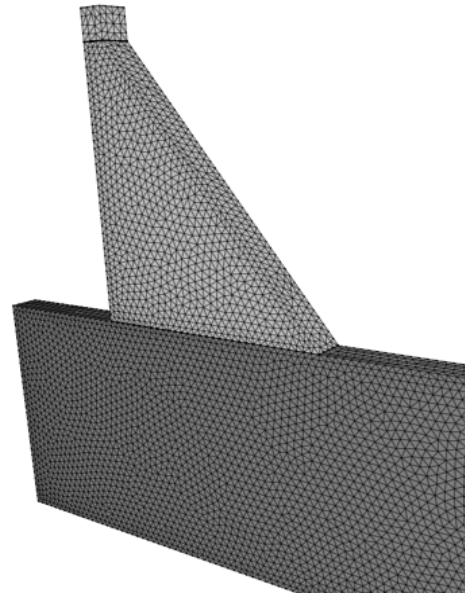




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**

**ISEL**



## **Utilização de modelos numéricos no cálculo estrutural de barragens gravidade de betão**

**CAROLINA DE MATOS AGUILAR PINTO**  
(Licenciada em Engenharia Civil)

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o ISEL e o LNEC

Orientador:

Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes (ISEL)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado (ISEL)

Vogais: Doutor António Luís Henriques Tavares de Castro (LNEC)

Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes (ISEL)

**Fevereiro de 2012**

# **UTILIZAÇÃO DE MODELOS NUMÉRICOS NO CÁLCULO ESTRUTURAL DE BARRAGENS GRAVIDADE DE BETÃO**

## **RESUMO**

O principal objectivo desta dissertação é a verificação da segurança de barragens gravidade. A verificação da segurança de estruturas pode ser efectuada recorrendo a diversas metodologias quer experimentais quer numéricas. Com este trabalho, procurou-se utilizar uma metodologia, baseada em métodos numéricos, específica e já devidamente testada no dimensionamento de barragens, mas de difícil acesso à grande maioria da comunidade técnico científico (Método dos Elementos Discretos), como forma de validação de uma metodologia mais corrente e de mais fácil acesso (Método dos Elementos Finitos).

Como introdução ao tema é feita uma abordagem geral às barragens, diferenciando os vários tipos existentes. São apresentados os conceitos fundamentais da mecânica dos sólidos, e o comportamento estrutural de barragens, tal como os princípios de segurança a ter em conta num projecto de barragens de betão.

Com base na descrição dos modelos de controlo de segurança de barragens gravidade efectuada, foram desenvolvidos dois modelos numéricos baseados em cada uma das metodologias de análise escolhida. Os modelos foram efectuados para um perfil típico de uma barragem gravidade de betão. Os métodos numéricos são desenvolvidos nos programas de cálculo SAP2000 e no 3DEC respectivamente para o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos Discretos. É feita a análise da estrutura através das duas metodologias, com base nos resultados em termos de deslocamentos, deformadas e tensões para as acções e combinações consideradas.

Em face dos resultados numéricos são retiradas as conclusões elucidativas, sobre as metodologias mais correctas que deverão ser implementadas na verificação da segurança de barragens gravidade.



# USE OF NUMERICAL MODELS IN THE STRUCTURAL ANALYSIS OF CONCRETE GRAVITY DAMS

## ABSTRACT

The main purpose of this work is verifying the security of gravity dams. In order to verify the security of structures it can be done by different methods, like experimental or numerical. The research of this work try to find the method, based on numerical methods, specific and properly tested in dams design, but with a difficult access to the most technical scientific (Discrete Element Model), with a method that on the order hand is more current and easier access (Finite Element Model).

The introduction of the study will give a general overview over dams, by comparing the various dam types that exist. The fundamental concepts of solid mechanics and the structural behavior of the dam will be explained, as well as the security guidelines that need to be taking into account in a concrete dam project.

The introduction will further evaluate different types of controlling the structural security of the gravity dams, illustrated on two numerical methods, and based on each one of the analysis methods chosen. In order to demonstrate these examples a model was chosen that corresponds with a common type of concrete gravity dams. The numerical methods are developed in the SAP2000 and 3DEC, respectively for the Finite Elements Method and the Method of the Discreet Elements. An analysis of the construction through these two programs is achieved by evaluating the displacements and distortions of the different actions and combinations, generated by the two models.

The conclusion will be based on the numerical results of the two models and their comparison to each other. The method, which will produce the most accurate results, will then be utilized in order to verify the security of the gravity dams.



## **PALAVRAS CHAVE**

Barragem gravidade

Controlo da segurança de barragens

Método dos elementos finitos

Método dos elementos discretos

Descontinuidades

Elementos de junta

## **KEY WORDS**

Gravity dam

Dam safety control

Finite element model

Discrete element model

Discontinuities

Joint elements



## **Agradecimentos**

O meu principal agradecimento é dirigido ao Doutor Jorge Gomes pelo seu apoio desde o primeiro dia em que lhe pedi para ser o meu Orientador e pela oportunidade que me deu para realizar o estágio no LNEC, onde desenvolvi todo o trabalho. Não posso deixar de lhe agradecer o saber que partilhou comigo, o tempo, a disponibilidade, a ajuda e a paciência que contribuíram para a realização desta dissertação.

Agradeço também ao LNEC a possibilidade de me concedeu de realizar este trabalho no departamento de Barragens de Betão (Núcleo de Modelação Matemática e Física).

Agradeço aos meus pais o apoio e o carinho sempre presentes. Agradeço à minha irmã a partilha, sempre.

Por fim agradeço aos meus colegas e amigos que sempre me acompanharam neste como noutros percursos da vida e em especial ao David por todo o apoio, força e incentivo.



## Lista de símbolos

$\underline{B}$	Matriz resultante da multiplicação do operador diferencial ( $\underline{L}$ ) pela matriz das funções de interpolação ( $\underline{N}$ ) do elemento finito
$c$	Capacidade térmica mássica
$\underline{D}$	Matriz de elasticidade
$E$	Módulo de elasticidade
$\underline{f}$	Vector das forças mássicas
$F^e$	Forças nodais
$F_i$	Força resultante aplicada no centróide dos blocos
$F_i^a$	Restantes forças aplicadas no centróide dos blocos
$F_i^c$	Forças devidas aos contactos aplicadas no centróide dos blocos
$F_i^g$	Forças devidas à aceleração da gravidade aplicadas no centróide dos blocos
$h$	Difusibilidade térmica
$H$	Pesos dos pontos de integração
$I_s$	Momento de inércia médio no centróide do bloco
$\underline{J}$	Matriz Jacobiana
$k$	Condutibilidade térmica
$k_i$	Rigidez associada ao nó $i$
$k_i^c$	Rigidez devida aos contactos associada ao nó $i$
$k_i^e$	Rigidez devida aos elementos associada ao nó $i$
$k_{max}$	Maior rigidez de contacto do sistema
$\underline{K}^e$	Matriz de rigidez do elemento finito
$L$	Espessura da barragem no cálculo da temperatura
$\underline{L}$	Matriz constituída por operadores diferenciais para o elemento finito
$m$	Massa
$m_i$	Massa associada ao nó $i$
$M_i$	Momentos aplicados no centróide do bloco segundo a direcção $i$

