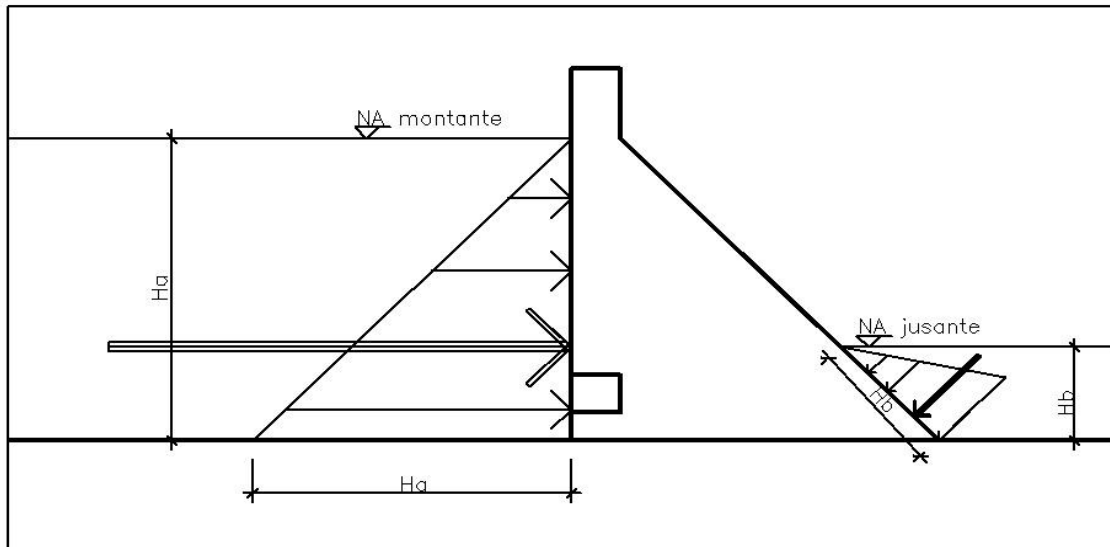


Figura 12 – Carregamento proveniente da coluna de água
Fonte – do autor

2.3.3.2 Empuxo resultante de material decantado

Todos os rios costumam trazer junto com suas águas materiais, sejam eles transportados por arrastamento, saltos ou suspensão. Ao encontrar uma barreira, no caso uma barragem, este material tende a decantar e se depositar ao fundo, junto à base da mesma (KETZER e SCHÄFFER, 2010). Segundo Mason (1988), o material decantado deve ser considerado como tendo peso específico entre 1,6 a 1,9g/cm³, sem coesão, e considerado como tendo altura equivalente a 10% da lâmina de água existente no barramento (figura 13). Assim, a equação para cálculo do empuxo deste material decantado é:

$$We = \frac{H_s * H_s}{2} \cdot \gamma d \quad (7)$$

Onde:

We é o empuxo do material decantado

H_s é a altura do depósito do material (10% de H_a)

γd é o peso específico do material (variando de 1,6 a 1,9g/cm³)

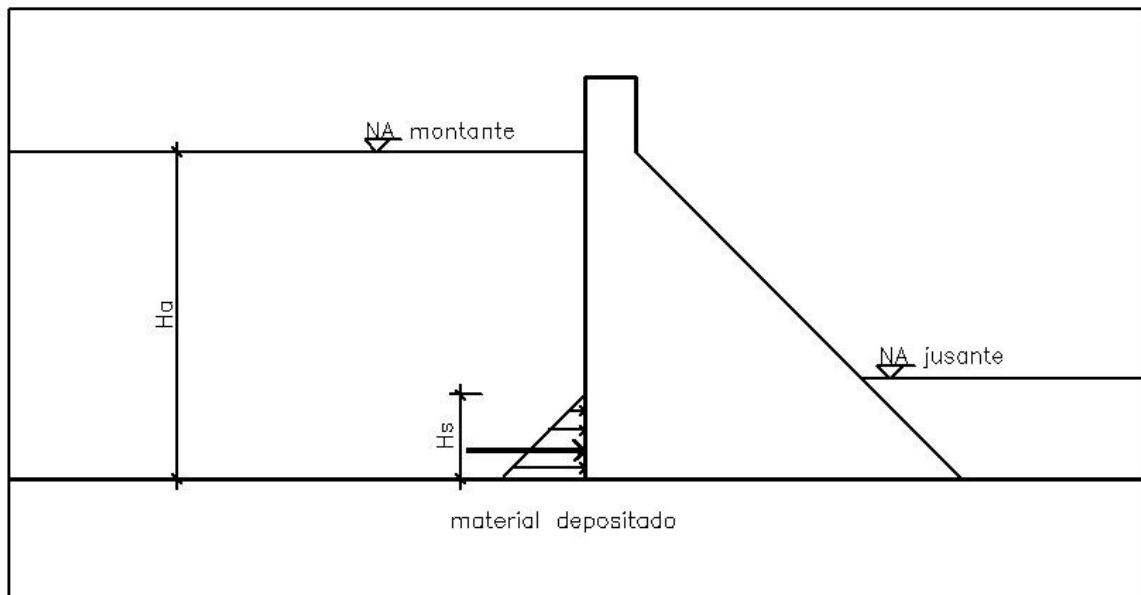


Figura 13 – Carregamento proveniente do material decantado
Fonte – do autor

2.3.4 Forças dinâmicas

2.3.4.1 Altura das ondas

A pressão exercida por ondas formadas no reservatório sobre a estrutura da barragem é outro fator a ser considerado no projeto das mesmas. A dimensão e intensidade destas ondas dependerão do tamanho do reservatório e características dos ventos da região onde o mesmo se encontra. O US Army (1995) define a intensidade das ondas como dependentes da extensão da superfície do espelho d'água, velocidade do vento e sua duração.

As dimensões das ondas irão determinar a altura livre da barragem (coroamento ou *freeboard*), que segundo o Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010) deve ter uma vez e meia a altura da onda máxima estimada, como mostrado na figura 14.

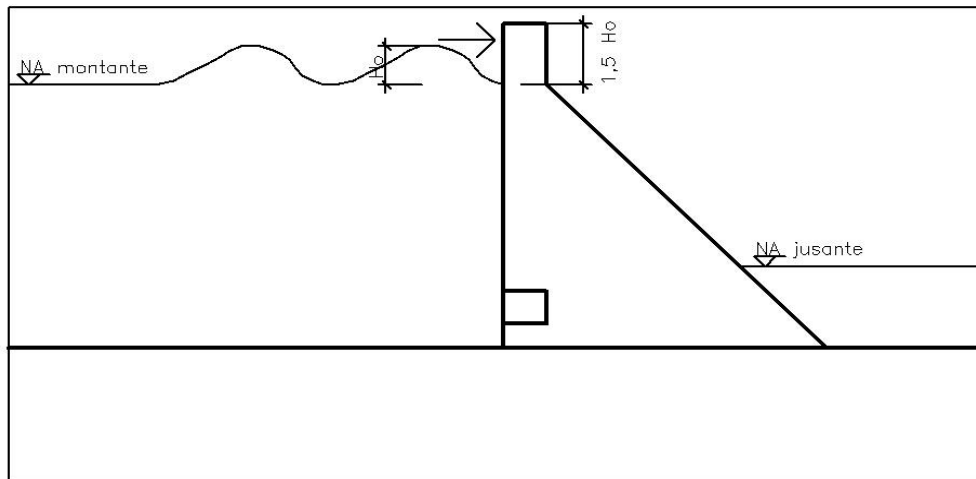


Figura 14 – Carregamento proveniente de ondas
Fonte – do autor

Para determinação da altura máxima das ondas pode-se utilizar a equação de Stevenson-Molitor:

$$h_{onda} = 0,092 \sqrt{Vv \cdot f} + 0,76 - 0,261 \sqrt[4]{f} \quad (8)$$

Onde:

Vv é a velocidade do vento em km/h

f é a comprimento máximo do espelho d'água, em linha reta a partir da barragem, em km

2.3.4.2 Terremotos

O esforço proveniente de terremotos, segundo Ketzer e Schäffer (2010), gera um acréscimo ou redução de peso no barramento e uma oscilação no sentido horizontal. No sentido de jusante para montante essa oscilação aumentaria a resultante de forças resistentes, por isso é desconsiderada. Tem-se então o deslocamento de montante para jusante que gera uma força horizontal agindo no centróide da barragem e uma força vertical, de baixo para cima, atuando no mesmo ponto. Assim, o efeito de um sismo tende a diminuir a resultante de esforços resistentes e conseqüentemente o fator de segurança da mesma. As forças horizontais e verticais resultantes de sismos são determinadas pelas equações 9 e 10, expostas por Ketzer e Schäffer (2010) .

Força horizontal:

$$F_h = 0,05. (W \pm 0,03W) \quad (9)$$

Onde:

F_h é a força horizontal ocasionada pelo terremoto

W é o peso próprio do barramento

Força vertical

$$F_v = W. 0,03 \quad (10)$$

Onde:

F_v é a força vertical ocasionada pelo terremoto

W é o peso próprio do barramento

Segundo Ribeiro (2006), o Brasil foi considerado um país sem sismos por muito tempo. Hoje se sabe que há incidência de sismos de intensidade moderada no país. Ao longo das últimas décadas foram registrados sismos de magnitude 5 e 6 na escala Richter. Além disso, o acúmulo de água nos reservatórios pode causar pequenas oscilações devido ao acréscimo de tensões provocadas pelo volume de água sobre a rocha, que pode vir a causar pequenos tremores. Sendo assim, é prudente considerar o efeito de pequenos terremotos no cálculo de barragens de gravidade no Brasil.

2.3.5 Forças de expansão e temperatura

A reação álcali-agregado, segundo Gusmão Filho (2006), ocorre quando alguns agregados reagem durante a cura do concreto, em especial na fase de hidratação do cimento, que liberta álcalis-óxidos Na e K. Estes minerais atacam os materiais existentes no agregado com resultados sérios em alguns casos. Essa reação pode causar problemas em barragens, tais quais expansões e fendas no concreto.

Em países de temperatura temperada essa reação pode trazer resultados mais lentamente, algo em torno de 20 anos, enquanto que em países de clima tropical a mesma pode aparecer em quatro anos (GUSMÃO FILHO, 2006).

A variação térmica é outro fator que causa tensões em barragens. Moliterno (1995) diz:

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 pela retração e dilatação. (Moliterno, 1995, p. 326)

Ainda segundo Moliterno, as tensões de tração provocadas por retração e temperatura podem ser de 4kgf/cm² em caso de represa vazia.

2.3.6 Momentos devido às forças verticais

Os momentos devido às forças verticais são as resultantes das forças que agem neste sentido, como subpressão, peso próprio e força vertical provocada por sismos. Todas estas possuem um braço de alavanca relativo a um eixo e ao centro de gravidade do carregamento que as gera. A equação para calcular o momento gerado pelo peso próprio está exposta na equação 11 e os centros de gravidade do maciço na figura 15.

$$M_W = \frac{[(Lc.H) \cdot (B - \frac{Lc}{2}) + (\frac{Lt.ht}{2}) \cdot \frac{2}{3}Lt]}{(Lc.H) + (\frac{Lt.ht}{2})} \cdot W \quad (11)$$

Onde:

Lc é a largura da seção de coroamento

H é a altura da barragem

B é a largura da barragem

Lt é a largura da seção triangular

Ht é a altura da seção triangular

W é o peso próprio

M_w é o momento devido ao peso próprio

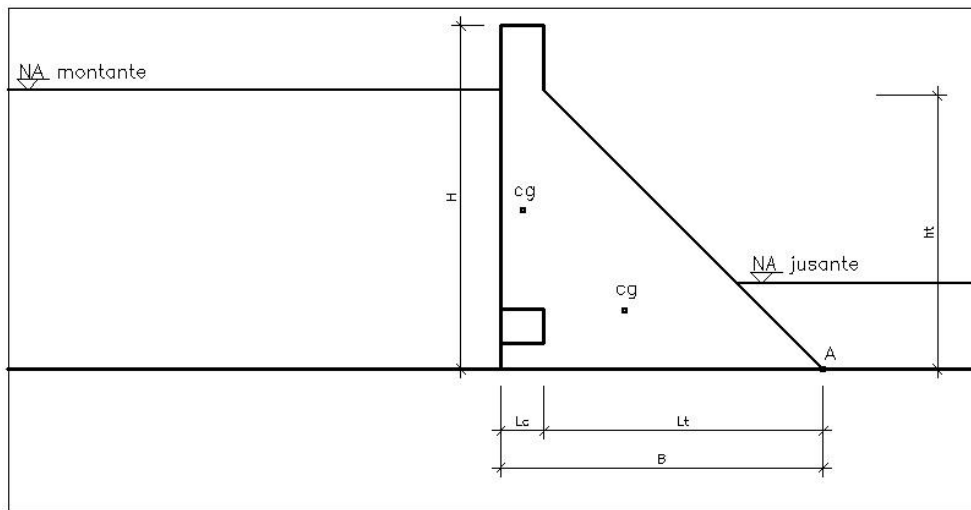


Figura 15 – Centros de gravidade das seções retangulares e triangulares do perfil em relação ao ponto de verificação ao tombamento (A)

Fonte: Do autor

Os demais momentos resultantes das forças verticais seguem o mesmo princípio de resultante da carga multiplicada pelo braço de alavanca em relação ao ponto A da figura 15.

2.3.7 Momentos devido às forças horizontais

Os momentos devido às forças horizontais são as resultantes das forças na horizontal, como pressão da coluna de água, material decantado, efeito de sismos, efeitos de ondas e outros. Todas estas possuem um braço de alavanca relativo a um eixo e ao centro de gravidade do carregamento, sendo para carregamentos triangulares este centro de gravidade se localizará a um terço de uma das faces e para carregamentos retangulares na metade da distância de uma das faces.

2.4 Composição de cargas

Em barragens, assim como em inúmeros outros tipos de estruturas, nem sempre a combinação de maiores cargas é a ideal para o cálculo de dimensionamento. Existem várias combinações de cargas, para os piores casos possíveis, não necessariamente em que todos os esforços sejam máximos. Por exemplo, no caso do cálculo com nível de água a montante máximo e a jusante

máximo, um se contrapõe ao outro, trazendo efeitos e momentos menores à estrutura do que se considerado com nível a montante máximo e a jusante mínimo.

O Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010) e o Us Army CORPS Of Engineers (1995) definem as combinações de carga possíveis para barragens de gravidade conforme listado abaixo e mostrado na figura 16:

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

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.

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.

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

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.

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 terremoto de máxima intensidade possível, com força de aceleração horizontal sentido montante para jusante.

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.

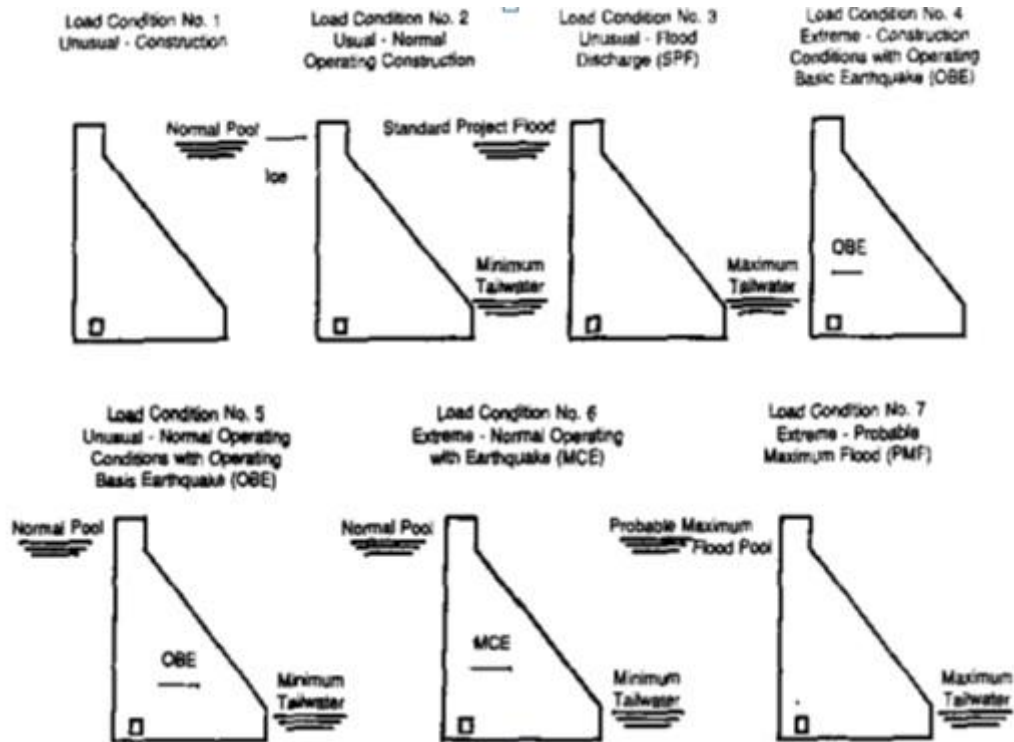


Figura 16 – condições de composição de cargas – a condição 1 corresponde a condição A do texto, e assim segue para todas as demais

Fonte: Gravity Dam Design - US Army Corps of Engineers (1995)

A norma técnica brasileira NBR 8681 de 2004, de ações e segurança nas estruturas, especifica quatro tipos de carregamentos, que são:

- 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 as estimadas para um carregamento normal.
- 3 – Carregamento excepcional: quando a estrutura sofrer atuações 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.

A norma recomenda considerar sempre as ações permanentes, enquanto que as ações variáveis devem ser consideradas apenas quando fornecem condições desfavoráveis.

O Guia Básico de Segurança em Barragens (2001) considera três casos de carregamentos em barragens. O primeiro caso seria o de carregamento normal, onde devem ser considerados:

Peso próprio, empuxo de material decantado; carga acidental uniformemente distribuída, concentrada e cargas móveis e vento; Carga relativa às atividades rotineiras de operação e manutenção da obra; esforços hidrostáticos com NA do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximos e normais, sendo que a condição mais severa de carregamento deverá ser selecionada para cada estrutura; subpressão, drenos operantes; esforços hidrodinâmicos decorrentes de fluxo hidráulico pelas passagens d'água e durante a operação da usina; temperatura e retração do concreto; Ancoragens ativas; Esforços sobre a estrutura no primeiro estágio de operação, em casos onde o segundo estágio da estrutura deva ser completado posteriormente. (Guia Básico de Segurança em Barragens, p.67, 2001)

A segunda condição seria a de carregamento excepcional, com baixa probabilidade de acontecimento e tempo de retorno. Esta condição, segundo o guia, deve considerar os mesmos componentes do carregamento normal acrescidas de:

Reservatório no NA máximo normal e NA jusante no máximo correspondente ou reservatório no NA máximo normal e NA jusante correspondente a vazão zero incluindo efeitos sísmicos; subpressão com drenos inoperantes e NA jusante máximo e drenos operantes com NA jusante entre normal e mínimo; quaisquer esforços excepcionais sobre as estruturas de primeiro estágio. (Guia Básico de Segurança em Barragens, p. 67, 2001)

A terceira condição seria a de carregamento de construção, que deve levar em conta:

Esforços da fase de construção; de montagem, instalação e testes de equipamentos permanentes ou temporários; de cimbramento; de construção como execução e ancoragens, injeções, esgotamento, enchimento, compactação e outros, inclusive os níveis de água a montante e a jusante durante a fase de construção. (Guia Básico de Segurança em Barragens , p.68, 2001)

O CPCUH (2003) define quatro condições de carregamento para barragens. São elas Condição de Carregamento Normal (CCN), Condição de Carregamento Excepcional (CCE), Condição de Carregamento Limite (CCL) e Condição de Carregamento de Construção (CCC). As cargas utilizadas em cada um dos casos se assemelham as propostas pelo Guia Básico de Segurança em Barragens (2001).

Fazendo assim um paralelo entre as condições de carregamento definidas pelo US Army Corps of Engineers, NBR 8681, Guia Básico de Segurança em Barragens e CPCUH, podemos comparar as condições de cada um deles de acordo com a tabela 1 abaixo.

Tabela 1 – Paralelo entre condições de carregamento

Condição	US Army Corps of Engineers	NBR 8681	Guia Básico de Segurança em Barragens	CPCUH
1° Condição	B	1	1°	CCN
2° Condição	G	2	-	-
3° Condição	F	3	2°	CCE
4° Condição	A	4	3°	CCC

Fonte: Do autor

O CPCUH (2003) ainda propõe uma combinação de carregamento última, que deve considerar:

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. (CPCUH – 2003, p.141).

