



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Optimização de Barragens Abóbada Sujeitas a Acção Sísmica

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas

Autor

João Miguel Almeida Alves Pereira

Orientador

Professor Doutor Luís Miguel da Cruz Simões

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2013

AGRADECIMENTOS

Sozinho seria impossível realizar um documento desta Natureza.

Primeiro quero agradecer o apoio do meu orientador, o professor Luís Cruz Simões. Sem ele não seria possível realizar esta dissertação. Agradeço as muitas horas de apoio e esclarecimento de dúvidas, o material disponibilizado, e todo o conhecimento que me transmitiu. Agradeço todas as conversas e todos os temas interessantes que foram muito mais além da engenharia civil, serviram para olhar para o mundo de uma forma diferente e mais crítica, acima de tudo ensinaram-me a nunca estar satisfeito com o que sei e procurar sempre saber mais. Tudo o que o me ensinou fez de mim uma pessoa mais culta e fará com certeza de mim um melhor engenheiro.

Quero agradecer ao Professor Adelino Lopes. Devo a ele literalmente tudo o que sei do programa *SAP2000*, agradeço o muito tempo que dispensou para me ajudar nos problemas que teimavam em aparecer. Agradeço nunca ter dado o peixe e ter-me ensinado a pescar. Um sincero obrigado por todas as críticas construtivas que ajudaram a melhorar este documento.

Quero agradecer ao Professor Alberto Martins pelas dicas e pelos alertas no início desta dissertação, dicas estas que me fizeram desde cedo perceber como deveria orientar-me para a optimização ser funcional e expedita. Agradeço por também me ter ajudado a resolver alguns problemas com o programa *Digital Fortran*.

Quero agradecer à minha namorada, a Vanessa, por me ter feito companhia ao longo da realização desta dissertação, agradeço o “levantar de queixo” nos momentos mais decisivos e toda a paciência gasta.

Agradeço ao meu colega e amigo Virgílio Ferreira pela companhia ao longo da realização desta tese e por toda a ajuda na formatação do documento.

Agradeço todo o apoio e esforço dos meus pais ao longo destes cinco anos de curso, agradeço o facto de terem acreditado em mim desde o início e de me terem dado a oportunidade de concluir o ensino superior.

RESUMO

Com esta dissertação pretende-se criar um documento que sirva de base para a modelação de uma barragem abóbada incluindo a optimização da forma deste tipo de estrutura utilizando um algoritmo numérico.

Neste documento é retratada a evolução da geometria das barragens abóbada ao longo da história, desde os romanos até aos dias de hoje. São exibidas várias alternativas a nível de configuração de forma dando exemplos de casos reais.

Foi modelada uma barragem abóbada considerando as cargas provenientes da água e da acção sísmica. Foi considerado um comportamento linear dos materiais utilizados. A nível de interacção dinâmica água-barragem utilizaram-se cargas e massas adicionais de Westergaard.

Para definir a geometria da barragem adoptou-se a metodologia de arco com directriz parabólica. Foram utilizadas duas equações polinomiais, uma que define a forma e outra a espessura. As equações utilizadas dependem de constantes que se pretendem otimizar para tornar a solução mais económica.

Para analisar a barragem recorreu-se a elementos sólidos finitos de 8 nós. Definidos e organizados no programa *EXCEL* e importados para análise no programa *SAP2000*. Foi modelada a fundação recorrendo igualmente a elementos sólidos.

A partir dos resultados da análise da barragem e das variações do volume, tensões e deslocamentos relativamente as constantes que definem a geometria foi efectuada a análise de sensibilidades. Com esses dados foi optimizada a barragem minimizando uma função escalar deduzida com base nos conceitos de entropia de informação.

ABSTRACT

The main aim of this work is produce a document which can be used for the modeling and optimization of an arch dam.

In this document is described the evolution of the geometry of arch dams throughout history, since the ancient Rome to the present day. Several alternatives are showed for the configuration of the form showing real examples.

One typical arch dam was modeled considering water and seismic loading. The linear behavior of the materials was adopted for safety sake. For water-dam dynamic interaction loads and additional masses of Westergaard were considered.

A parabolic arch was used to define the geometry of the dam. This lead to the consideration of two polynomial equations, one for the overall shape, the thickness being defined by the remaining. The equations used depend on constants that are optimized to find the least costly solution.

Solid finite elements with 8 nodes were employed to analyze the dam. They are defined and organized in EXCEL and imported to the analysis within SAP2000. The foundation was modeled by using solid elements.

From the analysis of the dam, volume changes, stress and displacement with respect to the constants that define the geometry has been derived for the sensitivity analysis. The shape of the dam is then optimized by using a scalar function defined by using informational entropy concepts.

ÍNDICE

| | |
|---|------|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | i |
| ABSTRACT | 2 |
| ÍNDICE..... | iii |
| ÍNDICE DE FIGURAS | v |
| ÍNDICE DE QUADROS | viii |
| SIMBOLOGIA | ix |
| ABREVIATURAS | xi |
| 1 INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 1.1 Barragens - Enquadramento..... | 1 |
| 1.2 Barragens Abóbada - O Problema | 1 |
| 1.3 Objectivos e Estruturação da Dissertação..... | 2 |
| 2 ESTADO DA ARTE E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 3 |
| 2.1 Barragens Abóbada- Perspectiva Histórica | 3 |
| 2.2 Optimização da Forma de Barragens – Estudos Realizados..... | 9 |
| 2.2.1 R. Sharpe: “The Analysis and Optimum of Arch Dams” | 9 |
| 2.2.2 R. E. Ricketts & O. C. Zienkiewicz: “Shape Optimization of Continuum Structures” | 9 |
| 2.2.3 L.M.C Simões, J.A.M. Lapa & J.H. Negrão: “Search for Arch Dams With Optimal Shape” | 10 |
| 2.2.4 Zhu Bofang, Li Yisheng & Xie Zhao: “Optimum Design of Arch Dams” | 10 |
| 2.2.5 K. Wasserman: “Three-dimensional Shape Optimization of Arch Dams with Prescribed Shape Functions” | 11 |
| 2.2.6 Jalal Akbari: “Advances in Concrete Arch Dams Shape Optimization” | 12 |
| 2.3 Engenheiros Portugueses Pioneiros e seus Projectos | 12 |
| 2.4 Documentos Utilizados..... | 13 |
| 2.4.1 Meliço, José (2010) – Dissertação de mestrado em Engenharia Civil na Universidade Nova - “Escolha de Formas de Barragens Abóbada” | 13 |
| 2.4.2 Darbre, G.R. (2000) – “State of Practice in Earthquake Analysis of Dams” | 14 |
| 3 MODELAÇÃO DE UMA BARRAGEM ABÓBADA | 15 |
| 3.1 Propriedades dos Materiais | 15 |
| 3.2 Rocha de Fundação | 16 |

| | | |
|-------|--|----|
| 3.3 | Definição da Geometria | 17 |
| 3.4 | Acções Aplicadas..... | 18 |
| 3.4.1 | Peso Próprio (PP) | 19 |
| 3.4.2 | Pressão Hidrostática (<i>PH</i>) | 19 |
| 3.4.3 | Subpressão (<i>U</i>) | 19 |
| 3.4.4 | Acção Sísmica | 20 |
| 3.4.5 | Massas Concentradas..... | 23 |
| 3.4.6 | Efeitos Hidrodinâmicos | 24 |
| 3.5 | Combinações..... | 27 |
| 3.5.1 | Combinação Fundamental | 27 |
| 3.5.2 | Combinação SLS | 28 |
| 3.5.3 | Combinações Sísmicas | 28 |
| 3.6 | Modelação usando SAP2000 | 29 |
| 3.6.1 | Características da barragem exemplo | 29 |
| 3.6.2 | Escolha da Malha de Elementos Finitos..... | 30 |
| 3.6.3 | Modelação dos elementos sólidos | 31 |
| 3.6.4 | Análise da Distribuição de Tensões..... | 34 |
| 3.6.5 | Deformação | 44 |
| 3.6.6 | Modelação e Análise da Fundação | 44 |
| 3.7 | Comentários tendo em vista desenvolvimentos futuros..... | 46 |
| 4 | OPTIMIZAÇÃO..... | 48 |
| 4.1 | Conceitos | 48 |
| 4.2 | Optimização da Forma..... | 51 |
| 4.2.1 | Procedimento | 51 |
| 4.2.2 | Análise de Sensibilidades | 51 |
| 4.2.3 | Exemplo..... | 52 |
| 4.2.4 | Resultados..... | 55 |
| 5 | CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS | 58 |
| 5.1 | Conclusões | 58 |
| 5.2 | Desenvolvimentos Futuros | 59 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 60 |
| | ANEXO – ELEMENTOS SÓLIDOS FINITOS | 62 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 - Vallon de Baumme | 3 |
| Figura 2.2 – Barragem de Kurit..... | 4 |
| Figura 2.3 – Esquema de barragem de raio constante | 5 |
| Figura 2.4 – “Efeito de arco” numa Barragem de Raio Constante..... | 5 |
| Figura 2.5 – Esquema de barragem de ângulo constante | 5 |
| Figura 2.6 - “Efeito de arco” numa Barragem de Ângulo Constante | 6 |
| Figura 2.7 – Barragem de Salmon Creek | 6 |
| Figura 2.8 – Barragem de Hoover, Estados Unidos | 7 |
| Figura 2.9 – Esquema de Barragem de arco com 3 centros | 7 |
| Figura 2.10 - Esquema em Planta de Barragem com Arco de Espiral Logarítmica..... | 8 |
| Figura 2.11- Esquema em Planta de Barragem com Arco Parabólico | 8 |
| Figura 2.12 – Jinping-I | 9 |
| Figura 2.13 – Parâmetros para definição de forma..... | 11 |
| Figura 2.14 –Barragem de Castelo de Bode à esquerda..... | 12 |
| Figura 2.15 - Barragem da Aguieira | 13 |
| Figura 3.1 – Representação de R_f | 17 |
| Figura 3.2 - Sistema de eixos | 18 |
| Figura 3.3 – Acções Aplicadas numa barragem | 18 |
| Figura 3.4- Pressão Hidrostática (à esquerda) e Subpressão (à direita) | 20 |
| Figura 3.5 – Classificação de zonas sísmicas | 21 |
| Figura 3.6 – Espectro de Resposta em Sismo Tipo 1 | 23 |
| Figura 3.7 – Espectro de Resposta em Sismo Tipo 2 | 23 |
| Figura 3.8 – Esquema das pressões adicionais de Westergaard | 25 |
| Figura 3.9 – Pressões Finais; Sismo Tipo 1 | 25 |
| Figura 3.10 - Pressões Finais; Sismo Tipo 2 | 26 |
| Figura 3.11 – Massas Finais de água em situação de sismo..... | 26 |
| Figura 3.12 – Limites do vale da Barragem exemplo (m)..... | 29 |
| Figura 3.13 – Discretização | 31 |
| Figura 3.14 – Grelha de base | 31 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.15 – Sequência de coordenadas..... | 32 |
| Figura 3.16 – Fases de importação e “mirror” | 33 |
| Figura 3.17 - Discretização final | 33 |
| Figura 3.18 – Restrições | 34 |
| Figura 3.19 – Tensões normais x (ULS) [kPa]..... | 35 |
| Figura 3.20 – Tensões normais y (ULS) [kPa]..... | 36 |
| Figura 3.21 – Tensões normais z (ULS) [kPa]..... | 36 |
| Figura 3.22 - Tensões Tangenciais xy (ULS) [kPa] | 36 |
| Figura 3.23- Tensões Tangenciais xz (ULS) [kPa] | 37 |
| Figura 3.24 - Tensões normais x (Acção Sísmica 1x) [kPa] | 37 |
| Figura 3.25- Tensões normais y (Acção Sísmica 1x) [kPa] | 37 |
| Figura 3.26 - Tensões normais z (Acção Sísmica 1x) [kPa] | 38 |
| Figura 3.27 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 1x) [kPa]..... | 38 |
| Figura 3.28- Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 1x) [kPa] | 38 |
| Figura 3.29 - Tensões normais x (Acção Sísmica 1y) [kPa] | 39 |
| Figura 3.30 - Tensões normais y (Acção Sísmica 1y) [kPa] | 39 |
| Figura 3.31 - Tensões normais z (Acção Sísmica 1y) [kPa] | 39 |
| Figura 3.32 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 1y) [kPa]..... | 40 |
| Figura 3.33 - Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 1y) [kPa] | 40 |
| Figura 3.34 - Tensões normais x (Acção Sísmica 2x) [kPa] | 40 |
| Figura 3.35 - Tensões normais y (Acção Sísmica 2x) [kPa] | 41 |
| Figura 3.36 - Tensões normais z (Acção Sísmica 2x) [kPa] | 41 |
| Figura 3.37 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 2x) [kPa]..... | 41 |
| Figura 3.38 - - Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 2x) [kPa]..... | 42 |
| Figura 3.39 - Tensões normais x (Acção Sísmica 2y) [kPa] | 42 |
| Figura 3.40 - Tensões normais y (Acção Sísmica 2y) [kPa] | 42 |
| Figura 3.41 - Tensões normais z (Acção Sísmica 2y) [kPa] | 43 |
| Figura 3.42 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 2y) [kPa]..... | 43 |
| Figura 3.43 - Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 2y) [kPa] | 43 |
| Figura 3.44 – Deformada..... | 44 |
| Figura 3.45 – Fundação - Jusante (à esquerda) – Montante (à direita) | 44 |
| Figura 3.46 – Combinação ULS Tensões de corte (S12) | 45 |
| Figura 3.47 – S33 ULS – Perspectiva da zona de fronteira barragem-fundação..... | 46 |
| Figura 4.1 – Função exemplo | 48 |
| Figura 4.2 – Processo de Optimização | 51 |
| Figura 4.3 – Pontos em Análise..... | 53 |

| | |
|---|----|
| Figura 0.1 – Elementos finitos da família lagrangeana | 62 |
| Figura 0.2 – Elementos finitos da família serendipity..... | 62 |
| Figura 0.3 – Hexaedro exemplo | 64 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|---|----|
| Quadro 3.1 – Parâmetros do Espectro Sísmico | 22 |
| Quadro 3.2 – Frequências Próprias na barragem exemplo | 35 |
| Quadro 4.1 – 1ª Iteração – Volume, Tensões e Deformação..... | 56 |
| Quadro 4.2 – 1ª Iteração - frequências | 56 |
| Quadro 0.1 - Integração numérica de Gauss. Pontos e pesos de Gauss utilizando n pontos de Gauss por direcção..... | 64 |
| Quadro 0.2 – Coordenadas dos Pontos de Gauss | 65 |

SIMBOLOGIA

A_{Ed} – Valor de projecto da acção sísmica

E_c – Módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c = 0$, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade

E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão

E_D – Valor de cálculo do valor das acções

E_f – Módulo de elasticidade da fundação

F – Cargas nodais aplicadas

G_K – Valor característico das acções permanentes

H – Distância da base à cota mais alta da barragem

K – Matriz de Rigidez

M_E – Massa adicional de Westergaard

P – Número de pontos numa aresta de um elemento

P_E – Pressão adicional de Westergaard

$Q_{K,1}$ – Valor característico da acção variável base

$Q_{K,i}$ – Valor característico das acções variáveis secundárias

R_f – Raio mínimo a modular de fundação

S_d – Valor da aceleração do espectro de resposta elástico

T – Período de vibração

T_B e T_C – Limites do intervalo que define a aceleração espectral máxima

T_D – Início do intervalo da resposta de deslocamentos

V_i – Volume inicial

V_f – Volume final

$W_i, (W_j, W_k)$ - Peso associado ao ponto de integração $i, (j, k)$ relativamente ao eixo $r, (s, t)$

$a_{1,2,3,4,5,6,7}$ ou a_i – Parâmetros constantes de definição da geometria da barragem (Zienkiewicz)

a_g – Valor de projecto da aceleração de base no solo tipo A

d_1 – Deslocamento no ponto 1

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão sujeito à compressão de provetes cilíndricos com 30 cm de altura de 15 cm de diâmetro, aos 28 dias

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão sujeito à compressão de provetes cilíndricos com 30 cm de altura por 15 cm de diâmetro, aos 28 dias

f_{ctk} – Valor característico da tensão de rotura do betão sujeito à tração simples de provetes cilíndricos com 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro, aos 28 dias

f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura do betão sujeito à tração simples de provetes cilíndricos com 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro, aos 28 dias

g – Aceleração da gravidade

$g_{1,2}$ – Equações que representam as restrições da função objectivo

h – Distância de cada ponto ao topo da barragem

h_e – Altura de um elemento sólido finito

i, j, k – Pontos de integração

q – Factor de comportamento para acções sísmicas

r - Coordenada do ponto de integração i

s - Coordenada do ponto de integração j

t - Coordenada do ponto de integração k

t_c – Espessura ao longo da barragem

u_n – Deslocamentos Nodais

$x_{4, 5, 6, 7, 8, 9}$ - Parâmetros constantes de definição da geometria da barragem (Zhu Bofang)

x_{mid} – Coordenada em x do arco a Jusante que limita a barragem

$\alpha_{3,4,5,6}; \beta_{3,4,5,6}; \nu_{3,4,5,6}$ – Parâmetros auxiliares de definição geométrica da barragem (Zhu Bofang)

$\gamma_{\text{água}}$ – Peso volúmico da água

$\gamma_{\text{betão}}$ – Peso volúmico do betão

$\gamma_{G,j}$ – Coeficiente parcial para acções permanentes

$\gamma_{Q,j}$ – Coeficiente parcial para acções variáveis

$\Delta a_{1,2,3,4,5,6,7}$ ou Δa_i – Variações nos parâmetros constantes de definição da geometria da barragem

$\lambda_{1,2}$ – Variáveis Lagrangianas

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Constante que dita a velocidade da iteração

ρ_w – Massa volúmica da água

$\sigma_{A,B,C,D}$ – Tensão nos pontos A, B, C e D

ψ_0 – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável

ψ_2 – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável

ABREVIATURAS

CF – Combinação Fundamental
CO₂ – Dióxido de Carbono
E.U.A – Estados Unidos da América
EC – Eurocódigo
p1-1 – parte 1-1
PH – Pressão Hidrostática
PP – Peso Próprio
Sec. – Século
SLS – Estados Limites de Serviço
SRSS – Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados
U – Pressão Neutra
ULS – Estados Limites de Utilização
USBR – Arcos Circulares com Dupla Curvatura

1 INTRODUÇÃO

1.1 Barragens - Enquadramento

O aparecimento das primeiras barragens surgem na civilização egípcia e suméria, devido à necessidade de reservar água para a prática de actividades básicas como a agricultura. As barragens evoluíram ao longo do tempo sendo actualmente responsáveis pela geração de cerca de 20% da energia consumida a nível mundial (PlanetSeed), e no caso de Portugal são responsáveis por 30% da electricidade produzida (PortalEnergia). Além disso, as barragens desempenham um papel crucial na regularização de caudais e consequente prevenção de cheias, criam pontos de fácil acesso a veículos aéreos de combate a incêndios e eventualmente pólos de desenvolvimento turístico.

Actualmente, a humanidade sente a obrigação de proteger o meio ambiente. Apesar da energia hídrica ser uma energia renovável e sem transmissão de CO₂, os impactes negativos das barragens não podem ser ignorados. A construção de uma grande barragem está normalmente associado a um impacte ambiental importante podendo conduzir a destruição de fauna, flora e à destruição de habitats.

1.2 Barragens Abóbada - O Problema

Tal como o nome sugere, uma barragem abóbada é uma estrutura com uma geometria curva desenhada para tentar mobilizar dentro do possível o efeito de arco. Este modelo de barragem é uma solução interessante quando a largura do vale é pequena em relação à altura. Este tipo de barragens difere das restantes devido ao papel fundamental que a forma desempenha na resistência da mesma. No entanto, esta geometria transmite maiores tensões à fundação adjacente, o que faz com que o maciço rochoso na fundação tenha um papel essencial no bom funcionamento estrutural da barragem. É legítimo dizer que a grande vantagem em relação a outras espécies de barragens, passa pelo facto da fisionomia de abóbada exigir menos betão que as restantes.

A forma de uma barragem abóbada depende obviamente de várias variáveis. Nesta dissertação irá se tentar mostrar o “tratamento” destas variáveis para descobrir a geometria menos volumosa para uma barragem exemplo. O problema a responder é: “Como descobrir a forma óptima para uma barragem abóbada?”

1.3 Objectivos e Estruturação da Dissertação

No âmbito desta dissertação de mestrado pode-se definir como principal e primeiro objectivo a modelação de uma barragem abóbada em elementos sólidos finitos. Como segundo objectivo, pretende-se, a título de exemplo, modelar uma fundação rochosa desta espécie de estrutura. Como terceiro objectivo ambiciona-se fazer uma optimização da barragem modelada anteriormente.

No capítulo 2 será apresentada uma pesquisa efectuada referente às formulações existentes para ser definida a geometria de uma barragem abóbada interligados com uma pequena perspectiva histórica. Serão também mencionados documentos importantes do trabalho até hoje realizado na optimização deste tipo de estruturas.

No capítulo 3 irá ser abordada e explicada a modelação de um caso exemplo de uma barragem abóbada e sua fundação através de elementos sólidos finitos. Irá, também, ser explicado o procedimento realizado, as possíveis modificações para o modelo poder ser melhorado.

O capítulo 4 irá se destacar na optimização dos parâmetros que definem a geometria da estrutura, e irá ser demonstrado um exemplo de optimização na barragem estudada até então.

No capítulo 5 irão ser apresentadas as conclusões retiradas do trabalho realizado e possíveis estudos futuros.

2 ESTADO DA ARTE E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Barragens Abóbada- Perspectiva Histórica

Aquedutos e pontes que atravessaram milénios, e que ainda se encontram entre nós, são a derradeira testemunha do brilhantismo e da dedicação que o império romano impunha nas suas infra-estruturas públicas. É no berço desta civilização que surge a primeira barragem em arco, a barragem da cidade de Glanum (França), também conhecida como *Vallon de Baumme* esta estrutura remete ao século I aC (Figura 2.1). Especula-se que esta barragem tenha sido composta por duas paredes de alvenaria com um metro de espessura, distanciadas de um metro e meio preenchido com terra e escombros. Originalmente esta barragem possuía cerca de 6 metros de altura e 18 metros de comprimento (Hodge,2000). Devido à sua função, associada a esta, foi construído um aqueduto com o objectivo de fornecer a cidade de Glanum.



Figura 2.1 - *Vallon de Baumme* (traianvs.net)

Outro caso romano que interessa referir é o caso da barragem de Monte Novo (Évora, Portugal). Foi erigida por volta do ano 300 dC (Chanson,1998). Possuía 5.7 metros de altura, 19 metros de raio e uns impressionantes 52 m de comprimento. Esta barragem foi construída em blocos de alvenaria e argamassa de cal. Mais recentemente esta foi destruída e de seguida construída uma nova barragem nesse mesmo local, tendo esta nova um perfil de barragem de gravidade (SimScience).

Apesar da inovação do império romano, será legítimo considerar como estirpe das barragens abóbada, a barragem de Kurit (Irão, sec. XIII) (Figura 2.2), uma barragem desenhada e concebida pelo império Mongol, originalmente com 60 metros de altura, edificada em alvenaria. A forma curva surge pela boa experiência até então recolhida pela construção de pontes e aquedutos. Esta barragem manteve-se como a barragem mais alta do mundo até ao início do século XX (traianvs).