$M_i^a$	Restantes momentos aplicados no centróide dos blocos
$M_i^c$	Momentos devidos aos contactos aplicados no centróide dos blocos
$M_i^g$	Momentos devidos à aceleração da gravidade aplicados no centróide dos blocos
$\underline{N}$	Matriz das funções de interpolação do elemento finito
$N_i$	Função de interpolação do elemento finito
$P$	Período
$t$	Tempo
$\underline{u}$	Vector de deslocamentos
$u_i$	Vector segundo a direcção $i$
$\dot{u}_i$	Velocidade na direcção $i$
$\ddot{u}_i$	Aceleração na direcção $i$
$\underline{u}^e$	Vector dos deslocamentos nodais do elemento finito
$u_m$	Deslocamentos em qualquer ponto do elemento
$W^{ext}$	Trabalho das forças exteriores
$w_i$	Rotação no centróide do bloco segundo a direcção $i$
$\dot{w}_i$	Velocidade de rotação no centróide do bloco segundo a direcção $i$
$W^{int}$	Trabalho das forças interiores
$x$	Distância segundo o eixo dos $XX$
$x_m$	Coordenadas gerais
$y_m$	Coordenadas locais
$\alpha$	Coeficiente de amortecimento viscoso na formulação do método dos elementos discretos
$\underline{\xi}$	Vector das extensões num ponto
$\underline{\xi}^0$	Vector das extensões iniciais num ponto
$\varepsilon_{ij}$	Vector das extensões num ponto
$\theta(x,t)$	fluxo térmico
$\rho$	Massa especifica
$\underline{\sigma}$	Vector das tensões

$\tilde{\sigma}^0$	Vector das tensões iniciais num ponto
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\omega_{\max}$	Frequência própria mais alta
$\partial$	Derivada parcial
$\Delta t$	Passo de cálculo, incremento de tempo
$\Delta t_{\text{crit}}$	Passo de cálculo crítico, valor máximo a considerar devido aos movimentos dos blocos, num cálculo de blocos deformáveis
$\Delta t_e$	Passo de cálculo máximo a considerar devido às deformações internas dos blocos, num cálculo de blocos deformáveis

## Lista de abreviaturas

3DEC	Distinct Element Code
BCC	Betão compactado com cilindros
CAD	Computer aided design
EC8	Eurocódigo 8
ICOLD	International Commission on Large Dams
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MED	Métodos dos elementos discretos
MEF	Métodos dos elementos finitos
NMMF	Núcleo de Modelação Matemática e Física
NPB	Norma de projectos de barragens
PFC	Particle Flow Code
RSB	Regulamento de segurança de barragens
SAP	Structural Analysis Program



## Índice do Texto

<b>Capítulo 1 - Introdução.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 - Considerações gerais sobre barragens.....</b>	<b>1</b>
<b>1.2 - Objectivos da dissertação.....</b>	<b>6</b>
<b>1.3 - Estrutura da dissertação.....</b>	<b>8</b>
<b>Capítulo 2 – Barragens gravidade de betão.....</b>	<b>9</b>
<b>2.1 - Considerações gerais.....</b>	<b>9</b>
<b>2.2 - Análise da segurança de barragens.....</b>	<b>10</b>
2.2.1 - Utilização de modelos no controlo da segurança estrutural.....	11
2.2.2 - Observação e controlo de segurança.....	13
<b>2.3 - Descrição das acções.....</b>	<b>15</b>
2.3.1 - Considerações gerais.....	15
2.3.2 - Peso Próprio.....	15
2.3.3 - Pressão hidrostática.....	16
2.3.4 - Subpressão.....	16
2.3.5 - Variação de temperatura.....	19
2.3.6 - Acção Sísmica.....	21
<b>2.4 - Verificação da estabilidade global da barragem.....</b>	<b>22</b>
<b>2.5 - Considerações finais.....</b>	<b>23</b>
<b>Capítulo 3 – Modelos numéricos utilizados no controlo de segurança estrutural de barragens gravidade de betão.....</b>	<b>25</b>
<b>3.1 - Considerações gerais.....</b>	<b>25</b>
<b>3.2 - Modelos Numéricos.....</b>	<b>29</b>
3.2.1 - Método dos Elementos Finitos.....	30
3.2.1.1 - Considerações gerais.....	30
3.2.1.2 - Formulação genérica do método dos elementos finitos.....	32
3.2.2 - Método dos Elementos Discretos.....	41
3.2.2.1 - Considerações gerais.....	41
3.2.2.2 - Formulação genérica do método dos elementos discretos.....	41
<b>Capítulo 4 - Exemplo de aplicação.....</b>	<b>49</b>

<b>4.1 - Considerações gerais .....</b>	<b>49</b>
<b>4.2 - Descrição do modelo .....</b>	<b>49</b>
<b>4.3 - Caracterização das acções .....</b>	<b>51</b>
<b>4.4 - Combinação de acções .....</b>	<b>55</b>
<b>4.5 - Modelação no programa SAP2000 .....</b>	<b>55</b>
4.5.1 - Descrição do modelo .....	56
4.5.2 - Aplicação das acções .....	59
<b>4.6 - Modelação no programa 3DEC .....</b>	<b>60</b>
4.6.1 - Descrição do modelo .....	61
4.6.2 - Aplicação das acções .....	62
<b>4.7 - Considerações finais .....</b>	<b>64</b>
<b>Capítulo 5 - Verificação da estabilidade e apresentação de resultados.....</b>	<b>65</b>
<b>5.1 - Considerações gerais .....</b>	<b>65</b>
<b>5.2 - Verificação da estabilidade da barragem.....</b>	<b>65</b>
<b>5.3 - Comparação de resultados .....</b>	<b>70</b>
<b>Capítulo 6 – Conclusões .....</b>	<b>93</b>
<b>6.1 - Síntese.....</b>	<b>93</b>
<b>6.2 - Perspectivas futuras .....</b>	<b>95</b>
<b>Referências bibliográficas .....</b>	<b>97</b>
<b>Sites consultados .....</b>	<b>99</b>

# Índice de figuras

## Capítulo 1

Figura 1.1 – Barragem de Alqueva [Site 1]. .....	2
Figura 1.2 – Tipos de Barragens: a) Barragem de Bemposta (Betão); b) Barragem de Pedrógão (BCC); c) Barragem de Beliche (Aterro); d) Barragem da Tapada (Alvenaria); e) Barragem de Bastelos (Enrocamento); f) Barragem do Sabugal (Terra Zonada), [Site 1]. .....	3
Figura 1.3 – Tipos de Barragens: 1) Barragem de Pedrógão (gravidade); 2) Barragem do Caia (contrafortes); 3) Barragem de Venda Nova (arco-gravidade); 4) Barragem de Salamonde (abóbada); 5) Barragem da Aguieira (abóbada múltipla), [Site 1]. .....	5

## Capítulo 2

Figura 2.1 – Corte esquemático de uma barragem de gravidade [Site 3]. .....	9
Figura 2.2 – Sistema hidráulico de aplicação do peso próprio e pressão hidrostática para o cenário de decréscimo da resistência do betão [Gomes, 2005]. .....	12
Figura 2.3 – Diagrama da pressão hidrostática .....	16
Figura 2.4 – Diagrama da subpressão: a) com sistema de drenagem em pleno funcionamento; b) sem sistema de drenagem .....	18
Figura 2.5 – Variação da temperatura ao longo da distância para a equação do fluxo.....	20
Figura 2.6 – Zonamento Sísmico estabelecido no EC8 [EC8].....	21

## Capítulo 3

Figura 3.1 – Utilização de modelos físicos em estudos de verificação para cenários de rotura. a) vista de jusante após a rotura do modelo para um cenário de deterioração do betão; b) vista de jusante do modelo para um cenário de movimento numa falha do maciço de fundação (LNEC - NMMF). .....	28
Figura 3.2 – Incógnitas e equações fundamentais da Mecânica dos Sólidos (adaptado de [Oliveira, S. et al,2003]).....	31