2.5 Requisitos para estabilidade global de barragens

Uma barragem de gravidade pode romper (ruir, atingir a ruptura ou entrar em colapso), segundo o Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010), por tombamento, deslizamento, compressão (esmagamento) e tração. Muitos autores citam ainda o fenômeno da flutuação, que será também abordado.

Para não romper, uma barragem deve atender aos três requisitos abaixo (CFDOSGD, 2010):

- 1 – A barragem deve ser segura contra o deslizamento em qualquer plano ou a qualquer combinação dos planos no conjunto da barragem, na base ou nas fundações;
- 2 – A barragem deve ser segura contra o transbordamento, em qualquer plano dentro da barragem, na base ou em qualquer plano abaixo da base;
- 3 – Os coeficientes de segurança dos materiais da barragem (concreto) e fundação não podem ser excedidos;

De acordo com estudos apresentados por Gusmão Filho (2006), as causas das rupturas das barragens de concreto foi em 56% delas por problemas nas

fundações, 29% por transbordamento e nas restantes estudadas por problemas diversos.

A forma e curvatura de uma barragem, como explica o Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010), têm grande influência na estabilidade da mesma. Sempre que possível o projeto da estrutura e fundações deve tirar vantagem proveniente da forma e transições graduais. Para a verificação da estabilidade são considerados os seguintes condicionantes:

- 1 – Que a barragem é composta de elementos individuais transversais verticais, sendo que cada um dos quais leva sua carga para a fundação sem transferência de carga em seu interior ou para elementos adjacentes. (Entretanto, na análise da estabilidade de uma barragem de gravidade, frequentemente é necessário fazer uma análise de todo o bloco, sempre que existirem características especiais nas fundações);
- 2 – Que a tensão vertical varia linearmente da face de montante para a face jusante em qualquer seção horizontal.

A resultante de todas as forças horizontais e verticais, incluindo a subpressão, devem ser equilibradas por uma reação oposta na fundação que consiste no total de reações verticais e no total de cisalhamento horizontal e atrito na base (CFDOSGD, 2010).

2.5.1 Tombamento

Segundo US Army Corps Of Engineers (1995), a estabilidade ao tombamento é calculada tomando-se todas as forças verticais e laterais para cada condição de carregamento da barragem e realizando-se a soma dos momentos causados pelas forças resultantes num ponto localizado na base da barragem na posição mais extrema a sua jusante.

O CPCUH (2003) cita “O fator de segurança ao tombamento em qualquer direção é definido como a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação” (CPCUH, 2003, p.147). O Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010) define o fator de segurança de estabilidade contra tombamento pela equação:

$$FS = \frac{\Sigma \text{ momentos estabilizantes}}{\Sigma \text{ momento de tombamento}} = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mt} \quad (12)$$

Este fator de segurança calculado deve ser maior que 1,5, segundo esse manual. Kruger (2008) explica que para a análise de tombamento, os momentos estabilizadores incluem os gerados pelo peso próprio da estrutura, enquanto os instabilizantes são gerados pelas resultantes da pressão hidrostática, subpressão e empuxos de terra. Ainda segundo Kruger, devem ser desprezados os coeficientes de coesão e atrito entre barragem e fundação.

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

Tabela 2 – Fatores de segurança ao tombamento

Condição de carregamento	Coefficiente de segurança
Condição de carregamento normal	1,5
Condição de carregamento de construção	1,3
Condição de carregamento excepcional	1,2
Condição de carregamento última	1,1

Fonte: CPCUH (2003), adaptado pelo autor

2.5.2 Resistência ao deslizamento

Segundo Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010), muitas das cargas em uma barragem são horizontais ou tem componentes horizontais as quais são resistidas pela fricção ou pelas forças resistentes de cisalhamento ao longo do plano horizontal no corpo da mesma, na sua fundação, nas juntas horizontais ou próximas delas. Uma barragem entra em colapso por deslizamento quando as forças atuantes no sentido horizontal são maiores que aquelas resistentes no mesmo sentido. A resistência ao deslizamento pode ser devido ao atrito, ou devido ao atrito e resistência ao cisalhamento da ligação barragem-fundação.

A estabilidade de uma barragem ao deslizamento é avaliada comparando o total mínimo de resistência disponível ao longo da linha crítica de deslizamento (isto é, ao longo desse plano ou uma combinação de planos que compõem a menor

resistência ao cisalhamento) com o total de forças que provocam o efeito de deslizamento (CPCUH, 2003). A resistência ao deslizamento é uma função da coesão inerente ao materiais e de seu contato e o ângulo de atrito interno do material na superfície deslizante.

De acordo com US Army Corps Of Engineers (1995), o fator de segurança para deslizamento é, conceitualmente, relacionado à ruptura, a relação entre a resistência ao cisalhamento e da força cisalhante aplicada ao longo do plano de ruptura.

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

$$FS = \frac{\mu(\Sigma W - \Sigma U) F\phi + \tau_c A / F_c}{\Sigma FH} \quad (13)$$

Onde:

ΣW é o somatório do peso próprio da barragem

ΣU é subpressão total

$F\phi$ é o fator de segurança parcial em relação ao atrito

F_c é o fator de segurança parcial em relação a coesão

ΣFH é o total de forças horizontais

A é a área sob consideração de coesão

$\mu = \tan \phi$ é coeficiente de atrito interno do material (varia de 0,65-0,75 para o concreto)

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

O fator de segurança parcial em relação ao atrito e o fator de segurança parcial em relação a coesão são mostrados na tabela 3, traduzida do Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010):

Tabela 3 - Fatores de segurança parciais contra deslizamento

Sl. No.	Condição de carregamento	$F\phi$	F_0		
			para barragens e o plano de contato com a fundação	para fundações	
				cuidadosamente averiguadas	outras
i)	A, B, C	1.5	3.6	4.0	4.5
ii)	D, E	1.2	2.4	2.7	3.0
iii)	F, G	1.0	1.2	1.35	1.5

Fonte: Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010)

Em caso de superfície sem coesão, a equação será:

$$FS = \frac{\mu(\Sigma W - \Sigma U) F\phi}{\Sigma FH} \quad (14)$$

O valor da coesão e do atrito interno pode ser estimada com a finalidade de projetos preliminares com base nos dados disponíveis sobre materiais semelhantes ou comparáveis. Entretanto, para projetos finais é recomendado que estes valores sejam determinados em laboratório (CFPOSGD – 2010).

2.5.3 Compressão ou esmagamento

Segundo Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010), para calcular a distribuição de tensões normais na base, ou em qualquer seção, têm-se ΣFH como força horizontal total, ΣFV como força vertical total e 'R' como a força resultante, em forma de um vetor, que cruza a base em uma distância 'e' a partir do centro da base de largura 'b', que é igual a 'b/2 - x', onde 'x' é a distância da força resultante 'R' ao pé jusante da barragem dada por:

$$x = \frac{(\Sigma MR - \Sigma MT)}{\Sigma Fv} \quad (15)$$

A composição da resultante R é ilustrada na figura 17:

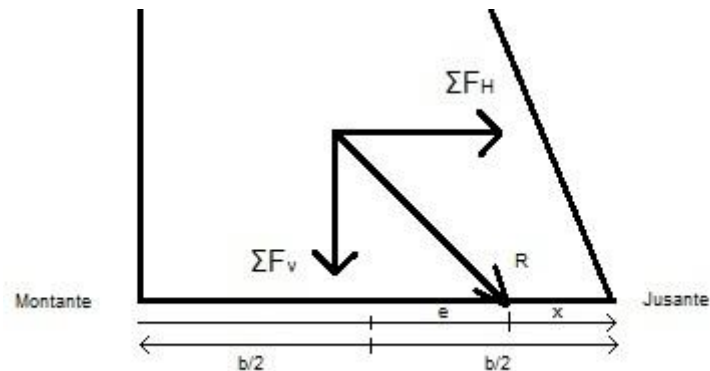


Figura 17 – Resultantes dos esforços na base de uma barragem, traduzido e adaptado de *Criteria for Design of Solid Gravity Dams* (2010)

Fonte: *Criteria For Design Of Solid Gravity Dams* (2010)

O sinal positivo será usado para o cálculo da tensão normal na base a jusante da barragem, desde que a resultante do momento atuante seja de compressão neste caso. O sinal negativo será usado para o cálculo da força normal na base montante da barragem. Assim, o total de esforço normal a jusante é:

$$p_{n, \text{jusante}} = \frac{\Sigma F_v}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) \quad (16)$$

O esforço normal a montante será:

$$p_{n, \text{montante}} = \frac{\Sigma F_v}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) \quad (17)$$

As distribuição das tensões normais para um caso geral são de compressão em ambas as faces da base, jusante e montante (CRITERIA FOR DESIGN OF SOLID GRAVITY DAMS, 2010). Evidentemente, a tensão máxima de compressão ocorre na jusante e para a segurança, esta não deve ser maior do que as tensões admissíveis de compressão, tanto para os materiais componentes da barragem (concreto) quanto para os da fundação (rocha). Quando a excentricidade 'e' é igual a 'b/6', têm-se:

$$p_{n, \text{jusante}} = \frac{2\Sigma F_v}{b}; \quad p_{n, \text{montante}} = 0 \quad (18)$$

Kruger (2008) explica que na análise das tensões normais na base do bloco as forças atuantes serão a ação conjunta dos momentos devidos às excentricidades das cargas e as cargas propriamente ditas. Assim a equação proposta pelo autor é:

$$\sigma = \frac{\Sigma Fv}{A} \pm \frac{Mn}{I} \quad (19)$$

Onde:

σ = tensão

ΣFv = resultante das forças verticais

A = área da seção da barragem

M = forças multiplicadas pelas excentricidades (momentos)

I = momento de inércia da seção

$\eta = h/2$

e = excentricidade da resultante

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 4 – Condição de carregamento e tensões admissíveis à compressão

Condição de carregamento	Tensão admissível a compressão
Condição de carregamento normal	$0,50f_{ck}$
Condição de carregamento de construção	$0,55f_{ck}$
Condição de carregamento excepcional	$0,60f_{ck}$
Condição de carregamento último	$0,65f_{ck}$

Fonte: CPCUH (2003), adaptado pelo autor

Para as tensões de compressão nas fundações, o CPCUH (2003) apresenta a tabela 5:

Tabela 5 – Fatores de segurança a compressão nas fundações

Condição de carregamento	Coefficiente de segurança
Condição de carregamento normal	3,0
Condição de carregamento de construção	2,0
Condição de carregamento excepcional	1,5
Condição de carregamento último	1,3

Fonte: CPCUH (2003), adaptado pelo autor

2.5.4 Tração

A partir da equação para a tensão normal na base montante da barragem, é evidente que, se 'b' for maior que 'e/6', a tensão normal a montante será de tração. Quando a excentricidade é maior do que 'b/6' uma rachadura de comprimento 'lc' vai ocorrer devido a tração (se esta tensão for maior que a resistente do concreto) que pode ser calculada como (CFDOSGD, 2010):

$$lc = \frac{b}{2} \left(1 - \frac{b}{6e}\right) \quad (20)$$

Segundo o Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010), nenhuma tensão de tração deve ser permitida, sob quaisquer circunstâncias, para barragens moderadamente altas. Para que não exista nenhuma força de tração, a excentricidade 'e' deve ser menor que 'b/6'. Em outras palavras, a força resultante deve sempre estar entre dentro do terço médio da seção da base da barragem. Para barragens excepcionalmente altas, com mais de 230m, é permitida uma pequena tensão de tração em casos extremos de carregamento como inundações e terremotos.

Como o concreto tem baixa resistência à tração, uma fissura na base montante da barragem modifica o diagrama de subpressão. Com a adição da tração, a força de subpressão aumenta e a força estabilizante diminui. Assim, a força resultante fica mais deslocada na direção da base jusante e isso aumenta o potencial de ruptura da seção. Desta forma, pelos deslocamentos das forças, a tensão de compressão aumenta na base jusante até que a barragem rompa por deslizamento ou compressão e esmagamento (CFDOSGD, 2010).

O manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) demonstra na tabela 6 a tensão de tração admissível no concreto, de acordo com a condição de carregamento:

Tabela 6 – Condição de carregamento e tensões admissíveis à tração

Condição de carregamento	Tensão admissível a tração
Condição de carregamento normal	$0,050f_{ck}$
Condição de carregamento de construção	$0,055f_{ck}$
Condição de carregamento excepcional	$0,060f_{ck}$
Condição de carregamento último	$0,065f_{ck}$

Fonte: CPCUH (2003), adaptado pelo autor

Ainda segundo o manual, as tensões de tração provenientes da retração e temperatura do concreto devem ser consideradas nos valores admissíveis.

2.5.5 Flutuação

Flutuação é o fenômeno que ocorre quando as forças que agem na base da barragem, de baixo para cima, são maiores que as forças resultantes do peso próprio. Kruger (2008) explica que a flutuação existe quando os esforços de subpressão são muito grandes. A fórmula pela qual o fator de segurança contra flutuação é calculado é:

$$FSF = \Sigma V / \Sigma U \geq 1 \quad (21)$$

Onde:

FSF é fator de segurança à flutuação

ΣV é somatório das forças verticais

ΣU é somatório das forças de sub-pressão

Kruger (2008) define ainda que as forças de coesão e atrito entre os blocos ou fundação devem ser desconsideradas. O manual Critérios de Projeto Civil para

Usinas Hidrelétricas (2003) apresenta os seguintes fatores de segurança para flutuação:

Tabela 7– Fatores de segurança para flutuação

Condição de carregamento	Coefficiente de segurança
Condição de carregamento normal	1,3
Condição de carregamento de construção	1,2
Condição de carregamento excepcional	1,1
Condição de carregamento última	1,1

Fonte: CPCUH (2003), adaptado pelo autor

2.6 Requisitos para estabilidade local de barragens

Além dos fatores considerados para o cálculo de estabilidade global de barragens, na interação da base do maciço de concreto com a fundação, também se deve considerar os fatores de estabilidade local. Os fatores de estabilidade local consideram as tensões e esforços atuantes dentro do maciço de concreto que compõem o corpo do barramento.

Moliterno (1995) explica que uma barragem pode ser dividida por linhas de tensões principais, que variam ao longo do maciço, e assim permitem a obtenção de diversas zonas de dosagem do concreto. Deste modo, usa-se o concreto de resistência equivalente às tensões de cada camada.

Para um perfil de uma barragem de média altura, Moliterno (1995) sugere que sejam definidas três zonas de tensões a serem avaliadas, de distância igual verticalmente entre uma e outra, gerando assim um diagrama como o exemplificado na figura 18.

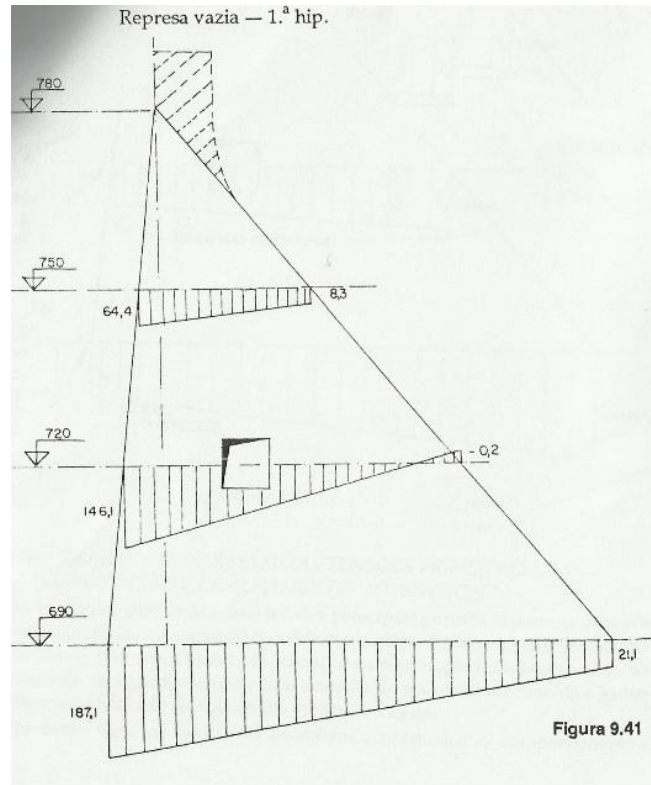


Figura 18 – Diagrama do perfil com tensões nas juntas horizontais
Fonte: Moliterno (1995)

Para o cálculo das tensões internas, Moliterno (1995) traz as seguintes equações para excentricidade do perfil:

$$e = \frac{G_c e_c + G_{eg} + H_a x_a - E_a y_a - F_e U + d H_a x_a - d E_a y_a}{(G_c + G + d H_a - U + d H_a)} \quad (22)$$

Onde:

G_c é a carga da seção de coroamento

G é a carga do perfil teórico

e_c é a excentricidade do coroamento

eg é a excentricidade do perfil teórico

E_a é o empuxo d'água

H_a é a coluna de água até a crista

y é a cota da junta

U é subpressão

x_a e y_a são braços de alavanca em metros

As excentricidades do coroamento podem ser calculadas pela fórmula:

$$e_G = \frac{y}{6}(m + n) - \left[yn + \frac{a}{3} \frac{(2h_1 + h_0)}{h_1 + h_0} \right] \quad (23)$$

Onde:

e_G é a excentricidade do perfil teórico

m é a face jusante

n é a face montante

h_1 e h_0 são as alturas dos níveis de água

Já a excentricidade do perfil teórico através da fórmula:

$$e_C = \frac{y}{2}(m + n) \quad (24)$$

Para o cálculo das tensões principais nas seções da barragem, Moliterno (1995) recomenda usar a equação:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \quad (25)$$

Onde:

σ_1 é a maior tensão de compressão

σ_2 é a menor tensão de compressão

σ_x é $\delta y \cdot \tau \tan \alpha$

α é o ângulo da face montante em relação ao plano vertical

σ_y é a tensão na junta horizontal montante

2.7 Perfil básico de uma barragem de gravidade

O perfil básico de uma barragem de gravidade de concreto, quando considerados apenas os esforços oriundos da carga de água, será sempre triangular (CRITERIA FOR DESIGN OF SOLID GRAVITY DAMS, 2010). Este perfil foi

inicialmente proposto em 1923 por Pigeaud (MOLITERNO, 1995). No topo, como a pressão d'água é nula, a largura será zero (cume do triângulo), já a base terá largura máxima 'b' onde a pressão devido a coluna d'água também é máxima. Assim sendo, o perfil básico da barragem será semelhante ao diagrama de distribuição da pressão hidrostática.

Para condições de reservatório vazio, uma seção com formato de triângulo reto proporcionará a melhor estabilidade contra tombamento, sem efeito de tração na base, isso porque a resultante do peso próprio da barragem atua a 1/3 da base distante da face montante. Se usados ângulos menores que 90 graus na face montante, maior será a estabilidade contra tombamento, porém serão geradas forças de tração na base jusante quando a barragem estiver vazia, fato que deve ser evitado quando possível, além da dificuldade construtiva (CFDOSGD, 2010).

Para este perfil básico de uma barragem (Figura 19), são consideradas três forças principais que são as resultantes do peso próprio, subpressão e pressão hidrostática, sendo:

$$\text{FR Peso próprio} \rightarrow W = (B.H.\gamma_c) / 2$$

$$\text{FR Subpressão} \rightarrow U = (Cb.H.\gamma_w) / 2$$

$$\text{FR Pressão hidrostática} \rightarrow Wa = (\gamma_w.H^2) / 2$$

Onde:

γ_w é o peso específico da água

γ_c é o peso específico do concreto

H é a altura da barragem

B é a base da barragem

C é o fator de intensidade da subpressão

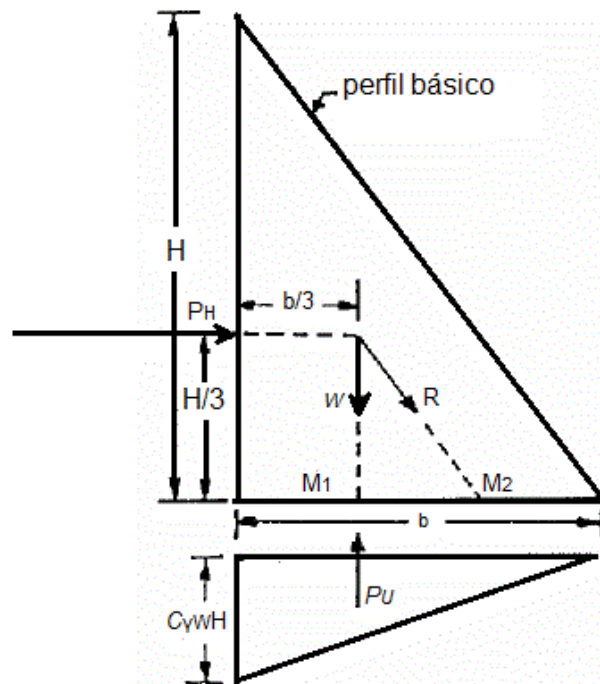


Figura 19 - Perfil básico de uma barragem com as posições das três principais forças atuantes
 Fonte: Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010)

2.7.1 Largura da base

A largura da base de um perfil básico pode ser encontrada por dois critérios, que são:

- 1 - sem esforço de tração
- 2 - sem deslizamento

Para o critério 1 (sem esforço de tração):

$$\gamma_c B^2 - H^2 - Cb^2 = 0 \rightarrow B = H / \sqrt{\gamma_c - C} \quad (26)$$

Onde:

B é base da barragem

H é a altura da barragem

γ_c é o peso próprio do concreto

C é o fator de intensidade da subpressão

Se o fator de intensidade da subpressão (C) for 0, desconsidera-se a última parte da equação:

$$B = H / \sqrt{\gamma c} \quad (27)$$

Para o critério 2 (sem deslizamento):

Para que não ocorra deslizamento, a força horizontal que ocasiona o mesmo deve ser equilibrada pelas forças de atrito que se opõem a ela. Então, se tem:

$$B = H / \mu \sqrt{\gamma c - C} \quad (28)$$

Onde:

$\mu = \tan \varphi$ que é coeficiente de atrito interno do material (varia de 0,65-0,75 para o concreto).