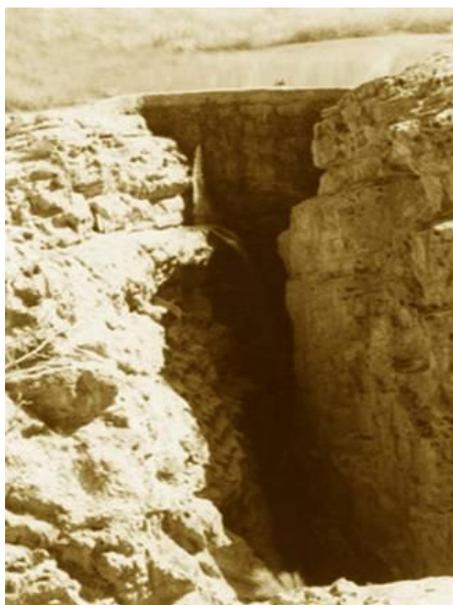


Figura 2.2 – Barragem de Kurit (shelgerd.persianblog.ir)

Entre 1632 e 1640, em Elche, foi construída aquela que seria a primeira barragem em arco na Europa após a passagem do império romano. Esta barragem desenhada por Joanes del Temple possuía 26 metros de altura, 75 metros de comprimento e 62 metros de raio com um ângulo central de 70° . O mais interessante de referir, é que recentemente, uma análise computacional concretizada, indica que a espessura adoptada para a barragem estaria muito perto da ideal (traianvs).

Por volta dos finais do século XIX, a aplicação da curvatura nas barragens era uma realidade, no entanto apenas era concebida como uma medida adicional de segurança para mobilizar o efeito de arco. Em 1917, Creager (Veltrop,1988), aplicou a fórmula do cilindro para o estudo do comportamento de barragens em arco, foi graças a este autor que o efeito de arco começava a ter sido em conta na análise de barragens abóbada. Claramente, esta modelação só podia ser aplicada a barragens de raio constante (Figura 2.3).

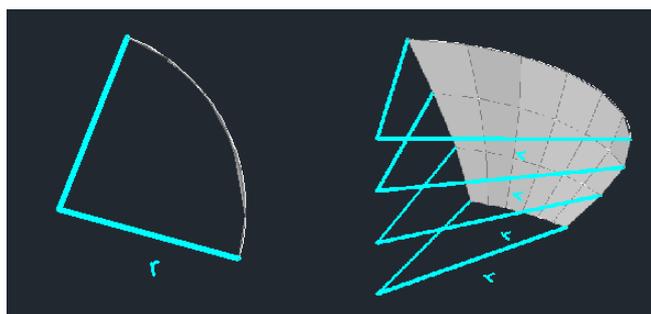


Figura 2.3 – Esquema de barragem de raio constante (à esquerda uma vista em planta, à direita uma vista em perspectiva)

Devido ao facto do vale ser mais estreito na base e mais largo na coroa, o dito efeito de arco seria mais acentuado na coroa do que na base (Figura 2.4). No intuito de aumentar a mobilização deste factor na base, Lars R. Jorgensen (Veltrop,1988) criou a ideia de barragens de ângulo constante (Figura 2.5). Como se pode ver na Figura 2.6 o ângulo ao manter-se constante mobiliza o mesmo efeito de arco ao longo de toda a barragem.

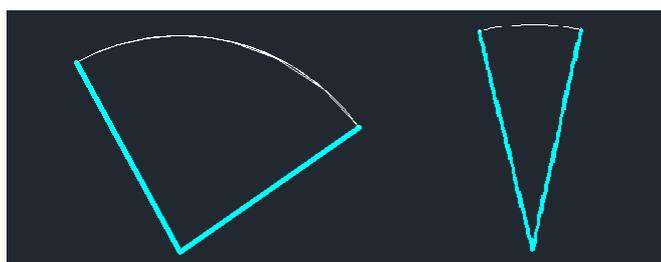


Figura 2.4 – “Efeito de arco” numa Barragem de Raio Constante (à esquerda a coroa, à direita a base)

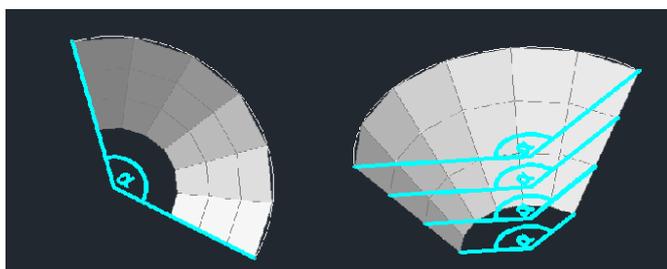


Figura 2.5 – Esquema de barragem de ângulo constante (à esquerda uma vista em planta, à direita uma vista em perspectiva)

A primeira barragem de ângulo constante foi construída em 1914 em Salmon Creek (E.U.A) (Figura 2.7). A forma desta barragem tornou-se o exemplo padrão para este género de barragens. As vantagens técnicas e económicas deste modelo rapidamente ganharam

popularidade no Oeste dos E.U.A. pois a ideia do raio variável venciu vãos e alturas maiores que as anteriores barragens de arco constante (simscience).

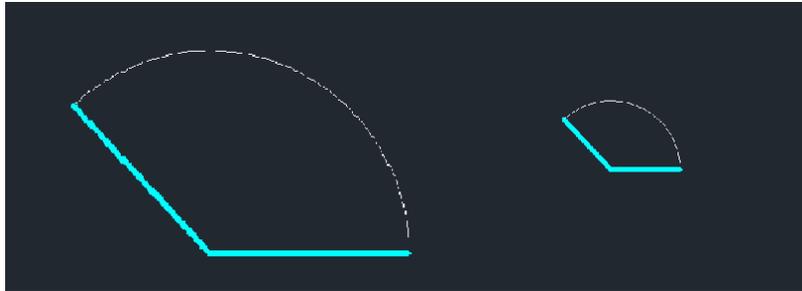


Figura 2.6 - “Efeito de arco” numa Barragem de Ângulo Constante (à esquerda a coroa, à direita a base)



Figura 2.7 – Barragem de Salmon Creek
(http://www.simscience.org/cracks/advanced/arch_hist1.html)

De modo a evitar o grande volume de betão e a possível falta de equilíbrio devido a inclinações demasiado acentuadas surgem as barragens de ângulo e raio variáveis. Em relação a este género de estruturas pode-se salientar as barragens de arco de três centros (Figura 2.9), as barragens de arco em espiral logarítmica (Figura 2.10) e as barragens de arcos parabólicos (Figura 2.11).

Em 1903 surge a barragem de Ithaca (E.U.A.), a própria foi desenvolvida por G.S Williams. Esta tinha como novidade o facto de apresentar dupla curvatura (Meliço, 2010). A introdução desta curvatura vertical teve como objectivo ajustar a forma da estrutura de modo a reduzir tensões de tracção na base da estrutura (Júlio,1994).

Quando os vales são muito largos, poderá ser adoptada uma solução intermédia entre barragem abóbada e barragem de gravidade, são as chamadas barragens arco-gravidade. John Savage foi o engenheiro que chefiou a equipa de projecto da grande barragem de Hoover. Com esta barragem, Savage dava a conhecer ao mundo a primeira grande barragem em arco

de gravidade (Figura 2.8). Esta obra inovadora, que despertou a atenção de todo mundo em 1936 custou perto de 130,000,000 dólares e possuía 218 metros de altura. Entre outras coisas, este engenheiro fez também um trabalho notável na china, assistindo o Yangtze Gorge project, hoje em dia conhecido como Three Gorge Project. (Abraham,1990)



Figura 2.8 – Barragem de Hoover, Estados Unidos (inforescola.pt)

As barragens de três centros surgem pelo simples facto das tensões aumentarem à medida que se aproximam da fundação. Para resistir a esses esforços a espessura das barragens aumentava na direcção das fundações. Neste tipo de barragens são desenhados quatro arcos com três centros distintos. O arco a montante é constante, e contém o mesmo centro que o arco do centro a jusante. Nos dois limites a jusante da barragem são desenhados dois arcos com centros diferentes dos demais, são desenhados para que a espessura seja maior nas extremidades. Este tipo de barragem foi adoptado e explorado pela engenharia portuguesa, poderá destacar-se o trabalho do Engenheiro Lajinha Serafim (Meliço, 2010). A barragem do Cabril (1954), a barragem da Bravura (1958) e a barragem do Funcho (1991) são exemplos de barragens de três centros. No Japão também foram construídas barragens abóbada de 3 centros, no entanto, as barragens japonesas apresentavam a particularidade de possuir um ângulo mais pequeno no arco central, isto tinha como objectivo aumentar o efeito de arco no centro da barragem (Iida,1990).

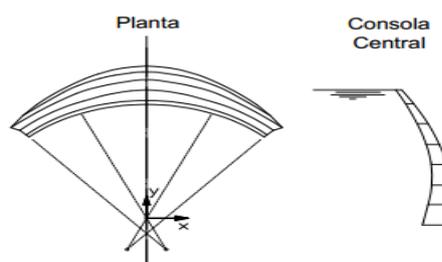


Figura 2.9 – Esquema de Barragem de arco com 3 centros (planta à esquerda perfil à direita) (Meliço,2010)

Em 1960 graças ao estudo do engenheiro francês M. Leroy foram adoptados arcos com o perfil de espiral logarítmica (Figura 2.10). Este perfil surge para atingir o mesmo objectivo que se pretendia que com a terminologia dos três arcos. No entanto, a transição para a variação de secção entre o centro e as laterais seria mais suave. O nome desta metodologia deriva da circunstância da expressão para a determinação da geometria se basear numa função logarítmica. Um exemplo desta metodologia é a barragem de Vouglans (França) (Mgalobelov,1997).

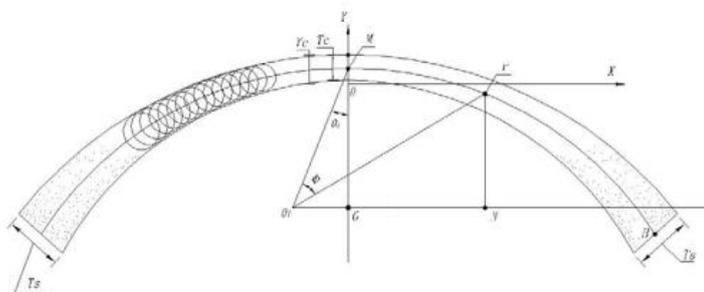


Figura 2.10 - Esquema em Planta de Barragem com Arco de Espiral Logarítmica (Tingna,2011)

Mais recentemente surgiram as barragens com arco definido por uma directriz parabólica. Um arco parabólico tem maior curvatura na zona central, logo concentra o efeito de arco à volta do fecho dos arcos. Por sua vez, o efeito de consola, é mobilizado nas nascenças onde é menor a altura e são maiores as espessuras. Além destas vantagens associadas a arcos parabólicos, com estes, é conseguida uma melhoria na transmissão dos impulsos ao terreno. A definição desta forma de barragem passa pela definição de um sistema de eixos geral, à qual toda a barragem passa a estar referenciada através de duas equações polinomiais, uma que define o arco a montante e outra que define a espessura (Silva, 2009 e Zienkiewicz, 1984).

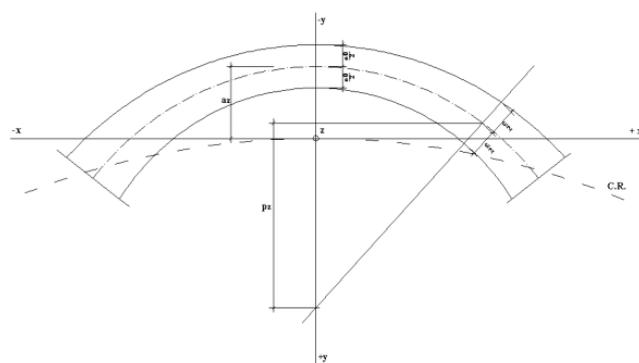


Figura 2.11- Esquema em Planta de Barragem com Arco Parabólico (Silva,2009)

De momento, na China está a ser construída a barragem de Jinping-I (Figura 2.12). Esta barragem será a barragem abóbada mais alta do mundo. Terá 305 metros de altura. Uma particularidade em relação a outras barragens é que esta terá sido modelada considerando a não linearidade dos materiais (Johansson, 2011)



Figura 2.12 – Jinping-I (<http://www.chincold.org.cn>)

2.2 Optimização da Forma de Barragens – Estudos Realizados

2.2.1 R. Sharpe: “The Analysis and Optimum of Arch Dams”

Sharpe foi o primeiro a adaptar a forma da barragem abóbada a polinómios (de segundo grau), um polinómio para a superfície e outro para a espessura. Cada coeficiente adjacente à

formulação polinomial considerou-se uma variável de optimização. Considerou um conjunto de restrições geométricas e definiu como objectivo a diminuição do volume de betão.

2.2.2 R. E. Ricketts & O. C. Zienkiewicz: “Shape Optimization of Continuum Structures”

Continuando o trabalho de Shape, neste documento são dadas as bases para a optimização de uma barragem de contrafortes, e de uma barragem abóbada, para esta dissertação evidentemente apenas se deu relevância à fracção referente às barragens abóbada. O autor apresenta as fórmulas polinomiais de definição da forma de uma barragem abóbada com arco com directriz parabólica (posteriormente utilizadas e apresentada nesta dissertação). Fórmulas que dependem de sete constantes que serão alvo de optimização. O autor define limites a estas constantes para que a barragem não apresente inclinações excessivas de forma a prejudicar as fases construtivas. O autor apresenta um exemplo de optimização de um barragem onde consegue diminuir muito consideravelmente o volume.

2.2.3 L.M.C Simões, J.A.M. Lapa & J.H. Negrão: “Search for Arch Dams With Optimal Shape”

Este artigo pretende incentivar a investigação em optimização de forma de barragens abóbada. Os autores enquadram o problema clássico de optimização no contexto das barragens, definem a função objectivo (redução de volume) e definem também as restrições (espessura, deslocamentos e tensões máximas). Apresentam três métodos de optimização: programação sequencial linear; linearização de restrição no espaço recíproco; e óptimo global e local. Os autores mostram quatro maneiras de definição da geometria e apresentam os inconvenientes de cada uma. São também dadas dicas de refinamento da malha a ter em conta ao longo da optimização.

2.2.4 Zhu Bofang, Li Yisheng & Xie Zhao: “Optimun Design of Arch Dams”

Este artigo refere que na China foram desenvolvidos três tipos de métodos para se optimizar barragens abóbada. O modelo discreto, o modelo geométrico contínuo e o modelo geométrico misto. O modelo discreto consiste na elaboração de uma malha de elementos finitos em que os nós e as suas coordenadas são as variáveis do problema. O modelo geométrico contínuo passa pela definição da forma em funções contínuas dependente de variáveis que se vêm mais tarde a optimizar. O modelo geométrico misto tal como o nome indica é uma mistura dos dois modelos anteriores. Segundo a experiência chinesa, o modelo geométrico contínuo é o modelo que funciona melhor. A nível de geometria os autores definem um arco parabólico

utilizando duas fórmulas polinomiais. A primeira fórmula define a posição da coordenada x a montante da barragem “ x_{mid} ” (1) e a segunda define a espessura da barragem “ t ” (2).

$$x_{mid} = -x_4 y + \frac{x_4 y^2}{2x_5 H} \quad (1)$$

onde x_4 e x_5 são duas constantes de definição de forma.

$$t_c = x_6 + (\alpha_3 x_6 + \alpha_4 x_7 + \alpha_5 x_8 + \alpha_6 x_9)(y/H) + (\beta_3 x_6 + \beta_4 x_7 + \beta_5 x_8 + \beta_6 x_9)(y/H)^2 + (\gamma_3 x_6 + \gamma_4 x_7 + \gamma_5 x_8 + \gamma_6 x_9)(y/H)^3 \quad (2)$$

x_6, x_7, x_8 e x_9 são constantes de definição de espessura.

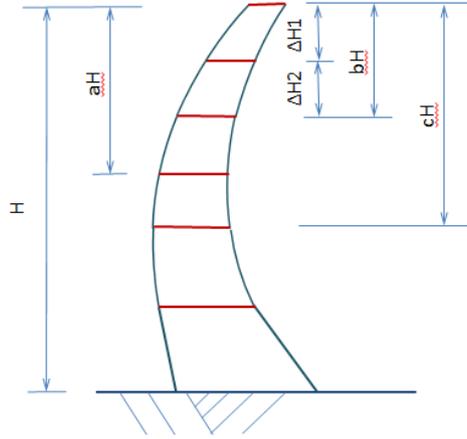


Figura 2.13 – Par metros para definição de forma

$$\begin{aligned} \alpha_3 &= -\alpha_4 - \alpha_5 - \alpha_6 & \alpha_4 &= \frac{c^2(1-c)}{D} & \alpha_5 &= \frac{b^2(1-b)}{D} \\ \alpha_6 &= \frac{b^2 c^2 (c-b)}{D} & \beta_3 &= -\beta_4 - \beta_5 - \beta_6 & \beta_4 &= \frac{c(1-c^2)}{D} \\ \beta_5 &= \frac{b(1-b^2)}{D} & \beta_6 &= \frac{(b^2-c^2)bc}{D} & \gamma_3 &= -\gamma_4 - \gamma_5 - \gamma_6 \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \gamma_4 &= \frac{c(1-c)}{D} & \gamma_5 &= \frac{b(1-b)}{D} \\ \gamma_6 &= \frac{(c-b)bc}{D} & D &= b^2 c^3 - b^3 c^2 + b^3 c - b c^3 + b c^2 - b^2 c \end{aligned} \quad (4)$$

2.2.5 K. Wasserman: “Three-dimensional Shape Optimization of Arch Dams with Prescribed Shape Functions”

Na sua tese de doutoramento Wasserman apresentou um método de optimização de estruturas contínuas tridimensionais. Para tal utilizou uma barragem abóbada e sua fundação. Definiu a geometria através de funções polinomiais de terceiro grau. Wasserman usou para a sua análise, hiper elementos tridimensionais. Através dos dados globais (características do vale e propriedades dos materiais), vão se modificando os parâmetros variáveis, de forma a diminuir o volume da barragem. As restrições a cumprir mais uma vez são os deslocamentos e as tensões máximas. O primeiro modelo base não precisa de respeitar as restrições. Com as derivadas dos parâmetros, que se supõem funções lineares, é possível alcançar a barragem óptima.

2.2.6 Jalal Akbari: “Advances in Concrete Arch Dams Shape Optimization”

Este trabalho apresenta uma metodologia eficiente para encontrar a forma ideal de barragens abóbada. É modelada e optimizada com sucesso uma barragem abóbada iraniana com a geometria de arco de três centros. Para a optimização é apresentado um algoritmo baseado num método eremita. A análise de sensibilidade é realizada utilizando o conceito de velocidade de design de malha, utilizando como variáveis as espessuras e as posições dos nós das malhas de elementos finitos. Foram consideradas várias restrições a nível de modelação e a nível construtivo.

2.3 Engenheiros Portugueses Pioneiros e seus Projectos

António de Carvalho Xerez, engenheiro formado em 1936, desde a sua formação esteve ligado a plantas hidroeléctricas (Nunes,1990). A sua amizade e relação com o engenheiro francês André Coyne (engenheiro responsável por barragens como Kariba, Vouglans e Castillon, que cometeu o suicídio após a falha da barragem de Malpasset), fez com que Xerez desde cedo tivesse preferência por barragens abóbada e fosse o primeiro (após a passagem dos romanos) a introduzi-las em Portugal. Este engenheiro durante toda a sua vida esteve ligado a projectos de barragens em Portugal (Castelo de Bode, Cabril, Bouçã, Picote) (Figura 2.14) e fora (Chicamba e Carambe). Este engenheiro teve como seus colegas de trabalho Granger Pinto e Laginha Serafim.

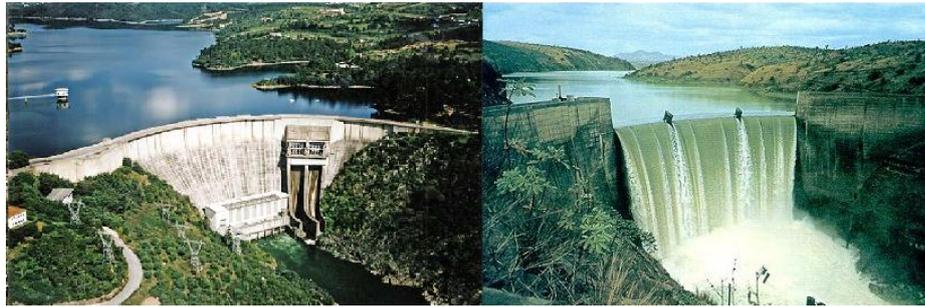


Figura 2.14 –Barragem de Castelo de Bode à esquerda (cnpqb.inag.pt) Barragem do Cambambe à direita (pisarro.home.sapo.pt)

Manuel Rocha foi consultor de engenharia, foi investigador e professor. Em Portugal criou o Centro de Estudos que mais tarde aglomerado com um laboratório de testes de materiais deu origem ao Laboratório de Engenharia Civil (LNEC) do qual foi director. Enquanto esteve segundo a sua direcção o LNEC cresceu e foi capaz de se adaptar aos novos desafios da altura. Rocha tinha como principais interesses a mecânica das rochas e barragens de betão. No seu Centro de Estudos e no LNEC foram modelados a escala reduzida todas as barragens construídas em Portugal incluindo a incrível barragem do Alqueva (Figura 2.15). A sua linha de pesquisa de barragens mais tarde foi liderada pelo engenheiro Laginha Serafim que posteriormente criou a escola portuguesa de *design* de barragens de betão (Borges, 1990).



Figura 2.15 - Barragem da Aguieira (esms.edu.pt)

2.4 Documentos Utilizados

De seguida serão apresentados documentos que serviram de base para a realização da modelação de uma barragem abóbada.

2.4.1 Meliço, José (2010) – Dissertação de mestrado em Engenharia Civil na Universidade Nova - “Escolha de Formas de Barragens Abóbada”

Este documento possui como ponte forte uma boa descrição da evolução das barragens e da sua forma ao longo da História mundial e da História nacional. Caracteriza individualmente as principais barragens abóbada em território nacional e as principais barragens abóbada mundiais com participação da engenharia portuguesa, apresentando as suas características e principais individualidades. Após fazer referência a algumas características a nível de modelação de uma barragem abóbada, o autor faz a modelação e posterior análise de barragens abóbada com forma: USBR (arcos circulares com dupla curvatura); USBR adaptados (uma espécie de três arcos mais simplificado); e de arcos com directriz parabólica. Fazendo a modelação em vales largos em forma de “V” e em vales em forma combinada de “V+U”. O autor chegou à conclusão que os arcos de directriz parabólica apresentavam melhores resultados a nível de tensões e a nível de volume.

2.4.2 Darbre, G.R. (2000) – “*State of Practice in Earthquake Analysis of Dams*”

Este documento é uma espécie de resumo do que é a modelação de uma barragem abóbada. Para quem modela pela primeira vez uma barragem, seja ela abóbada ou gravidade, este documento é um excelente ponto de partida, uma vez que sintetiza as principais acções e os principais pormenores de modelação a ter em conta, desde rocha de fundação, modos de vibração, fases construtivas e principais limitações.

3 MODELAÇÃO DE UMA BARRAGEM ABÓBADA

Neste capítulo irá ser explicado o procedimento que foi utilizado para a modelação de uma barragem e sua fundação. Irão ser referidas as propriedades dos materiais, as características geométricas, acções aplicadas, combinações e a sequência de introdução de dados para a modelação. Serão também demonstradas os resultados de uma barragem e fundação.

Para a elaboração do modelo recorreu-se ao *software Excel 2010 e SAP2000*.