Figura 3.3 – Exemplo de estruturas discretizadas em elementos finitos [Oliveira, S. et al, 2003].....	32
Figura 3.4 - Eixos gerais $x_m$ e eixos locais $y_n$ num elemento finito quadrangular de 4 pontos nodais.....	34
Figura 3.5 - Relação entre coordenadas gerais e coordenadas locais - matriz Jacobiana.....	35
Figura 3.6 - Funções de forma. Elementos finitos lineares de placa quadrangulares [Oliveira et al.,2003] .....	36
Figura 3.7 - Funções de forma. Elementos finitos de 2ª ordem de placa quadrangulares. [Oliveira et al.,2003] .....	36
Figura 3.8 - Funções de forma. Elemento finito tridimensional, isoparamétrico tipo cubo com 20 nós. ....	37
Figura 3.9 - Bloco rígido; Bloco deformável discretizado em malha tetraédrica [Lemos,2001] .....	42
Figura 3.10 - Contactos entre blocos deformáveis planos (VV – vértice- vértice e VL – vértice-lado) [Gomes,2006].....	43
Figura 3.11 - Contactos entre blocos rígidos tridimensionais, VF– vértice-face e EE – aresta-aresta [Lemos, 2001].....	43

## Capítulo 4

Figura 4.1 – Modelo da barragem e da fundação com as respectivas dimensões (m) .....	50
Figura 4.2 – Diagrama da pressão hidrostática no paramento de montante....	51
Figura 4.3 – Diagrama da aplicação da subpressão com sistema de drenagem em pleno funcionamento – Sub1. ....	52
Figura 4.4 – Diagrama da aplicação da subpressão sem sistema de drenagem - Sub2. ....	53
Figura 4.5 – Acelerograma relativo ao Sismo Base de Projecto (SBP).....	54
Figura 4.6 – Acelerograma relativo ao Sismo Máximo de Projecto (SMP).....	54
Figura 4.7 – Discretização da barragem e da sua fundação [SAP2000]. ....	57
Figura 4.8 – Comportamento não-linear de uma descontinuidade admitindo um comportamento Mohr-Colomb caracterizado só pelo coeficiente de atrito.....	58

Figura 4.9 – Propriedades de um <i>link friction isolator</i> para o comportamento não-linear, utilizado na ligação de dois nós [Computers and Structures, 2009] .....	58
Figura 4.10 – Modelo do 3DEC. Discretização em elementos tetraédricos .....	62
Figura 4.11 – Aplicação da temperatura, situação de albufeira cheia de Inverno (Tcheial) – 3DEC .....	63
<b>Capítulo 5</b>	
Figura 5.1 – Sistema de eixos adoptados e pontos O (origem) e P (ponto de derrubamento) .....	66
Figura 5.2 – Diagramas para cada acção das tensões normais na superfície de inserção.....	67
Figura 5.3 – Diagramas para cada acção das tensões tangenciais na superfície de inserção.....	68
Figura 5.4 - Deformada devido à acção do PP - SAP2000 (deslocamentosx1000).....	72
Figura 5.5 – Isolinhas de deslocamentos devido à acção do PP - 3DEC.....	72
Figura 5.6 - Deformada devido às acções do PP+PH – SAP2000 (deslocamentosx1000).....	73
Figura 5.7 – Isolinhas de deslocamentos devido às acções do PP+PH – 3DEC .....	73
Figura 5.8 - Deformada devido às acções do PP+PH+Sub1 – SAP2000 (deslocamentosx1000).....	74
Figura 5.9 – Isolinhas de deslocamento devido às acções do PP+PH+Sub1 – 3DEC .....	74
Figura 5.10 - Deformada devido às acções do PP+PH+Sub2 – SAP2000 (deslocamentosx1000).....	75
Figura 5.11 – Isolinhas de deslocamento devido às acções do PP+PH+Sub2 – 3DEC .....	75
Figura 5.12 – Comparação dos resultados nos dois modelos em termos de deslocamentos horizontais e verticais do paramento de montante, para as acções: PP, PH, Sub1 e Sub2. ....	76
Figura 5.13 – Deformada devido às acções do PP+PH+Sub1 – SAP2000 (deslocamentox20) .....	77

Figura 5.14 – Isolinhas de deslocamentos devido às acções do PP+PH+Sub1 – 3DEC .....	78
Figura 5.15 – Deslocamentos tangencias devido à acção do SBP no ponto M da superfície de inserção .....	79
Figura 5.16 – Deslocamentos tangenciais devido à acção do SBP no ponto J da superfície de inserção .....	79
Figura 5.18 – Deslocamento horizontal devido ao SMP no ponto M da superfície de inserção .....	80
Figura 5.19 – Deslocamento horizontal devido ao SMP no ponto J da superfície de inserção .....	80
Figura 5.19 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de inverno com albufeira vazia, TvaziaI).....	81
Figura 5.20 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de verão com albufeira vazia, TvaziaV).....	82
Figura 5.21 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de inverno com albufeira cheia, TcheiaI).....	82
Figura 5.22 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de verão com albufeira cheia, TcheiaV).....	83
Figura 5.23 – Tensões principais devido às acções do PP+TvaziaV (MPa) ....	84
Figura 5.24 – Tensões principais devido às acções do PP+TvaziaI (MPa).....	84
Figura 5.25 – Tensões principais devido às acções do PP+PH+Sub1+TcheiaI (MPa) .....	85
Figura 5.26 – Tensões principais devido às acções do PP+PH+Sub1+TcheiaV (MPa).....	85
Figura 5.27 – Tensões principais devido às acções: a) PP; b) SBP (MPa).....	86
Figura 5.28 – Tensões principais devido às acções: a) PP+TvaziaV; b) SBP (MPa).....	86
Figura 5.29 – Tensões principais devido às acções: a) PP+TvaziaI; b)SBP (MPa).....	87
Figura 5.30 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+TcheiaV; b) SBP (MPa) .....	87
Figura 5.31 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+TcheiaI; b) SBP (MPa).....	88

Figura 5.32 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+TcheiaV; b) SMP (MPa).....	88
Figura 5.33 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+Tcheial; b) SMP (MPa).....	89
Figura 5.34 –Localização dos pontos admitidos no corpo da barragem para a verificação estrutural da obra.....	89



## Índice de quadros

Quadro 5.1 – Forças resultantes para cada acção e respectivo ponto de aplicação.....	66
Quadro 5.2 – Verificação ao deslizamento para os cenários correntes e de rotura.....	69
Quadro 5.3 – Verificação da segurança ao deslizamento.....	70
Quadro 5.4 – Deslocamentos tangenciais máximos na superfície de inserção.....	81
Quadro 5.5 – Tensões principais máximas de compressão e de tracção.....	90



## **Capítulo 1 - Introdução**

### **1.1 - Considerações gerais sobre barragens**

Em Portugal está prevista para a próxima década a construção de diversas grandes barragens. As barragens assumem um papel de grande importância no estabelecimento das políticas de desenvolvimento do território, devido à sustentabilidade que garantem, pois permitem o abastecimento de águas às populações, a irrigação, a produção de energia hidroeléctrica, o controlo de cheias com a prevenção de inundações e a formação de um lago artificial, que pode permitir actividades recreativas e navegação nos rios.

Este tipo de estruturas tem um papel fundamental nos dias de hoje, pois os recursos de água doce são cada vez mais limitados e distribuídos de forma desigual. Existem regiões onde é fundamental a disponibilidade de água, para a sobrevivência das comunidades.

Devido a variações sazonais e várias irregularidades no fluxo, os rios não apresentam um escoamento eficiente, o que leva a inundações e secas, causando problemas de proporções catastróficas. A construção de barragens permite uma regularização do caudal, na medida em que garantem um armazenamento de água em albufeiras, minimizando desde modo as inundações, permitem também um abastecimento de água às populações, reduzindo os problemas de escassez de água. As barragens garantem o caudal ecológico.

As barragens potenciam o crescimento económico sustentável, contribuindo na produção de energia hidroeléctrica, no entanto, há que ter em conta o enquadramento social e político que está associado a este tipo de construção, como exemplo a Barragem de Alqueva (Fig.1.1).