Se o fator de intensidade da subpressão for desconsiderado:

$$B = H / \mu \sqrt{\gamma c} \quad (29)$$

Depois de calculada a largura pelos dois critérios para o perfil básico, deve ser adotada uma medida que seja maior que ambas.

2.7.2 Cálculo da altura máxima de uma barragem

O principal fator limitante da altura de uma barragem é a tensão sobre o concreto. A tensão máxima de cálculo não deve ser maior que a tensão limite do material. Segundo Moliterno (1995), para estabelecimento do perfil teórico deve se limitar a altura máxima de acordo com a seguinte equação:

$$h \leq \frac{\sigma c}{\gamma c} \quad (30)$$

Onde:

σ_c é a tensão admissível de compressão do concreto utilizado

γ_c é o peso específico do concreto

Esta condição não considera os carregamentos, apenas o peso próprio do concreto, porém serve para limitar alturas em função do material e também funciona para a definição da classe de concreto a se utilizar.

2.7.3 Cálculo da altura e largura de coroamento

O CPCUH (2003) recomenda que a borda livre ou a altura de coroamento deva ter altura mínima de 3 metros, sendo suficiente para superar uma onda causada por ventos de 100km/h com 2% de probabilidade de ocorrência. O Criteria For Design Of Solid Gravity Dams (2010) sugere usar a dimensão de 1,5 maior que a altura das ondas geradas no lago do reservatório para a borda livre. A equação pode ser descrita por:

$$h_{\text{coroamento}} = 1,5 \cdot h_{\text{onda}} \quad (31)$$

Para cálculo da largura da seção de coroamento, Moliterno (1995) apresenta a equação abaixo:

$$L_{\text{coroamento}} = H \cdot 0,14 \quad (32)$$

2.8 Características do concreto em barragens gravidade

Em barragens gravidade de concreto o volume desse material é o principal insumo da estrutura. Como barragens de gravidade têm grandes bases em relação à altura, na grande maioria dos casos não é necessário utilizar concretos com resistências tão altas quanto outras construções, como obras de arte de rodovias e grandes edifícios. Os tipos de concreto mais utilizados em barragens de gravidade são o concreto ciclópico e o CCR (concreto compactado a rolo), de acordo com Milani Filho (2003).

O concreto compactado a rolo (CCR) é lançado em camadas, com espessura em torno de 20 centímetros, e compactado através de rolo compressor. O CCR, segundo Milani Filho (2003), tem basicamente as mesmas características do concreto convencional, com pequenas diferenças na dosagem por ter menos água que os traços tradicionais, sendo assim mais seco e com consistência que possibilita a sua compactação com máquinas.

Em relação à massa específica, o CCR é ligeiramente mais pesado que os concretos convencionais. Quanto à resistência, Milani Filho (2003) cita que comparado com traços semelhantes de concreto sem compactação a rolo, o CCR apresenta resistência até 30% maior. O CCR agrega consumo baixo de cimento e rapidez na construção. As juntas são efetuadas com máquina cortante e a face montante da barragem envelopada com uma camada fina de concreto convencional.

O concreto ciclópico é um concreto onde até 30% dos agregados são compostos por pedras de mão, ou seja, fragmentos de rocha maiores que as comumente usadas no concreto convencional (MANUAL DE OBRAS DE SANEAMENTO – SANEPAR, 2007). Com a utilização desse tipo de agregado, o concreto ciclópico tem maior peso específico que os concretos convencionais e também menor custo, devido a redução no consumo do cimento. O agregado utilizado no concreto ciclópico em geral é o resultante da primeira britagem da rocha, tendo assim dimensão superior a 10 cm. A deformação máxima de ruptura do concreto não armado, segundo Almeida (2002), está na ordem de 0,3 a 0,6%. A NBR 6118 de 2007 limita o valor máximo de deformação em 0,35%.

2.9 Armadura para retração

Barragens de concreto podem sofrer fissurações. Estas fissurações, segundo Wendler et al (2007), podem ocorrer devido a juntas de contração, tipo e quantidade de cimento utilizado no concreto, temperatura de lançamento do concreto e carregamento hidráulicos. Em relação aos principais tipos de fissura, os autores expõem o seguinte:

Os principais tipos de fissuras em barragens de concreto são: fissuras devidas à retração plástica, ataques de sulfatos, reações álcali-agregado e similares, corrosão da armadura, assentamento do concreto, erros de acabamento, congelamento e degelo, concretagem em rampa, movimentos das fôrmas, assentamento das fundações, fissuras geradas por carregamentos excessivos ou induzidas

dinamicamente, formação de etringita tardia, alterações volumétricas gerada pelos fenômenos de origem térmica no concreto. (WENDLER ET AL, 2007, p. 25)

Genésio (1993) explica que a criação de juntas em barragens é primordial, pois as mesmas permitem o alívio de tensões, auxiliando a reação da estrutura às variações de temperatura e a assentamentos resultantes das fundações. O autor frisa, entretanto, que as juntas de retração são causa de muitos problemas de execução em barragens de concreto armado.

O manual Critérios de Projeto Civil para Usinas Hidrelétricas (2003) cita:

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, p. 139).

Marchetti (2008) explica que para dimensionamento de uma armadura mínima de retração deve-se estimar uma abertura de fissura admissível (w_k). Para determinação da fissura pode-se usar a tabela 8, retirada da NBR 6118 de 2007, que traz a dimensão das fissuras relacionadas à classe de agressividade do ambiente e tipo do concreto utilizado:

Tabela 8 – Exigências em relação à fissuração

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	***
Concreto armado	CAA I	ELS - W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II a CAA III	ELS - W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS - W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: Tabela 13.3 da NBR 6118:2007

Marchetti (2008) desenvolveu as seguintes equações para determinação da armadura de retração:

$$b_{ef} = \frac{100}{\text{espaçamento}} \quad (33)$$

Onde:

B_{ef} é 100cm para $S \leq 15\emptyset$

$$p_{ri} = \frac{A_s}{b_{ef} \cdot h_{ef}} \quad (34)$$

Onde:

A_s é a área de aço

H_{ef} é igual a $3 + 8 \cdot \emptyset$

$$\sigma_S = \frac{f_{ctm}}{p_{ri}} \quad (35)$$

Onde:

f_{ctm} é: 1,82 MPa para concreto FCK 15MPa

2,21 MPa para concreto FCK 20MPa

2,56 MPa para concreto FCK 25MPa

Com base nestas equações, Marchetti (2008) apresenta a tabela 9:

Tabela 9 – Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 15MPa

Tabela de armadura mínima de retração (fck = 15 MPa)						
Armadura			Cobrimento c = 3 cm			
ϕ (mm)	espaçamento (cm)	A _s (cm ²)	pri	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)
5	30	0,67	0,003829	477	0,63	0,88
	25	0,80	0,003810	479	0,64	0,89
	20	1,00	0,003810	479	0,64	0,89
	15	1,33	0,003800	480	0,64	0,89
	10	2,00	0,003810	479	0,64	0,89
6,3	30	1,05	0,004146	440	0,54	0,89
	25	1,26	0,004146	440	0,54	0,75
	20	1,58	0,004159	439	0,54	0,75
	15	2,10	0,004146	440	0,54	0,75
	10	3,15	0,004146	440	0,54	0,75
8	30	1,67	0,004441	411	0,47	0,66
	25	2,00	0,004433	412	0,47	0,66
	20	2,50	0,004433	412	0,47	0,66
	15	3,33	0,004428	412	0,47	0,66
	10	5,00	0,005319	343	0,33	0,46
10	30	2,67	0,004855	376	0,39	0,55
	25	3,20	0,004848	376	0,39	0,55
	20	4,00	0,004848	376	0,39	0,55
	15	5,33	0,004845	377	0,39	0,56
	10	8,00	0,007273	251	0,18	0,25
12,5	30	4,17	0,005137	355	0,44	0,62
	25	5,00	0,005128	356	0,44	0,62
	20	6,25	0,005128	356	0,44	0,62
	15	8,33	0,006408	285	0,28	0,40
	10	12,50	0,009615	190	0,13	0,19
16	30	6,67	0,005277	346	0,53	0,75
	25	8,00	0,005274	346	0,53	0,75
	20	10,00	0,006329	288	0,37	0,53
	15	13,33	0,008437	215	0,21	0,30
	10	20,00	0,012658	144	0,09	0,14
20	30	10,50	0,005526	330	0,61	0,86
	25	12,60	0,006632	275	0,42	0,60
	20	15,75	0,008289	220	0,27	0,39
	15	21,00	0,011053	165	0,15	0,23
	10	31,50	0,016573	110	0,07	0,11
25	30	16,67	0,007248	252	0,44	0,64
	25	20,00	0,008696	210	0,31	0,45
	20	25,00	0,010870	168	0,20	0,29
	15	33,33	0,014491	126	0,11	0,17
	10	50,00	0,021739	84	0,05	0,08

Fonte: Marchetti (2008)

Marchetti (2008) desenvolveu tabelas para as classes de concreto C15, C20, C25 e C30, sendo que estas se encontram em anexo. O manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) cita que para estruturas submersas o cobrimento deverá ser de 3,5cm para barras de diâmetro inferior a 16mm e de 5cm para diâmetros maiores, sendo que quando sujeitas a corrente de água em alta velocidade, como em vertedouros, esse cobrimento deverá ser de 10cm.

O manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003) determina ainda que faces de barragens expostas a percolação e subpressão devem ter no

mínimo barras com diâmetro de 20mm espaçadas a cada 30cm, armadas nas duas direções, para resistência a esforços de retração e temperatura.

2.10 Métodos dos elementos finitos

O dimensionamento e cálculo de barragens é um tema complexo e que envolve diversas variáveis, relativas às condições dos materiais, fenômenos físicos e climáticos.

Delgado (1984) explica que ao longo do tempo diversos métodos foram desenvolvidos para o cálculo de barragens, envolvendo simplificações importantes. Assim, segundo ele, o método dos elementos finitos (MEF) se tornou uma importante ferramenta, capaz de lidar com estes fenômenos e variáveis e dar ao calculista, através do uso de computadores, uma resposta mais precisa e rápida.

O método dos elementos finitos tem como objetivo, segundo Azevedo (2003), determinar as tensões e deformações de um sólido. O método atua dividindo em diversas partes uma estrutura e calculando os efeitos do carregamento dado nelas, considerando as particularidades dos materiais definidos.

Segundo La Rovere (2001), citado por Gutstein (2003), a análise de uma estrutura através do método dos elementos finitos consiste na divisão da mesma em inúmeras partes fracionadas chamadas de elementos finitos, com o conjunto destas partes denominado de malha.

Entre os *softwares* que utilizam o método dos elementos finitos, Souza (2009) cita SAP 2000®, ANSYS® e CIVIL FEM®. Ainda segundo o autor, a aceitação dos resultados produzidos por programas baseados neste método é grande, com diversos casos de sua utilização com sucesso em trabalhos científicos.

2.10.1 Uso de elementos finitos em barragens

Na análise de uma de barragem por elementos finitos, Gutstein (2003) explica que geralmente usa-se geometria plana, com três graus de liberdade e translação por nó da estrutura (figura 20). Com *softwares* baseados no método, podem ser verificados os planos de tensões atuantes na estrutura, esforços na interação maciço-fundação e segurança contra ruptura global.

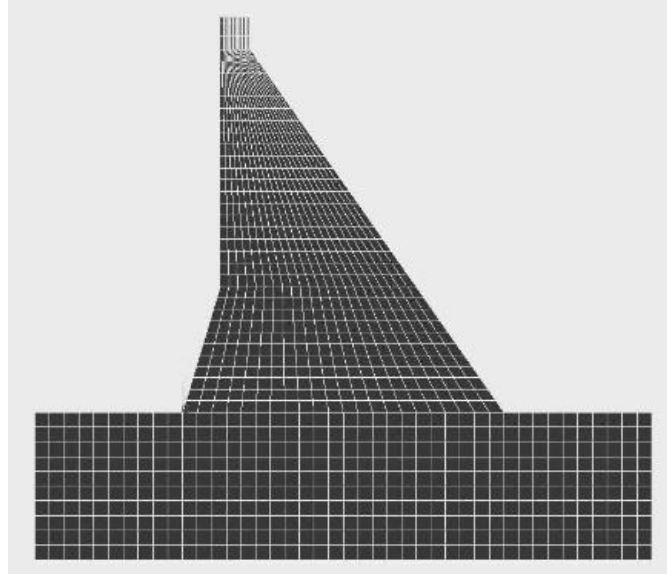


Figura 20 – Exemplo de malha de elementos finitos aplicada a um perfil de uma barragem de gravidade

Fonte: Ribeiro, Caldas, Pedroso (2008)

Sobre os materiais a serem considerados em uma análise de barragem através do MEF, Gutstein diz:

“Os materiais da barragem e do maciço são considerados homogêneos, isotrópicos e elástico-lineares. Para o concreto adotam-se valores usuais: módulo de elasticidade – $E_c=11,5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ e coeficiente de Poisson – $\nu=0.20$. Pode-se citar como exemplo, a barragem/vertedouro da Usina Hidroelétrica de Dona Francisca (Rio Jacuí – R.S.), em que a resistência característica do CCR é de 8MPa e foi modelada adotando-se o módulo de elasticidade acima, o qual foi confirmado em ensaios de controle tecnológico do CCR (IPT, 2001). (GUTSTEIN, 2003, pg. 74)

Assim, para modelagem de barragens em *softwares* de MEF a seqüência é o projeto da seção, escolha da malha de elementos, composição de cargas atuantes e caracterização dos materiais a serem utilizados. Após isso, é feita simulação e obtidos os resultados.

3 METODOLOGIA

Para verificação dos métodos apresentados foi proposta uma barragem hipotética. Esta barragem hipotética considera que os dados necessários resultantes de estudos hidrológicos, geológicos e topográficos já tivessem sido obtidos para o projeto da mesma.

Os resultados alcançados através dos meios equacionais de forma manual, os quais foram apresentados na revisão teórica, serão comparados com resultados atingidos através de simulação em software com base na teoria dos elementos finitos.

3.1 Barragem sugerida

A barragem fictícia terá os seguintes dados iniciais:

- 1) Base com cota de 200m;
- 2) Nível de água normal com cota de 240m e máximo de 245m;
- 3) Cota de fundação de 195m;
- 4) Peso específico do concreto ciclópico de $2,4\text{g/cm}^3$ ou 2400kg/m^3 ;
- 5) Tensão admissível a compressão (σ_c) de 12MPa ou 12kgf/cm^2 ;
- 6) Tensão admissível ao cisalhamento igual $\sigma_c / 4$, ou $3,75\text{kgf/cm}^2$;
- 7) Ângulo de atrito do material: $\varphi = 0,75$;
- 8) Tensão admissível na fundação (rocha): 10MPa ou 10kgf/cm^2 ;
- 9) Cota de água a jusante normal 205m e máximo 208m;
- 10) Reservatório com comprimento de 25km;
- 11) Maior comprimento do espelho d'água em linha reta de 5km;
- 12) Face montante reta (vertical);
- 13) Linha de drenos a 7,5m da face montante;

3.2 Determinação do perfil básico

3.2.1 Cálculo da altura inicial

Antes de qualquer análise de estabilidade, deve-se dimensionar um perfil básico para o qual as considerações posteriores serão feitas. A altura deve atender ao nível previsto do reservatório acrescido da altura de coroamento. Para o cálculo da altura de coroamento pode-se usar a equação 8 para cálculo da altura máxima de ondas provocadas no lago para uma velocidade de 100km/h:

$$h_{onda} = 0,092 \sqrt{Vv \cdot f} + 0,76 - 0,261 \sqrt[4]{f}$$

Recomenda-se usar uma altura de coroamento 1,5 maior que a altura das ondas (equação 31):

$$h_{coroamento} = 1,5 \cdot h_{onda}$$

O próximo passo é a verificar se a resistência do material utilizado é adequado a altura (equação 30):

$$H \leq \frac{\sigma_c}{\gamma_c}$$

Por este cálculo preliminar, a altura inicialmente necessária para a barragem é possível. O mesmo cálculo deve ser efetuado para a rocha de fundação (equação 30).

3.2.2 Cálculo da base

Para o cálculo inicial da base, podem-se usar as equações segundo dois critérios, que são sem esforço de tração e sem deslizamento. Aqui consideraremos o critério sem esforço de tração e sem intensidade de subpressão, que serão verificados posteriormente na análise de estabilidade global (equação 29).

3.2.3 Largura da seção de coroamento

Para a dimensionamento da largura da seção de coroamento adota-se a equação 32.

3.3 Composição de cargas

Para composição de cargas, serão considerados quatro tipos de carregamentos distintos, sendo eles:

1 – Carregamento normal

Considerando: peso próprio; empuxo de material decantado; esforços hidrostáticos com NA do reservatório e do canal de fuga variando entre os níveis máximo normal; subpressão com drenos atuantes; temperatura e retração do concreto; peso da coluna de água a jusante normal.

2 – Carregamento excepcional

Considerando: reservatório no NA máximo normal e NA jusante no máximos; efeitos sísmicos; subpressão com drenos inoperantes; empuxo do material decantado; peso da coluna de água a jusante máximo.

3 – Carregamento de construção

Considerando: peso próprio e carregamentos pontuais oriundos da construção (movimento de equipamentos).

4 – Carregamento de estado último

Considerando: Condições hidrológicas excepcionais; defeitos no sistema de drenagem (desconsiderar efeito dos drenos); manobras de caráter excepcional; efeitos sísmicos com as ações correspondentes a condição de carregamento normal.

3.4 Equações de carregamento

3.4.1 Peso próprio

Para cálculo do carregamento oriundo do peso próprio, será utilizada a equação 1.

3.4.2 Empuxo hidrostático

Para cálculo do carregamento oriundo do empuxo da coluna d'água a montante e jusante, será utilizada a equação 6.

3.4.3 Peso da coluna d'água a jusante

Para cálculo do carregamento oriundo do peso da coluna d'água sobre a face jusante, será utilizada a equação 2.

3.4.4 Subpressão

Para cálculo do carregamento resultante da subpressão sem utilização de drenos, será utilizada a equação 4. Para cálculo com utilização de drenos foi utilizada a equação 5.

3.4.5 Empuxo do material decantado

Para cálculo do carregamento resultante do material decantado, foi utilizada a equação 7.

3.4.6 Reação proveniente de terremotos

Para cálculo das reações provocadas por terremotos, serão utilizadas as equações 9 e 10.

3.4.7 Momentos resultantes do peso próprio e outros

O momento gerado pelo peso próprio será calculado pela equação 11. Os demais momentos verticais e horizontais foram calculados através da resultante dos carregamentos multiplicados pelo braço de alavanca do centróide dos mesmos até o ponto de verificação A, na extremidade jusante da base.

3.5 Equações de estabilidade global

Para verificação da estabilidade global, foram usadas as equações listadas abaixo.

3.5.1 Tombamento

Para verificação contra tombamento foi utilizada a equação 12.

3.5.2 Deslizamento

A segurança contra deslizamento foi verificada considerando solo sem coesão com a equação 14.

3.5.3 Compressão e tração

As verificações de compressão e tração foram verificadas com as equações 16 e 17.

3.5.4 Flutuação

A segurança contra flutuação foi verificada através da equação 21.

3.6 Equações de estabilidade local

Para a verificação da estabilidade local foram analisados nas juntas horizontais os esforços normais, como proposto por Moliterno (1995). As tensões e

cortantes máximos, assim como a faixa de distribuição dos mesmos, foram verificados via *software*.