3.1 Propriedades dos Materiais

Devido a variações de acções térmicas, e de modo a ocorrer menos fendilhação é de boa prática utilizar betões de baixas classes resistentes no caso de barragens. Na modelação académica realizada, optou-se pela utilização de um betão de classe C16/20. Segundo o Eurocódigo 2, parte 1-1, a classe C16/20 apresenta as seguintes características:

- Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cilíndricos com 30 cm de altura de 15 cm de diâmetro, aos 28 dias, $f_{ck}=16\text{MPa}$ (Quadro 3.1);
- Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão de provetes cilíndricos com 30 cm de altura por 15 cm de diâmetro, aos 28 dias, $f_{cm}=24\text{MPa}$ (Quadro 3.1);
- Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples de provetes cilíndricos com 30 cm de altura e 15 cm de diâmetro, aos 28 dias, $f_{ctm}=1.9\text{MPa}$ (Quadro 3.1);
- Valor do módulo de elasticidade secante do betão, $E_{cm}=29\text{GPa}$ (Quadro 3.1);
- Valor do coeficiente de Poisson, $\nu=0.2$;
- Valor médio do peso volúmico do betão, E.C.1, p1-1 (Anexo A-Tabela A.1), considerando como um betão normal, $\gamma_{\text{betão}} = 24 \text{ KN/m}^3$.

É de realçar que num projecto desta natureza são acrescentados diversos aditivos ao material betão. E uma vez que falamos de uma enorme quantidade de volume de betão, é de realçar que o Eurocódigo permite que possam ser utilizados outros valores para os parâmetros acima representados caso sejam devidamente provados em laboratórios, o que neste tipo de projecto acaba por ser uma realidade. Em barragens abóbada é utilizado aço apenas com função de armadura de pele logo nesta dissertação não irá ser mencionado.

3.2 Rocha de Fundação

Como já foi referido a fundação da barragem desempenha um papel preponderante no desempenho estrutural da mesma. É por isso exigido a esta que seja constituída por rocha com boa resistência.

Os principais problemas nas fundações deste tipo de barragem são: as grandes tensões de corte mobilizadas entre o betão e a fundação rochosa; a possível fendilhação provocada por prováveis assentamentos diferenciais; e a porosidade da rocha, que poderá diminuir a capacidade de armazenamento da barragem (Pinto,2013).

Os parâmetros mais críticos numa fundação são: as zonas mais fracas, mais permeáveis e mais dúcteis do maciço rochoso; a orientação, inclinação dos esforços da estrutura; eficácia da cortina de argamassa e seu sistema de drenagem; e a estabilidade das encostas do reservatório (Pinto,2013).

Para rocha de fundação arbitrou-se um arenito com um peso volúmico de 25kN/m^3 , módulo de elasticidade de 80 GPa e com um coeficiente de Poisson de 0.3 (Pinto,2013; Goodman,1989).

A nível de modelação, para se analisar o comportamento da fundação, deve-se no mínimo modelar-se até uma distância “ R_f ” dos limites da barragem (Figura 3.1). Esta distância mínima deve satisfazer os seguintes requisitos (Darbre,2000):

$$\text{Se } \frac{E_f}{E_c} = 1; R_f > h \quad (5)$$

$$\text{Se } \frac{E_f}{E_c} = 0.5; R_f > 1.5h \quad (6)$$

$$\text{Se } \frac{E_f}{E_c} = 0.25; R_f > 2h \quad (7)$$

Sendo:

- E_f - Módulo de elasticidade da rocha de fundação (m)
- E_c – Módulo de elasticidade do Betão (m)
- h – Altura máxima da barragem (m)

- R_f – Raio mínimo a modular de fundação (m)

Irá ser modulada uma barragem com a sua fundação, somente a título de exemplo, uma vez que a fundação torna o ficheiro demasiado “pesado” e muito pouco trabalhável.

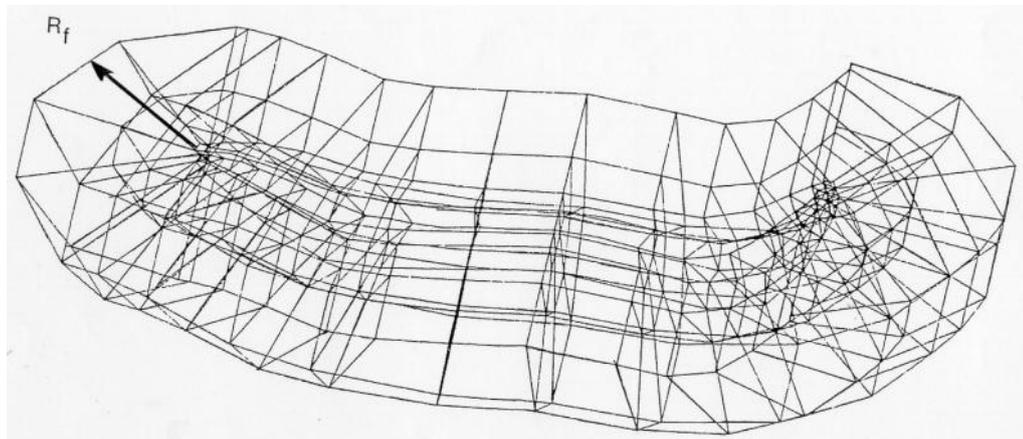


Figura 3.1 – Representação de R_f (Darbre,2000):

3.3 Definição da Geometria

A geometria de barragem abóbada explorada nesta modelação baseia-se num arco de directriz parabólica. A definição da forma deste tipo de barragens passa primeiro pela descoberta da posição da coordenada “x” através da expressão (8) (Zienkiewicz, 1984), onde: x_{mid} é a coordenada em x do arco a Jusante que limita a barragem; e $a_{1,2,3,4}$ representam constantes que definem a curvatura horizontal e vertical da barragem.

$$x_{mid} = a_1 y^2 + a_2 y^2 z - a_3 z + a_4 z^2 \quad (8)$$

O mesmo autor propõe para definição da espessura a expressão (9), onde: t_c representa a espessura ao longo da barragem; a_5 define a espessura no topo da barragem; e $a_{6,7}$ reproduzem a variação da espessura ao longo da curvatura.

$$t_c = a_5 + a_6 y^2 z + a_7 z \quad (9)$$

A Figura 3.2 representa o sistema de eixos que tem de ser necessariamente utilizado para a utilização das expressões de definição de forma.

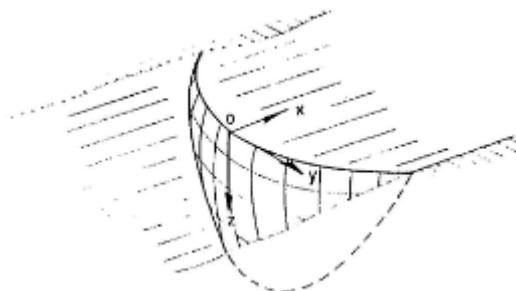


Figura 3.2 - Sistema de eixos (Zienkiewicz, 1984)

3.4 Acções Aplicadas

Ao longo do seu processo construtivo as acções aplicadas em barragens vão obviamente variando, e devem ter sido em conta ao longo da construção desta. Nesta dissertação apenas foram tidas em conta as principais acções após a conclusão da barragem. Por motivos de simplificação houve várias cargas que num projecto real teriam que forçosamente ter sidos em conta e nesta modelação académica não foram, como por exemplo: variações de temperatura, pressão do gelo, acumulação de sedimentos entre outras. A Figura 3.3 demonstra todas as acções que podem existir numa barragem.

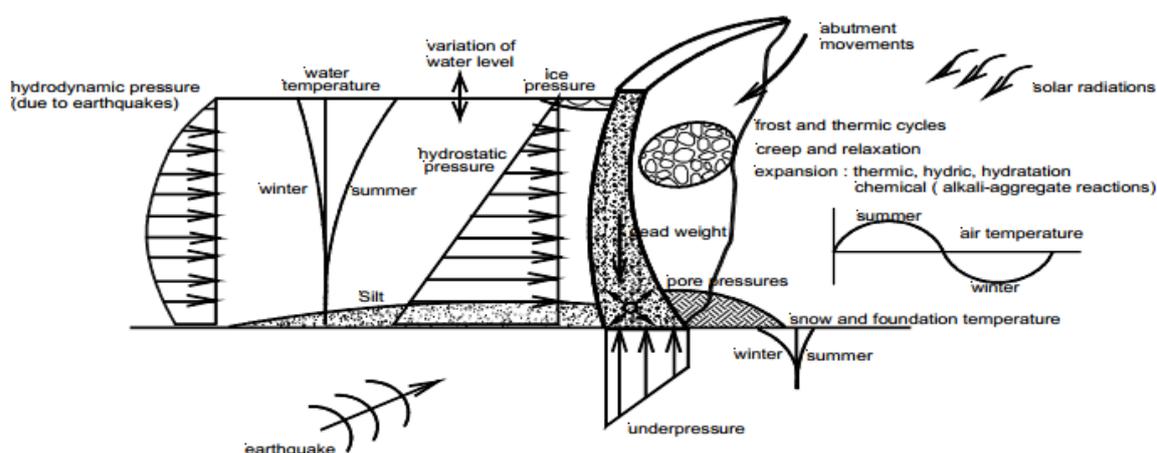


Figura 3.3 – Acções Aplicadas numa barragem (Darbe,2000)

3.4.1 Peso Próprio (PP)

O peso próprio da barragem depende da sua forma e do material pelo qual é constituída. Uma vez que esta estrutura é composta por betão, o peso volúmico ($\gamma_{\text{betão}}$) considerado foi 24kN/m^3 . Devido ao facto da estrutura possuir uma geometria irregular, a acção do peso próprio foi aplicada através de cargas de superfície na face superior de todos os sólidos. Os valores das cargas de superfície do peso próprio foram calculados com a seguinte expressão, sendo: PP o peso próprio por metro quadrado (kN/m^2) e h_e altura do elemento sólido finito (m).

$$PP = h_e \cdot \gamma_{\text{betão}} \quad (10)$$

O peso próprio poderia ter sido aplicado automaticamente no programa *SAP2000*, mas devido a possíveis problemas com massas adoptou-se por aplicar como referido.

3.4.2 Pressão Hidrostática (PH)

A pressão Hidrostática da água varia conforme os níveis da lâmina líquida a montante ou jusante da barragem. Na realidade nunca se deixa a lâmina da água chegar ao limite da altura da barragem, normalmente esta atinge cerca de 80% da altura da estrutura (Ribeiro,2009). Neste caso considerou-se que a água poderia atingir a cota máxima e que apenas existiria lâmina de água na face montante da estrutura. Considerando o peso volúmico da água ($\gamma_{\text{água}}$) de 10kN/m^3 e sendo h a distância de cada ponto ao topo da barragem (m) considerou-se a seguinte expressão para calcular a pressão hidrostática (KN/m):

$$PH = H \cdot \gamma_{\text{água}} \quad (11)$$

Este carregamento acaba por apresentar uma forma triangular e o sentido de montante para jusante. A nível de modelação esta acção foi aplicada às faces dos sólidos situados a montante da barragem (Figura 3.4). Esta acção exigiu a aplicação do comando *joint patterns* e posteriormente a aplicação das cargas nas superfícies dos sólidos segundo esses mesmos padrões definidos. Padrões estes que se regiam segundo a expressão (11).

3.4.3 Subpressão (U)

Devido à água presente e fenómenos de percolação existentes nas fundações é necessário considerar a subpressão. Devido à porosidade do betão e devido à possível porosidade do maciço rochoso, este fenómeno acaba sempre por ocorrer. Uma vez que neste modelo apenas foi considerada lâmina de água a montante, esta carga de superfície apresenta uma geometria

triangular com o sentido oposto ao da gravidade. Sendo H a distância da base à cota mais alta da barragem (em metros), a subpressão calcula-se utilizando a forma:

$$U = H \cdot \gamma_{\text{água}} \quad (12)$$

Na modelação deste carregamento pode ser utilizado mais uma vez o comando *Joint Patterns* e posteriormente a aplicação das cargas na superfície inferior dos sólidos (Figura 3.4).

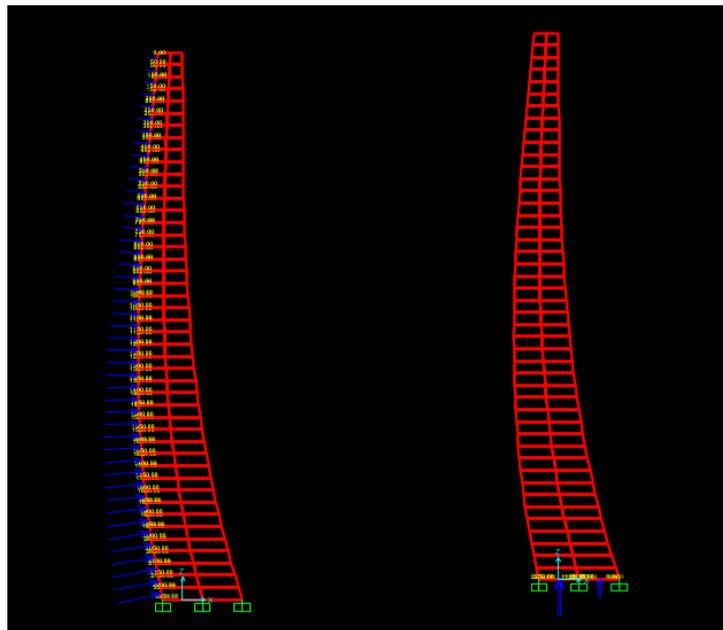


Figura 3.4- Pressão Hidrostática (à esquerda) e Subpressão (à direita)

3.4.4 Acção Sísmica

Uma barragem é um elemento cuja rotura levaria a danos catastróficos dizimando populações inteiras, dando prejuízos quase incalculáveis. É por isso mais que relevante que uma estrutura desta dimensão seja capaz de resistir a um sismo de elevada intensidade (ou seja, um sismo com pouca probabilidade de ocorrer) com o mínimo de danos possíveis, a rotura convém nunca ser alternativa.

A importância e a singularidade de cada uma destas mega-estruturas leva a que não sejam abrangidas pelos regulamentos nacionais e mesmo europeus. Cada caso deve ser analisado isoladamente por equipas multidisciplinares compostas por engenheiros geotécnicos,

sismólogos, geólogos, entre outros, de modo a retractarem o mais fielmente possível a zona de implementação da barragem (Ribeiro, 2009).

Proteger vidas, limitar perdas de valor económico, e assegurar o funcionamento de instalações de protecção civil importantes são os objectivos traçados de um projecto sismo-resistente de acordo com o EC8 (Ribeiro, 2009).

Neste estudo académico, por motivos de simplificação, o que se fez foi avaliar a barragem como se fosse um edifício corrente e multiplicou-se por um coeficiente de majoração de 1.5 as acelerações dos espectros de resposta. Mais uma vez num projecto real ter-se-ia que fazer uma análise bem mais complexa e bem diferente da que se realizou, esta análise não é de forma alguma a mais correcta.

Para se quantificar os efeitos das acções do sismo, o Anexo Nacional presente no EC8 define várias zonas do território, consoante a sua actividade sísmica. Considerou-se que esta barragem estaria em Sagres (devido à sua actividade sísmica mais forte), segundo o EC8 esta zona Zona 1.1 para um sismo tipo 1 e 2.3 para um Sismo tipo 2. O Sismo tipo 1 é um sismo de magnitude média e de pequena distância focal, já o sismo tipo 2 é um sismo de grande magnitude com grande distância focal. Devido à importância de uma barragem provavelmente teria que ser considerado um sismo de grande magnitude com pequena distância focal.

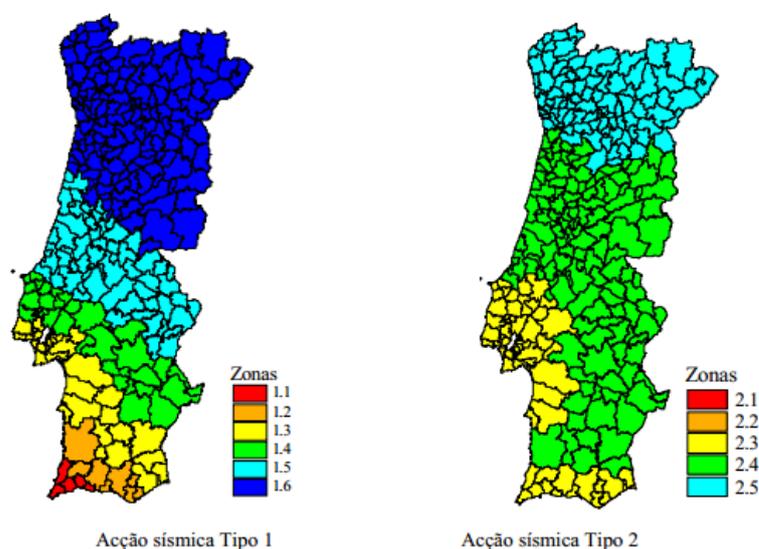


Figura 3.5 – Classificação de zonas sísmicas (Eurocódigo 8,2010)

Os valores característicos das acções respeitantes aos sismos são dados conforme o grau de sismicidade da zona em questão e da natureza do terreno local em que é implementada.

Devido às óptimas características do terreno que são exigidas para uma barragem abóbada, considerou-se um solo tipo A.

Sendo:

$S_d(T)$ – Valor da aceleração (m/s^2) do espectro de resposta elástico;

T – Período de vibração (s);

a_g – Valor de projecto da aceleração de base no solo tipo A (m/s^2);

T_B e T_C – Limites do intervalo que define a aceleração espectral máxima (s);

T_D – Início do intervalo da resposta de deslocamentos (s);

q – Factor de comportamento para acções sísmicas. Este factor representa a relação entre os esforços determinados elasticamente e os esforços que seriam determinados numa análise não linear. Considerou-se um valor de 3.5 devido à pouca ductilidade existente.

Os espectros de resposta (Figura 3.6 e Figura 3.7) foram calculados segundo a alínea 3.2.2.5 do EC8-1-1 e foram multiplicadas por 1.5:

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_d(T) = 1.5 \times a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_d(T) = 1.5 \times a_g \cdot S \frac{2.5}{q} \quad (14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_d(T) = 1.5 \left\{ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \right\} \quad (15)$$

$$T_D \leq T \rightarrow S_d(T) = 1.5 \left\{ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \right\} \quad (16)$$

Quadro 3.1 – Parâmetros do Espectro Sísmico

| | Tipo de Solo | Zona Sísmica | a_g | S | T_B | T_C | T_D | q | β |
|---------|--------------|--------------|-------|---|-------|-------|-------|-----|---------|
| Sismo 1 | A | 1.1 | 2.5 | 1 | 0.1 | 0.3 | 2 | 3.5 | 0.2 |
| Sismo 2 | A | 2.3 | 1.7 | 1 | 0.1 | 0.7 | 3 | 3.5 | 0.2 |

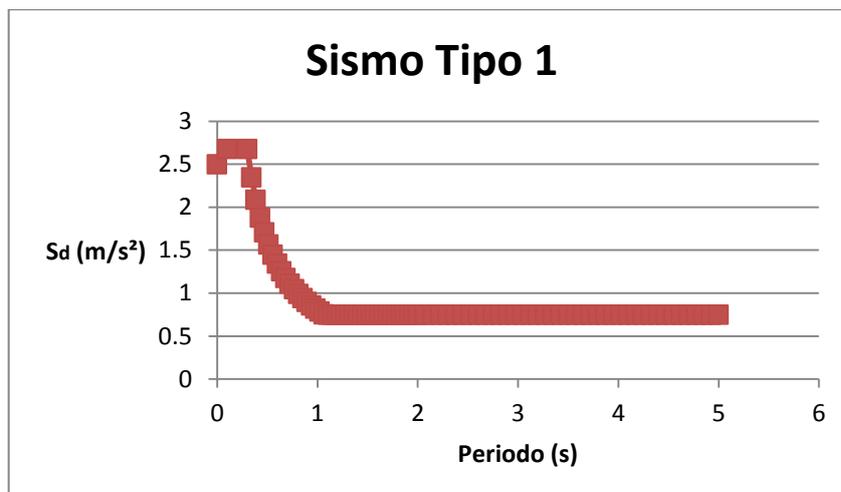


Figura 3.6 – Espectro de Resposta em Sismo Tipo 1

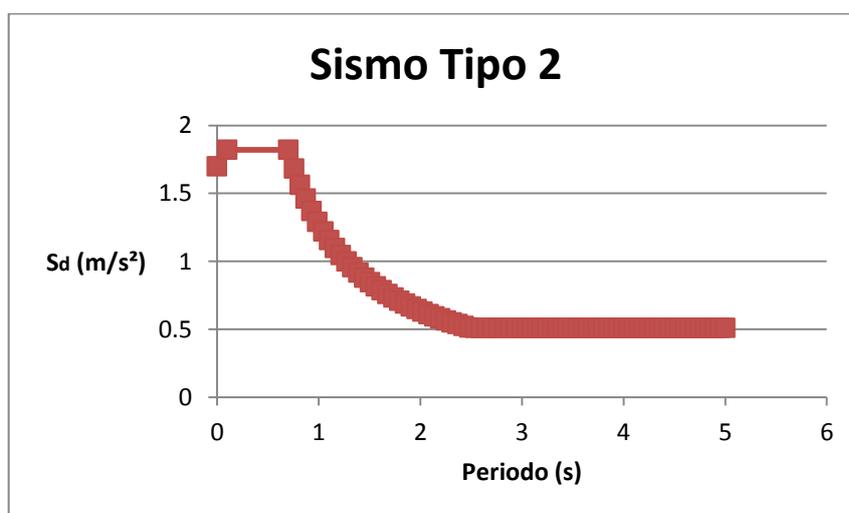


Figura 3.7 – Espectro de Resposta em Sismo Tipo 2

3.4.5 Massas Concentradas

O conceito de massa distribuída, passa pela colocação de massas nalguns vértices dos elementos sólidos. No caso do peso próprio, a massa em cada ponto é obviamente proporcional ao volume abrangido por cada nó. O volume abrangido por cada ponto é a soma do volume abrangido pelos elementos sólidos finitos à sua volta. O mesmo se sucede para a

carga hidrostática e hidrodinâmica (de seguida apresentada), no entanto não a proporção não é relativa ao volume, é sim relativa à área abrangente.

3.4.6 Efeitos Hidrodinâmicos

Para a modelação da água colocaram-se duas hipóteses, a primeira passava pela sua modelação em elementos sólidos com algumas características especiais, e a outra hipótese consistia na modelação da água como uma carga de superfície. Apesar de dar valores mais correctos e mais favoráveis a um possível dimensionamento, a utilização de elementos sólidos iria tornar o ficheiro muito mais “pesado” e menos trabalhável. E uma vez que para a optimização foram necessários muitos modelos, esta solução iria entardecer as análises. Optou-se por modelar como carga, tendo a noção que caso a geometria da barragem já estivesse perfeitamente definida (com isto quer se dizer optimizada), obviamente se utilizaria o modelo com elementos sólidos de água. Na modelação como carga de superfície, para considerar os efeitos hidrodinâmicos da água utilizou-se a formulação de Westergaard. Esta formulação considera a água incompressível, logo é correcto dizer que esta formulação encontra-se no lado da segurança. Westergaard chegou às seguintes fórmulas de acréscimo de pressões e massas de água em caso de sismo (Yamaguchi,2005):

$$P_E(y) = 0.875 \cdot \rho_w \cdot g \cdot k \cdot \sqrt{h \cdot y} \quad (17)$$

$$k = \frac{2}{3} \frac{a_g}{g} \quad (18)$$

$$M_E(y) = \frac{7}{8} \cdot \rho_w \cdot \sqrt{h \cdot y} \quad (19)$$

- P_E – Pressão adicional de Westergaard (kN/m)
- ρ_w – Massa volúmica da água (Kg/m^3)
- k – Constante que relaciona aceleração de pico do sismo com gravidade
- h – Altura máxima da barragem (m)
- y – Distância ao topo da barragem (m)
- a_g – Aceleração de pico do sismo (m/s^2)
- g – Aceleração da gravidade (m/s^2)
- M_E – Massa adicional de Westergaard (Kg)

É importante referir que este acréscimo de cargas, apenas é aplicado até 60% da profundidade (Figura 3.8).