É necessário garantir a segurança global de uma barragem, em todos os aspectos, estrutural, hidráulico e ambiental. Os acidentes passíveis de ocorrer na construção deste tipo de estrutura podem por em risco bens e populações. Para o controlo da segurança estrutural, é fundamental desenvolver modelos

que permitam simular o seu comportamento, desde a fase de construção até ao final do período de exploração.



Figura 1.1 – Barragem de Alqueva [Site 1].

As barragens podem ser classificadas quando à dimensão, material constituinte, forma estrutural, finalidade e capacidade de armazenamento. De acordo com o “International Commission on Large Dams” ICOLD [Site 2], as barragens são agrupadas de acordo com a sua altura e volume de água armazenado, podendo ser Grandes Barragens, Pequenas Barragens ou Barragens Principais.

Designa-se de grande barragem, aquela que possui uma altura superior a 15m, medida desde a cota mais baixa da fundação até ao coroamento. As que possuem uma altura entre os 5 e os 15m são também designadas por grandes barragens, desde que o seu reservatório armazene um volume de água superior a 3 milhões de metros cúbicos. As barragens com uma altura superior a 150m são Barragens Principais, as restantes constituem as Pequenas Barragens.

Segundo o “Regulamento de Segurança de Barragens” (RSB), as barragens são classificadas em função dos danos potenciais associados à onda de inundação no vale a jusante por Classes de Risco, Classe I, II e III consoante a ocupação humana, os bens e o ambiente. Nas barragens de Classe I a população residente no vale a jusante é igual ou superior a 25 pessoas. Para a Classe II a população é inferior a 25 pessoas ou existem instalações ou infraestruturas importantes, de grande valor ou dificilmente recuperáveis. As restantes barragens são de Classe III.

Existe outro tipo de classificação para as barragens, que está relacionada com o tipo de material que é constituída a barragem, podendo ser de betão, betão compactado a cilindro (BCC), alvenaria, aterro, enrocamento, de terra zonada, etc. Na figura 1.2 apresentam-se alguns exemplos.

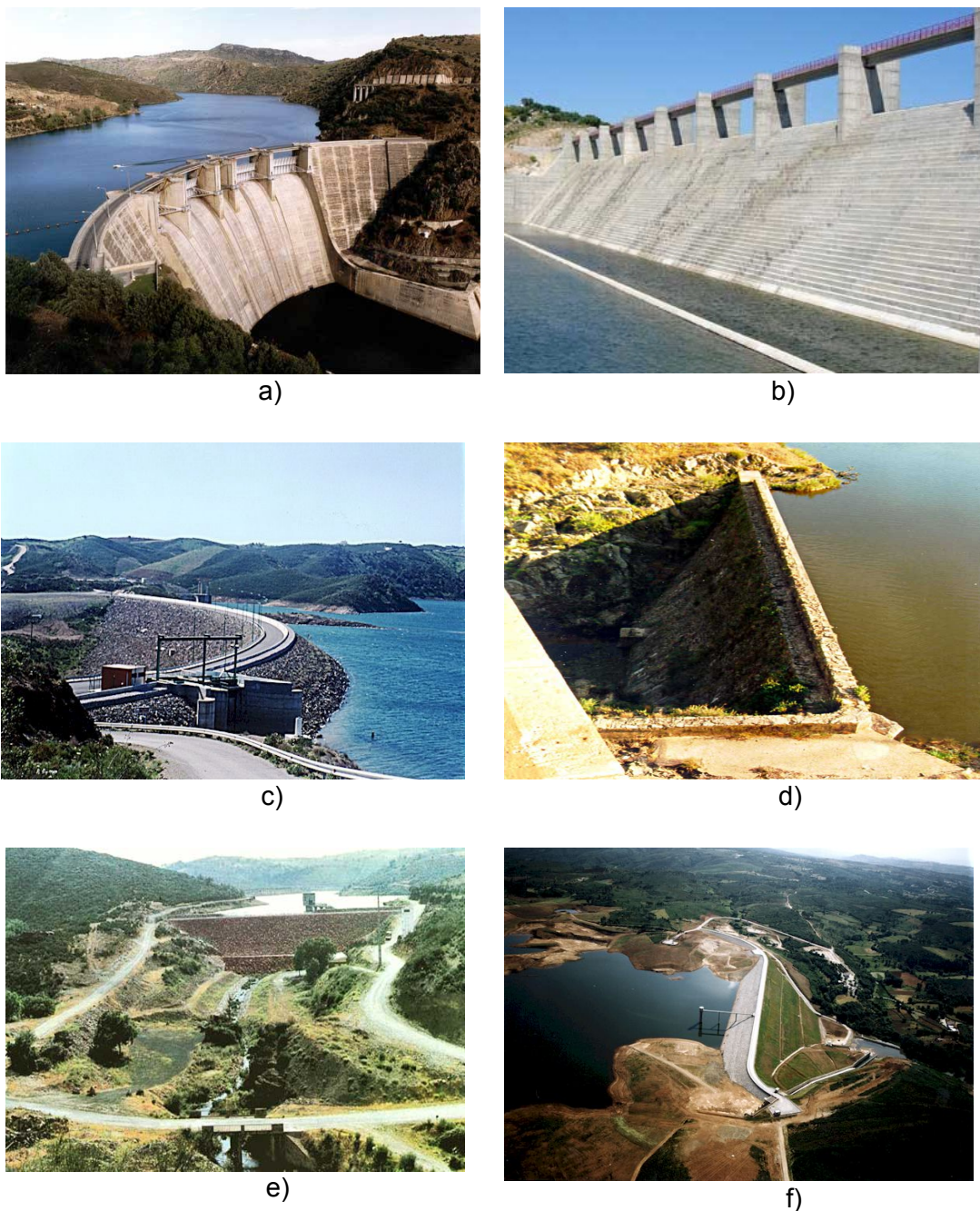


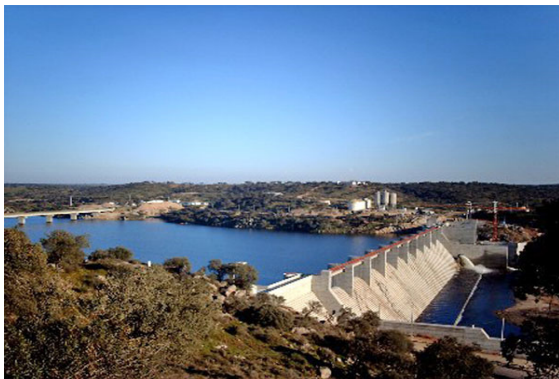
Figura 1.2 – Tipos de Barragens: a) Barragem de Bemposta (Betão); b) Barragem de Pedrógão (BCC); c) Barragem de Beliche (Aterro); d) Barragem da Tapada (Alvenaria); e) Barragem de Bastelos (Enrocamento); f) Barragem do Sabugal (Terra Zonada), [Site 1].

As barragens de betão são estruturas de grande volume de betão, com o objectivo de contenção de grandes massas de água, projectadas recorrendo a definições geométricas que, permitam a minimização das tensões de tracção atendendo a que, a resistência do betão à tracção é muito reduzida, cerca de dez vezes inferior à sua resistência à compressão.

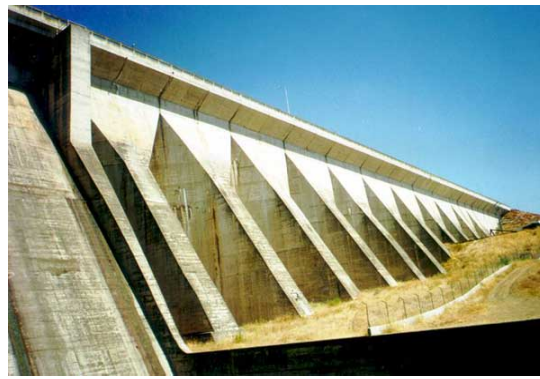
Quanto à geometria e funcionamento estrutural, as barragens de betão podem classificar-se como:

- Barragens de gravidade
- Barragens de contrafortes
- Barragens de arco-gravidade
- Barragens em abóbada, simples ou dupla curvatura
- Barragens de abóbada múltiplas.