3.7 Armadura de retração

A armadura de retração foi calculada com base nas tabelas 13.3 da NBR 6118 de 2007, tabelas de Marchetti (2008) e áreas de aço mínimas estipuladas pelo manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003).

3.8 Análise pelo método de elementos finitos

A barragem foi modelada usando *software* de elementos finitos RFem 4.07 da Dlubal Software, em sua versão demonstrativa, e os resultados comparados aos alcançados por métodos equacionais para fatores de segurança e tensões tanto de estabilidade global como local.

4 RESULTADOS

4.1 Perfil básico

O perfil básico determinado pelas equações expostas nos capítulos 4 e 5 tem as seguintes características:

- Altura de onda máxima de 2,42m;
- Altura de coroamento (borda livre) de 3,70m;
- Altura total (fundação até crista) de 53,7m (cota 248,7m);
- Tensão máxima exercida pelo peso próprio de 1,288MPa na base (tensão resistente do concreto de 12 MPa e da rocha de fundação 10MPa);
- Largura da base de 35m;
- Largura da seção de coroamento de 7,5m.

Assim, o perfil básico gerado é o demonstrado abaixo:

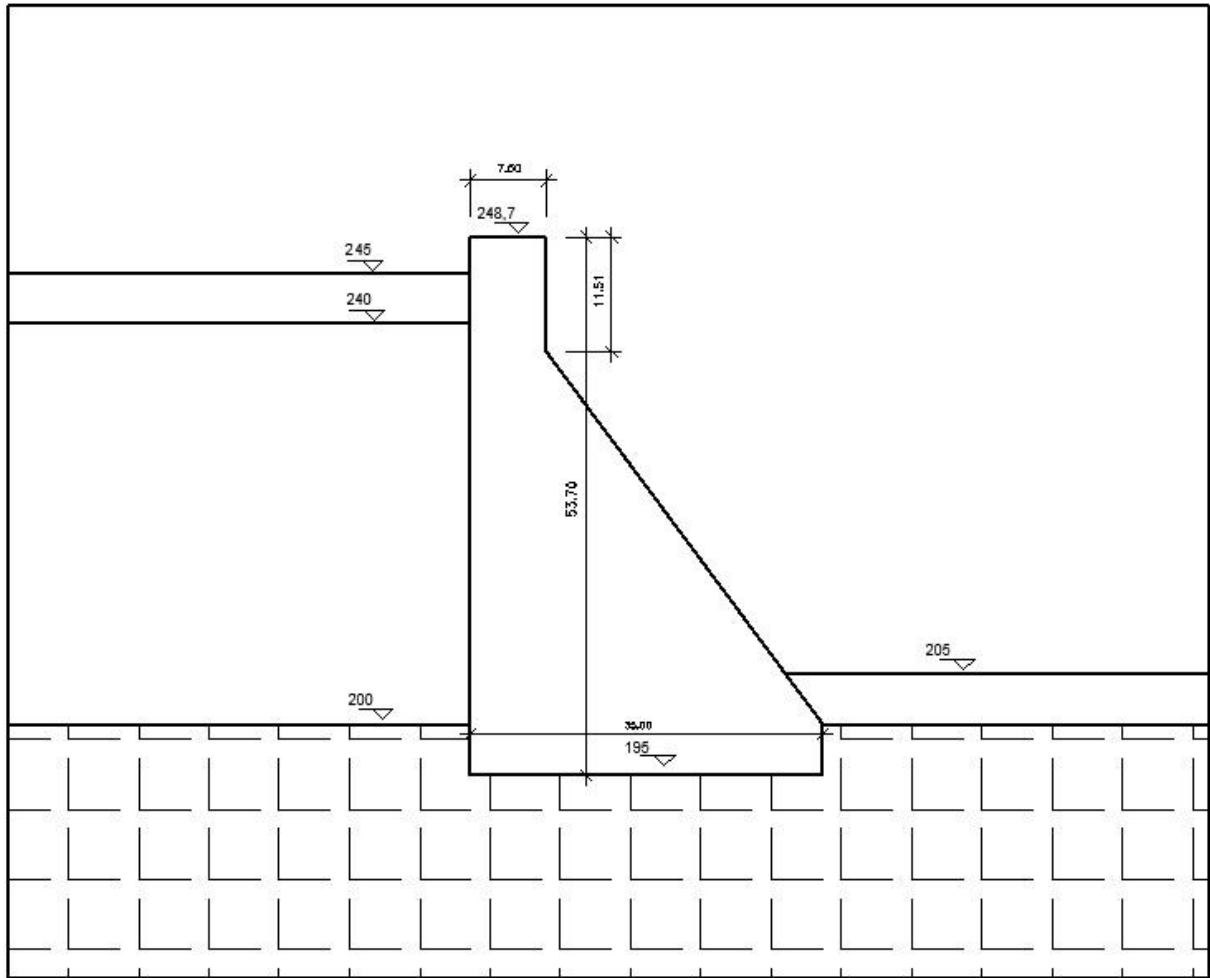


Figura 21 – Perfil básico calculado
Fonte: do autor

4.2 Condições de estabilidade global

Para a análise de estabilidade global da barragem proposta foram feitas simulações com quatro carregamentos, os quais são carregamento normal, excepcional, de construção e último.

4.2.1 Carregamento normal

Diagrama de carregamentos para condição normal:

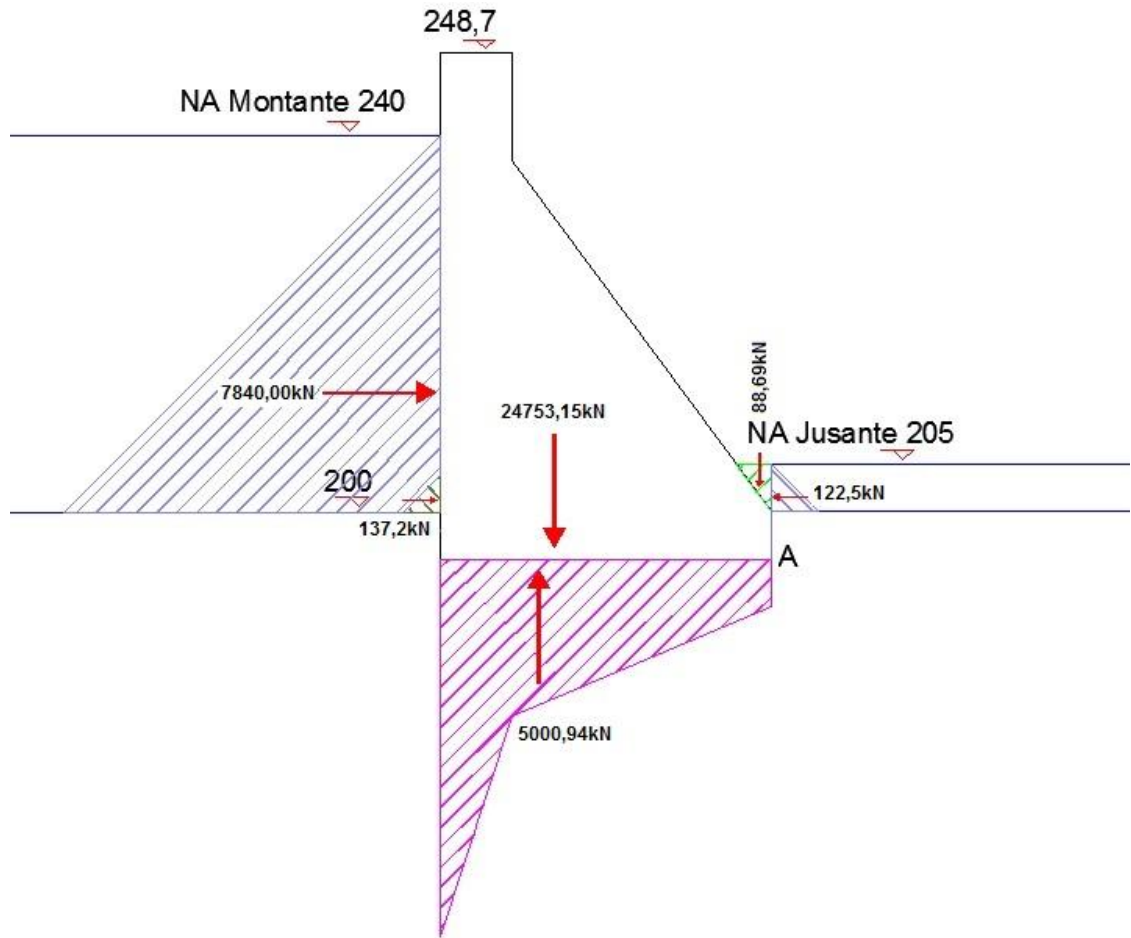


Figura 22 - Diagrama de esforços para condição normal
Fonte: Do autor

Esforços gerados:

Tabela 10 – Carregamentos e momentos para condição normal

CARREGAMENTO NORMAL		
Resumo de esforços	Cargas (kN)	Momentos em relação a 'A' (kN.m)
Peso próprio	24753,15	560313,75
Esforço hidrostático montante	7840,00	143707,20
Esforço hidrostático jusante	122,50	815,85
Subpressão (drenos operantes)	5000,94	113470,59
Empuxo do material decantado	137,20	868,47
Peso da coluna de água a jusante	88,69	738,78

Fonte: Do autor

Fator de segurança ao tombamento: 2,17 (FS mínimo de 1,5);

Fator de segurança ao deslizamento: 2,65 (FS mínimo de 1,5);

Tensão máxima atuante de compressão na face jusante: 1,08MPa;

Tensão máxima de compressão admissível para concreto: 6 MPa;

Tensões de tração: sem esforços de tração;

Fator de segurança a compressão na fundação: 4,62 (FS mínimo de 3);

Fator de segurança a flutuação: 4,9 (FS mínimo de 1,3);

4.2.2 Carregamento excepcional

Diagrama de carregamentos para condição excepcional:

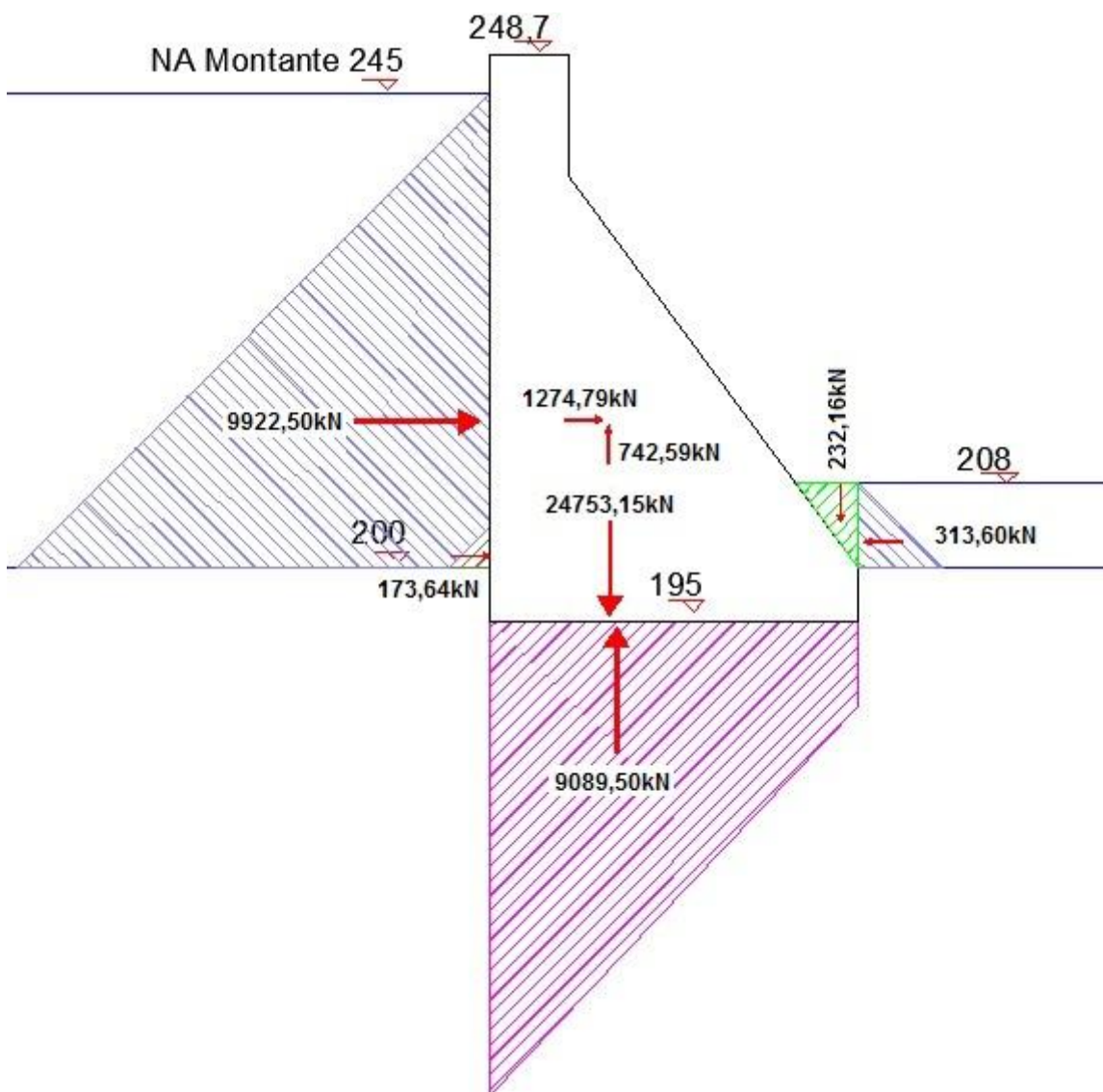


Figura 23 – Diagrama de esforços para condição excepcional
Fonte: do autor

Esforços gerados:

Tabela 11 – Carregamentos e momentos para condição excepcional

CARREGAMENTO NORMAL		
Resumo de esforços	Cargas (kN)	Momentos em relação a 'A' (kN.m)
Peso próprio	24753,15	560313,75
Esforço hidrostático montante	9922,50	198450,00
Esforço hidrostático jusante	313,60	2402,17
Subpressão (drenos inoperantes)	9089,50	196060,51
Empuxo do material decantado	173,64	1099,16
Peso da coluna de água a jusante	232,16	2398,23
Força de verticais de sismos	742,59	15943,50
Força horizontais de sismos	1274,78	24233,70

Fonte: Do autor

- Fator de segurança ao tombamento: 1,30 (FS mínimo de 1,2);
- Fator de segurança ao deslizamento: 1,44 (FS mínimo de 1,0);
- Tensão máxima atuante de compressão na face jusante: 1,44 MPa;
- Tensão máxima de compressão admissível para concreto: 7,2 MPa;
- Tensão máxima de tração face montante do concreto: 0,49 MPa;
- Tensão máxima de tração admissível para concreto: 0,72 MPa;
- Fator de segurança a compressão na fundação: 3,47 (FS mínimo de 1,5);
- Fator de segurança a flutuação: 2,64 (FS mínimo de 1,1);

4.2.3 Carregamento de construção

Diagrama de carregamentos para condição de construção:

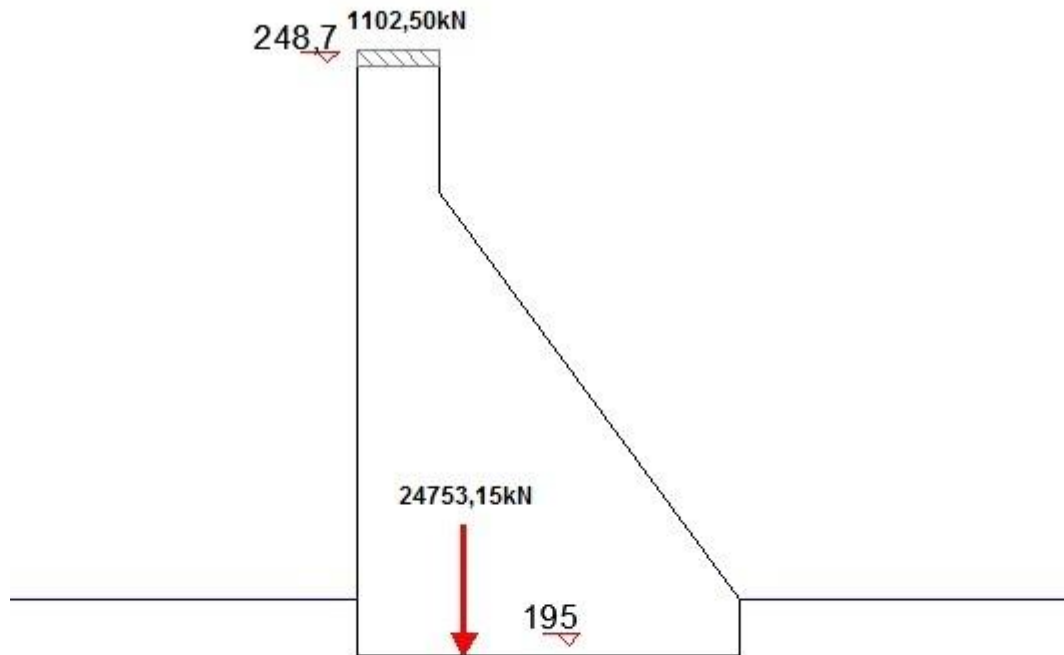


Figura 24 – Diagrama de esforços para condição de construção
Fonte: do autor

Esforços gerados:

Tabela 12 – Carregamentos e momentos para condição normal

CARREGAMENTO DE CONSTRUÇÃO		
Resumo de esforços	Cargas (kN)	Momentos em relação a 'A' (kN.m)
Peso próprio	24753,15	560313,75
Carregamento extra	1102,50	34453,12

Fonte: Do autor

Fator de segurança ao tombamento: sem esforços instabilizantes (FS mínimo de 1,3);

Fator de segurança ao deslizamento: sem esforços instabilizantes (FS de mínimo 1,5);

Tensão máxima de compressão face montante do concreto: 1,33 MPa;

Tensão máxima de compressão admissível para concreto: 6,6 MPa;

Tensões de tração: sem esforços de tração;

Fator de segurança a compressão na fundação: 3,75 (FS mínimo de 2);

Fator de segurança a flutuação: sem esforços de subpressão (FS mínimo de 1,2);

4.2.4 Carregamento de estado último

Diagrama de carregamentos para condição de carregamento último:

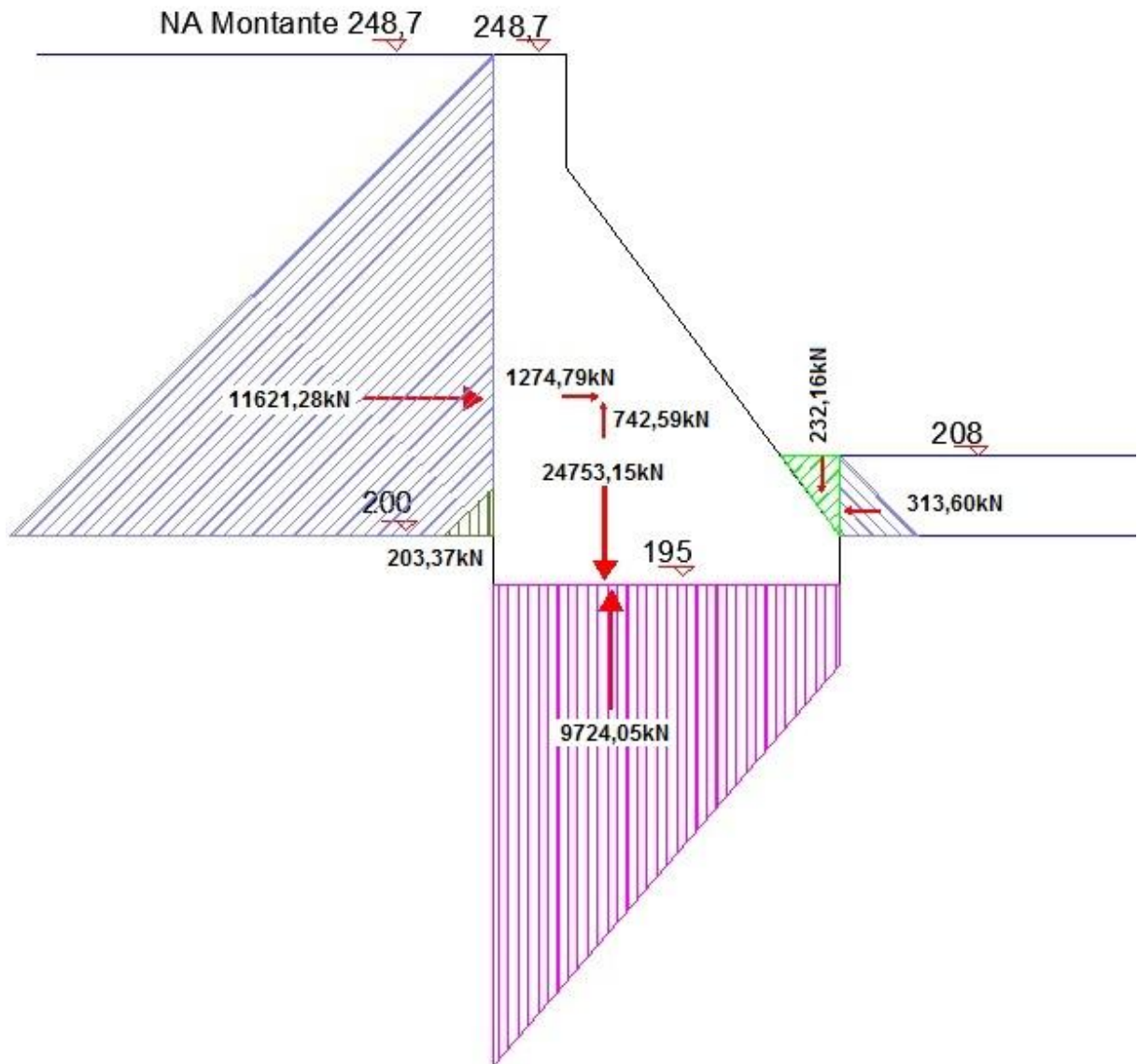


Figura 25 – Diagrama de esforços para condição última
Fonte: do autor

Esforços gerados:

Tabela 13 – Carregamentos e momentos para condição última

CARREGAMENTO NORMAL		
Resumo de esforços	Cargas (kN)	Momentos em relação a 'A' (kN.m)
Peso próprio	24753,15	560313,76
Esforço hidrostático montante	11621,28	246719,79
Esforço hidrostático jusante	313,60	2402,17
Subpressão (drenos inoperantes)	9724,05	210864,50
Empuxo do material decantado	203,37	1346,91
Peso da coluna de água a jusante	232,16	2398,23
Força de verticais de sismos	742,59	15943,50
Força horizontais de sismos	1274,78	24233,70

Fonte: Do autor

Fator de segurança ao tombamento: 1,13 (FS mínimo de 1,1);
 Fator de segurança ao deslizamento: 1,19 (FS mínimo de 1,0);
 Tensão máxima de compressão face montante do concreto: 1,58 MPa;
 Tensão máxima de compressão admissível para concreto: 7,8 MPa;
 Tensão máxima de tração face montante do concreto: 0,65 MPa;
 Tensão máxima de tração admissível para concreto: 0,78 MPa;
 Fator de segurança a compressão na fundação: 4,94 (FS mínimo de 1,3);
 Fator de segurança a flutuação: 2,47 (FS mínimo de 1,1);

4.3 Análises de estabilidade local

4.3.1 Tensões nas juntas horizontais

A seguir são apresentados os diagramas de tensões normais nas juntas horizontais. Foram analisadas as tensões nas cotas 230,7m, 212,7m e 195m. A subpressão foi desconsiderada em todos os casos. O método de análise foi o mesmo utilizado para a estabilidade global, porém verificadas as tensões de compressão nas juntas das cotas de 18m e 36m, além da cota de base.

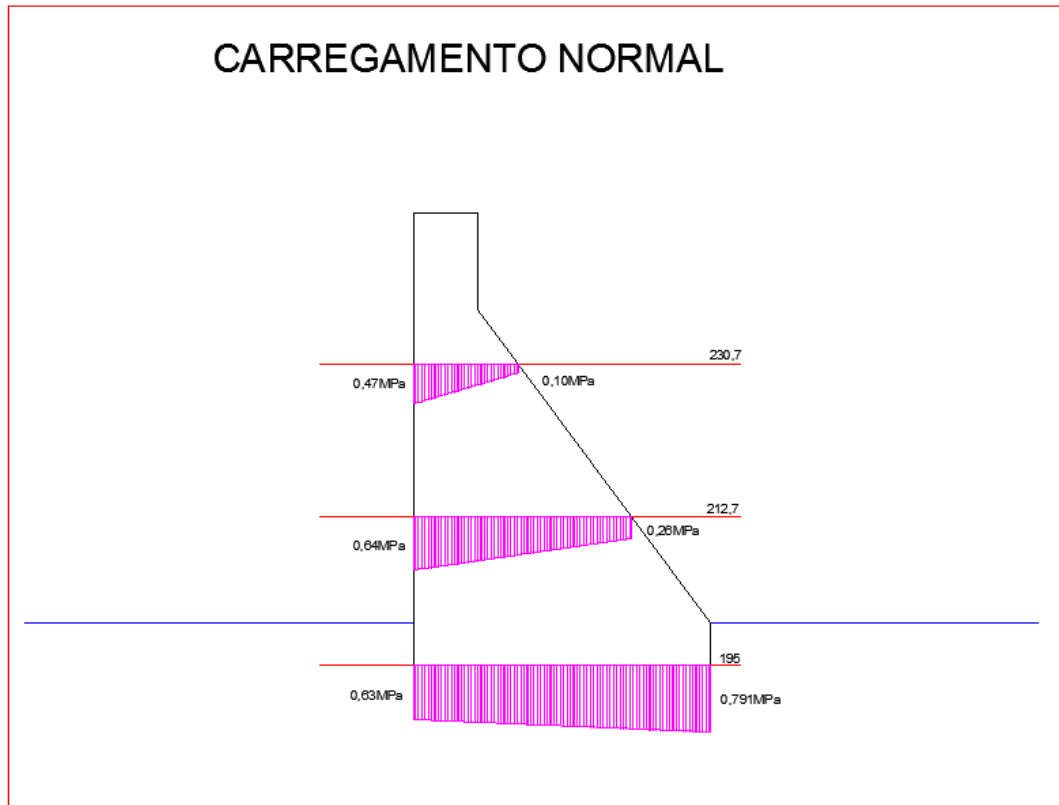


Figura 26 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição normal
Fonte: do autor

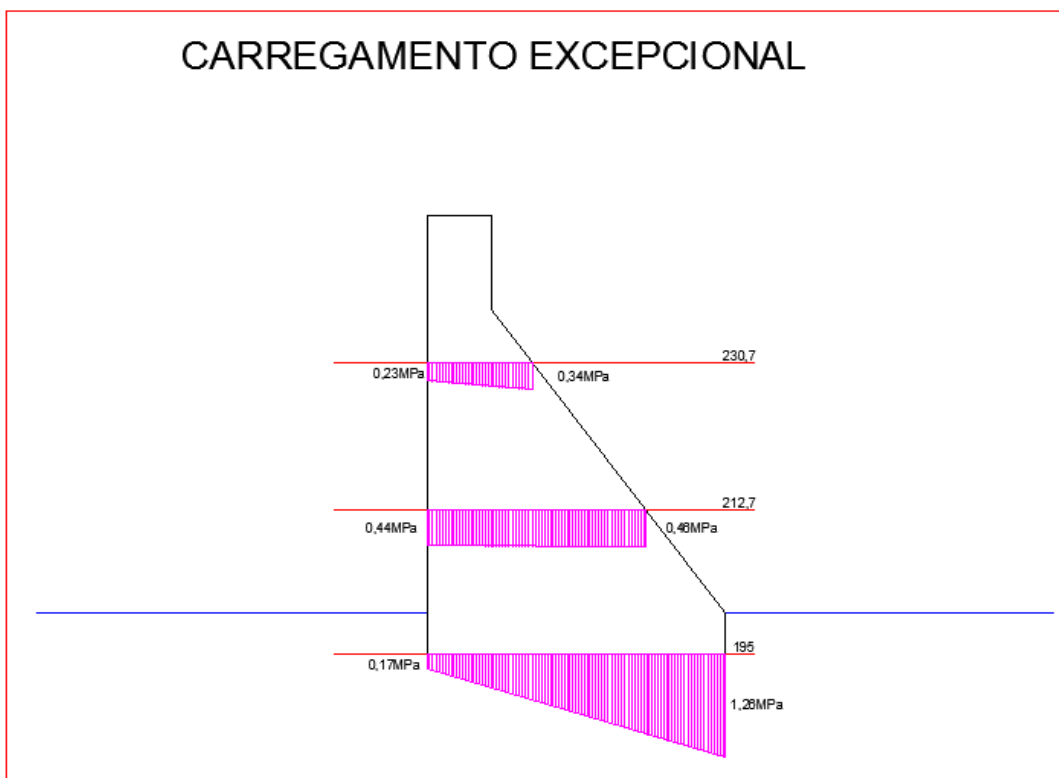


Figura 27 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição excepcional
Fonte: do autor

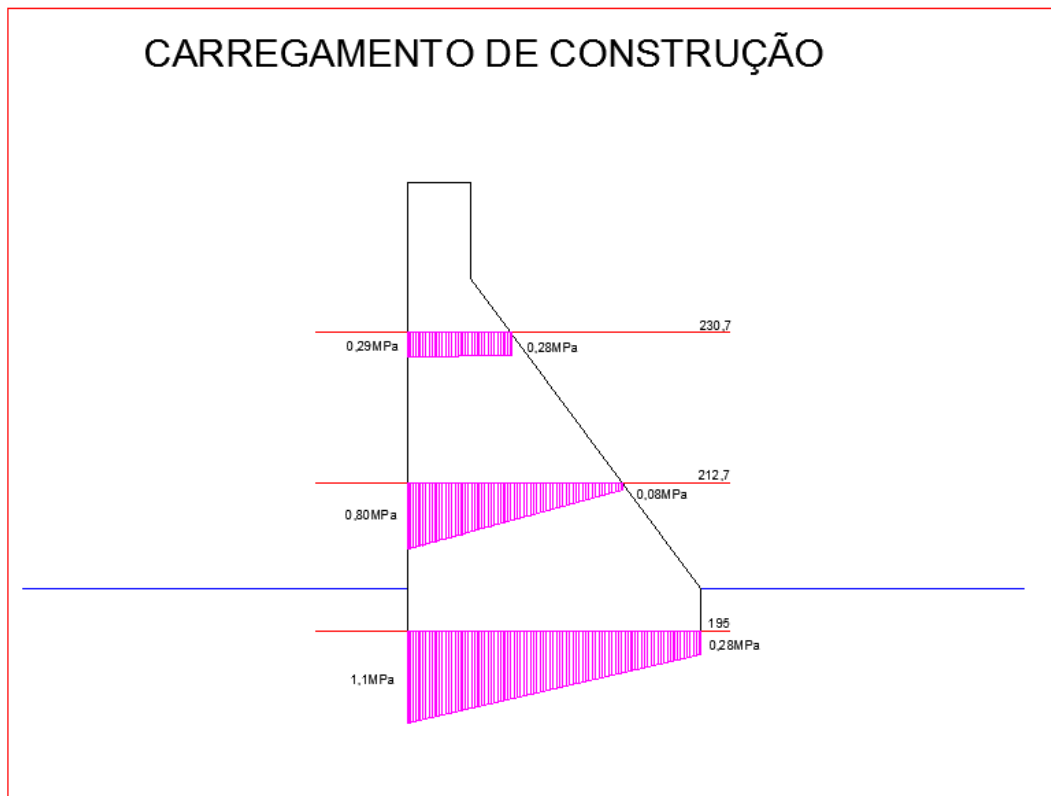


Figura 28 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição de construção
Fonte: do autor

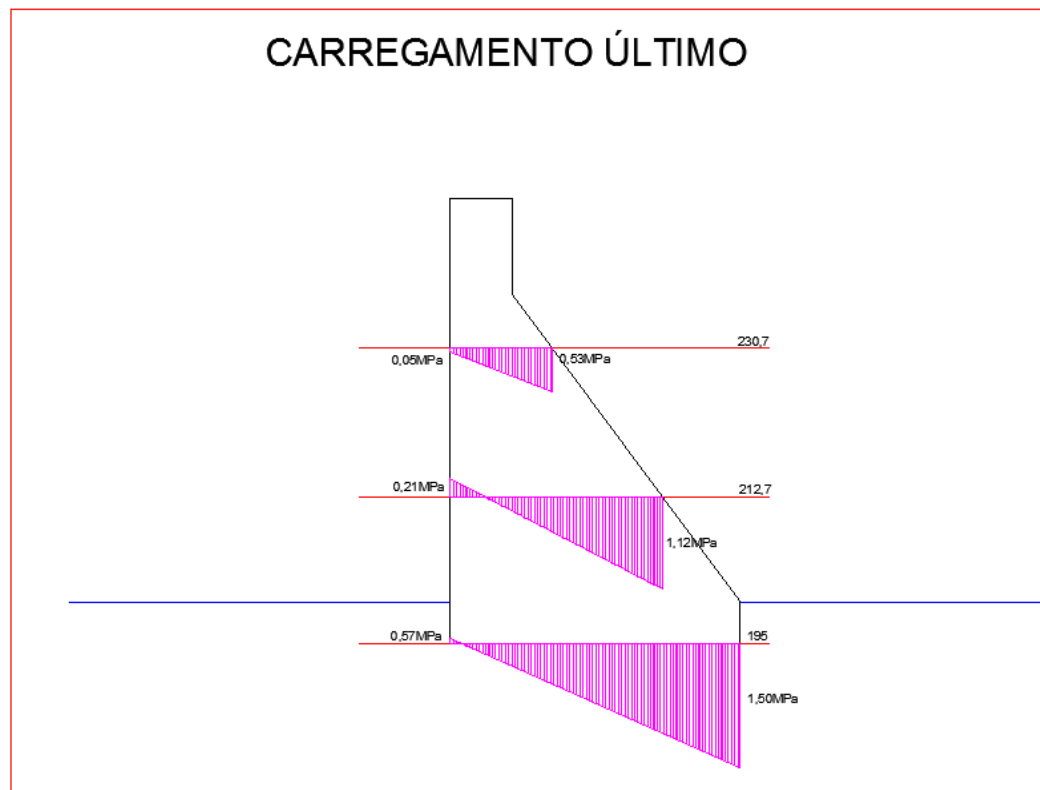


Figura 29 – Diagrama de tensões normais nas juntas horizontais para condição última
Fonte: do autor

4.3.2 Análises por *software* de elementos finitos

Para realizar a análise do perfil escolhido aos diversos carregamentos foi utilizado o *software* Rfem 4.07, da Dlubal Software, em sua versão demonstrativa e gratuita. Esse *software* permite montagem de estruturas em modelos tridimensional e bidimensionais. No caso desse trabalho foi utilizada a opção tridimensional, utilizando uma largura de seção de 10 metros. Na análise tridimensional o peso próprio já é definido pelo programa na escolha do material (concreto classe C12 MPa, 24kN/m³), sendo necessário apenas posicionar os carregamentos oriundos das colunas de água, subpressão e demais atuantes, de acordo com a combinação de cargas a ser analisada. Os empuxos ativo e passivo do solo de fundação, considerado como rocha sã, foram aqui desconsiderados.

Os carregamentos foram transformados em cargas distribuídas, a maioria delas de forma trapezoidal, como pode ser observado no anexo E.

4.3.2.1 Análises das deformações

As deformações do maciço se mostraram pequenas e dentro das admissíveis.

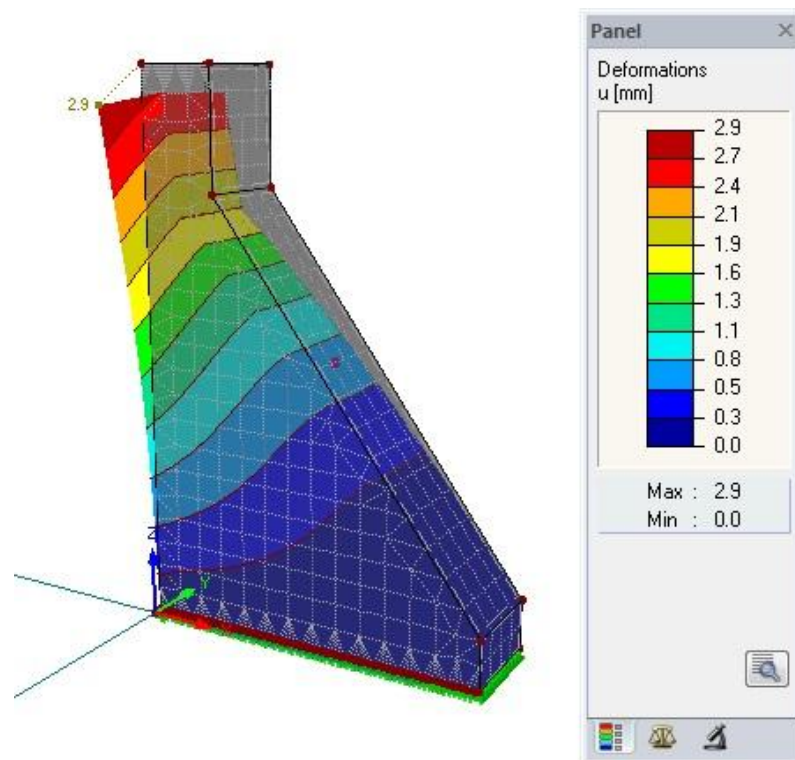


Figura 30 – Deformações para carregamento de construção obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

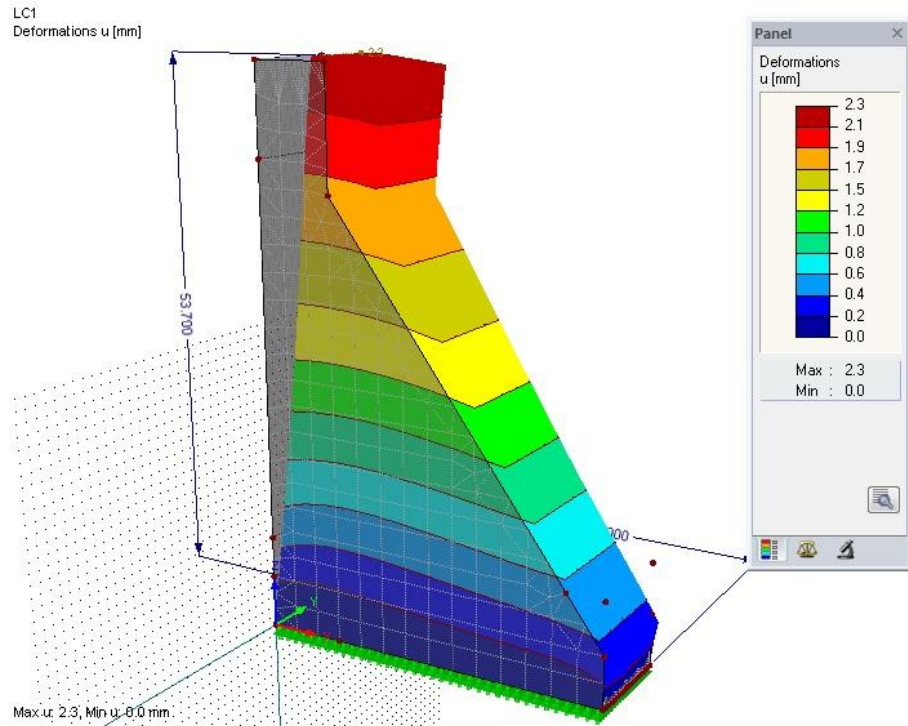


Figura 31 – Deformações para carregamento de normal obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

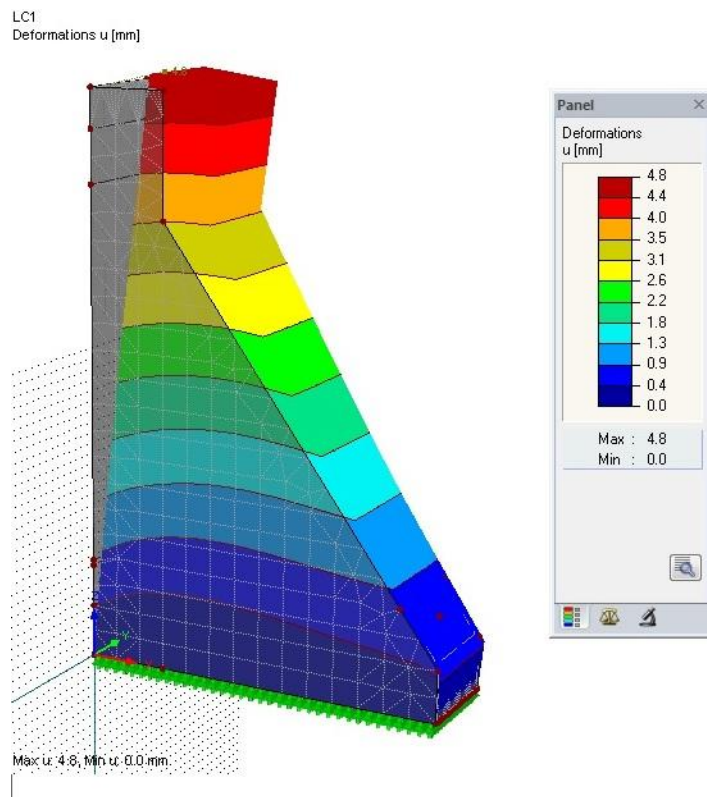


Figura 32 – Deformações para carregamento excepcional obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

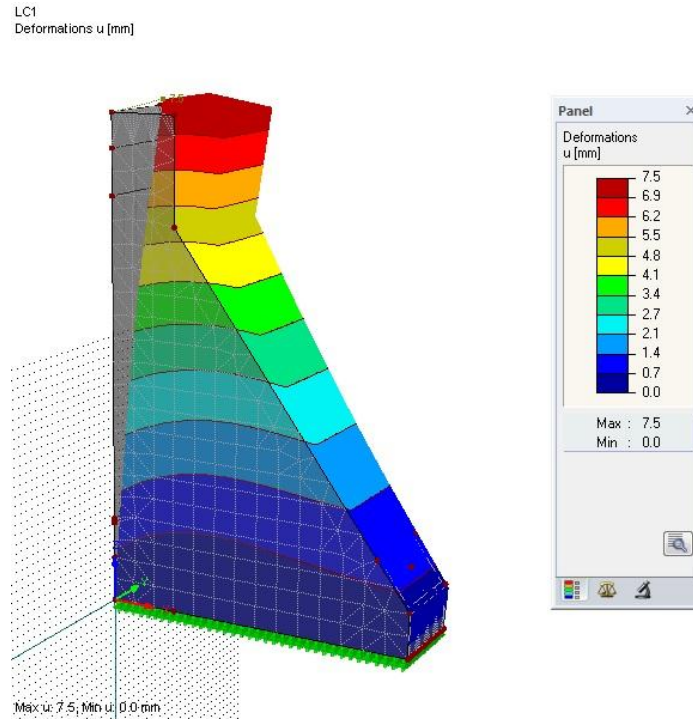


Figura 33 – Deformações para carregamento último obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

4.3.2.2 Análise das tensões máximas

As tensões de compressão se mostraram dentro do admissível, sem acusar tração dentro do maciço, com picos de tensão concentrados em pontos diminutos.