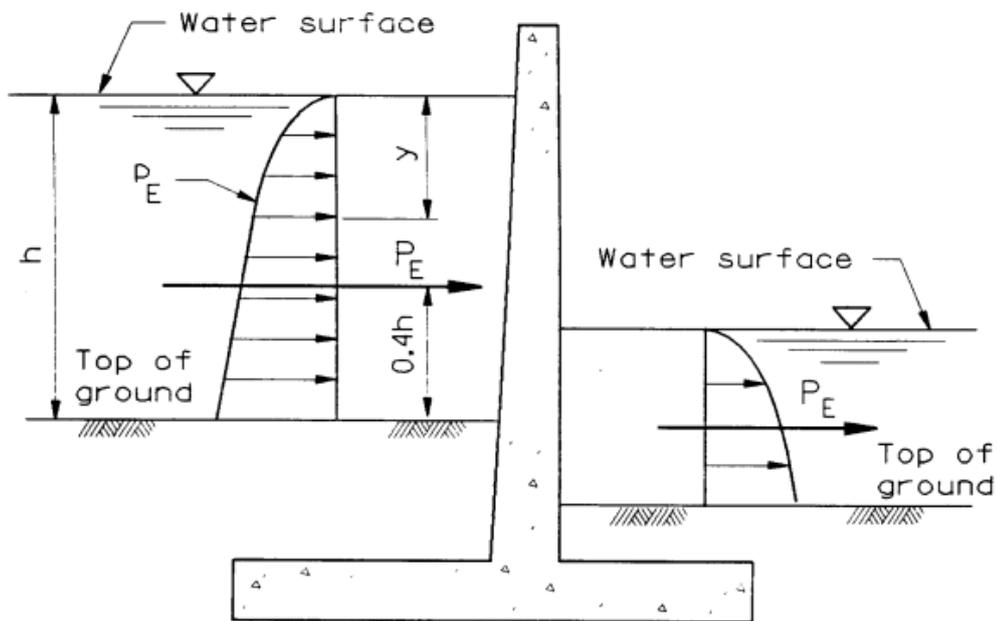


Figura 3.8 – Esquema das pressões adicionais de Westergaard (EM 1110-2-2100)

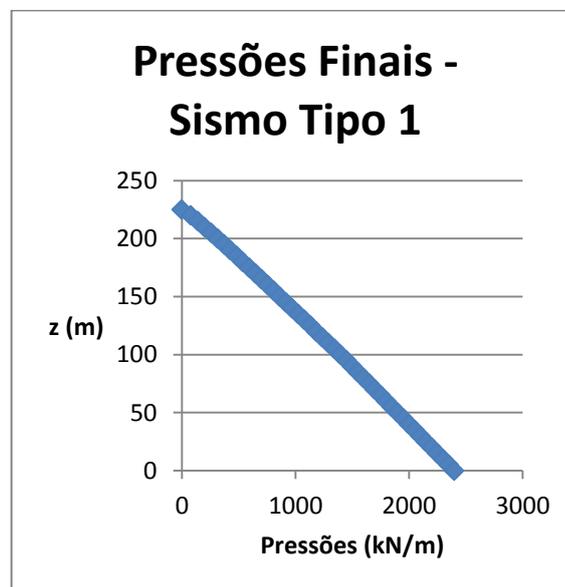


Figura 3.9 – Pressões Finais; Sismo Tipo 1

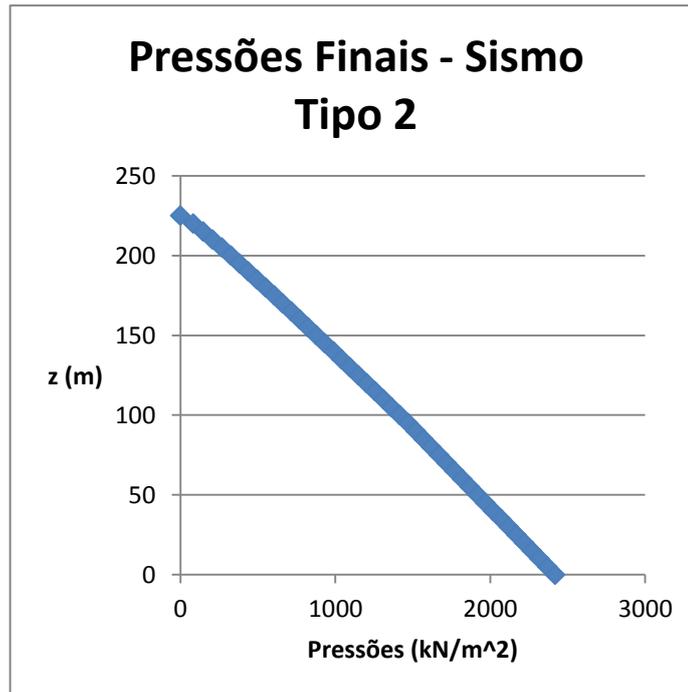


Figura 3.10 - Pressões Finais; Sismo Tipo 2

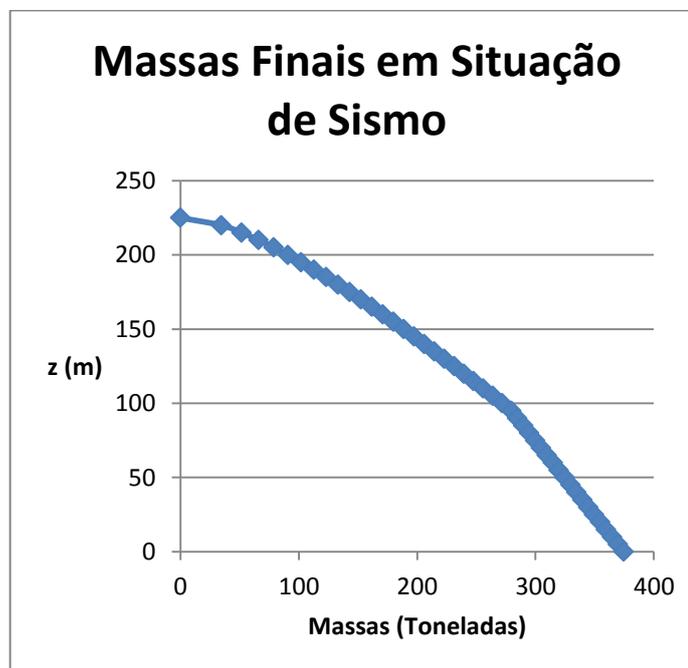


Figura 3.11 – Massas Finais de água em situação de sismo

Este carregamento acaba por apresentar uma forma quase triangular, no sentido de montante para jusante. Semelhante à pressão hidrostática, a nível de modelação, esta acção foi aplicada às faces dos sólidos situados a montante da barragem. Esta acção também exigiu a aplicação do comando *joint patterns* e posteriormente a aplicação das cargas nas superfícies dos sólidos segundo esses mesmos padrões definidos. No entanto o comando o “padrão de pontos” teve de ser importado de um ficheiro de Excel, uma vez que o padrão é irregular e não constante.

3.5 Combinações

Havendo cargas que não foram consideradas, e fases de construção que não foram tidas em conta, num projecto real seriam consideradas muitas combinações além das seguintes apresentadas.

3.5.1 Combinação Fundamental

De acordo como E.C.0 6.4.3.2 (3), a combinação de acções para situações de projecto “persistentes ou transitórias” (combinações fundamentais), a expressão a utilizar é:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (20)$$

E_d – Valor de cálculo do valor das acções

G_k - Valor característico das acções permanentes;

$Q_{k,1}$ - Valor característico da acção variável base;

$Q_{k,i}$ - Valor característico das acções variáveis secundárias;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial para acções permanentes;

$\gamma_{Q,j}$ - Coeficiente parcial para acções variáveis;

ψ_0 - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável.

De acordo como E.C.0, Anexo A1, Tabela A1.2, os valores recomendados para os coeficientes parciais são: $\gamma_{Gj,sup} = 1.35$; $\gamma_{Gj,inf} = 1$; $\gamma_{Qj,sup} = 1.5$ e $\gamma_{Qj,inf} = 0$. No exercício em questão apenas serão utilizados os coeficientes superiores.

Na combinação fundamental conjugou-se o peso próprio da estrutura com as pressões da água. Apesar do valor do peso da água ser algo do qual existem certezas e ser algo praticamente permanente decidiu-se considerar a pressão da água como algo variável. Num projecto real o valor de majoração de 1.5 poderia ser diminuído caso fosse bem explicado a minoração do mesmo. No que toca a combinações não tem qualquer sentido dividir as

pressões estáticas provenientes da água com as subpressões, uma vez que apenas existe uma se a outra existir, com isto quer-se dizer que ambas são majoradas da mesma forma e não teria sentido colocar um coeficiente ψ_0 numa delas sem colocar na outra.

Para combinação fundamental (CF) utilizou-se:

$$CF = Y_{G,j} \times PP + Y_{Q,j} \times (PH+U) \quad (21)$$

3.5.2 Combinação SLS

Na combinação SLS não teria sentido minorar a acção da água uma vez que ela se encontra quase sempre lá. A combinação utilizada foi a seguinte:

$$SLS = PP + (PH+U) \quad (22)$$

3.5.3 Combinações Sísmicas

De acordo com o EC0, 6.4.3.4 (3), a combinação de acções para situações sísmicas é a seguinte:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{K,i} \quad (23)$$

Onde,

A_{Ed} - Valor de projecto da acção sísmica;

ψ_2 - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável.

Segundo o EC8-1-1, 4.3.3.5.1 (3), é necessário efectuar a combinação dos efeitos das componentes da acção sísmica que é a seguinte:

$$A_{Ed} = \begin{cases} A_{Ed,x} + 0.3A_{Ed,y} \\ 0.3A_{Ed,x} + A_{Ed,y} \end{cases} \quad (24)$$

Em que:

$A_{Ed,x}$ - representa os esforços devidos à aplicação da acção sísmica segundo o eixo horizontal ortogonal y escolhido para a estrutura

$A_{Ed,y}$ - representa os esforços devidos à aplicação da mesma acção sísmica segundo o eixo horizontal x escolhido para a estrutura

Além da combinação fundamental, foram ainda consideradas no programa de cálculo as seguintes combinações:

$$\text{Acção Sísmica}_{1x} = PP + P_{E1} + U + (A_{sismo\ 1x} + 0,3 \times A_{sismo\ 1y}) \quad (25)$$

$$\text{Acção Sísmica}_{1y} = PP + P_{E1} + U + (A_{sismo\ 1y} + 0,3 \times A_{sismo\ 1x}) \quad (26)$$

$$\text{Acção Sísmica}_{2x} = PP + P_{E2} + U + (A_{sismo\ 2x} + 0,3 \times A_{sismo\ 2y}) \quad (27)$$

$$\text{Acção Sísmica}_{2y} = PP + P_{E2} + U + (A_{sismo\ 2y} + 0,3 \times A_{sismo\ 2x}) \quad (28)$$

3.6 Modelação usando SAP2000

No presente subcapítulo, vai ser explicado toda a sequência que se teve de fazer para a modelação de uma barragem exemplo.

3.6.1 Características da barragem exemplo

A barragem exemplo encontra-se limitada por um vale com as dimensões apresentadas na figura 3.12.

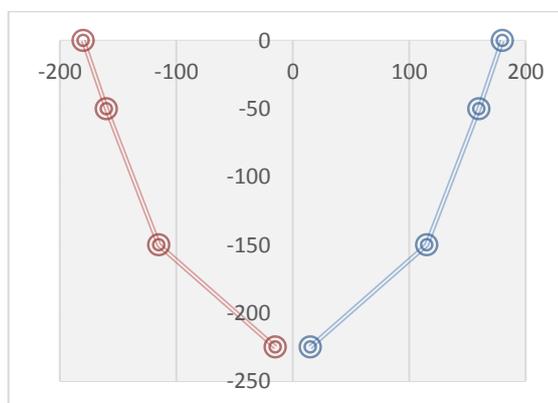


Figura 3.12 – Limites do vale da Barragem exemplo (m)

Como já foi referido, a forma adoptada segue as equações (4) e (5). Para definição da forma inicial, deram-se os seguintes valores aos parâmetros a otimizar: $a_1 = 0.003$; $a_2 = 0.00002$; $a_3 = -0.7$, $a_4 = 0.0045$; $a_5 = -12$; $a_6 = -0.00003$ e $a_7 = -0.3$.

3.6.2 Escolha da Malha de Elementos Finitos

A utilização de elementos sólidos finitos é a prática mais corrente para modelação de barragens abóbada e para uma vasta gama de estruturas. A análise estrutural consiste em resolver o seguinte sistema de equações:

$$K \cdot u_n = F \quad (29)$$

Onde:

- K representa a matriz de rigidez;
- u_n representa os deslocamentos nodais;
- F representa o vector das cargas aplicadas (Peso Próprio, Pressão da água, Gelo, Sedimentos, etc).

Ao trabalhar com elementos finitos é importante controlar os erros de análise. Para que os erros sejam o menor possível é importante saber chegar a uma malha de elementos finitos que seja bem discretizada.

Considere-se que ao analisar o sólido 1 chega-se, num determinado ponto, a uma tensão σ_i , ao analisar os sólidos 2 (discretização do sólido 1) conclui-se no mesmo ponto actua uma tensão σ_{ii} (Figura 3.13). A tensão σ_{ii} será uma tensão mais precisa que a tensão σ_i . No entanto a tensão σ_{iii} retirada dos sólidos 3 (sólido proveniente da discretização dos sólidos 2) será ainda mais precisa que a σ_{ii} . Quanto mais se discretizar, mais correctos serão os valores, no entanto menos prático será trabalhar o modelo. Deve-se parar a discretização quando a diferença de tensões entre discretizações for muito próxima ou igual a zero.

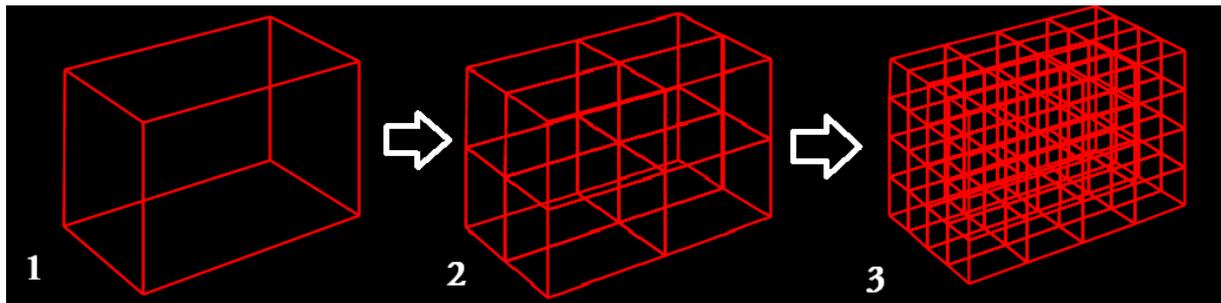


Figura 3.13 – Discretização

Tanto a matriz de rigidez como as cargas aplicadas dependem da geometria da estrutura. Uma vez que a estrutura vai sofrendo alterações ao longo da optimização a sua discretização ao longo do processo deverá sofrer algumas modificações, caso contrário a modelação poderá não ser a mais adequada. Para corrigir este problema é aconselhável utilizar comandos que definam malha automática para que a discretização seja correcta. Durante o processo de optimização as zonas com maiores esforços deverão ser sempre mais discretizadas que as restantes para que as análises sejam mais detalhadas nessas zonas mais críticas.

3.6.3 Modelação dos elementos sólidos

Além dos parâmetros constantes as expressões que definem a forma (8 e 9) dependem da componente “y” e “z”, obviamente estas componentes variam ao longo de toda a barragem. Estas estão limitadas pelas fronteiras demonstradas na Figura 3.12. A pensar já na modelação no programa SAP2000 definiu-se uma espécie de grelha onde nas suas intercessões se iriam buscar todos os valores de “ x_{mid} ” e de “ t_c ”. Esta grelha foi definida com um espaçamento de 5 metros tanto na direcção “y” como na direcção “z”. Uma vez que a modelação foi realizada com elementos de 8 nós, esta primeira grelha apresenta uma forte importância na primeira discretização da barragem. Esta primeira grelha que se encontra no plano $x=0$ apresenta a geometria apresentada na

Figura 3.14. A partir desta “grelha base” foram calculados em todos os pontos a sua coordenada “ x_{mid} ” e a sua coordenada “ $x_{mid}+t_c$ ”.

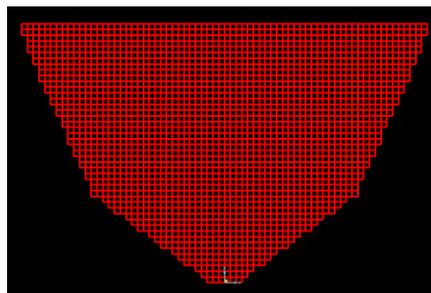


Figura 3.14 – Grelha de base

Para definir os sólidos no programa *SAP2000* foi necessário organizar as coordenadas segundo uma ordem específica que se vai demonstrar no pequeno exemplo da

Figura 3.15.

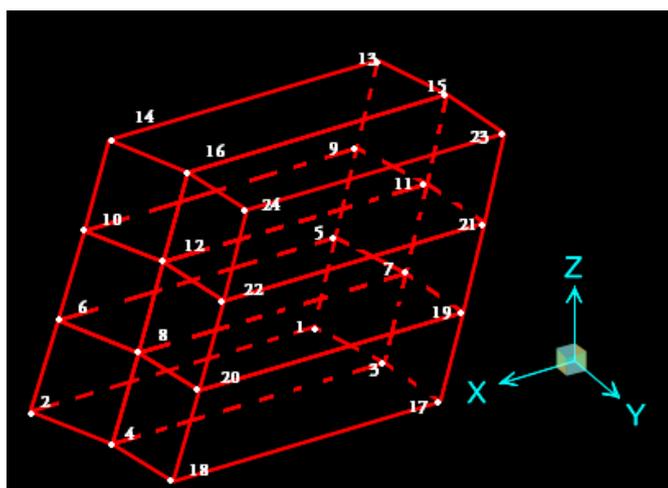


Figura 3.15 – Sequência de coordenadas

A organização de coordenadas exigiu uma programação exaustiva no programa *Excel 2010*, uma vez que são utilizados de 1050 sólidos e 2262 nós (que mais tarde no próprio programa viriam a ser replicados). Todas estas coordenadas dependem das constantes “ a_i ” que viriam a ser utilizadas para optimização. O elemento finito sólido utilizado para modelar o arco da barragem assume as características do material Betão.

Para a definição dos sólidos, utilizaram-se coordenadas cartesianas por ser mais fácil trabalhá-las e organizá-las neste sistema. A “materialização” dos sólidos no *SAP2000*, foi feita através do comando “*Import*”. Devido ao facto do *software SAP2000* limitar a importação a 200 sólidos, teve que se fazer a importação por diversas fases (Figura 3.16).

Após estarem todas as “fatias” de elementos sólidos importadas, utilizou-se o comando *mirror* para duplicar a meia barragem, definindo assim a forma final da barragem. A nível de discretização apenas se dividiram os sólidos mais uma vez de forma a ficarem menos longos como apresenta a Figura 3.17.

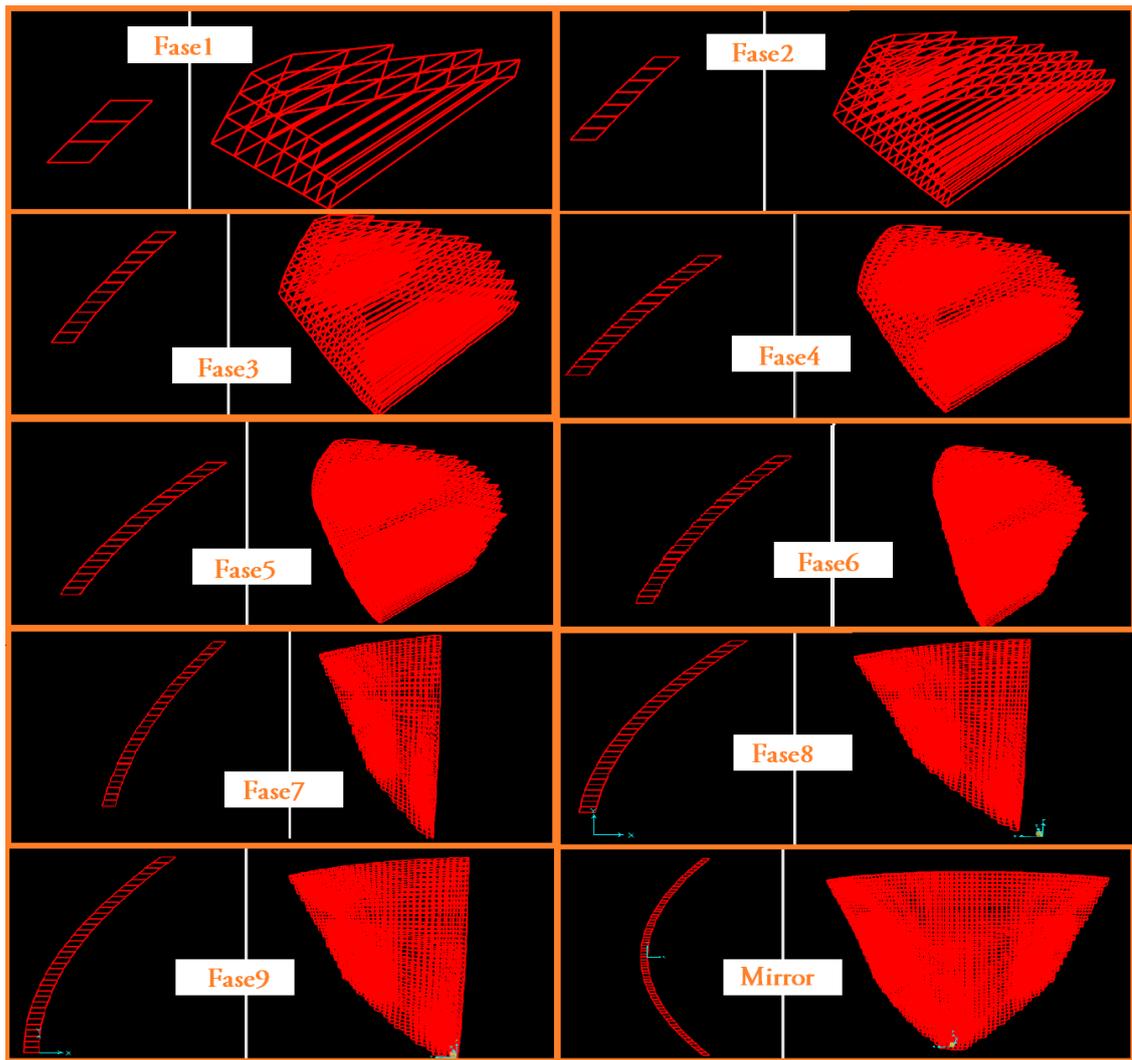


Figura 3.16 – Fases de importação e “mirror”

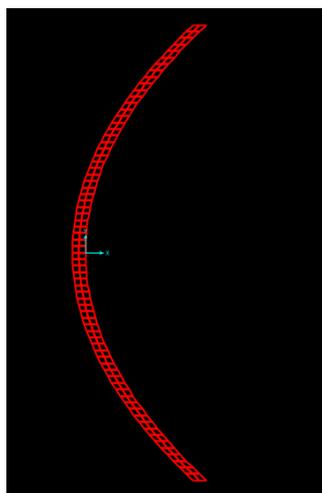


Figura 3.17 - Discretização final

Após ter os elementos sólidos todos definidos, colocaram-se as restrições ao longo da barragem. Devido ao grande coeficiente de elasticidade da rocha de fundação, e devido à grande distância entre apoios, optou-se pelo uso de apoios rígidos em vez de elásticos, uma vez que a diferença não seria praticamente nenhuma (Figura 3.18).