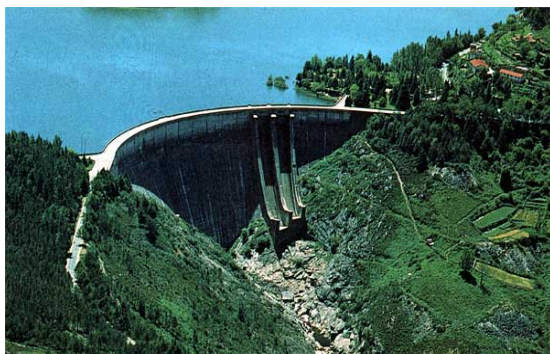
Na figura 1.3 apresentam-se exemplos de cada tipo de barragens enumeradas anteriormente.



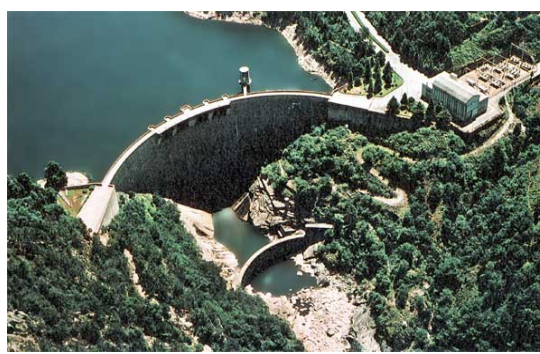
1)



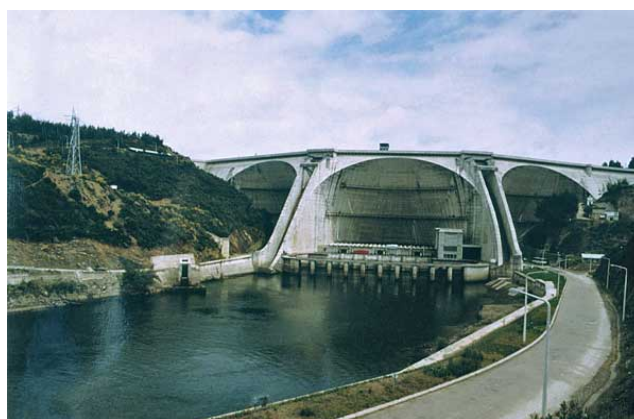
2)



3)



4)



5)

Figura 1.3 – Tipos de Barragens: 1) Barragem de Pedrógão (gravidade); 2) Barragem do Caia (contrafortes); 3) Barragem de Venda Nova (arco-gravidade); 4) Barragem de Salamonde (abóbada); 5) Barragem da Agueira (abóbada múltipla), [Site 1].

## **1.2 - Objectivos da dissertação**

Esta dissertação tem como principal objectivo, a verificação da segurança de barragens gravidade, com base num cálculo estrutural aplicando as acções regulamentares. Para o conhecimento e a interpretação do comportamento deste tipo de estrutura, é necessária a utilização de modelos, que podem ser modelos experimentais ou modelos numéricos.

A verificação da segurança global é condicionada pelo deslizamento ao longo da superfície de inserção da barragem ou das descontinuidades da fundação.

Nesta dissertação são apresentados os dois tipos de modelos, dando-se especial relevância aos modelos numéricos que constituem a ferramenta utilizada no presente trabalho. Deste modo, optou-se pela modelação numérica através do Método dos Elementos Finitos e do Método dos Elementos Discretos.

O modelo estudado é constituído por duas superfícies descontínuas, sendo estas a barragem e a fundação, tornando-o um modelo descontínuo. Estes modelos constituídos por matérias se admitem contínuas, separam-se por superfícies de descontinuidade.

Embora o Método dos Elementos Finitos seja mais utilizado em meios contínuos, pode ser adaptado para meios descontínuos, como no caso do nosso exemplo. Em relação ao Método dos Elementos Discretos, que se baseia nas leis da dinâmica de corpos, este é particularmente eficiente para tratar problemas de sistemas constituídos por meios descontínuos. Refira-se que a aplicação destes métodos requer a utilização de elementos que devem representar, de forma realista, os fenómenos de comportamento das descontinuidades.

Serão utilizados estes dois métodos para modelar numericamente o protótipo e efectuar uma comparação entre os programas usados neste domínio.

Estudar os tipos de modelos que podem ser utilizados para o cálculo estrutural de barragens, quando, e como deverão ser utilizados, quais as vantagens e resultados que se podem obter através de cada um deles, e os princípios físicos e matemáticos em que se baseiam é também um objectivo da presente dissertação.

Serão utilizados os programas de cálculo SAP2000 e 3DEC (Distinct Element Code) para verificação da segurança estrutural de barragens gravidade.

Os resultados foram desenvolvidos e analisados no LNEC, comparando as diferentes metodologias utilizadas. Com base nas comparações efectuadas, são retiradas as conclusões elucidativas, sobre as metodologias mais correctas que deverão ser implementadas na verificação da segurança de barragens gravidade.

### **1.3 - Estrutura da dissertação**

O texto desta dissertação foi organizado em seis capítulos.

Na presente introdução, que constitui o capítulo 1, faz-se uma abordagem aos tipos e diferentes classificações de barragens.

No capítulo 2, é descrita a análise global de segurança das barragens gravidade de betão, são definidas e explicadas todas as acções envolvidas. Efectua-se uma exposição do regulamento aplicado a este tipo de barragens e desse modo são conhecidos os cenários para os quais as barragens são analisadas.

No capítulo 3, apresentam-se os vários tipos de modelos para o controlo da segurança estrutural de barragens gravidade. Descrevem-se e formulam-se, o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos Discretos, com vista à modelação numérica do exemplo.

No capítulo 4, apresenta-se o exemplo de aplicação, referem-se os principais aspectos geométricos e estruturais, bem como as acções que vão ser adoptadas. São descritos os procedimentos efectuados na modelação do exemplo nos dois programas de cálculo, o SAP2000 e 3DEC.

No capítulo 5 são apresentados os resultados em termos de deslocamentos e de deformadas da estrutura, para as acções aplicadas. Os resultados são analisados e comparados, para os diferentes métodos aplicados no exemplo.

Finalmente segue-se o capítulo 6, onde se apresentam as conclusões e se indicam caminhos de desenvolvimento futuro deste trabalho.

## Capítulo 2 – Barragens gravidade de betão

### 2.1 - Considerações gerais

As barragens gravidade são estruturas que mantêm a sua estabilidade e segurança, em relação às acções devido à sua forma geométrica, à sua massa e à resistência do betão. [U.S.Army Corps of Engineers, 2005].

Estas barragens são conhecidas pela simplicidade de projecto e construção, pelo elevado grau de segurança, independentemente da altura e das condições climáticas. De uma forma geral, estas estruturas são monolíticas, com uma secção transversal tipicamente próxima da forma triangular (figura 2.1). São dimensionadas a fim de garantir a segurança global da estrutura ao deslizamento, derrubamento e flutuação, respeitando sempre as tensões admissíveis do betão e da fundação.