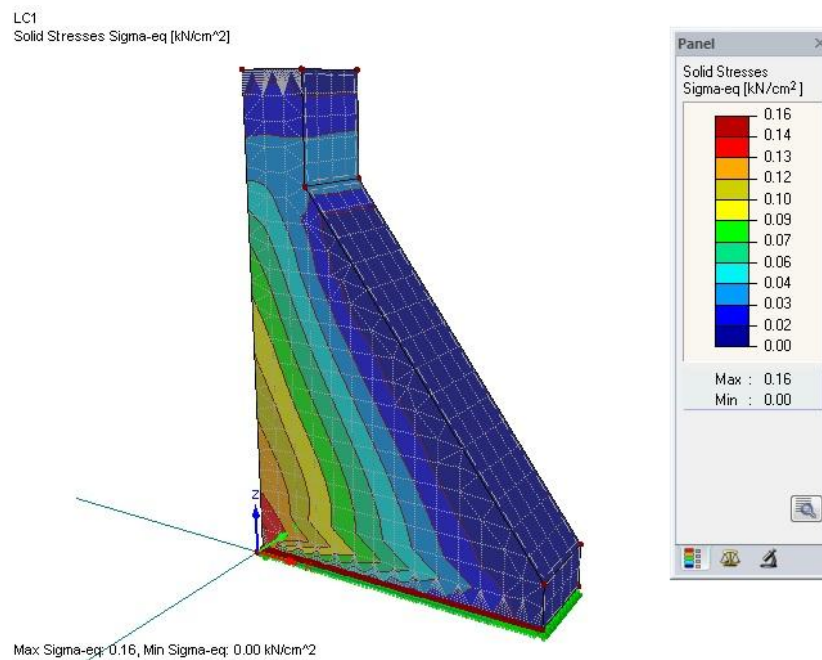


Figura 34 – Tensões normais para carregamento de construção obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

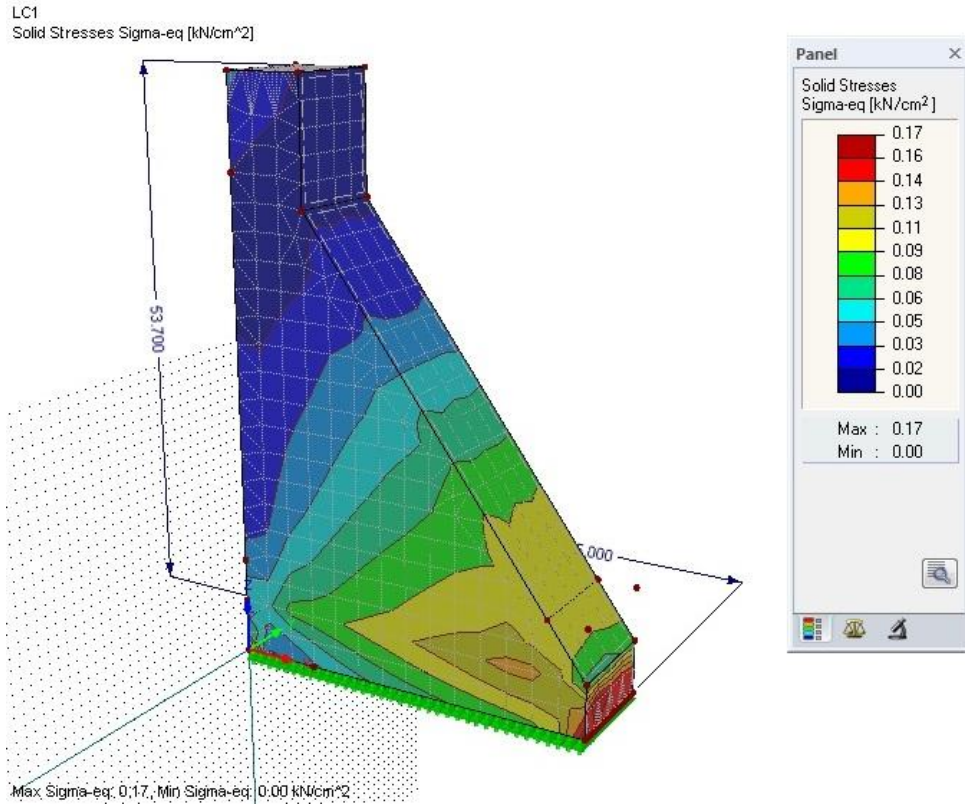


Figura 35 – Tensões normais para carregamento normal obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

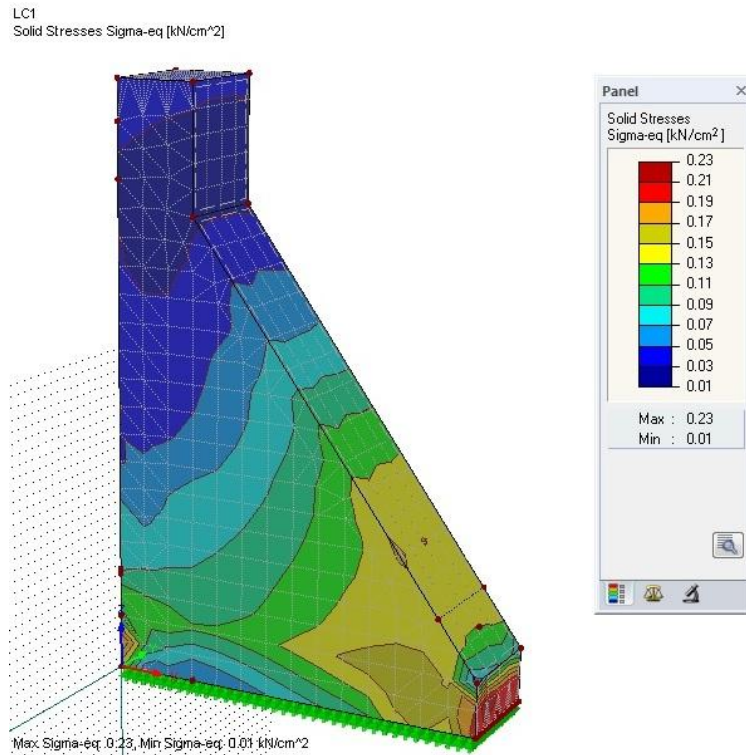


Figura 36 – Tensões normais para carregamento excepcional obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

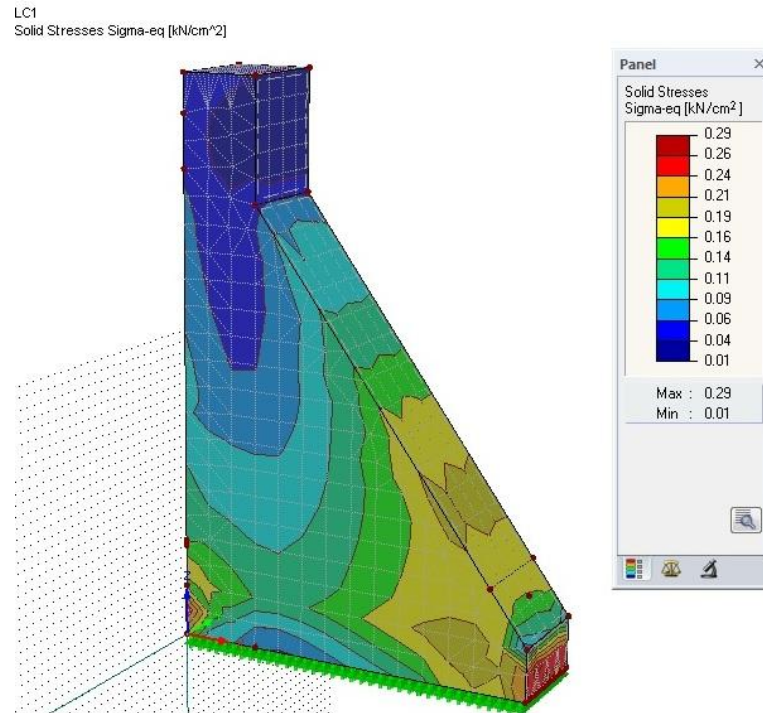


Figura 37 – Tensões normais para carregamento último obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

4.3.2.3 Análises dos esforços cortantes

Os esforços cortantes se mostraram dentro do admissível, com isolinhas de tensão variando consideravelmente em relação aos carregamentos.

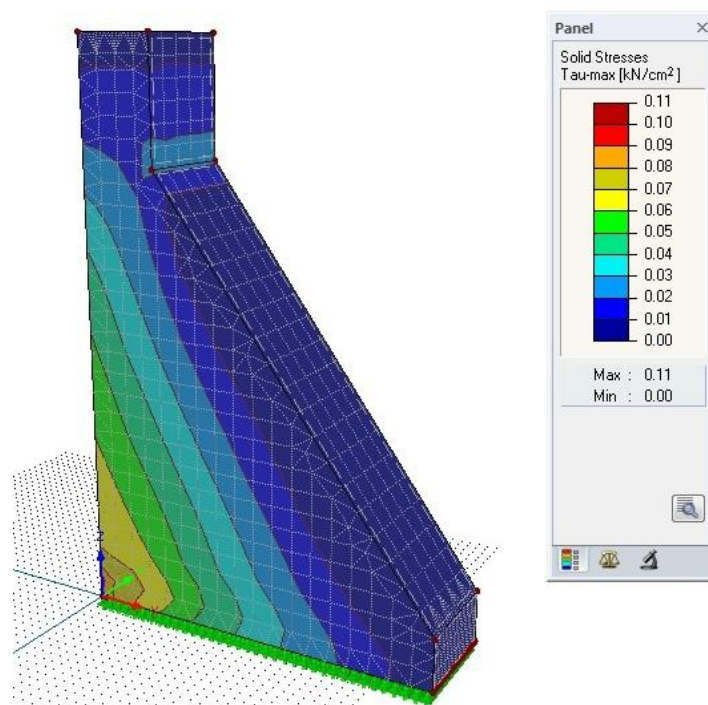


Figura 38 – Tensões cisalhantes para carregamento de construção obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

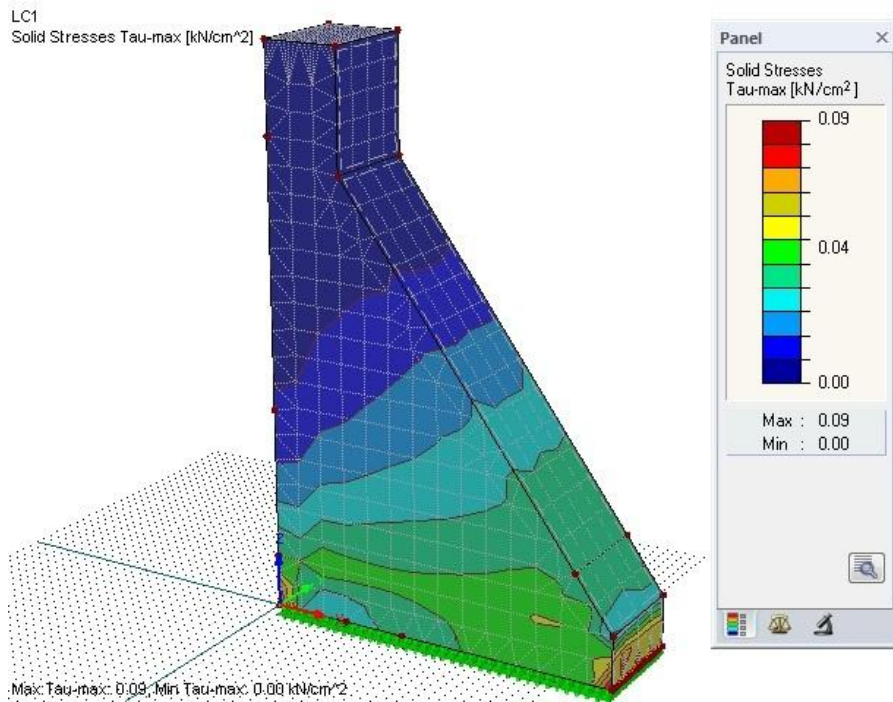


Figura 39 – Tensões cisalhantes para carregamento normal obtidas pelo software RFem 4.07
Fonte: do autor

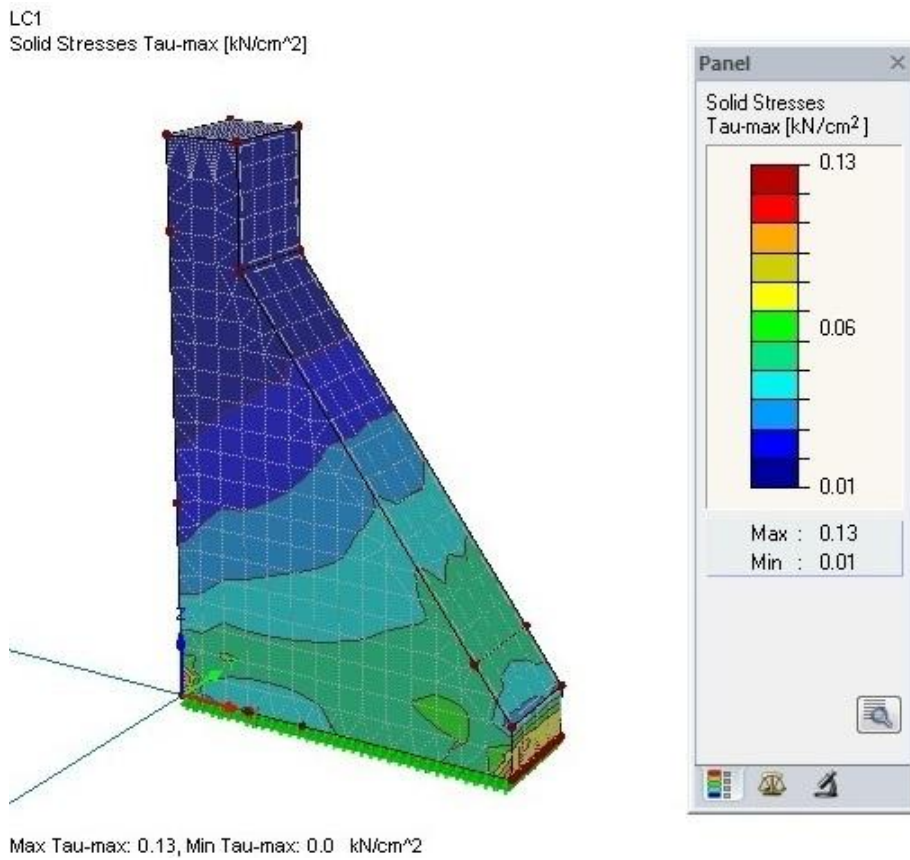


Figura 40 - Tensões cisalhantes para carregamento excepcional obtidas pelo software RFem 4.07
Fonte: do autor

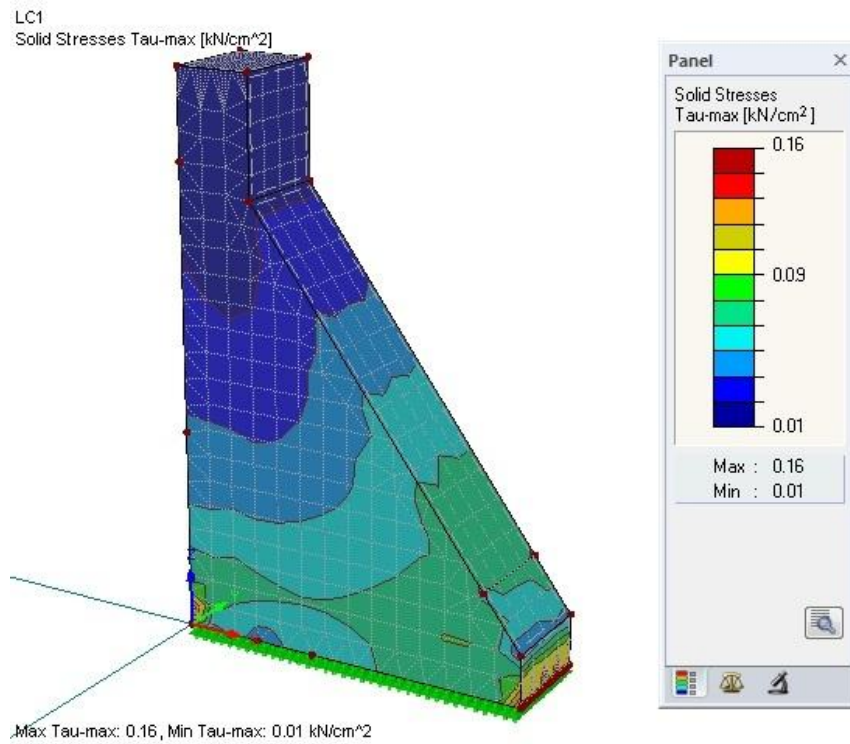


Figura 41 - Tensões cisalhantes para carregamento último obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

4.3.2.4 Análise das reações de apoio

As reações de apoio na base mostraram linhas curvas, diferentemente dos métodos equacionais, com pequenas trações próximas à base montante na maior parte dos carregamentos.