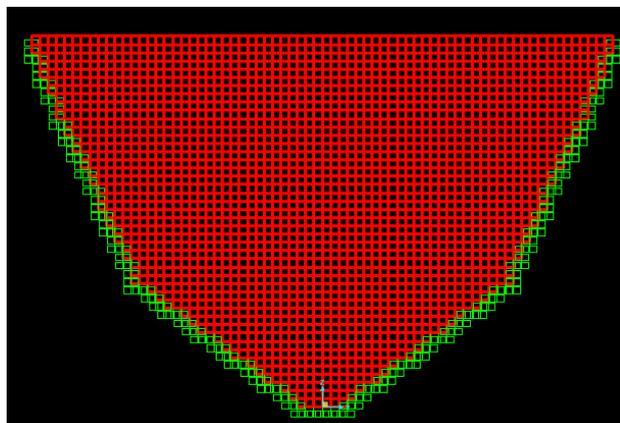


Figura 3.18 – Restrições

Após ter a barragem definida acrescentaram-se todas as acções e massas segundo os comandos ditos anteriormente. Mais uma vez recorda-se que a modelação de uma barragem tem de ser um processo rápido (devido à optimização), é fulcral que se criem ficheiros que permitam uma rápida alteração da geometria. Esses ficheiros foram realizados no programa *EXCEL* de forma a serem expeditos para as diversas alterações ao longo da optimização.

3.6.4 Análise da Distribuição de Tensões

A análise de tensões foi realizada para se conhecer as tensões máximas ocorridas na barragem, tanto a nível de acções dinâmicas, como estáticas.

A nível de análise dinâmica, utilizou-se o método de sobreposição modal. Considerou-se a resposta dos primeiros 12 métodos de vibração da estrutura (Quadro 3.2), tendo de seguida calculada a resposta máxima através do método da raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS).

Quadro 3.2 – Frequências Próprias na barragem exemplo

| Modo de vibração | Frequência Própria s^{-1} |
|------------------|-----------------------------|
| 1 | 3.0052 |
| 2 | 3.6473 |
| 3 | 5.1524 |
| 4 | 5.3624 |
| 5 | 6.5855 |
| 6 | 6.954 |
| 7 | 7.3733 |
| 8 | 7.8235 |
| 9 | 8.3119 |
| 10 | 9.2027 |
| 11 | 9.7516 |
| 12 | 10.182 |

A combinação sísmica 1 x foi a combinação condicionante a nível de tensões de compressão. As compressões maiores surgiram como era previsto na zona central do arco. As trações mais elevadas surgiram na combinação sísmica 1y nas zonas mais perto base devido às forças derrubadoras da água e do sismo.

Nas seguintes imagens serão apresentadas as tensões normais (x,y,z) e tangenciais (xy e xz) para a barragem exemplo nas quatro combinações utilizadas.

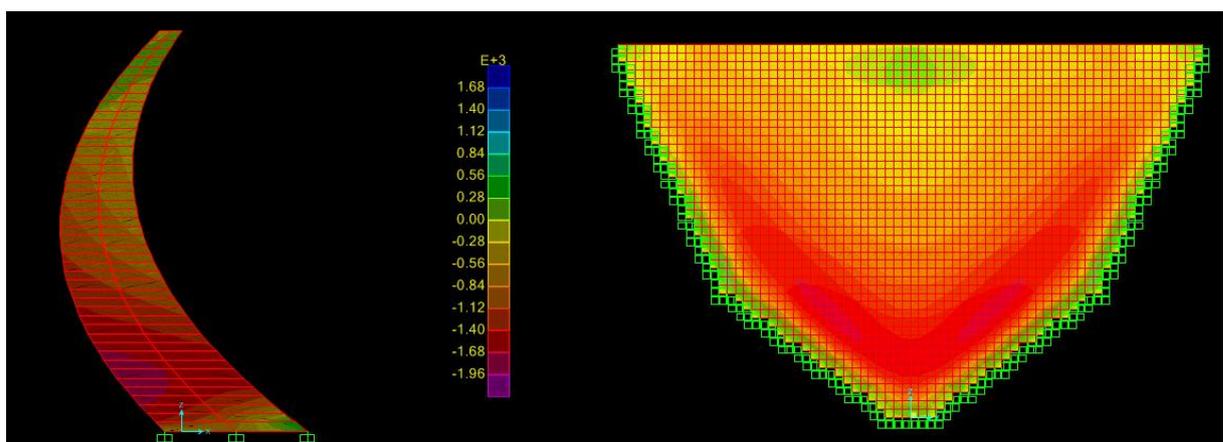


Figura 3.19 – Tensões normais x (ULS) [kPa]

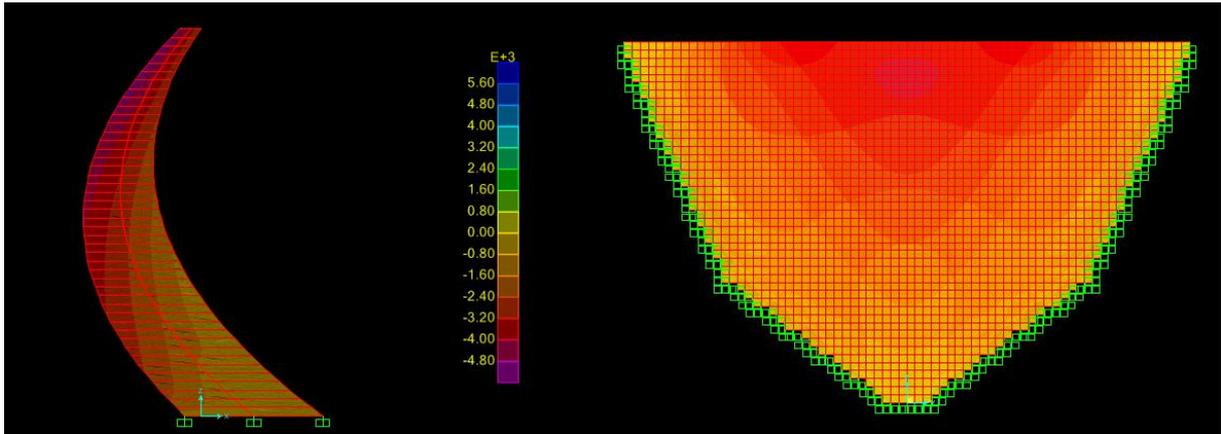


Figura 3.20 – Tensões normais y (ULS) [kPa]

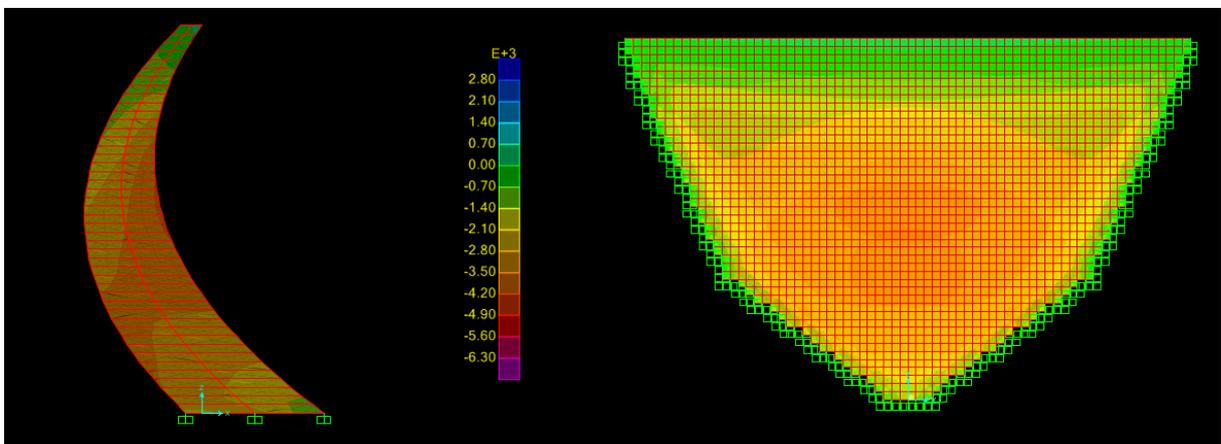


Figura 3.21 – Tensões normais z (ULS) [kPa]

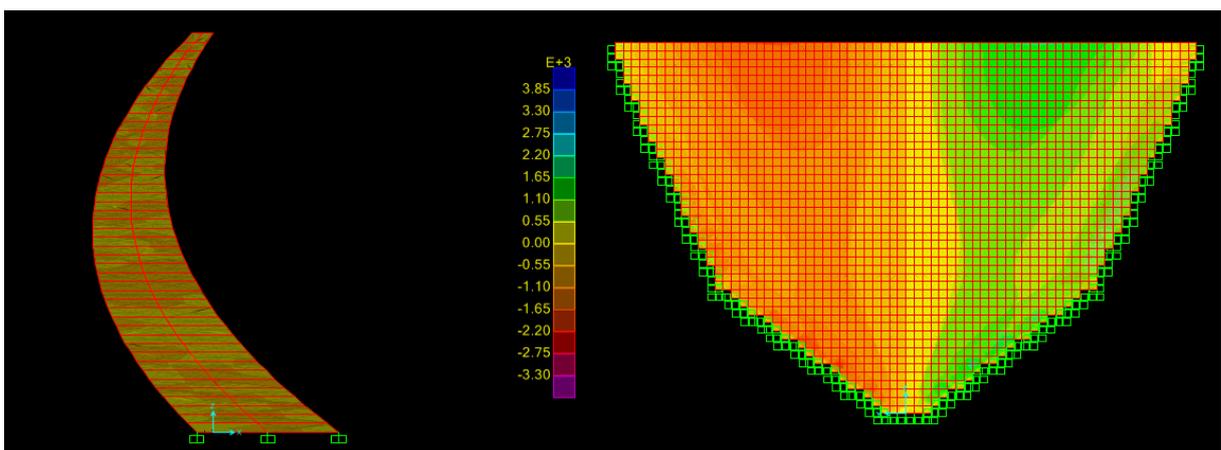


Figura 3.22 - Tensões Tangenciais xy (ULS) [kPa]

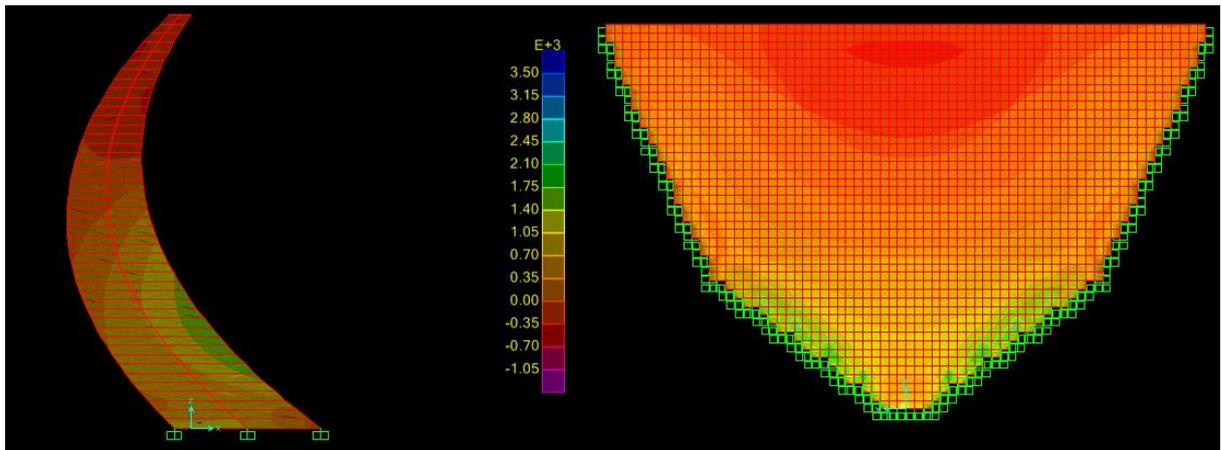


Figura 3.23- Tensões Tangenciais xz (ULS) [kPa]

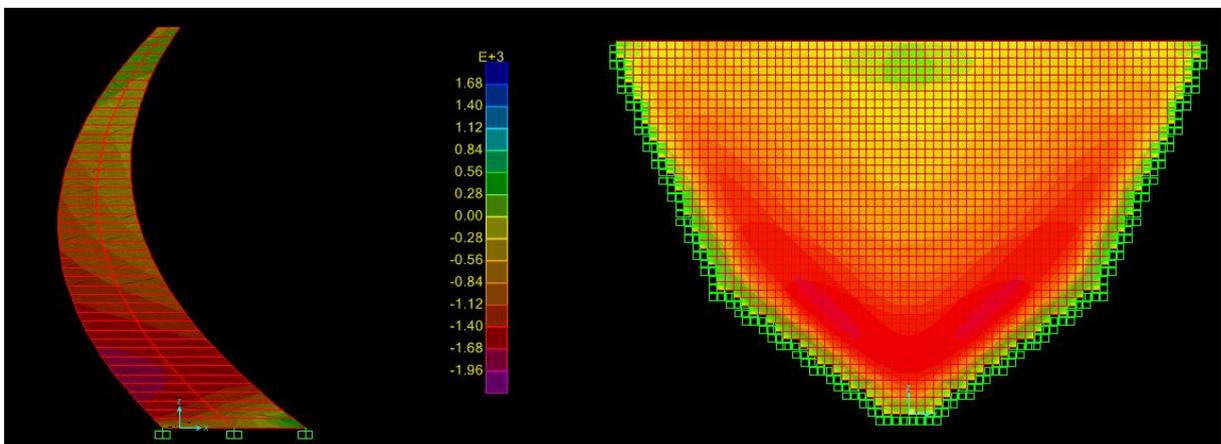


Figura 3.24 - Tensões normais x (Acção Sísmica 1x) [kPa]

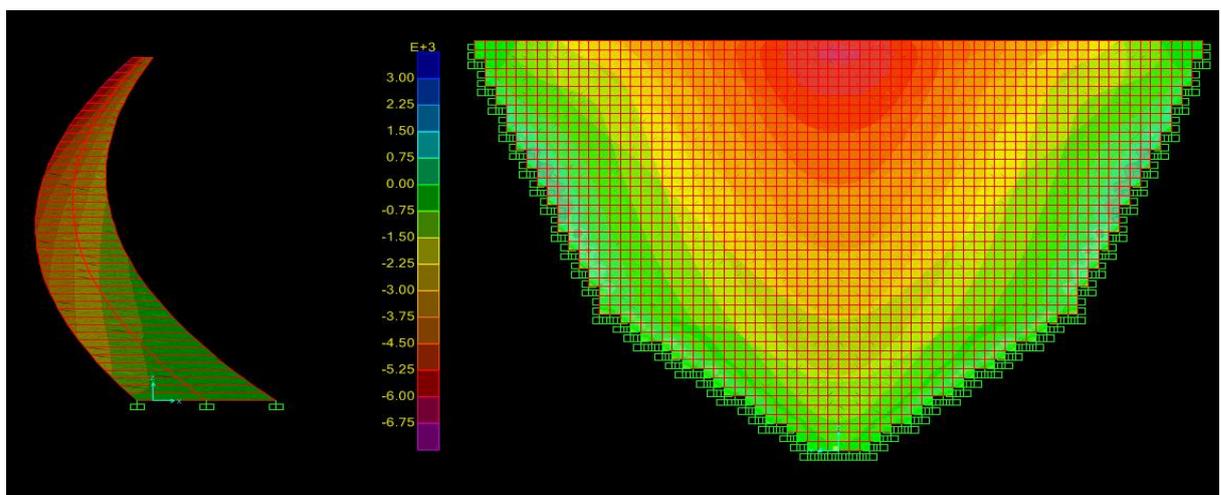


Figura 3.25- Tensões normais y (Acção Sísmica 1x) [kPa]

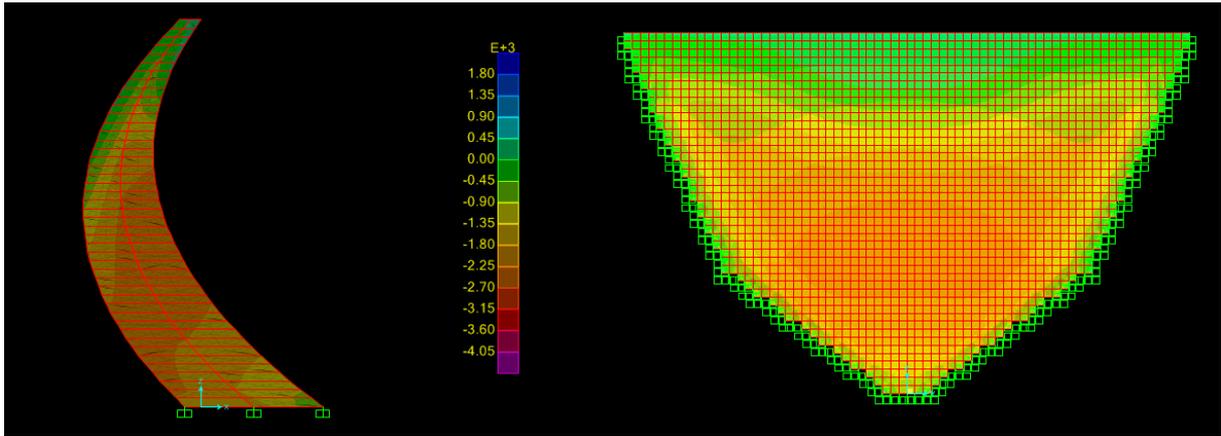


Figura 3.26 - Tensões normais z (Acção Sísmica 1x) [kPa]

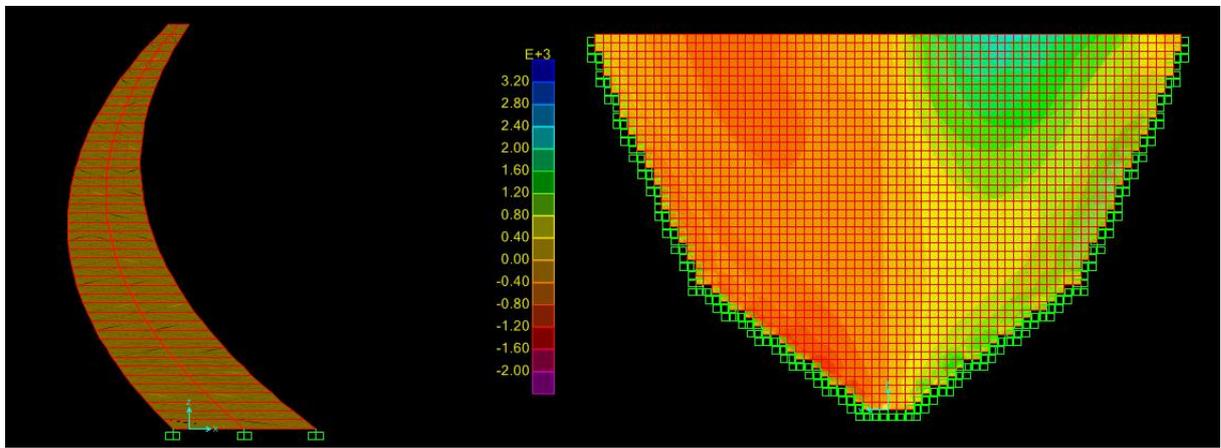


Figura 3.27 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 1x) [kPa]

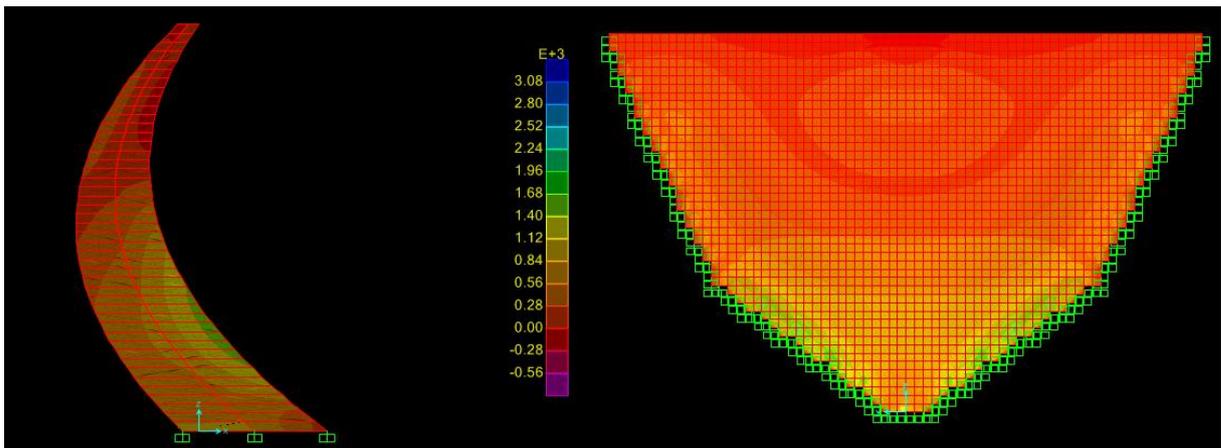


Figura 3.28- Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 1x) [kPa]

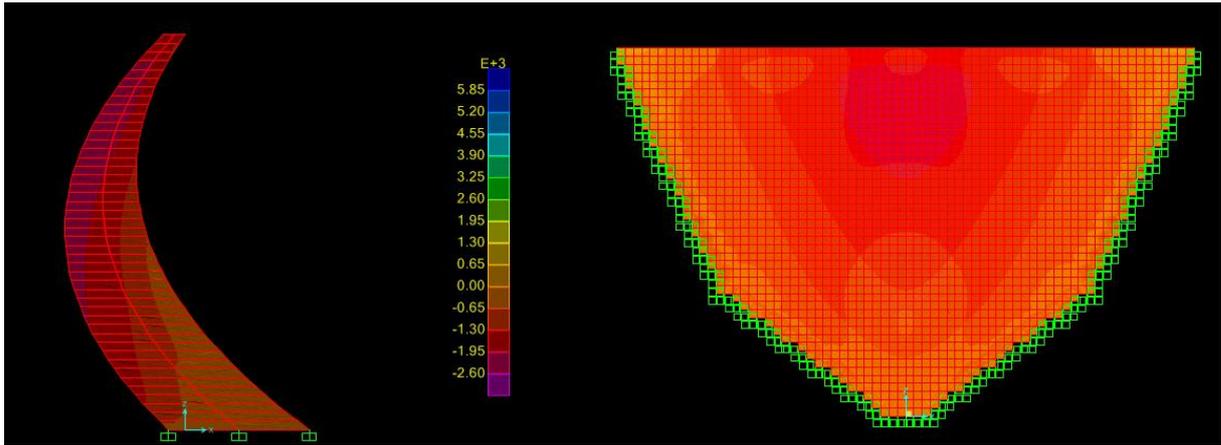


Figura 3.29 - Tensões normais x (Acção Sísmica 1y) [kPa]

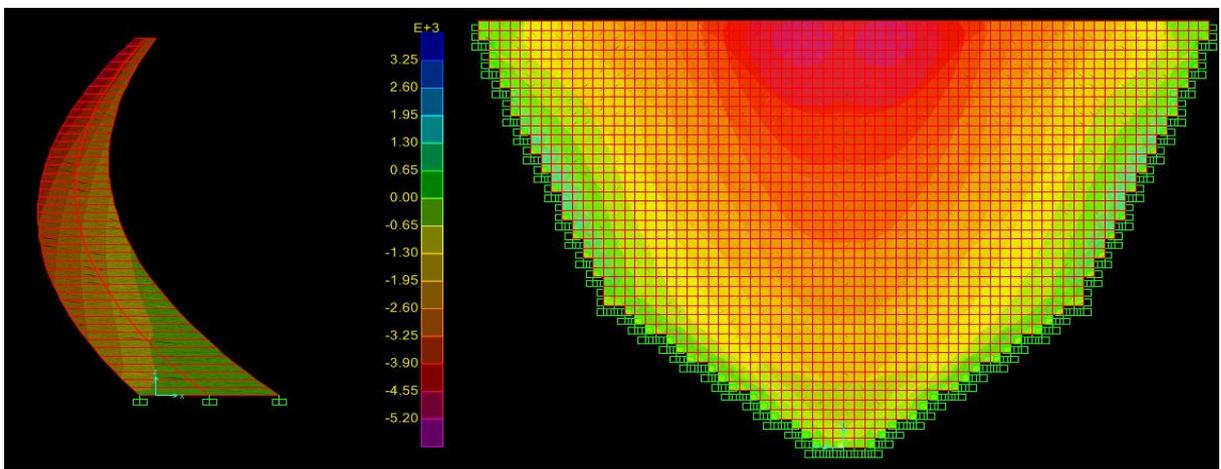


Figura 3.30 - Tensões normais y (Acção Sísmica 1y) [kPa]