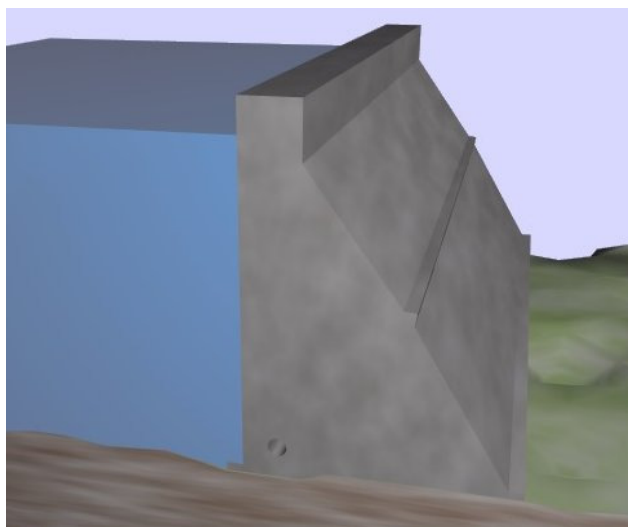


Figura 2.1 – Corte esquemático de uma barragem de gravidade [Site 3].

Os dois sistemas construtivos adoptados actualmente são o betão convencional ou betão compactado com cilindros, sendo que, para qualquer um dos métodos o processo de dimensionamento global é semelhante. Para a sua construção deve-se garantir que o betão de toda a estrutura é uniforme em todos os pontos e as suas propriedades são sempre acompanhadas através de

controles de qualidade. Para a fundação devem ser efectuados estudos geotécnicos ao terreno, de modo a prever possíveis assentamentos diferenciais. A construção da fundação deve obedecer a alguns requisitos, nomeadamente: o terreno e a fundação devem estar suficientemente compactados e assentes, para conseguirem suportar o peso da barragem, a fundação deve ser homogénea e uniforme em todas as direcções, para que a base da barragem assente perfeitamente na fundação.

## **2.2 - Análise da segurança de barragens**

De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens [RSB, 2007], a segurança global de uma barragem consiste na capacidade em satisfazer as exigências de comportamento relativas a aspectos estruturais, hidráulicos e operacionais de modo a evitar a ocorrência de acidentes ou incidentes.

Em termos estruturais, de acordo com o artigo 31º das Normas de Projecto de Barragens [NPB, 1993], “a verificação da segurança para cenários correntes ou de rotura deve ser feita por intermédio de modelos, para as diferentes situações de dimensionamento”. Para a verificação da segurança estrutural global da barragem admitem-se dois cenários, os correntes e os de rotura.

Nos cenários correntes, consideram-se as seguintes acções: o peso próprio, a pressão hidrostática, a subpressão, as variações de temperaturas sazonais e o sismo base de projecto (acção sísmica para um período de retorno de 144 anos).

Admitem-se ainda cenários acidentais, mas que se englobam nos correntes, os seguintes: aqueles em que a pressão hidrostática é devida ao nível de máxima cheia, e os que correspondem à ocorrência do sismo base de projecto em simultâneo com o peso próprio e as temperaturas sazonais, admitindo a albufeira totalmente vazia.

Os cenários de rotura são definidos de forma semelhante aos cenários correntes, diferindo destes apenas no que diz respeito à acção sísmica, devendo nestes casos ser considerado o sismo máximo de projecto, ao qual corresponde um período de retorno de 10000 anos.

Em termos de segurança ambiental, a barragem deve satisfazer os requisitos de comportamento ambientais, nomeadamente, na qualidade das águas, assoreamento de albufeira, evolução do leito a jusante e alteração dos níveis freáticos, bem como, nos aspectos ecológicos, climáticos e arqueológicos.

A segurança hidráulico-operacional é verificada com base na análise da capacidade de resposta dos órgãos de segurança e de exploração. Quanto ao comportamento hidráulico da fundação, há que garantir a capacidade dos sistemas de impermeabilização e de drenagem da fundação, pois um funcionamento deficiente das cortinas de drenagem e de impermeabilização pode afectar a segurança estrutural da obra.

Finalmente deve garantir-se a segurança operacional, que engloba as exigências de funcionalidade dos equipamentos dos órgãos de segurança e exploração.

### **2.2.1 - Utilização de modelos no controlo da segurança estrutural**

Para garantir a segurança global e estrutural de uma barragem é eficaz elaborar modelos que simulem o comportamento das barragens. Estes modelos poderão ser de diversas naturezas, mas essencialmente trata-se de modelos numéricos ou de modelos físicos.

Os modelos numéricos desenvolvidos aplicam-se à verificação da estabilidade global da obra, e à sua verificação estrutural, com base em cálculos de deslocamentos e tensões.

Para os cenários de colapso, a verificação da segurança pode ser feita com base em modelos numéricos [Oliveira S., 2000] e com base em modelos físicos [Rocha et al., 1958; Gomes, J., 2005]. Um dos cenários mais estudados é denominado cenário de deterioração da resistência do betão e este estudo permite determinar, para cada obra, um coeficiente de segurança que indica quanto pode decrescer a resistência do betão (por envelhecimento), sem que ocorra o seu colapso.

Nos modelos físicos, como não é possível fazer decrescer a resistência do material do modelo, opta-se por aumentar proporcionalmente as forças (peso próprio e pressão hidrostática), através do aumento da pressão do óleo no sistema de macacos hidráulicos, aplicados no paramento de montante que simulam as acções consideradas (figura 2.2). Este aumento proporcional das forças é aproximadamente equivalente ao decréscimo da resistência, sendo o coeficiente de segurança determinado fazendo aumentar as forças até que ocorra o colapso no modelo físico.

Os resultados obtidos pelos modelos físicos são normalmente comparados com resultados obtidos numericamente, com base em modelos não lineares baseados em leis constitutivas de dano [Oliveira S., 2000].

No caso das barragens são ainda estudados outros cenários de colapso, com base em modelos físicos e numéricos, nomeadamente cenários associados a movimentos de fundação (escorregamentos em acidentes geológicos; movimentos em falhas tectónicas) e a acções sísmicas, em que se pretende determinar a amplitude/características das acções sísmicas que possam provocar o colapso.

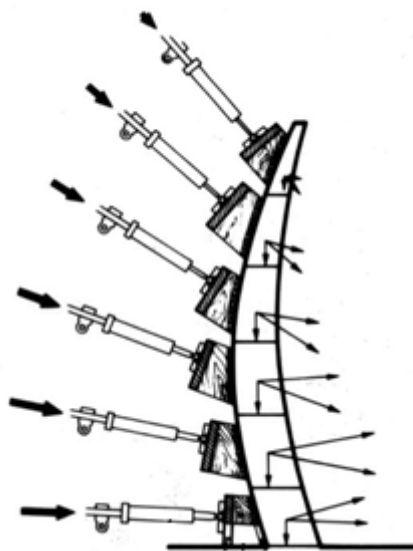


Figura 2.2 – Sistema hidráulico de aplicação do peso próprio e pressão hidrostática para o cenário de decréscimo da resistência do betão [Gomes, 2005].

### **2.2.2 - Observação e controlo de segurança**

Na observação e controlo da segurança de uma barragem deve haver um conjunto de medidas a tomar nas diferentes fases: projecto, construção, primeiro enchimento da albufeira e fase de exploração da obra. Em relação aos aspectos estruturais, hidráulico-operacionais e ambientais, com a finalidade de garantir as suas condições de segurança, permitindo um conhecimento fiável e contínuo do estado da infraestrutura, a detecção atempada de possíveis anomalias e uma intervenção eficaz sempre que se justifique [RSB, 2007].

Na fase inicial que engloba essencialmente, a execução do projecto, a fase construtiva e o primeiro enchimento da albufeira, devem ser elaborados modelos que servem para projectar a obra e também para definir as várias componentes do sistema de observação e ser instalado, designadamente:

- As grandezas para caracterização das acções que o conjunto está sujeito, nomeadamente, temperatura, pluviosidade, nível de albufeira, acelerações sísmicas, etc.
- As grandezas que melhor descrevem o comportamento do conjunto barragem-fundação-albufeira, como por exemplo, a medição de temperaturas, deslocamentos, extensões, tensões, movimentos de juntas, acelerações, caudais, subpressões, etc.
- Os instrumentos para medição das referidas grandezas, como é o caso dos termómetros, extensómetros, tensómetros, bases de alongâmetro, sismómetros, piezómetros, etc.
- O número e a distribuição dos instrumentos de medição;
- A periodicidade das observações.