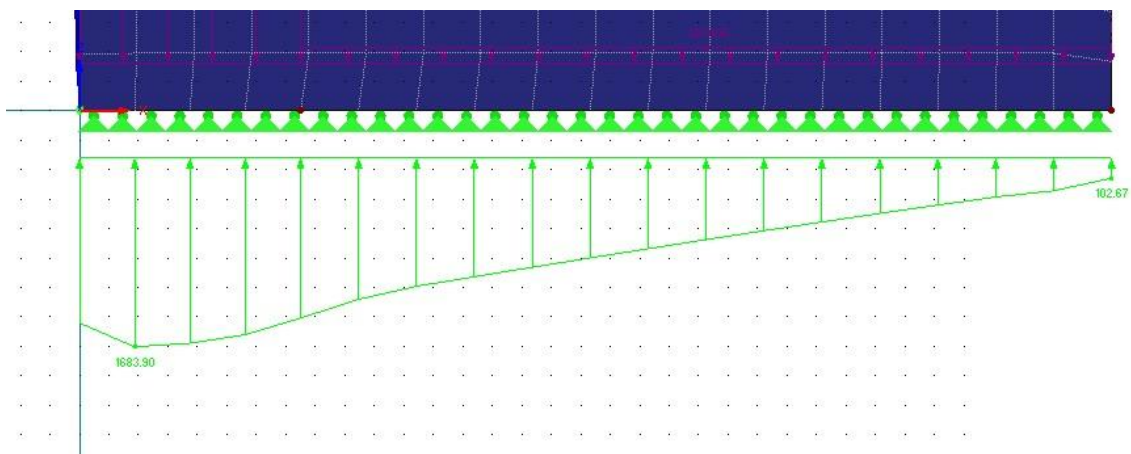


Figura 42 – Reações de apoio para carregamento de construção obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

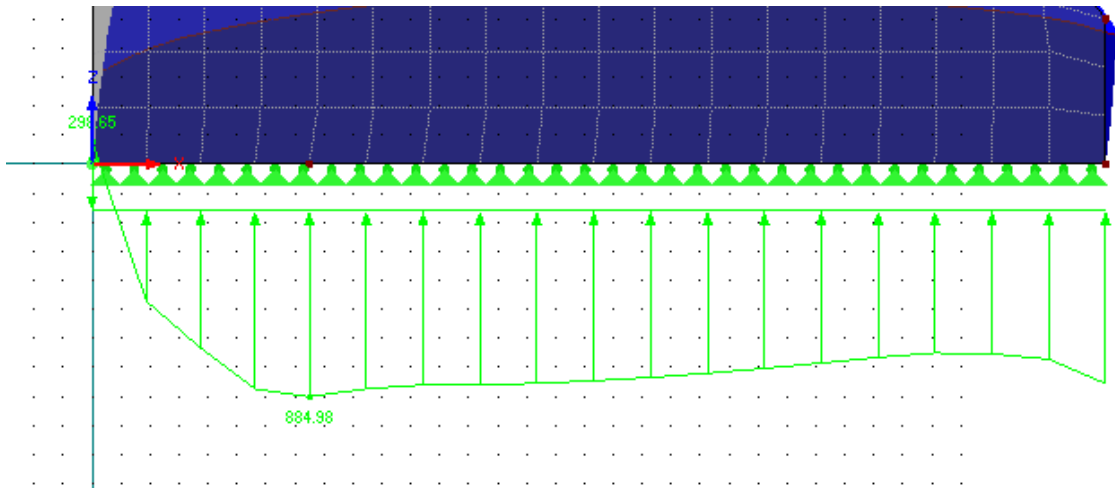


Figura 43 – Reações de apoio para carregamento de normal obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

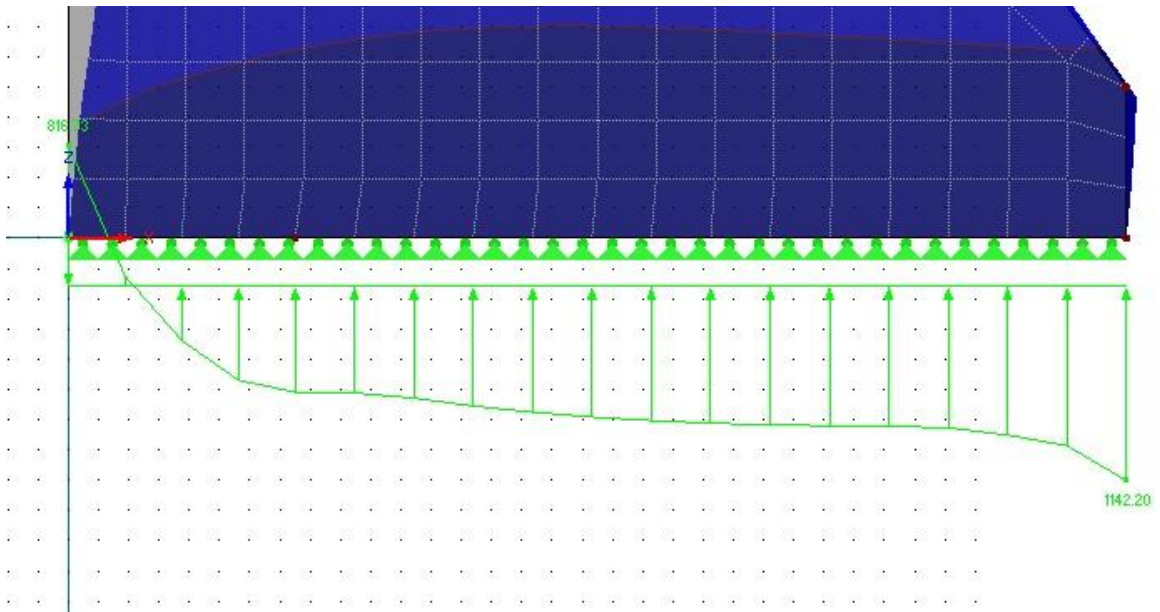


Figura 44 – Reações de apoio para carregamento excepcional obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

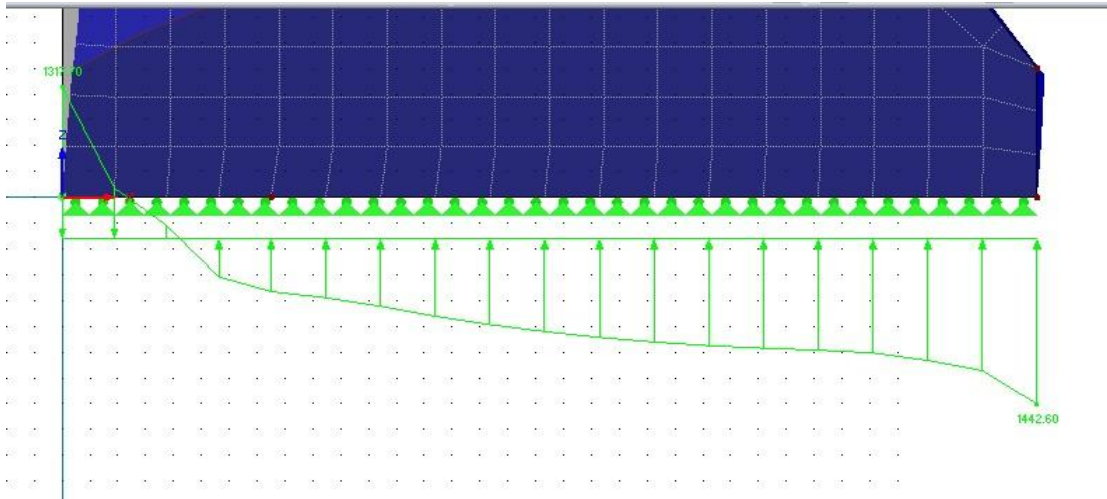


Figura 45 – Reações de apoio para carregamento de último obtidas pelo *software* RFem 4.07
Fonte: do autor

4.4 Armadura de retração

A armadura de retração foi calculada pelas tabelas de Marchetti, admitindo-se concreto F_{ck} 15 MPa (tabela com concreto de resistência mais próximo a 12MPa disponível) e abertura de fissura máxima de 0,4mm (wk1). A fissuração máxima foi determinada visto que a barragem não conta com armadura principal, sendo assim utilizada a fissuração máxima que a NBR 6118 determina para concreto armado classe I. Como se trata de um maciço de concreto simples a armadura tem função somente para aliviar as tensões de temperatura e retração das juntas de concretagem.

O espaçamento foi estipulado de 25 cm entre as barras, resultando $12,6\text{cm}^2$ de área de aço, utilizando barras de 20mm (bitola mínima para lajes com ação de percolação e subpressão, com espaçamento máximo de 30cm). Essa taxa de aço é a quantidade necessária por metro linear do maciço, então temos, com espaçamento de 25 cm, quatro barras por metro.

$$\text{Armaduras} = \frac{100}{25} = 4 \text{ barras} \rightarrow \frac{12,6\text{cm}^2}{4} = 3,15\text{cm}^2 \text{ por barra}$$

Assim, a taxa de armadura atendida por barras de 20mm dispostas a cada 25cm, em ambos os sentidos, nas faces do maciço, com 5 cm de cobrimento mínimo.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O perfil da barragem de gravidade gerado pelas equações para determinação de forma apresentou proporções semelhantes às barragens gravidade usais, tais como são apresentadas nas referências consultadas, com uma relação entre base e altura de 0,65. Quando analisada a estabilidade global da estrutura pelas equações sugeridas, o mesmo perfil apresentou estabilidade às diversas situações de carregamento, como mostrado na tabela abaixo:

Tabela 14 – fatores de segurança a estabilidade global

	Carregamento	Normal	Excepcional	Último	De construção
TOMBAMENTO	fator de segurança admissível	1,5	1,2	1,1	1,3
	fator de segurança obtido	2,18	1,3	1,13	–
DESLIZAMENTO	fator de segurança admissível	1,5	1,2	1	1,5
	fator de segurança obtido	2,65	1,44	1,19	–
COMPRESSÃO OU ESMAGAMENTO	tensão limite aceitável	6MPa	7,2MPa	7,8MPa	6,6MPa
	tensão obtida	1,08MPa	1,47MPa	1,33MPa	1,58MPa
TRAÇÃO	tensão limite aceitável	0,6MPa	0,72MPa	0,78MPa	0,66MPa
	tensão obtida	sem tração	0,48MPa	0,65MPa	sem tração
FLUTUAÇÃO	fator de segurança necessário	1,3	1,1	1,1	1,2
	fator de segurança obtido	4,95	2,65	2,47	sem subpressão

Fonte: Do autor

No que se refere aos fatores de segurança, o único ponto mais crítico analisado são as tensões de tração geradas na base nos carregamentos excepcionais e últimos, ainda que dentro da margem de segurança estipulada pelo manual Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas (2003).

Quanto a estabilidade da fundação, considerando rocha sã de resistência de 10MPa, os valores de segurança para tração e compressão foram os demonstrados na tabela abaixo.

Tabela 15 – fatores de segurança e tensões na fundação

	Carregamento	Normal	Excepcional	Último	De construção
COMPRESSÃO NA FUNDAÇÃO	fator de segurança admissível	3	1,5	1,3	2
	fator de segurança obtido (σ resistente . Fator de minoração / σ atuante)	4,62	3,47	3,76	3,17
TRAÇÃO NA FUNDAÇÃO	tensão limite aceitável	0,5MPa	0,6MPa	0,65MPa	0,55MPa
	tensão obtida	sem tração	0,5MPa	0,65MPa	sem tração

Fonte: Do autor

A análise por métodos dos elementos finitos demonstrou tração também no caso de carregamento normal nos diagramas de reações de apoio. Entretanto, em todos os carregamentos a linha neutra de tensões de tração/compressão se situou próxima a face montante, sempre inferior a 1/6 da base, como pode ser visto nos diagramas do item 6.3.2.4. Apesar de não oferecer riscos e se situar dentro dos fatores de segurança propostos pela bibliografia consultada, ações de tração na interação maciço de concreto/fundação podem levar a modificações no diagrama de pressões, gerando patologias. Uma solução eficaz para este problema seria o aumento da seção de base da barragem, com conseqüente aumento do peso próprio, ou ainda utilizar seção montante inclinada, onde parte da coluna de água montante atuaria como carga estabilizante.

Na análise das tensões das juntas horizontais da barragem, excluindo o efeito da subpressão e analisando somente o maciço pelos métodos sugeridos por Moliterno, as tensões também ficaram dentro dos coeficientes de segurança, com tensões de compressão máximas de 1,5MPa e tensões de tração máximas de 0,57MPa para condição de carregamento última.

A análise por elementos finitos demonstrou resultados um pouco diferentes da análise por métodos convencionais, como mostra a tabela abaixo:

Tabela 16 – tensões máximas no maciço obtidas pelo *software* Rfem 4.07

	Carregamento	Normal	Excepcional	Último	De construção
COMPRESSÃO OU ESMAGAMENTO	tensão limite admissível	6MPa	7,2MPa	7,8MPa	6,6MPa
	tensão obtida	1,7MPa	2,3MPa	2,9MPa	1,6MPa
TRAÇÃO	tensão limite aceitável	0,6MPa	0,72MPa	0,78MPa	0,66MPa
	tensão obtida	sem tração	sem tração	sem tração	sem tração

Fonte: Do autor

A diferença de tensões máximas obtidas pelo *software* de elementos finitos e pelos métodos equacionais pode ser explicada pela maior precisão do *software*, que divide o maciço em inúmeras partículas e calcula a tensão em cada uma delas. Se observadas as tensões máximas nas figuras, percebe-se que a mesma se concentra em pontos diminutos, sendo que a maior parte da distribuição de tensões se encontra em isolinhas de maior abrangência, contendo tensões mais baixas e de maior área de distribuição. Na análise por *software*, não foram acusadas tensões de tração no interior do maciço, apenas no contato deste com a fundação.

Na análise de deformações, foi constatado o maior deslocamento na ordem de 7,5mm, no caso do carregamento de condição última. As demais deformações oscilaram entre 2,3mm e 4,8mm, aceitáveis pela dimensão do maciço de concreto estipulado como exemplo. Tais deformações, em proporção a dimensão máxima do maciço, são na ordem de 10^{-5} , inferiores as deformações de ruptura do concreto simples máximas admissíveis de 0,35% pela NBR 6118 de 2007.

As tensões de cisalhamento obtidas ficaram abaixo das máximas permitidas, como mostra a tabela 17, considerando tensões de cisalhamento máximas aceitáveis com 25% das tensões máximas de compressão:

Tabela 17 – tensões máximas de cisalhamento no maciço obtidas pelo *software* Rfem 4.07

	Carregamento	Normal	Excepcional	Último	De construção
TENSÃO DE CISALHAMENTO MÁXIMA	tensão limite aceitável	3MPa	3MPa	3MPa	3MPa
	tensão obtida	0,9MPa	1,3MPa	1,6MPa	1,1MPa

Fonte: Do autor

A tensão de cisalhamento máxima foi em média 53% da tensão de compressão máxima para o carregamento normal, 56% para o carregamento excepcional, 55% para o carregamento último e 68% para o de construção. Essa maior proporção de tensões cortantes no carregamento de construção em relação às tensões normais pode ser analisada pela forma da barragem, que por ter face montante plana (perpendicular a superfície), tem maior concentração de isolinhas de tensão, com acréscimo mais intenso de pressão ao se aproximar da base. Nos outros carregamentos, pela concentração de forças instabilizantes, as isolinhas de tensão se concentram em outro sentido, de forma paralela a superfície jusante, de forma que as tensões crescem de maneira mais uniforme e igualmente distribuídas ao longo do maciço.

A tensão proveniente de retração e variações de temperatura do concreto não foi utilizada nos cálculos, tanto pelos métodos equacionais como pelos simulados por *software*. Entretanto, se utilizado um acréscimo de 4kgf/cm² (0,392MPa), como recomenda Moliterno (1995), as tensões ainda assim estariam dentro dos fatores de segurança indicados para compressão, como demonstra a tabela abaixo:

Tabela 18 – tensões máximas no maciço obtidas pelo *software* Rfem 4.07 acrescidas de tensões de retração e variação de temperatura

	Carregamento	Normal	Excepcional	Último	De construção
COMPRESSÃO OU ESMAGAMENTO	tensão limite aceitável	6MPa	7,2MPa	7,8MPa	6,6MPa
	tensão obtida	2,09MPa	2,69MPa	3,29 MPa	1,99MPa

Fonte: Do autor

Essas tensões de retração e variação de temperatura, como irão atuar predominantemente nas faces, serão parcialmente absorvidas pela armadura de retração calculada quando verificada a tração, que resultou em barras de 20 mm a cada 25 cm, pelas tabelas de Marchetti, CPCUH e NBR6118 de 2007. Sendo assim, mesmo o acréscimo de tensões dessa origem não leva o maciço a estados além dos aceitáveis. Entretanto, se fossemos desprezar o uso de armadura de retração e considerar os efeitos de tração causados por retrações e variações térmicas, as tensões de tração excederiam consideravelmente os limites de segurança estipulados pelas referências consultadas.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A barragem dimensionada pelas equações propostas pelo USACE, Bureau of Indian Standards e Moliterno demonstrou ser eficiente, com forma adequada quando analisada aos estados de tensões. O perfil se mostrou eficiente contra as formas de ruptura global nos quatro carregamentos propostos, tendo também tensões de compressão, tração e cisalhamento dentro das estipuladas pela bibliografia na análise da estabilidade local.

Percebeu-se que as tensões de tração foram presentes nos estados de carregamento excepcional e último, ainda que dentro dos limites aceitáveis. Provavelmente o aumento da base para taxas em torno de 0,7 em relação à altura diminuiria ou extinguiria essas tensões. O uso de uma face montante levemente inclinada, de forma a utilizar a carga de água do reservatório como força estabilizante também atenuaria ou resolveria este problema, sendo uma questão interessante para ser cuidadosamente analisada em futuros trabalhos. O uso de armadura de retração na barragem proposta se torna imprescindível para amenizar as tensões de tração por variações térmicas e retrações do concreto, pois sem a mesma os limites de segurança para tração são excedidos.

A análise por *software* com base na teoria dos elementos finitos demonstrou ser mais uma vez, como nos demais trabalhos consultados, uma importante ferramenta de cálculo. Os resultados alcançados foram muito mais precisos que aqueles alcançados pelos métodos equacionais manuais, sendo possíveis ainda resultados mais fidedignos na medida em que se aumenta o número de elementos da malha e diminuem-se as dimensões dos mesmos.

Conclui-se assim que as equações para dimensionamento são eficientes, dimensionando um perfil capaz de suportar os esforços de cálculo recomendados pelos estudos e normas existentes para a maior parte das situações de carregamentos. Entretanto, um aumento da base, a fim de aumentar o peso próprio da estrutura, é recomendado para se eliminar totalmente as tensões de tração na estrutura em carregamentos extremos, diminuindo-se consideravelmente os riscos de modificações nos diagramas de subpressões que podem, no caso de haver tração, levar ao rompimento da barragem por esmagamento ou deslizamento, como avisa a bibliografia consultada.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, L. C. *Notas de aula da disciplina de concreto armado*. Campinas: UNICAMP, 2002.

ANDRADE, R. M. de. *Cálculo da subpressão em estruturas de concreto assentes em maciço permeáveis anisotrópicos*. 1 ed. Rio de Janeiro: Engevix, S.A., 1980.

ARAÚJO, T. *Notas de aula da disciplina de obras de terra*, Santa Maria: UFSM, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: *Projeto e execução de obras de concreto armado*: NBR 6118:2007. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.

AZEVEDO A. F. M. *Método dos elementos finitos*. 1 ed. Cidade do Porto: Universidade do Porto, 2003.

BARRETTO, G. B.; FORSTER, R. *Projeto e construção de uma barragem de terra*. Boletim técnico do Instituto Agrônômico do Estado de São Paulo. Campinas, v. 17, n. 8, dez. 1958.

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

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.

DELGADO, R. M. *O método dos elementos finitos na análise dinâmica de barragens incluindo a interação sólido-líquido*. 1984. 346 f. Tese (Doutorado) em Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Cidade do Porto, 1984.

ELETOBRAS. *Crítérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas*, 2003.

FARIA, R. M. C. M. de. *Análise numérica de barragens abóbada sujeitas à acção sísmica*. 1988. 216 f. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Cidade do Porto, 1988.

GENÉSIO, M.L.V.P. *Simulação do comportamento de juntas em barragens*. 1993. 126 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Universidade do Porto, Porto, 1993.

GUSMÃO FILHO, J. *Desempenho de Obras Geotécnicas*. Recife: Editora Universitária UFPE, 2006.

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

KETZER, B.; SCHÄFFER, A. *Roteiro de cálculo com auxílio de planilha eletrônica para análise de estabilidade em barragens de concreto por gravidade*. 2010. 26 f. Artigo publicado eletronicamente e disponível em:
<http://revistaseletronicas.pucrs.br/ojs/index.php/graduacao/article/view/6756>

KRÜGER, C. M. *Análise de confiabilidade estrutural aplicada às barragens de concreto*. 2008. 157 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, Setor de Ciências Exatas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

LEVIS, S. D. *Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragens de concreto*. 2006. 195 f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2006.

MARCHETTI, O. *Muros de arrimo*, São Paulo: Edgard Blücher, 2008

MARTINS, F.F. *Aplicação de elementos finitos e infinitos na análise de problemas de carácter geotécnico*. 1988. 195 f. Dissertação de mestrado em Estruturas de Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Cidade do Porto, 1988.

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

MILANI FILHO, L. *O uso do concreto compactado com rolo em barragens – tendências futuras*. 2003. 106 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia da Energia – Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2003.

MOLITERNO, A. *Caderno de estruturas em alvenaria e concreto simples*, São Paulo: Edgard Blücher, 1995.

RIBEIRO, P. M. V.; PEDROSO, L. J. *Analytical procedure for stress field solution in concrete gravity dams*. In: *Solid Mechanics in Brazil 2007 – MecSol 2007*, Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering – ABCM Symposium Series. Vol. 1. p. 469-483, 2007.