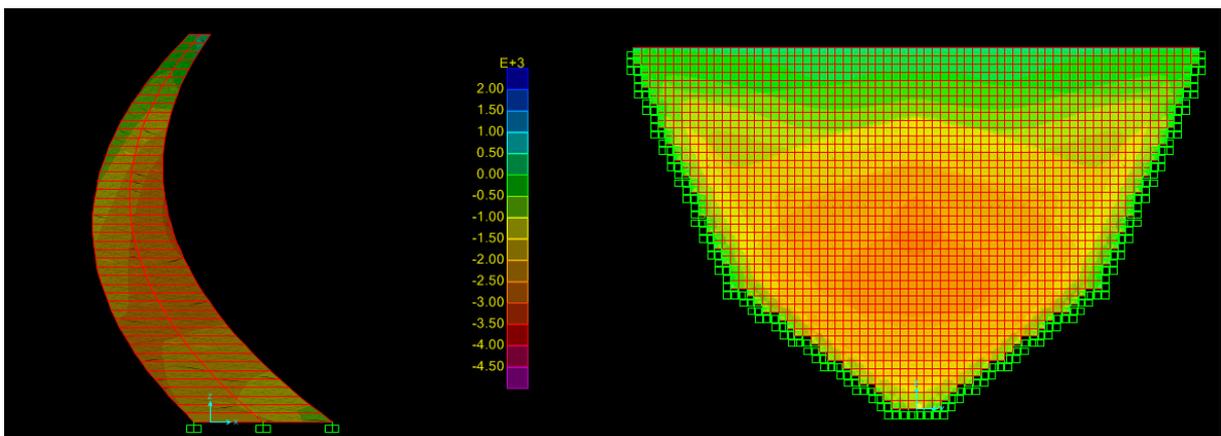


Figura 3.31 - Tensões normais z (Acção Sísmica 1y) [kPa]

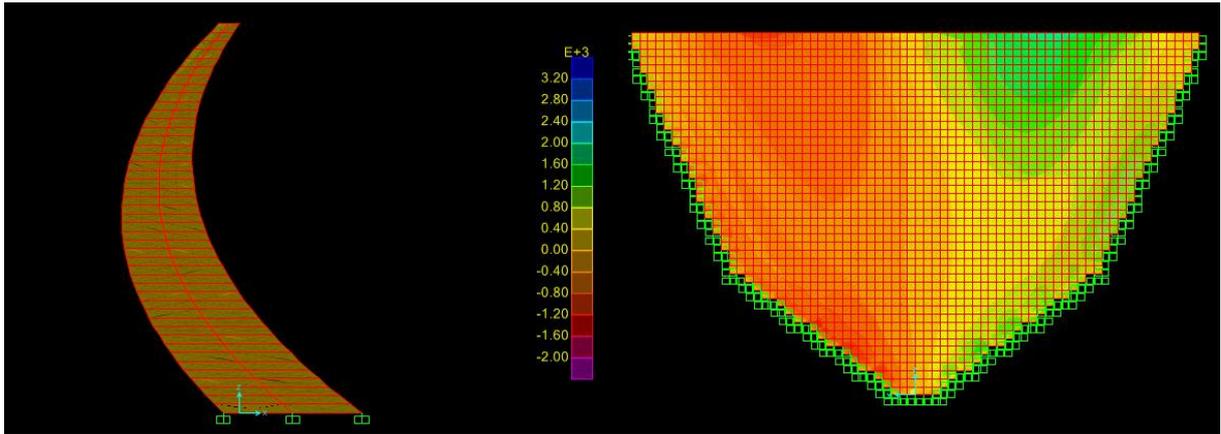


Figura 3.32 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 1y) [kPa]

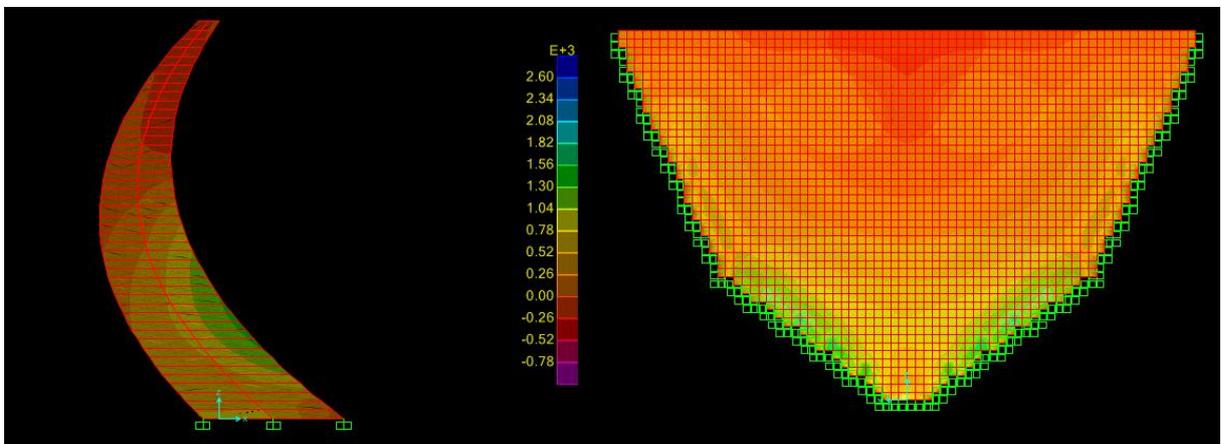


Figura 3.33 - Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 1y) [kPa]

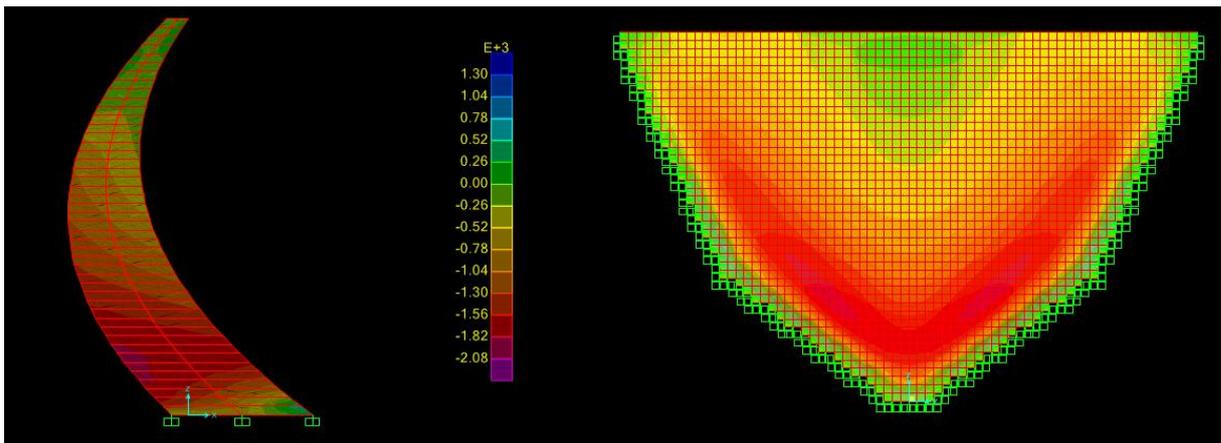


Figura 3.34 - Tensões normais x (Acção Sísmica 2x) [kPa]

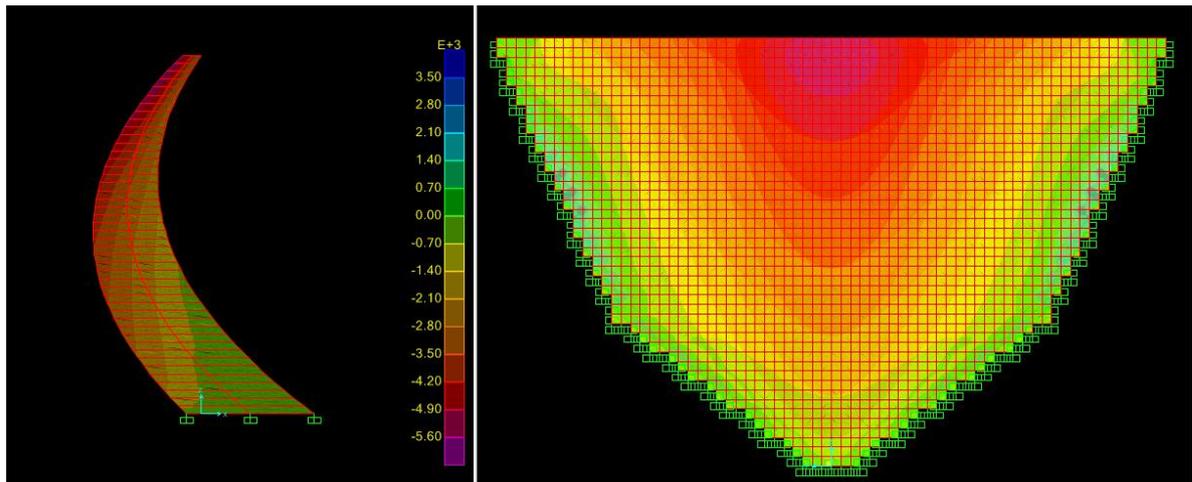


Figura 3.35 - Tensões normais y (Acção Sísmica 2x) [kPa]

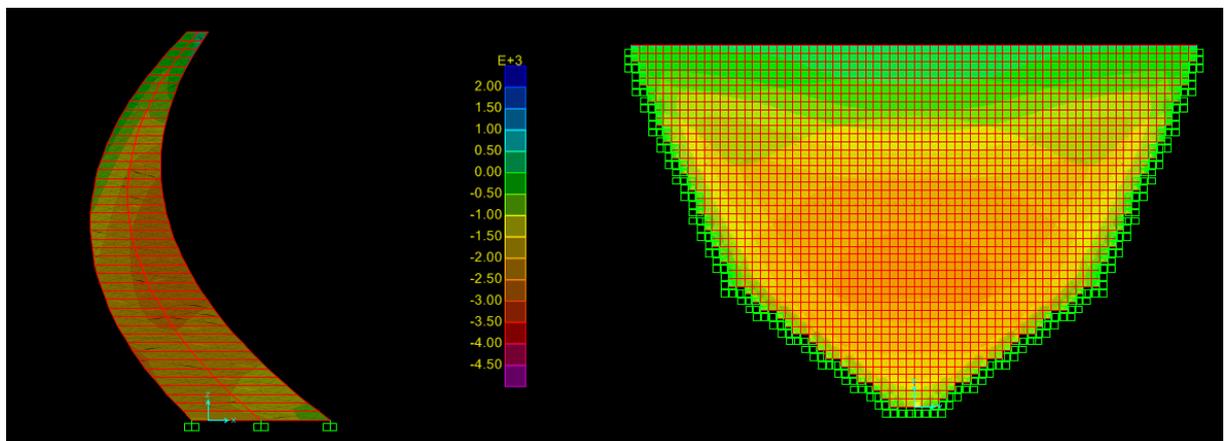


Figura 3.36 - Tensões normais z (Acção Sísmica 2x) [kPa]

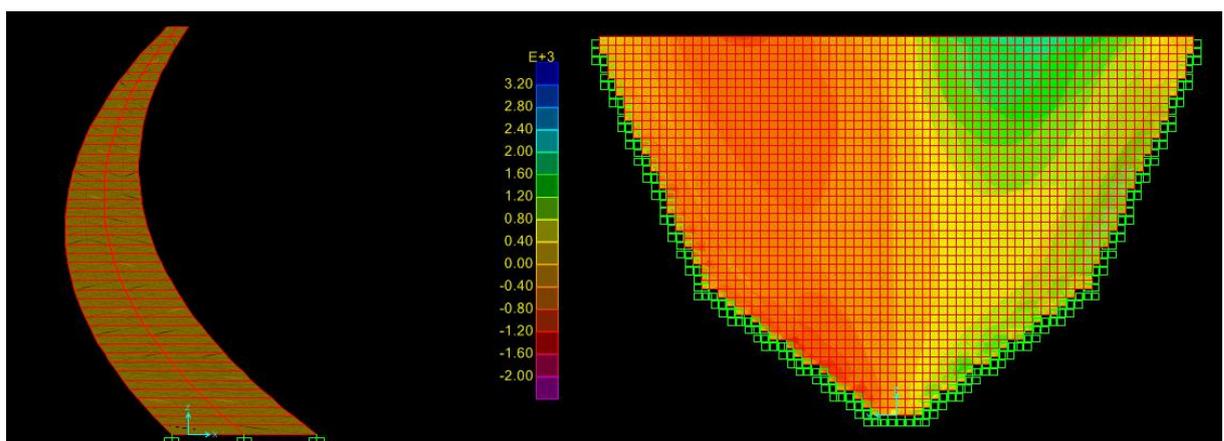


Figura 3.37 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 2x) [kPa]

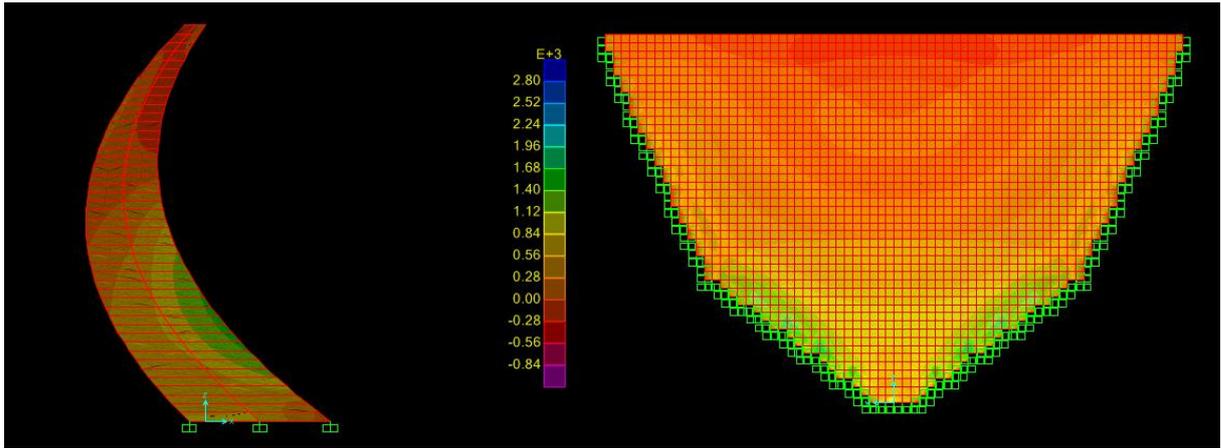


Figura 3.38 - - Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 2x) [kPa]

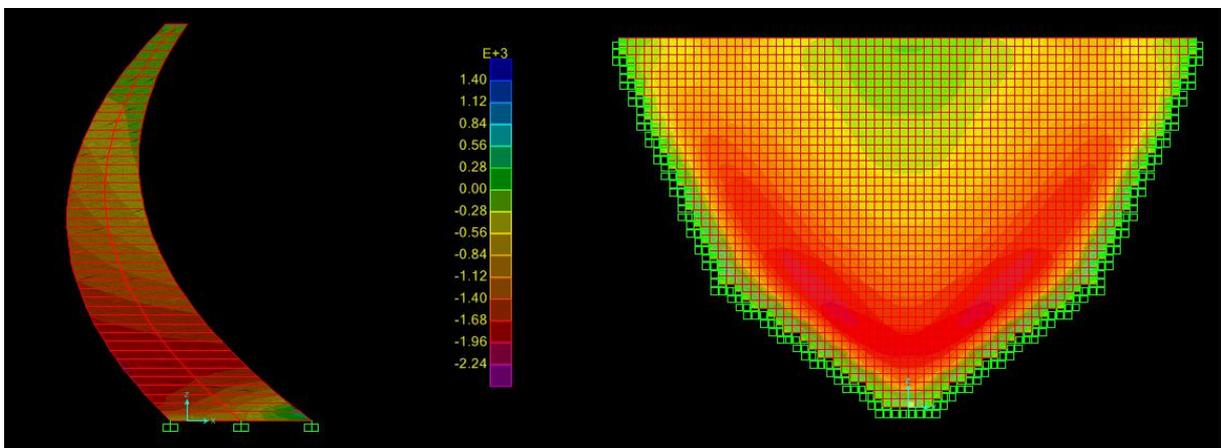


Figura 3.39 - Tensões normais x (Acção Sísmica 2y) [kPa]

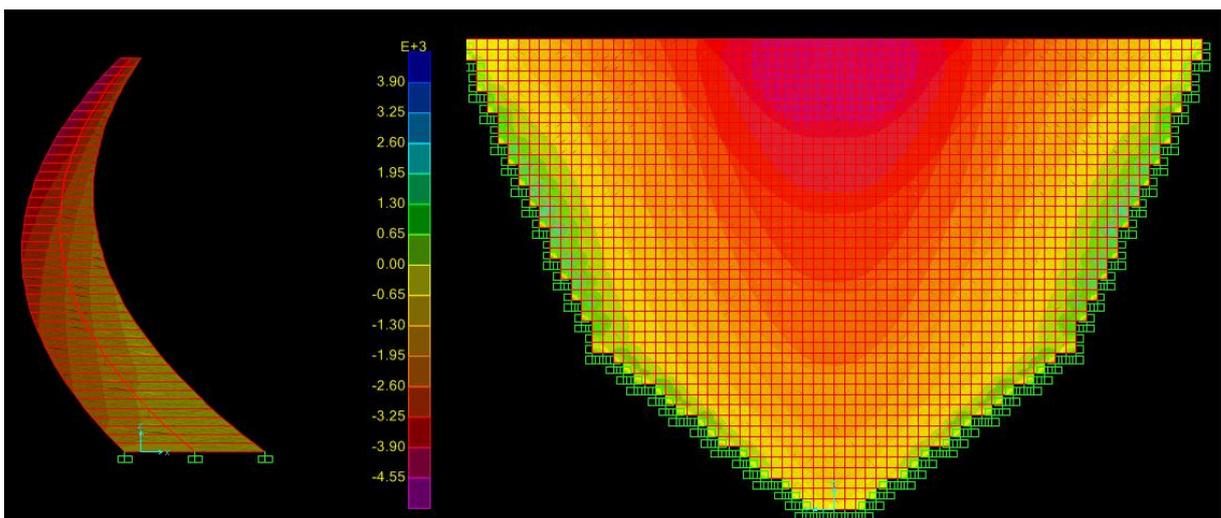


Figura 3.40 - Tensões normais y (Acção Sísmica 2y) [kPa]

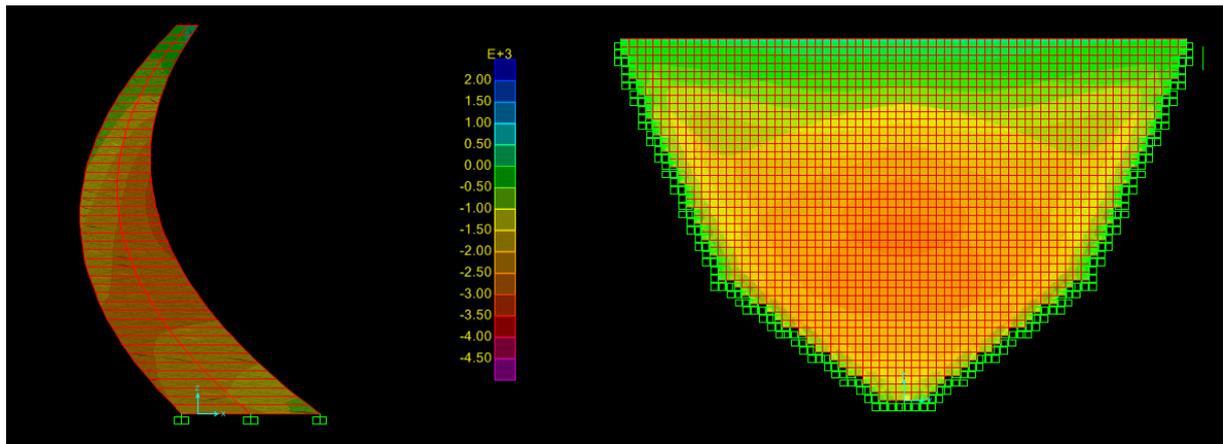


Figura 3.41 - Tensões normais z (Acção Sísmica 2y) [kPa]

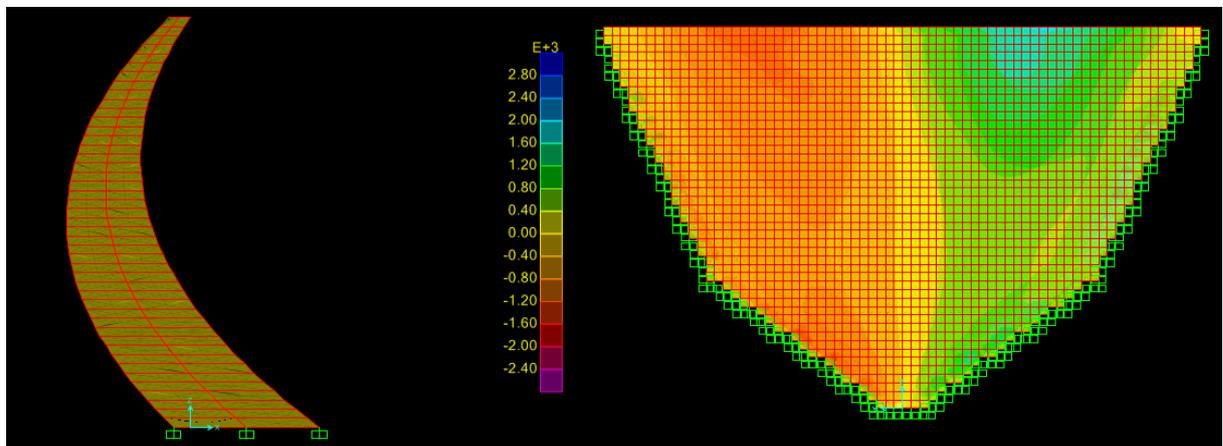


Figura 3.42 - Tensões Tangenciais xy (Acção Sísmica 2y) [kPa]

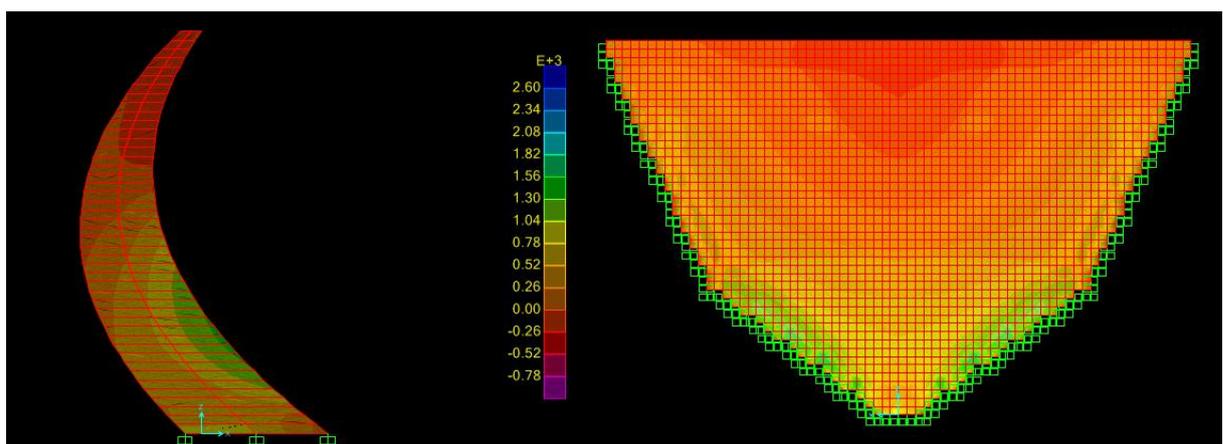


Figura 3.43 - Tensões Tangenciais xz (Acção Sísmica 2y) [kPa]

3.6.5 Deformação

Para retirar as deformações foi analisada a combinação SLS, da qual foram analisadas as deformações em todos os pontos. A deformação máxima é de 3 centímetros e está situada na zona superior e central.