É com este objectivo que deve ser definido e implementado um Plano de Observação, que visa o controlo de segurança estrutural da barragem durante toda a vida da obra.

No âmbito da observação e análise do comportamento estrutural destas infraestruturas, devem ser tomadas as seguintes medidas desde o início do enchimento da albufeira, exploração e até a fase de abandono:

- Realização de campanhas de inspecção visual da barragem, maciço envolvente e albufeira de forma a detectar possíveis patologias;
- Exploração dos sistemas de observação instalados;
- Desenvolvimento de modelos de interpretação e previsão do comportamento estrutural, que permitam aferir o carácter satisfatório do comportamento da obra.

### **Inspecções visuais**

É útil a determinação de sinais de deterioração ou sintomas de envelhecimento nas barragens de betão, e é por esse motivo que as inspecções visuais são extremamente importantes.

Durante estas inspecções, as principais patologias que são usualmente detectadas nas barragens de betão, relacionam-se essencialmente com a ocorrência de movimentos diferenciais entre blocos ou com a existência de fissuração significativa. Actualmente é possível detectar a existência de fenómenos expansivos, através de análise de resultados obtidos em extensómetros que são colocados no interior do betão ainda durante a fase construtiva e que fornecem leituras durante toda a vida das obras. As inspecções visuais são assim utilizadas, para confirmar a maior ou menor gravidade do processo expansivo. Nalguns casos as reacções expansivas, podem mesmo levar à necessidade de desactivação das obras, como é o caso em Portugal da barragem de Alto-Ceira [LNEC, 2004].

Para as inspecções visuais nos órgãos de segurança que constituem a barragem, é importante verificar a operacionalidade das comportas e o estado de conservação do betão superficial, o qual por vezes se pode deteriorar devido à existência de escoamentos de alta velocidade e turbulência, envelhecimento das estruturas hidráulicas (cavitação, abrasão, ressaltos hidráulicos, etc.), exposição aos agentes atmosféricos, entre outros factores.

Importa referir que a informação adquirida com as inspecções visuais, tem de ser complementada com os dados experimentais provenientes dos sistemas de instrumentação instalados, para que seja possível quantificar as referidas incidências.

Para cada obra, é necessário definir a periodicidade das inspecções visuais a efectuar, o tipo de inspecções a realizar e os principais aspectos a inspecionar na obra e no sistema de observação.

O preenchimento da ficha de inspecção pelos técnicos responsáveis deve contemplar todos os aspectos relevantes, podendo incluir registos fotográficos e desenhos esquemáticos.

## **2.3 - Descrição das acções**

### **2.3.1 - Considerações gerais**

As barragens estão sujeitas a vários tipos de acções que, na sua maioria são variáveis ao longo da vida da obra. As acções nas barragens e nas suas fundações podem actuar em diferentes fases. Inicialmente, durante a construção e no período que decorre até ao primeiro enchimento da albufeira, depois segue-se a fase de decorre ao longo do período do primeiro enchimento da albufeira, e por fim durante a exploração da obra.

### **2.3.2 - Peso Próprio**

Numa barragem de gravidade o peso próprio é a principal acção a actuar na barragem. Este varia directamente com o volume da secção da barragem, e depende do peso específico do betão da barragem e do peso específico do material da fundação, sendo uma carga vertical que actua no sentido da gravidade.

### 2.3.3 - Pressão hidrostática

A pressão hidrostática é uma carga normal à barragem, que actua nos paramentos da barragem, que depende da altura da coluna de água da albufeira e aumenta linearmente com a profundidade (Figura 2.3).

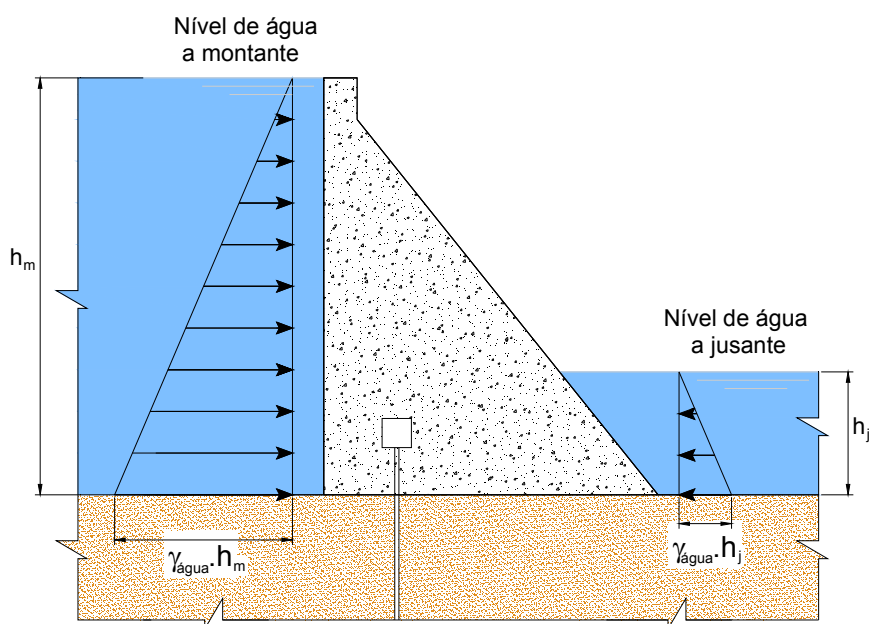


Figura 2.3 – Diagrama da pressão hidrostática

### 2.3.4 - Subpressão

A subpressão na superfície de inserção da estrutura ou numa descontinuidade da fundação é devida à percolação da água, sendo que nas descontinuidades esta actua numa direcção normal à superfície e a sua distribuição tem uma forma trapezoidal. Os valores correspondem sempre à altura da coluna de água em cada ponto.

Na verificação da segurança global de uma barragem gravidade esta acção pode ser condicionante, pelo que a sua correcta avaliação é fundamental. Para reduzir os efeitos desta acção é usual a implementação de um sistema de drenagem junto ao paramento de montante.

No caso da aplicação desta acção na superfície de inserção da barragem ou em descontinuidades muito próximas desta, consideram-se normalmente duas situações:

Situação 1: com sistema de drenagem em pleno funcionamento. O diagrama de distribuição da carga inicia-se com um valor igual à altura da coluna de água da face a montante, e na zona do sistema de drenagem sofre uma diminuição brusca das pressões, que normalmente corresponde a  $1/3$  do valor inicial, depois decresce proporcionalmente até ao valor na altura da coluna de água da face a jusante (figura 2.4 - a).

Situação 2: sem sistema de drenagem ou com sistema de drenagem inoperacional, o diagrama de pressões neste caso tem o mesmo valor inicial e final do que o anterior, tendo uma variação linear entre estes valores (figura 2.4 - b).