RIBEIRO, P. M. V.; PEDROSO, L. J.; CALDAS, S. *Stress field evaluation in concrete gravity dams using the pseudo-static and pseudo-dynamic approaches*, 2008.

SANEPAR – COMPANHIA DE SANEAMENTO DO PARANA. *Manual de obras de saneamento*. Curitiba, 2007.

SILVA, J. F. *Optimization of concrete gravity dams foundation drainage systems*. In: *INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS*, 22nd, Barcelona, 2006.

SOUZA, T. C. C.. *Análise de Estabilidade Global de Estruturas de Concreto em Usinas Hidrelétricas*. Monografia de conclusão de curso UFMG, Belo Horizonte, 2008.

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

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

WENDLER, A. P., TURRA, C.,SERIGHELI JUNIOR, I. *Estudo da fissuração térmica do concreto em barragens*. Trabalho de monografia de curso de especialização – Universidade de Tuiuti do Paraná, Curitiba, 2007.

ANEXOS

ANEXO A - Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 20MPa

Tabela de armadura mínima de retração (fck = 20 MPa)						
Armadura			Cobrimento c = 3 cm			
ϕ (mm)	espaça- mento (cm)	A _s (cm ²)	pi	σ _s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)
5	30	0,67	0,003829	577	0,77	1,07
	25	0,80	0,003810	580	0,77	1,08
	20	1,00	0,003810	580	0,77	1,08
	15	1,33	0,003800	582	0,78	1,08
	10	2,00	0,003810	580	0,77	1,08
6,3	30	1,05	0,004146	533	0,65	0,91
	25	1,26	0,004146	533	0,65	0,91
	20	1,58	0,004159	531	0,65	0,91
	15	2,10	0,004146	533	0,65	0,91
	10	3,15	0,004146	533	0,65	0,991
8	30	1,67	0,004441	498	0,57	0,80
	25	2,00	0,004433	499	0,57	0,80
	20	2,50	0,004433	499	0,57	0,80
	15	3,33	0,004428	499	0,57	0,80
	10	5,00	0,005319	416	0,40	0,56
10	30	2,47	0,004855	455	0,48	0,67
	25	3,20	0,004848	456	0,48	0,67
	20	4,00	0,004848	456	0,48	0,67
	15	5,33	0,004845	456	0,48	0,67
	10	8,00	0,007273	304	0,21	0,31
12,5	30	4,17	0,005137	430	0,43	0,75
	25	5,00	0,005128	431	0,43	0,75
	20	6,25	0,005128	431	0,43	0,75
	15	8,33	0,006408	345	0,27	0,49
	10	12,50	0,009615	230	0,12	0,22
16	30	6,67	0,005277	419	0,40	0,91
	25	8,00	0,005274	419	0,40	0,91
	20	10,00	0,006329	348	0,28	0,64
	15	13,33	0,008437	262	0,16	0,37
	10	20,00	0,012658	175	0,07	0,17
20	30	10,50	0,005526	400	0,37	1,04
	25	12,60	0,006632	333	0,26	0,73
	20	15,75	0,008289	287	0,16	0,48
	15	21,00	0,011053	200	0,09	0,28
	10	31,50	0,016573	133	0,04	0,13
25	30	16,67	0,007248	305	0,21	0,77
	25	20,00	0,008696	254	0,15	0,64
	20	25,00	0,010870	203	0,10	0,36
	15	33,33	0,014491	153	0,05	0,21
	10	50,00	0,021739	102	0,02	0,10

Fonte: Marchetti (2008)

ANEXO B - Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 25MPa

Tabela de armadura mínima de retração (fck = 25 MPa)						
Armadura			Cobrimento c = 3 cm			
ϕ (mm)	espaçamento (cm)	AS (cm ²)	pri	σ_s (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)
5	30	0,67	0,003829	670	0,89	1,24
	25	0,80	0,003810	673	0,90	1,25
	20	1,00	0,003810	673	0,90	1,25
	15	1,33	0,003800	675	0,90	1,25
	10	2,00	0,003810	673	0,90	1,25
6,3	30	1,05	0,004146	619	0,76	1,06
	25	1,26	0,004146	619	0,76	1,06
	20	1,58	0,004159	617	0,75	1,05
	15	2,10	0,004146	619	0,76	1,06
	10	3,15	0,004146	619	0,76	1,06
8	30	1,67	0,004441	578	0,66	0,92
	25	2,00	0,004433	579	0,66	0,93
	20	2,50	0,004433	579	0,66	0,93
	15	3,33	0,004428	579	0,66	0,93
	10	5,00	0,005319	482	0,46	0,65
10	30	2,67	0,004855	528	0,56	0,78
	25	3,20	0,004848	529	0,55	0,78
	20	4,00	0,004848	529	0,55	0,78
	15	5,33	0,004845	529	0,55	0,78
	10	8,00	0,007273	353	0,25	0,36
12,5	30	4,17	0,005137	499	0,49	0,87
	25	5,00	0,005128	500	0,50	0,87
	20	6,25	0,005128	500	0,50	0,87
	15	8,33	0,005408	400	0,32	0,57
	10	12,50	0,009615	267	0,14	0,26
16	30	6,67	0,005277	486	0,47	1,06
	25	8,00	0,005274	486	0,47	1,06
	20	10,00	0,006329	405	0,33	0,74
	15	13,33	0,008437	304	0,18	0,43
	10	20,00	0,012658	203	0,08	0,20
20	30	10,50	0,005526	464	0,43	1,21
	25	12,60	0,006632	387	0,30	0,85
	20	15,75	0,008269	309	0,19	0,55
	15	21,00	0,011053	232	0,11	0,32
	10	31,50	0,016573	155	0,05	0,15
25	30	16,67	0,007248	354	0,25	0,89
	25	20,00	0,008696	295	0,17	0,63
	20	25,00	0,010870	236	0,11	0,41
	15	33,33	0,014491	177	0,06	0,24
	10	50,00	0,021739	118	0,03	0,11

Fonte: Marchetti (2008)

ANEXO C - Taxa de armadura mínima de retração para concreto fck 30MPa

Tabela de armadura mínima de retração (fck = 30 MPa)						
Armadura			Cobrimento c = 3 cm			
ϕ (mm)	espaça- mento (cm)	A _S (cm ²)	prl	cs (MPa)	wk1 (mm)	wk2 (mm)
5	30	0,67	0,003829	757	1,00	1,40
	25	0,80	0,003810	760	1,01	1,41
	20	1,00	0,003810	760	1,01	1,41
	15	1,33	0,003800	762	1,02	1,42
	10	2,00	0,003810	760	1,01	1,41
6,3	30	1,05	0,004146	699	0,86	1,19
	25	1,26	0,004146	699	0,86	1,19
	20	1,58	0,004159	696	0,85	1,19
	15	2,10	0,004146	699	0,86	1,19
	10	3,15	0,004146	699	0,86	1,19
8	30	1,67	0,004441	652	0,75	1,04
	25	2,00	0,004433	653	0,75	1,05
	20	2,50	0,004433	653	0,75	1,05
	15	3,33	0,004428	554	0,75	1,05
	10	5,00	0,005319	545	0,52	0,73
10	30	2,67	0,004855	597	0,62	0,88
	25	3,20	0,004848	597	0,63	0,88
	20	4,00	0,004848	597	0,63	0,88
	15	5,33	0,004845	598	0,63	0,88
	10	8,00	0,007273	398	0,28	0,40
12,5	30	4,17	0,005137	564	0,56	0,98
	25	5,00	0,005128	565	0,56	0,99
	20	6,25	0,005128	565	0,56	0,99
	15	8,33	0,005408	452	0,36	0,64
	10	12,50	0,009615	301	0,16	0,29
16	30	6,67	0,005277	549	0,53	1,19
	25	8,00	0,005274	549	0,53	1,20
	20	10,00	0,006329	458	0,37	0,84
	15	13,33	0,008437	343	0,21	0,48
	10	20,00	0,012658	229	0,09	0,22
20	30	10,50	0,005526	524	0,48	1,36
	25	12,60	0,006632	437	0,33	0,96
	20	15,75	0,008269	349	0,21	0,62
	15	21,00	0,011053	262	0,12	0,36
	10	31,50	0,016573	175	0,05	0,17
25	30	16,67	0,007248	400	0,28	1,01
	25	20,00	0,008696	333	0,19	0,71
	20	25,00	0,010870	266	0,12	0,47
	15	33,33	0,014491	200	0,07	0,27
	10	50,00	0,021739	133	0,03	0,13

Fonte: Marchetti (2008)

ANEXO D – Planilha de cálculos para estabilidade global

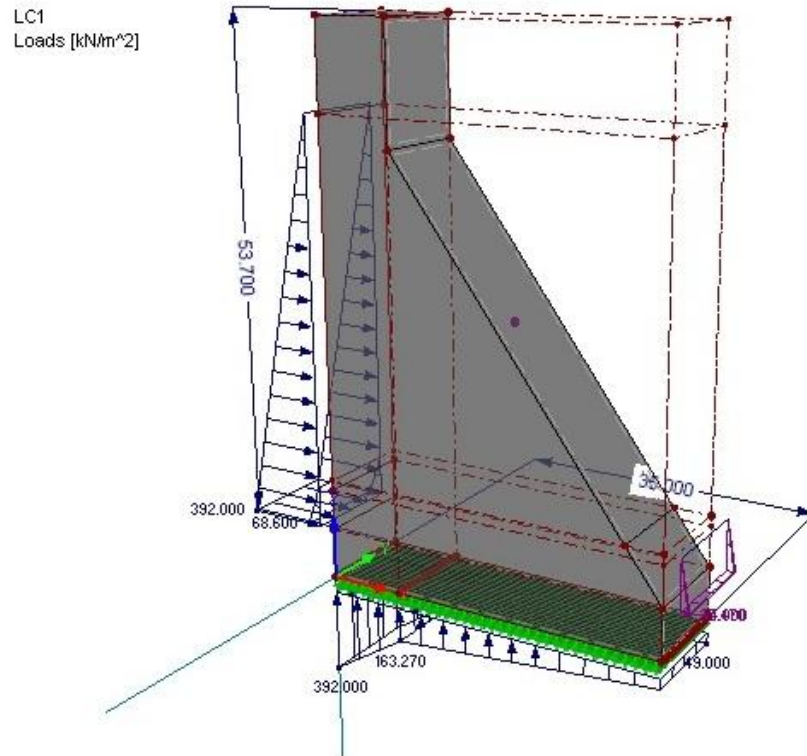
TABELA DE CÁLCULO DE ESTABILIDADE GLOBAL	CARR. NORMAL	CARR. EXCEPCIONAL	CARR. DE CONSTRUÇÃO	CARR. ÚLTIMO
PESO PRÓPRIO (kN) ($A * \gamma * 9,8$)				
ÁREA 1 (COROAMENTO) - (A. concreto.9,8)	9472,68	9472,68	9472,68	9472,68
ÁREA 2 (BASE) - (A. concreto .9,8)	3270,9264	3270,93	3270,9264	3270,9264
ÁREA 3 (TRIANGULAR) - (A.g concreto 9,8)	12009,5472	12009,5	12009,547	12009,547
SOMATÓRIO PESO PRÓPRIO (kN)	24753,1536	24753,2	24753,154	24753,154
MOMENTOS PESO PRÓPRIO (A) (kN.m) ($A * \gamma * 9,8 * e$)				
ÁREA 1 (COROAMENTO)	296021,25	296021	296021,25	296021,25
ÁREA 2 (BASE)	44157,5064	44157,5	44157,506	44157,506
ÁREA 3 (TRIANGULAR)	220135	220135	220135	220135
SOMATÓRIO MOMENTO PESO PRÓPRIO (kN)	560313,757	560314	560313,76	560313,76
PESO COLUNA DE ÁGUA A JUSANTE (kN) ($A * \gamma_{\text{água}} * 9,8$)				
PESO COLUNA DE ÁGUA JUSANTE (kN)	88,69	232,162	0	232
MOMENTO DEVIDO AO PESO COLUNA DE ÁGUA A JUSANTE (kN) ($A * \gamma_{\text{água}} * 9,8 * e$)				
PESO COLUNA DE ÁGUA JUSANTE (kN)	738,7877	2398,23	0	2398
SUBPRESSÃO (kN) ($A * \gamma_{\text{água}} * 9,8$)				
ÁREA 1	857,745	6345,5	0	6980
ÁREA 2	1224,51	2744	0	2744
ÁREA 3	1347,5	0	0	0
ÁREA 4	1571,185	0	0	0
SOMATÓRIO SUBPRESSÃO (kN)	5000,94	9089,5	0	9724

MOMENTOS DEVIDO SUBPRESSÃO (kN)				
(A * γ água * 9,8 * e)				
ÁREA 1	27876,7125	148041	0	162844,5665
ÁREA 2	38265,9375	48020	0	48020
ÁREA 3	18528,125	0	0	0
ÁREA 4	28799,8211	0	0	0
SOMATÓRIO MOM. DEVIDO SUBPRESSÃO(kN.m)	113470,596	196061	0	210864,5665
PRESSÃO DA COLUNA DE ÁGUA MONTANTE (kN)				
(A * γ água * 9,8)				
TOTAL (kN)	7840	9922,5	0	9922,5
MOMENTO PRESSÃO DA COL. DE ÁGUA MONTANTE (Kn.m)				
(A * γ água * 9,8 * e)				
TOTAL (kN)	143707,2	198450	0	246719
PRESSÃO DA COLUNA DE ÁGUA JUSANTE (kN)				
(A * γ água * 9,8)				
TOTAL (kN)	122,5	313,6	0	314
MOMENTO PRESSÃO DA COLUNA DE ÁGUA JUSANTE (kN.m)				
(A * γ água * 9,8 * e)				
TOTAL (kN)	815,85	2402,18	0	2402
EMPUXO DO MATERIAL DECANTADO (kN)				
(A * γ mat. decantado * 9,8)				
TOTAL (kN)	137,2	173,644	0	203
MOMENTO DO MATERIAL DECANTADO (kN.m)				
(A * γ mat. decantado * 9,8 * e)				
TOTAL (kN)	868,476	1128,68	0	1347

FORÇA DE TERREMOTOS				
Força horizontal (0,05 * (PP + (0,03*PP)))	0	1274,79	0	1274,79
Momento da força horizontal (0,05 * (PP + (0,03*PP))) * e	0	24233,7	0	24233,7
Força vertical (PP * 0,03)	0	742,595	0	742,595
Momento da força vertical (PP * 0,03) * e	0	15943,5	0	15943,5
Carga extra de construção sobre coroamento 15 ton/m				
	0	0	1102,5	0
EQUAÇÕES DE ESTABILIDADE GLOBAL				
	CARR. NORMAL	CARR. EXCEPCIONAL	CARR. DE CONSTRUÇÃO	CARR. ÚLTIMO
TOMBAMENTO	2,17739396	1,29668	não existe esforço instabilizante	1,13
DESILIZAMENTO (sem coesão), $F\phi = 1,5$	2,65229083	1,43894	não existe esforço instabilizante	1,19
COMPRESSÃO OU ESMAGAMENTO				
'X' (m)	12,2740774	5,22349	22,636055	2,67
e (m)	5,22592264	12,2765	-5,136055	14,8
t min (KPa)	59,3925789	-488,109	1329,928	-654
t max (Kpa)	1081,37334	1437,8	84,53793	1577
FS (concreto) (σ resistente*fator minoração)/σ atuante	5,54850002	5,00766	4,9626747	4,95
FS(fundação) (σ resistente*fator minoração)/σ atuante	4,62375001	3,47754	3,7596021	3,17
TRAÇÃO (σ resistente*fator minoração)/σ atuante	sem tração	1,47508	sem tração	1,19
FLUTUAÇÃO	4,9497002	2,64157	0	2,46

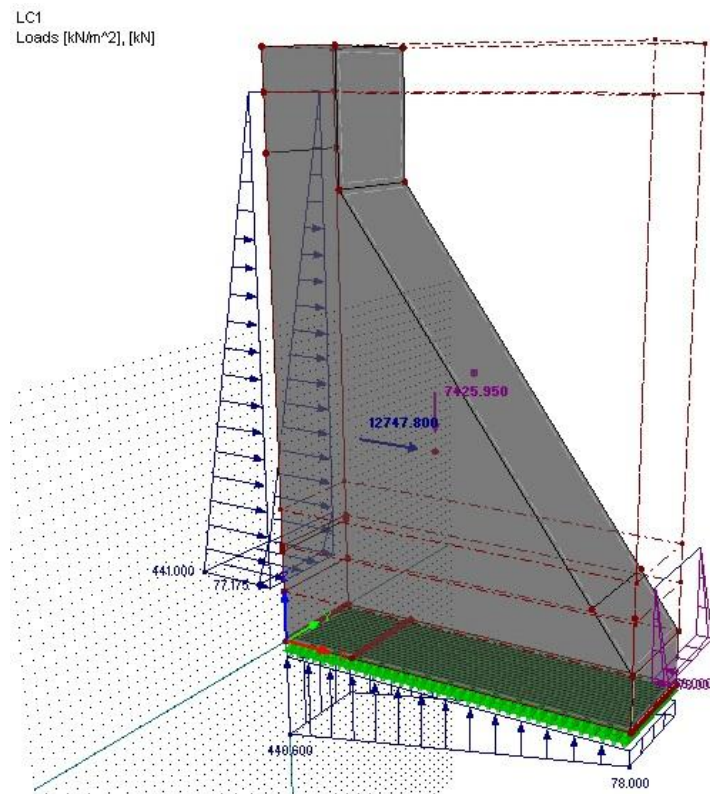
Fonte: do autor

ANEXO E – Figuras de carregamentos do perfil no software Rfem 4.01



Carregamento normal

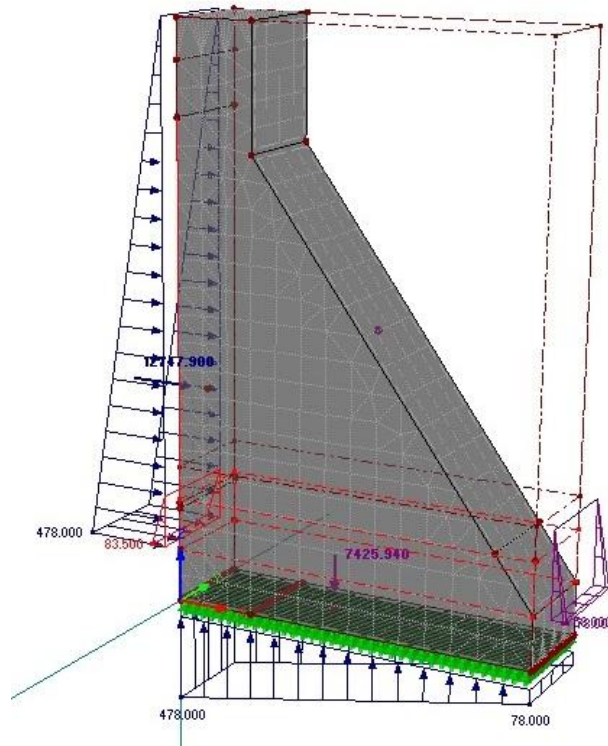
Fonte: do autor



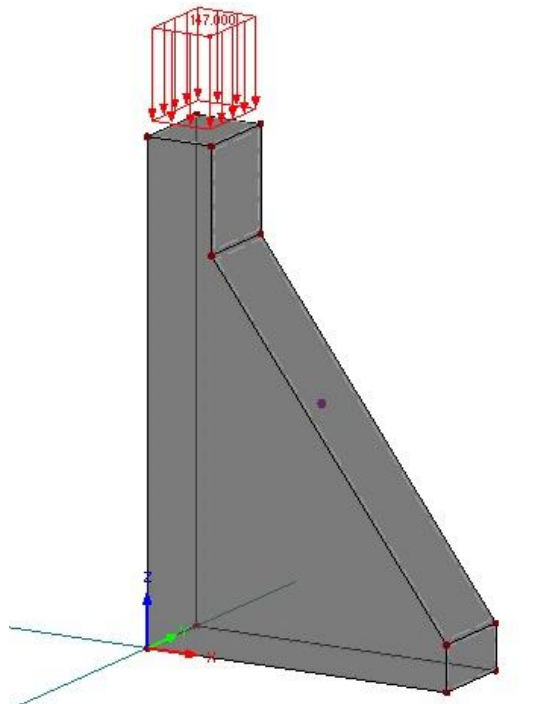
Carregamento excepcional

Fonte: do autor

LC1
Loads [kN/m²], [kN]



Carregamento último
Fonte: do autor



Carregamento de construção
Fonte: do autor