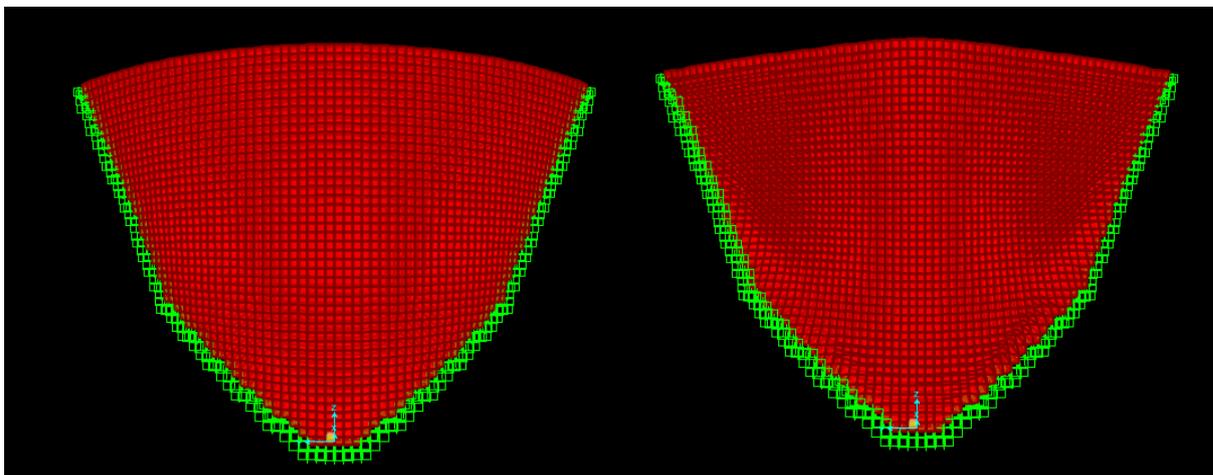


Figura 3.44 – Deformada

3.6.6 Modelação e Análise da Fundação

Como já foi referido o maciço rochoso de fundação estabelece um papel muito importante neste tipo de barragens. Uma vez que se fala de fundações onde podem ocorrer pequenas tracções, é importante a fundação ser rochosa para poder resistir a esse tipo de esforços (Figura 3.45).

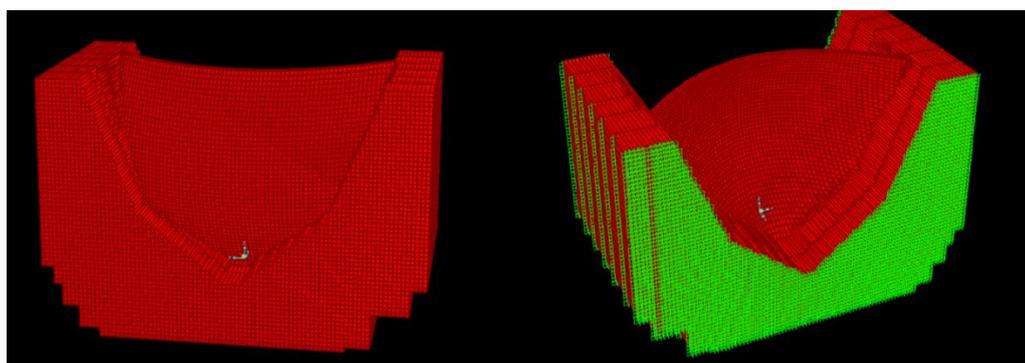


Figura 3.45 – Fundação - Jusante (à esquerda) – Montante (à direita)

A modelação da fundação torna o ficheiro de análise muito pesado tendo sido esta efectuada uma vez pelas razões a seguir indicadas: Devido ao limite prático imposto no número de elementos não foi possível satisfazer as condições estabelecidas nas equações (5, 6 e 7), foi considerado para o R_f apenas metade da altura da barragem. Como se vê na Figura 3.46 e Figura 3.47 as tensões no interior da fundação já se encontram praticamente constantes. Apesar de importante, não faria sentido modela-la ao longo da optimização, uma vez que esta pouco iria alterar os esforços no interior da barragem.

A modelação da fundação passa por definir um novo tipo de sólido diferente, um que apresente as características da rocha considerada. O desenho dos sólidos passou por um processo manual de replicação de elementos. Foram acrescentadas as respectivas massas e cargas provenientes do peso próprio.

A nível de análise interessa referir a importância do controlo de tensões de corte na zona entre o betão e a rocha. A nível de tensões de corte a combinação ULS foi a condicionante (Figura 3.46).

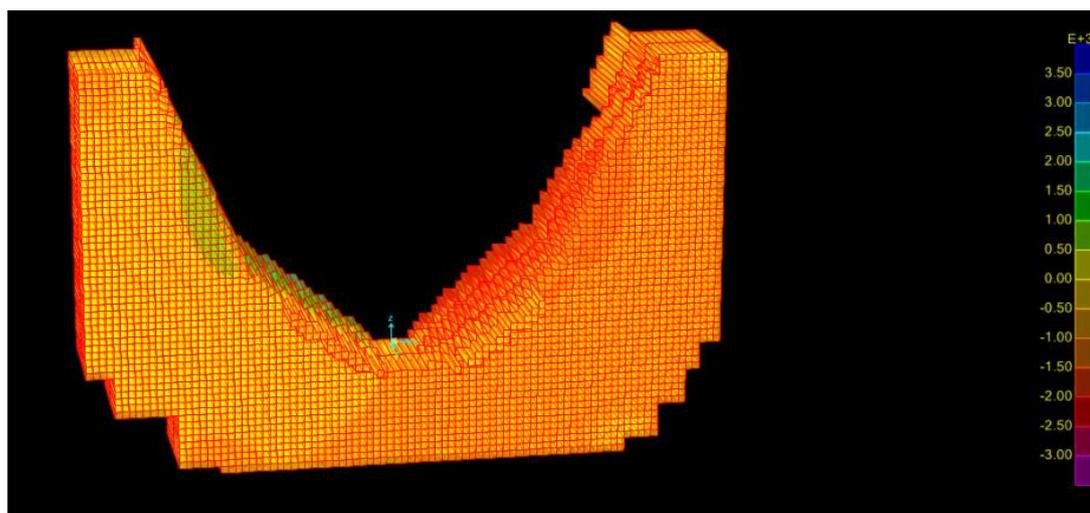


Figura 3.46 – Combinação ULS Tensões de corte (S12)

Em relação às tensões das outras combinações no máximo chegam aos 16 MPa à compressão (caso tivesse sido modelado um R_f maior existiriam compressões superiores) e 4 MPa a nível de trações. É relevante referir que as compressões maiores surgem nas zonas mais profundas da fundação e as forças de tração existentes surgem nas zonas da base da barragem devido às forças de derrube existentes. De seguida apresenta-se a combinações ULS que foi condicionante tanto a nível de trações como de compressões.

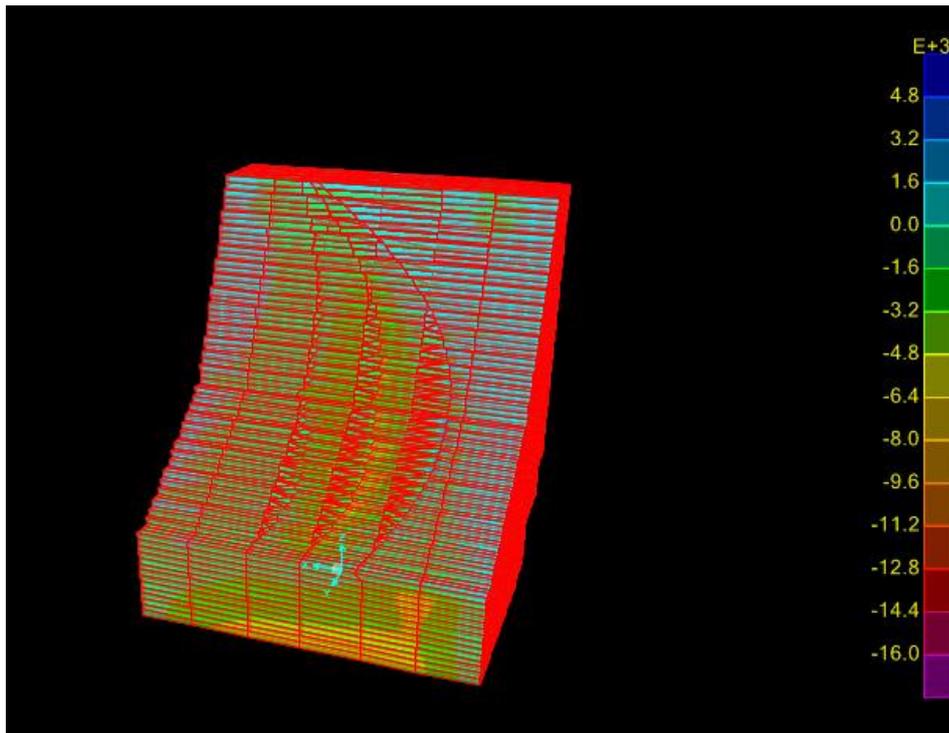


Figura 3.47 – S33 ULS – Perspectiva da zona de fronteira barragem-fundação

3.7 Comentários tendo em vista desenvolvimentos futuros

De seguida é apresentada uma lista de possíveis alterações e imprecisões na análise que poderiam ter sido melhorados ou corrigidos:

- A geometria dos elementos finitos não deveria ser tão alongada, pois essa geometria contribui para aumentar o erro de cálculo. Para corrigir esse factor deveria ter sido considerado uma grelha inicial com espaçamentos de outra ordem de grandeza (em vez de 5, utilizar por exemplo 20 ou 25).
- Relacionado também com a geometria dos elementos finitos, a sua pequena dimensão faz com que seja mais difícil interagir com o programa. Ao corrigir o detalhe anterior, este também ficaria corrigido.
- Caso houvesse tempo a acção sísmica poderia ter sido aprofundada, Provavelmente os espectros apresentariam valores bem diferentes.

- A zona dos apoios deveria estar mais discretizada, devido ao facto de cada zona de apoio ter apenas 3 apoios as tensões nos nós dos apoios são muito elevadas e não correspondem à realidade.

4 OPTIMIZAÇÃO

4.1 Conceitos

Optimização sem restrições:

A análise mais simples de optimização foi formulada por Newton. O objectivo da resolução do problema clássico de Newton passa por calcular o valor mínimo de uma função dependente de apenas uma variável (nesta formulação não são impostas restrições). Suponha-se uma função “z”, dependendo de uma variável “x” (Figura 4.1).

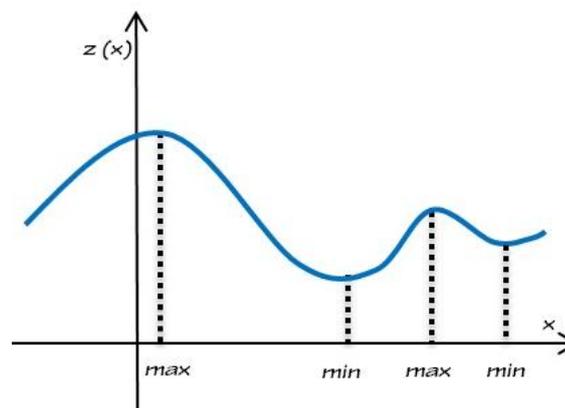


Figura 4.1 – Função exemplo

Para se obter os pontos em que se encontram os extremos de uma função é necessário igualar a derivada desta a zero ($dz/dx=0$). Se a função for convexa apenas existe uma solução, caso não o seja, é necessário recorrer a outras técnicas. Para funções não convexas, poderá utilizar-se um algoritmo genérico do tipo árvore combinatória. No entanto, algoritmos não convexas são pesados do ponto de vista computacional. Por esse motivo utilizam-se aproximações convexas com diferentes pontos de partida.

A minimização de funções convexas de uma variável poderá passar por métodos de eliminação ou métodos de interpolação (Interpolação Quadrática e Interpolação Cúbica).

Os métodos de eliminação passam pela eliminação sucessiva de intervalos onde não existe a solução óptima. Os métodos de eliminação mais conhecidos são: o Algoritmo de Fibonacci, que requer o conhecimento do intervalo óptimo e exige que a função seja unimodal, a base deste algoritmo depende da sequência de Fibonacci; e o Método da Secção Dourada, que é muito semelhante ao de Fibonacci, a única diferença passa por um coeficiente que fixa a percentagem de intervalo a eliminar.

Se forem utilizadas derivadas da função objectivo, a resolução de problemas de minimização com varias variáveis sem restrições pode fazer-se de acordo com o Método Descendente Mais Inclinado, o Método do Gradiente Conjugado e o Método de Newton neste caso utilizando segundas derivadas.

O Método Descendente Mais Inclinado usa um gradiente negativo como direcção para minimizar a função objectivo, neste método o ponto inicial será iterativamente substituído até ser descoberta a solução óptima. É um método ineficiente embora constitua o primeiro passo para algoritmos mais sofisticados.

O Método do Gradiente Conjugado é uma boa forma de melhorar a convergência em relação ao método anterior. Este método utiliza direcções conjugadas que usufruem de convergência quadrática diminuindo o número de iterações até se obter a solução óptima.

Optimização com restrições:

Na formulação de Lagrange é permitido o uso de restrições na optimização em forma de igualdades. Esta optimização resulta da resolução do sistema de equações apresentado de seguida, onde: z é a função objectivo a minimizar, g_i são as equações que representam as restrições da função objectivo, x_i são as variáveis a optimizar e λ_i são variáveis necessárias para tornar possível a resolução do sistema.

Exemplo:

$$\min z(x_1, x_2)$$

$$\text{sa: } g_1(x_1, x_2) = 0; \quad g_2(x_1, x_2) = 0$$

$$\begin{cases} \frac{dz}{dx_1} - \lambda_1 \frac{dg_1}{dx_1} - \lambda_2 \frac{dg_2}{dx_1} = 0 \\ \frac{dz}{dx_2} - \lambda_1 \frac{dg_1}{dx_2} - \lambda_2 \frac{dg_2}{dx_2} = 0 \\ g_1(x_1, x_2) = 0 \\ g_2(x_1, x_2) = 0 \end{cases} \quad (30)$$

Em 1939, Karush (no seu trabalho desenvolvido na tese de mestrado) e mais tarde com a publicação conjunta de Kuhn-Tucker foi possível sistematizar uma metodologia para a resolução automática de problemas de minimização sujeita a desigualdades. Estas condições são uma generalização dos multiplicadores de Lagrange.

$$\begin{aligned} & \min z(x_1, x_2) \\ & \text{sa: } g_1(x) \leq 0; \quad g_2(x) \geq 0 \\ & (=) g_1(x) + s_1 = 0; \quad g_2(x) - s_2 = 0 \\ & \text{com: } x \geq 0; \quad s_1 \text{ e } s_2 \geq 0 \end{aligned} \quad (31)$$

Considere-se o Lagrangiano:

$$L = z - \lambda_1 g_1 - \lambda_2 g_2 \quad (32)$$

Como o domínio tem inequações:

$$\frac{\delta L}{\delta x} = t \quad (33)$$

Logo a restrição de Kuhn-Tucker define-se:

$$\frac{\delta L}{\delta x} = \frac{\delta z}{\delta x} - \lambda_1 \frac{\delta g_1}{\delta x} - \lambda_2 \frac{\delta g_2}{\delta x} - t \quad (34)$$

Subjacente à relação que liga os multiplicadores de Lagrange às restrições, existem condições de complementaridade: λ_i estão relacionados com g_i que por sua vez permitem definir s_i (Simões, 2008).

4.2 Optimização da Forma

4.2.1 Procedimento

A definição final da geometria de uma barragem é um processo iterativo. Ao longo das iterações vai-se diminuindo o volume, nunca excedendo os limites estipulados para tensões e para deslocamentos (Figura 4.2). O algoritmo termina quando não é possível melhorar a solução automaticamente encontrada.



Figura 4.2 – Processo de Optimização

No presente documento realizou-se uma iteração, num caso de uma barragem cuja forma se encontrava quase otimizada.

4.2.2 Análise de Sensibilidades

A análise de sensibilidades consiste-se no cálculo das derivadas das restrições em ordem às variáveis de decisão. Geralmente são utilizadas aproximações explícitas baseadas em séries de Taylor para otimizar estruturas com um grande número de pontos a avaliar. Com uma boa análise de sensibilidades e com o uso de boas aproximações explícitas é possível melhorar a eficiência dos algoritmos de optimização. (Simões, 2008)

A análise de sensibilidades pode ser efectuada com três métodos diferentes: o método analítico, o método semi analítico e o método das diferenças finitas.

Para descobrir as derivadas analíticas de algumas funções por vezes é necessário recorrer a desenvolvimentos matemáticos complexos que facilmente podem dar origem a erros. Para utilizar o método das diferenças finitas não é necessário conhecer a derivada analítica. A forma mais simples para calcular os gradientes de uma função é usar a aproximação de primeira ordem, intitulada diferença progressiva (28).

Sendo x a variável de sujeita a optimização:

$$\frac{\Delta f}{\Delta x} = \frac{f(x+\Delta x) - f(x)}{\Delta x} \quad (35)$$

Outra aproximação por diferenças finitas é a diferença finita central:

$$\frac{\Delta u}{\Delta x} = \frac{u(x+\Delta x) - u(x-\Delta x)}{\Delta x} \quad (36)$$

Caso se trate de diferenças progressivas, por cada variável é necessário realizar uma nova análise e no caso das diferenças finitas centrais são necessárias duas análises, logo é fácil perceber que para um grande número de variáveis o método de diferenças finitas torna-se pouco expedito. No entanto é de fácil implementação.

A geometria da barragem modelada depende de apenas 7 variáveis, por isso optou-se por utilizar o método das diferenças finitas recorrendo a diferenças progressivas.

4.2.3 Exemplo

Para existir um processo de optimização é necessário definir uma função objectivo (com um ou vários objectivos), restrições e variáveis de decisão. As variáveis de decisão são aquelas que variam ao longo da optimização e que definirão porventura a solução ideal. Numa barragem abóbada com arco de directriz parabólica as variáveis de decisão são as constantes “ a_i ” das expressões (8) e (9).

Decidiu-se analisar as tensões em vários pontos, nas zonas em que a barragem primitiva apresentava tensões mais críticas. Os pontos a azul são os elementos onde foram analisadas as tensões e o ponto a roxo foi a zona onde foi analisada a deformação.

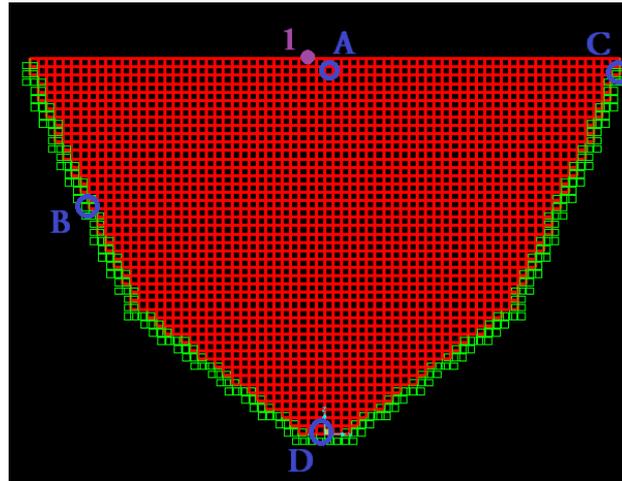


Figura 4.3 – Pontos em Análise

A nível de função objectivo esta pretenderá atingir múltiplas metas:

- A primeira meta passa pelo menor uso possível de volume, tentando diminuir o volume inicial. Sendo V_f o volume final e V_i o volume inicial:

$$V_f < V_i \quad (37)$$

- A segunda, terceira, quarta e quinta meta consistem na limitação das tensões a nível de tração e compressão (sendo $f_{cd}=16/1.5$ e $f_{ctd}=-1.9/1.5$)

$$f_{ctk} \leq \sigma_{A,B,C,D} \leq f_{cd} \quad (38)$$

- A sexta meta consiste na limitação da deformação.

$$d_1 \leq d_{max} \quad (39)$$

Para realizar a optimização utilizou-se a sub-rotina VE01A de Harwell. Este método exige a definição da função objectivo e requer que sejam calculadas as derivas das funções de restrição em ordem das variáveis. É necessário que se dê uma primeira solução e não funciona para funções quadráticas. Para utilizar esta sub-rotina é solicitado que as metas sejam normalizadas. Com a normalização as expressões atrás anunciadas apresentam as seguintes configurações:

$$g_1(x) = \frac{V_{(a_i)}}{V_i} - 1 \leq 0 \quad (40)$$

$$g_2(x) = \frac{\sigma_{A(a_i)}}{f_{cd}} - 1 \leq 0 \quad (41)$$

$$g_3(x) = \frac{\sigma_{B(a_i)}}{f_{ctd}} - 1 \leq 0 \quad (42)$$

$$g_4(x) = \frac{\sigma_{C(a_i)}}{f_{ctd}} - 1 \leq 0 \quad (43)$$

$$g_5(x) = \frac{\sigma_{D(a_i)}}{f_{cd}} - 1 \leq 0 \quad (44)$$

$$g_6(x) = \frac{d_{1(a_i)}}{d_{max}} - 1 \leq 0 \quad (45)$$

Este problema trata-se de uma optimização minimax. Uma vez que é um problema descontínuo e não diferenciável, encontrar uma solução de forma directa ou por meios numéricos é difícil. Simões et al. (1989), propõe que a solução possa ser feita através de uma análise de sensibilidades utilizando uma função escalar contínua e diferenciável:

$$Min_x = \frac{1}{\rho} \ln \left\{ \sum_{j=1,m} e^{\rho g_j(x)} \right\} \quad (46)$$

Uma vez que os objectivos (40, 41, 42, 43, 44 e 45) não apresentam uma forma algébrica explícita em ordem às variáveis a_i , a optimização é resolvida num método iterativo com base em aproximações:

$$Min_x = \frac{1}{\rho} \ln \left(\sum_{j=1,6} e^{\rho g_j(a_i)} + \sum_{1,N} \frac{\delta g_j(a_i)}{\delta a_i} \Delta a_i \right) \quad (47)$$

Depois de conhecer os valores de $g_j(a_i)$ e $\delta g_j(a_i)/\delta a_i$, procede-se à minimização através de um método de optimização de funções de várias variáveis sem restrições, sendo os novos valores das variáveis de decisão obtidos através da solução óptima anterior. Vai-se repetindo o processo até as variáveis Δa_i chegarem perto de zero (Simões et al, 1989).

Na função objectivo, não entram explicitamente as variáveis $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6$ e a_7 , entram sim, as variações destas: $\Delta a_1, \Delta a_2, \Delta a_3, \Delta a_4, \Delta a_5, \Delta a_6$ e Δa_7 .

O volume, as tensões e as deformações ao fim de cada iteração serão:

$$V(\Delta a) = V_i + \frac{\partial V}{\partial a_1} \Delta a_1 + \frac{\partial V}{\partial a_2} \Delta a_2 + \frac{\partial V}{\partial a_3} \Delta a_3 + \frac{\partial V}{\partial a_4} \Delta a_4 + \frac{\partial V}{\partial a_5} \Delta a_5 + \frac{\partial V}{\partial a_6} \Delta a_6 + \frac{\partial V}{\partial a_7} \Delta a_7 \quad (48)$$

$$\sigma_{A(\Delta a)} = \sigma_{Ai} + \frac{\partial \sigma_A}{\partial a_1} \Delta a_1 + \frac{\partial \sigma_A}{\partial a_2} \Delta a_2 + \frac{\partial \sigma_A}{\partial a_3} \Delta a_3 + \frac{\partial \sigma_A}{\partial a_4} \Delta a_4 + \frac{\partial \sigma_A}{\partial a_5} \Delta a_5 + \frac{\partial \sigma_A}{\partial a_6} \Delta a_6 + \frac{\partial \sigma_A}{\partial a_7} \Delta a_7 \quad (49)$$

$$\sigma_{B(\Delta a)} = \sigma_{Bi} + \frac{\partial \sigma_B}{\partial a_1} \Delta a_1 + \frac{\partial \sigma_B}{\partial a_2} \Delta a_2 + \frac{\partial \sigma_B}{\partial a_3} \Delta a_3 + \frac{\partial \sigma_B}{\partial a_4} \Delta a_4 + \frac{\partial \sigma_B}{\partial a_5} \Delta a_5 + \frac{\partial \sigma_B}{\partial a_6} \Delta a_6 + \frac{\partial \sigma_B}{\partial a_7} \Delta a_7 \quad (50)$$

$$\sigma_{C(\Delta a)} = \sigma_{Ci} + \frac{\partial \sigma_C}{\partial a_1} \Delta a_1 + \frac{\partial \sigma_C}{\partial a_2} \Delta a_2 + \frac{\partial \sigma_C}{\partial a_3} \Delta a_3 + \frac{\partial \sigma_C}{\partial a_4} \Delta a_4 + \frac{\partial \sigma_C}{\partial a_5} \Delta a_5 + \frac{\partial \sigma_C}{\partial a_6} \Delta a_6 + \frac{\partial \sigma_C}{\partial a_7} \Delta a_7 \quad (51)$$

$$\sigma_{D(\Delta a)} = \sigma_{Di} + \frac{\partial \sigma_D}{\partial a_1} \Delta a_1 + \frac{\partial \sigma_D}{\partial a_2} \Delta a_2 + \frac{\partial \sigma_D}{\partial a_3} \Delta a_3 + \frac{\partial \sigma_D}{\partial a_4} \Delta a_4 + \frac{\partial \sigma_D}{\partial a_5} \Delta a_5 + \frac{\partial \sigma_D}{\partial a_6} \Delta a_6 + \frac{\partial \sigma_D}{\partial a_7} \Delta a_7 \quad (52)$$

$$d_{1(\Delta a)} = d_{1i} + \frac{\partial d_1}{\partial a_1} \Delta a_1 + \frac{\partial d_1}{\partial a_2} \Delta a_2 + \frac{\partial d_1}{\partial a_3} \Delta a_3 + \frac{\partial d_1}{\partial a_4} \Delta a_4 + \frac{\partial d_1}{\partial a_5} \Delta a_5 + \frac{\partial d_1}{\partial a_6} \Delta a_6 + \frac{\partial d_1}{\partial a_7} \Delta a_7 \quad (53)$$

Devido ao facto das variáveis a_1 , a_2 , a_3 e a_4 fazerem apenas parte da fórmula que define a coordenada x , a variação destas nunca altera o volume da barragem. Logo independentemente da iteração:

$$\frac{\partial V}{\partial a_1} = 0 \quad (54)$$

$$\frac{\partial V}{\partial a_2} = 0 \quad (55)$$

$$\frac{\partial V}{\partial a_3} = 0 \quad (56)$$

$$\frac{\partial V}{\partial a_4} = 0 \quad (57)$$

Todas as restantes derivadas foram calculadas da mesma forma, de seguida vai ser demonstrado apenas um exemplo:

$$\frac{\partial \sigma_D}{\partial a_3} = \sigma_D(a_1, a_2, a_3 + \Delta a_3, a_4, a_5, a_6, a_7) - \sigma_D(a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7) \quad (58)$$

4.2.4 Resultados

A título de exemplo realizou-se uma iteração. Com esta primeira iteração foi possível reduzir em 20 mil metros o volume da estrutura. O Quadro 4.1 mostra os resultados obtidos.

Ao reduzir o betão, aumentaram as tensões e os deslocamentos na barragem em quase todos os pontos (Quadro 4.1). Devido à diminuição do volume (e conseqüente diminuição do Peso

Próprio) apenas no ponto D e C se encontraram diminuições nas tensões. Devido ao facto do volume e massa diminuírem, as frequências próprias de vibração também diminuíram (

Quadro 4.2).

Quadro 4.1 – 1ª Iteração – Volume, Tensões e Deformação

| Optimização | Inicial | 1ª Iteração | 1ª Iteração - Inicial |
|--------------------------|-------------|-------------|-----------------------|
| Volume (m ³) | 2669090.156 | 2648262.247 | -20827.909 |
| Tensão A (MPa) | 6.86727 | 6.90797 | 0.0407 |
| Tensão B (MPa) | 1.61048 | 1.62016 | 0.00968 |
| Tensão C (MPa) | -0.26081 | -0.25111 | 0.0097 |
| Tensão D (MPa) | 2.56566 | 2.56126 | -0.0044 |
| Deformação 1 (m) | 0.030122 | 0.030493 | 0.000371 |

Quadro 4.2 – 1ª Iteração - frequências

| Modo de Vibração | Frequência Própria | | |
|------------------|-------------------------------------|--|--|
| | Barragem inicial (s ⁻¹) | Barragem após 1ª Iteração (s ⁻¹) | 1ª Iteração – Inicial (s ⁻¹) |
| 1 | 3.0052 | 2.996 | -0.0092 |
| 2 | 3.6473 | 3.6244 | -0.0229 |
| 3 | 5.1524 | 5.1271 | -0.0253 |
| 4 | 5.3624 | 5.3377 | -0.0247 |
| 5 | 6.5855 | 6.5562 | -0.0293 |
| 6 | 6.954 | 6.9244 | -0.0296 |
| 7 | 7.3733 | 7.3616 | -0.0117 |
| 8 | 7.8235 | 7.7907 | -0.0328 |
| 9 | 8.3119 | 8.2717 | -0.0402 |
| 10 | 9.2027 | 9.1588 | -0.0439 |
| 11 | 9.7516 | 9.7122 | -0.0394 |
| 12 | 10.182 | 10.138 | -0.044 |

Na primeira iteração o algoritmo não alterou as variáveis que definem a coordenada “ x_{mid} ”, isto aconteceu devido ao facto da barragem inicial ter uma espessura muito elevada e a alteração das constantes a_1 , a_2 , a_3 e a_4 não alterarem o volume e pouco alterarem as tensões e deslocamentos em comparação com as constantes a_5 , a_6 e a_7 . À medida que se fosse avançando com a optimização, iria-se com certeza chegar a um ponto a forma também iria influenciar o desenvolver da optimização.

Em relação aos métodos de optimização de Shape (1968), Wasserman (1984) e Zienkiewicz (1984) este modelo apresenta a vantagem de ultrapassar a limitação de se poder apenas utilizar grupos activos de um conjunto discreto de restrições. Segundo o método aqui adoptado são potencialmente utilizadas todas as restrições, entrando cada uma com a probabilidade de ser activa para a solução final. Isso é uma vantagem importante uma vez que ao longo da optimização os pontos críticos poderão não ser sempre os mesmos.

Objectivos relacionados com valores de frequências angulares próprias podem ser tratados do mesmo modo que as tensões e deslocamentos atrás referidos.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Desta dissertação podem ser retiradas diversas conclusões:

- A geometria das barragens foi sofrendo alterações ao longo da história, alterações que dependeram da evolução dos métodos de cálculo e dos materiais disponíveis, foram introduzidos diversos padrões de barragens, evoluindo desde uma simples barragem de arco constante até uma barragem de arco com directriz parabólica. Hoje em dia modelam-se barragens igualmente ou mais seguras, utilizando um menor volume de material.
- Uma barragem com arco de directriz parabólica mobiliza o efeito de arco maioritariamente na zona central da parábola e mobiliza o efeito consola (fluxos de tensão verticais) para as bases. Por mobilizar com sucesso a concentração de tensões verticais para a base, este tipo de barragens abóbada apresentam uma boa transmissão de impulsos ao terreno, transmitindo mais tensão normal e menos tensão de corte.
- As pressões e massas adicionais de Westergaard são uma boa primeira solução de modelação das cargas de água dinâmicas numa barragem. Estas cargas estão do lado da segurança devido ao facto de não considerarem a compressibilidade da água. Têm como grande vantagens tornar o ficheiro informático mais leve e serem de simples aplicação. O uso de elementos sólidos finitos para definir a água dão origem a esforços mais pequenos, no entanto devido à sua complexidade só tem sentido utilizá-los numa fase de dimensionamento.
- Se para organizar e definir coordenadas de elementos finitos for utilizada uma grelha de base (como foi no exemplo desta dissertação), a grelha deverá apresentar um espaçamento suficientemente grande para não tornar os elementos sólidos finitos alongados (o que pode levar a erros de cálculo), no entanto deve ser pequena o suficiente para traduzir bem a geometria pretendida.
- O facto de a fundação ser rochosa, é relevante neste tipo de barragens, uma vez que permitem a resistência de pequenas trações. É importante controlar as tensões de corte na fronteira barragem- fundação para que haja uma boa ligação entre ambas.

- Para realizar uma optimização através de análise de sensibilidades como foi feita nesta dissertação é muito importante fazer uma base de ficheiros de trabalho que tornem simples a modelação de uma grande quantidade de barragens, de outra forma torna-se impossível melhorar a forma. É importante realizar ficheiros que tornem a modelação rápida, uma vez que é necessária a modelação de uma grande quantidade de barragens, e para tal, a importação de documentos *EXCEL* no programa *SAP2000* funciona bem. No trabalho desenvolvido modelaram-se mais de uma centena de barragens, grande parte delas com erros que tiveram de ir sendo corrigidos, senão tivesse sido aperfeiçoada uma forma rápida de criação e organização de nós, não teria sido possível realizar esta dissertação.
- Para uma barragem com as características apresentadas, a análise de sensibilidades é o método de optimização mais simples. Este método é um processo iterativo em que em cada iteração está-se mais próximo da solução ideal. Com ele consegue-se diminuir o volume nunca ultrapassando as tensões e deformações limites.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Para desenvolvimentos futuros sugerem-se:

- Realizar o mesmo exemplo de barragem com elementos com mais nós, de forma a medir o erro existente na modelação realizada.
- Modelar uma barragem de três centros para o vale aqui apresentado e comparar o volume de betão utilizado.
- Modelar e optimizar uma barragem com a sua fundação sempre presente e com elementos sólidos finitos de água e comparar os resultados com as cargas e massas de Westergaard.
- Modelar uma barragem e a sua acumulação de sedimentos e analisar a importância desta carga.
- Sugere-se também a utilização de outros tipos de definição da forma a comparar resultados.
- Sugere-se realizar uma análise paramétrica em que se estude a influência da abertura do vale e da altura da barragem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abraham, Ch (1990) – “Recognition of two pioneers of the bureau of reclamation” in “Arch Dams”, Edit by J. Laginha Serafim & R. W. Clough, Balkema, Rotterdam/ Brookfield
- Akbari, Jalal; Ahmadi, Mohammad Taghi & Moharrami, Hamid (2011) – “Advances in concrete arch dams shape optimization”, in Applied Mathematical Modelling, Irão
- Azevedo, Álvaro (2003) – “Método dos Elementos Finitos” – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal
- Bofang, Zhu; Yisheng, Li & Zhao, Xie (1990) – “Optimum Design of Arch Dams” in “Arch Dams”, Edit by J. Laginha Serafim & R. W. Clough, Balkema, Rotterdam/ Brookfield
- Borges, J. F (1990) – “Arch Dams”, Edit by J. Laginha Serafim & R. W. Clough, Balkema, Rotterdam/ Brookfield
- CEN - Eurocode 0 – Basis of structural design – European Standard Final Draft prEn 1990, Comissiono f the European Communities, Bruxelas, 2001.
- CEN - Eurocode 1 – Actions on structures. Part 1-1: General Actions –Densities, self-weight, imposed loads for buildings – European Standart Final Draft prEN 1991-1-1 Comission of the European Communities, Bruxelas, 1995.
- CEN - Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Part 1-1 – European Standart EN 1998-1, Commission of European Communities, Bruxelas, 2004
- CEN – Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios – European Standart EN 1992 –1-1, Comissiono f the European Communities, Bruxelas, 2004.
- Chanson, Hubert (1998) – “Extreme Reservoir Sedimentation in Australia: A Review” in Water Resources Journal
- Darbre, G. R. (2000) – “State of Practice in Earthquake Analysis of Dams” – Federal Office for Water and Geology, Safety of Dams, Bienne, Switzerland
- EM 1110-2-2100 – “Stability Analysis of Concrete Structures” –Enginner Manuals
- Goodman, Richard E. (1989) – “Rock Mechanics” Second Edition, John Wiley & Sons
- Hodge, A. Trevor (2000) - “Reservoirs and Dams”, Handbook of Ancient Water Technology.
- Iida, Ryuichi & Shibata, Isao (1990) – “Design of Arch Dams With Small Central Angle in Japan” in “Arch Dams”, Edit by J. Laginha Serafim & R. W. Clough, Balkema, Rotterdam/ Brookfield

- Johansson, Rebecka & Kronberg, Emma (2011) – “Stability analysis of the hydropower arch dam Jinping I in China”, Sweden
- Júlio, Eduardo (1994) – “Determinação Numérica de Formas para Barragens Abóbada pelo Método da Membrana”, Coimbra
- Meliço, José (2010) – “Escolha de Formas de Barragens Abóbada”, Lisboa
- Mgalobelov, Yu B. & Landau, Yu A. (1997) – “Non-Conventional Constructions of Concrete Dams and Rock Foundations”, Taylor & Francis Group
- Nunes, P. A. (1990) - “Arch Dams”, Edit by J. Laginha Serafim & R. W. Clough, Balkema, Rotterdam/ Brookfield
- Pinto, Paulo (2013) – Material de aulas de apoio à disciplina de Mecânica das Rochas
- Planet Seed - planetseed.com/pt-br/relatedarticle/fontes-alternativas-de-energia-energia-hidreletrica, consultado em Fevereiro de 2013
- Portal Energia - portal-energia.com/energia-hidrica/, consultado em Fevereiro de 2013
- R. Sharpe (1968) – “The Analysis and Optimum Design of Arch Dams”, Ph Thesis, University of Southapton
- Ribeiro, César (2009) – “Análise e Optimização de Uma Barragem de Gravidade”, Coimbra
- Silva, Ana (2009) – “Reforço Estrutural de Barragens Abóbada Visando o seu Alteamento”, Porto
- Silva, V. Dias (2004) – “Mecânica e Resistência dos Materiais”, ZUARI, Coimbra
- Sharpe, R. (1968) – “The Analisis and Optimum Design of Arch Dams. Ph Thesis. University of Southampton
- Simões et al (1989) - “Entropy-based Synthesis of pretensioned Cable Net Structures”, Engrg. Optimization
- Simões, L. M. C.; Lapa, J. A. M. & Negrão, J. H. (1990) – “Search for Arch Dams With Optinal Shape” in “Arch Dams”, Edit by J. Laginha Serafim & R. W. Clough, Balkema, Rotterdam/ Brookfield
- Simões, L. M. C. (2008) – “Optimização de Estruturas”.ST – Artes Gráficas, Lda., Coimbra
- SimScience - http://simscience.org/cracks/advanced/arch_hist1.html - Consultado em Fevereiro de 2013
- Traianvs - http://www.traianvs.net/textos/archdams_en.htm, consultado em Fevereiro de 2013
- Veltrop, J. A (1988) – Concrete Arch Dams in Development of Dam Engineering in the United States, ed. E. Kollgaard & W. Chadwick. Pergamon Press
- Wasserman, K (1984) – “Three-dimensional Shape Optimization of Arch Dams with Prescribed Shape Functions”, Journal of Structural Mechanics, Vol II
- woc.uc.pt - woc.uc.pt/dem/getFile.do?tipo=2&id=
- Yamaguchi, Yoshikazu; Iwashita, Tomoya & Sasaki, Takashi (2005) – “Calculation Method of Hydrodynamic Pressure in Seismic Response Analysis of Gates”
- Zienkiewicz, O. C. & Ricketts, R. E. (1984) – “Shape Optimization of Continuum Structures”, John Wiley & Sons Ltd.

ANEXO – ELEMENTOS SÓLIDOS FINITOS

Existem dois grupos de elementos finitos, os elementos Lagrangeanos o os elementos serendipíticos.

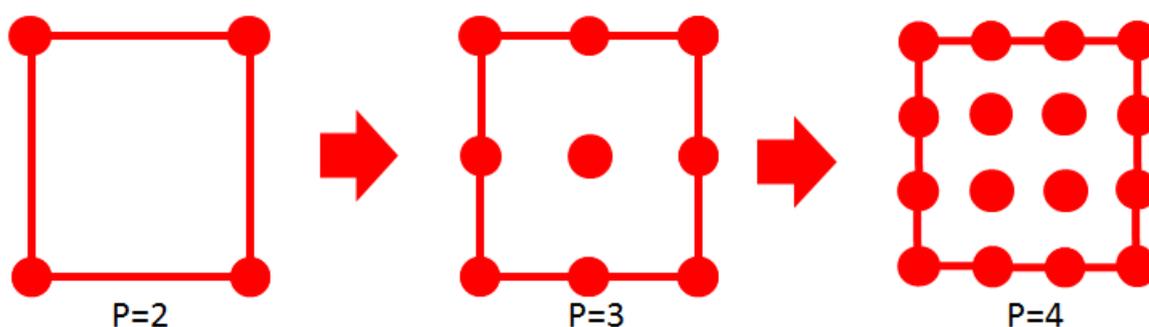


Figura 0.1 – Elementos finitos da família lagrangeana

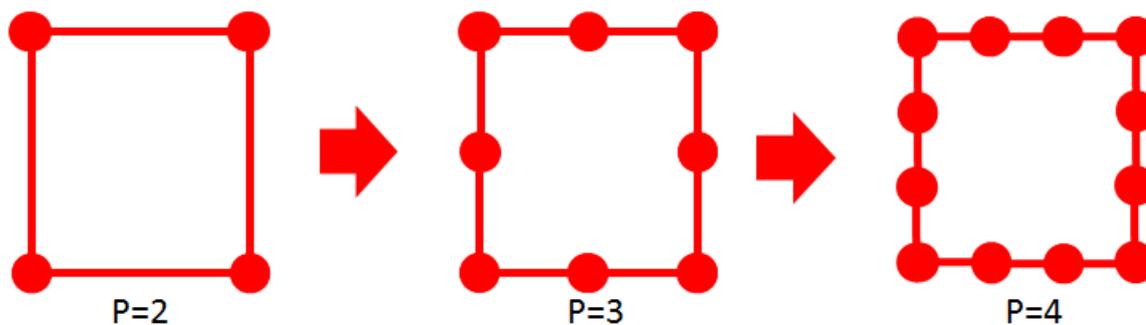


Figura 0.2 – Elementos finitos da família serendipity

Se o número de pontos numa aresta do elemento for P , o número de nós nos elementos bidimensionais lagrangeanos será P^2 e P^3 no caso dos elementos tridimensionais. Para os elementos bidimensionais da família serendipítica, no caso da discretização apresentada (Figura 0.2), terão o número de nós correspondente a $4(P-1)$. Tanto os elementos bidimensionais como tridimensionais serendipíticos poderão apresentar outro tipo de discretização sem ser necessariamente simétrica (Azevedo, 2003).

Os elementos tridimensionais mais comuns são hexaedros e tetraedros.

O hexaedro mais simples é o que possui 8 nós, mas para resultados mais precisos são muitas vezes usados sólidos serendipíticos de 20 nós e lagrangeanos de 27. Os tetraedros mais comuns apresentam 4, 10 ou 11 nós.

O Software SAP2000 recorre a elementos Lagrangianos. No âmbito desta dissertação foram utilizados hexaedros de oito nós.

No método dos elementos finitos, o cálculo de matrizes elementares e de vectores envolve o cálculo de integrais que possuem algum nível de complexidade. Por este motivo é necessário recorrer a técnicas de integração numérica, sendo a Quadratura de Gauss a técnica mais comum. Este procedimento de integração numérica tem como principal vantagem o facto de poder ser facilmente incluído num programa de computador destinado à análise de estruturas como é o caso do software SAP2000 (Carreiro, 2009).

No domínio tridimensional, a quadratura de Gauss tem a seguinte expressão:

$$\int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 f(r, s, t) dr ds dt = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{i=1}^n W_i W_j W_k g(r_i, s_j, t_k) dr ds dt \quad (59)$$

Sendo:

- n o número de pontos de integração;
- W_i é o peso associado ao ponto de integração i relativamente ao eixo r (homologo para W_j, W_k);
- r é a coordenada do ponto de integração i;
- s é a coordenada do ponto de integração j;
- t é a coordenada do ponto de integração k.

Sendo novamente P o número de nós por aresta, para a quadratura de Gauss integra-se um polinómio de grau $2P-1$. As coordenadas dos pontos de integração e os pesos associados a estes estão no Quadro 0.1.

Quadro 0.1 - Integração numérica de Gauss. Pontos e pesos de Gauss utilizando n pontos de Gauss por direcção.

| $\pm a$ | W_i |
|---------------------|---------------------|
| n=1 | |
| 0 | 2.00000 00000 00000 |
| n=2 | |
| 0.57735 02691 89626 | 1.00000 00000 00000 |
| n=3 | |
| 0.77459 66692 41483 | 0.55555 55555 55556 |
| 0.00000 00000 00000 | 0.88888 88888 88889 |
| n=4 | |
| 0.86113 63115 94053 | 0.34785 48451 37454 |
| 0.33998 10435 84856 | 0.65214 51548 62546 |
| n=5 | |
| 0.90617 98459 38664 | 0.23692 68850 56189 |
| 0.53846 93101 05683 | 0.47862 86704 99366 |
| 0.00000 00000 00000 | 0.56888 88888 88889 |

Exemplo: Considere-se o seguinte Hexaedro possui dois pontos de integração em cada aresta. Tendo a dimensão 2X2X2

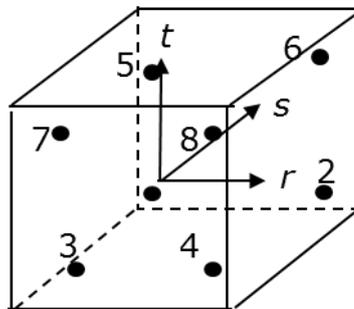


Figura 0.3 – Hexaedro exemplo

Consultando o Quadro 0.1 obtém-se os seguintes resultados:

Quadro 0.2 – Coordenadas dos Pontos de Gauss

| Ponto de Gauss | r | s | t |
|----------------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | +0.577350 | -0.577350 | -0.577350 |
| 2 | +0.577350 | +0.577350 | -0.577350 |
| 3 | -0.577350 | -0.577350 | -0.577350 |
| 4 | -0.577350 | +0.577350 | -0.577350 |
| 5 | +0.577350 | -0.577350 | +0.577350 |
| 6 | +0.577350 | +0.577350 | +0.577350 |
| 7 | -0.577350 | -0.577350 | +0.577350 |
| 8 | -0.577350 | +0.577350 | +0.577350 |

Na integração de um cubo de 8 pontos nodais é suficiente utilizar 8 pontos de Gauss (P=2).
(woc.uc.pt)