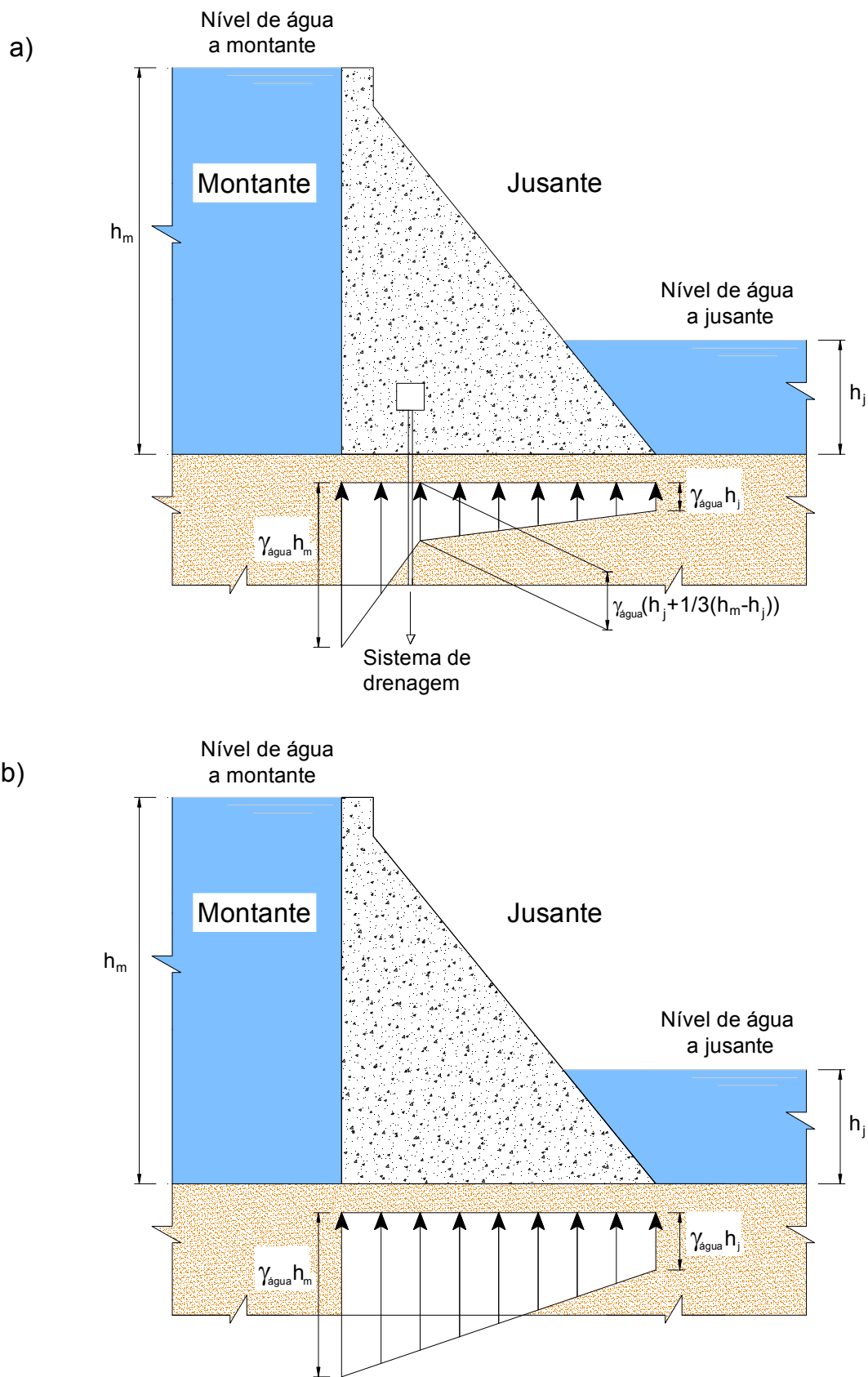


Figura 2.4 – Diagrama da subpressão: a) com sistema de drenagem em pleno funcionamento; b) sem sistema de drenagem

### 2.3.5 - Variação de temperatura

As variações de temperatura são uma das acções mais relevantes no comportamento de barragens gravidade de betão, devido às suas características de permanência e de alternância com os consequentes efeitos estruturais e de deterioração dos materiais.

O processo de transferência de calor em corpos sólidos, sem movimentos internos e sem intervenção da radiação, chama-se condução do calor. O calor flui, dentro de um corpo, das regiões de temperatura mais alta para as regiões de temperatura mais baixa.

Este processo de transmissão do calor por condução é susceptível de tratamento matemático, podendo afirmar-se que os princípios teóricos que regem a condução são conhecidos, desde que Fourier os estabeleceu na primeira metade do século XIX. A condução do calor em sólidos com uma forma geométrica conhecida foi desenvolvida por via analítica.

Sendo a temperatura um regime variável, apresenta-se em seguida uma solução analítica para a aplicação da transmissão de calor na barragem.

Considerando a barragem inicialmente a uma temperatura nula, submetida a uma variação de temperatura periódica numa só face.

Seja a espessura da barragem  $L$ , a difusibilidade  $h$ , considerando a temperatura  $\theta(x,t)$ , num dado instante  $t$  e num ponto de abcissa  $x$  do interior da barragem, é a solução da equação de Fourier para o fluxo unidireccional que satisfaz as condições iniciais nas fronteiras.

Este cálculo inicia-se com o cálculo da difusibilidade térmica (2.1):

$$h^2 = \frac{k}{\rho c} \quad (2.1)$$

Em que  $k$  corresponde à condutibilidade térmica ( $w/(m.k)$ ),  $\rho$  à massa específica ( $kg/m^3$ ) e  $c$  à capacidade térmica mássica ( $J/(kg.k)$ ).

A solução para o cálculo do fluxo foi desenvolvida por Puppuni (2.2), (figura 2.5):

$$\theta(x,t) = \theta_0 \left( A_x \operatorname{sen} \left( 2\pi \frac{t}{P} \right) - B_x \cos \left( 2\pi \frac{t}{P} \right) \right) \quad (2.2)$$

Com  $A_x$  e  $B_x$  dados pelas expressões (2.3) e (2.4):

$$A_x = 2M \times \text{sh}(z) \times \cos(z) - 2N \times \text{ch}(z) \times \text{sen}(z) + e^z \cos(z) \quad (2.3)$$

$$B_x = 2M \times \text{ch}(z) \times \text{sh}(z) - 2N \times \text{sh}(z) \times \cos(z) - e^z \text{sen}(z) \quad (2.4)$$

Em que  $M$ ,  $N$ ,  $z_0$  e  $z$  são dados respectivamente por (2.5), (2.6), (2.7) e (2.8):

$$M = \frac{e_0^{2z_0} - \cos(2z_0)}{2(\text{ch}(2z_0) - \cos(2z_0))} \quad (2.5)$$

$$N = \frac{\text{sen}(2z_0)}{2(\text{ch}(2z_0) - \cos(2z_0))} \quad (2.6)$$

$$z_0 = \sqrt{\frac{\pi}{Ph^2}} L \quad (2.7)$$

$$z = \sqrt{\frac{\pi}{Ph^2}} X \quad (2.8)$$



Figura 2.5 – Variação da temperatura ao longo da distância para a equação do fluxo

A expressão (2.2) é a solução exacta do problema, pois verifica as condições nas fronteiras e a equação de Fourier (para  $x=0$ , vem  $A_x=1$ ,  $B_x=0$ ).

Esta teoria foi utilizada para a variação de temperatura nas duas faces da barragem.

No que respeita à acção da temperatura na barragem, existem duas situações; a temperatura de Inverno e de Verão, que correspondem às variações máximas negativas e positivas respectivamente, que podem ocorrer para a albufeira cheia ou para a albufeira vazia. A conjugação desses dois factores origina quatro situações distintas.

### 2.3.6 - Acção Sísmica

O tipo de acção sísmica é definido no Eurocódigo 8 [EC8], como sendo dependente da variabilidade da duração e do conteúdo em frequências do sismo. Estas grandezas são função da magnitude e da distância focal, para uma mesma intensidade da acção sísmica. Segundo o EC 8 a acção sísmica compreende duas acções: “Sismo Próximo”- sismo de magnitude moderada e pequena distância focal (cenário de geração intraplacas), e o “Sismo Afastado” – sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (cenário de geração interplacas). A estes dois tipos de sismo, correspondem dois zonamentos distintos para o continente, definidos com base na avaliação da perigosidade sísmica (figura 2.6).

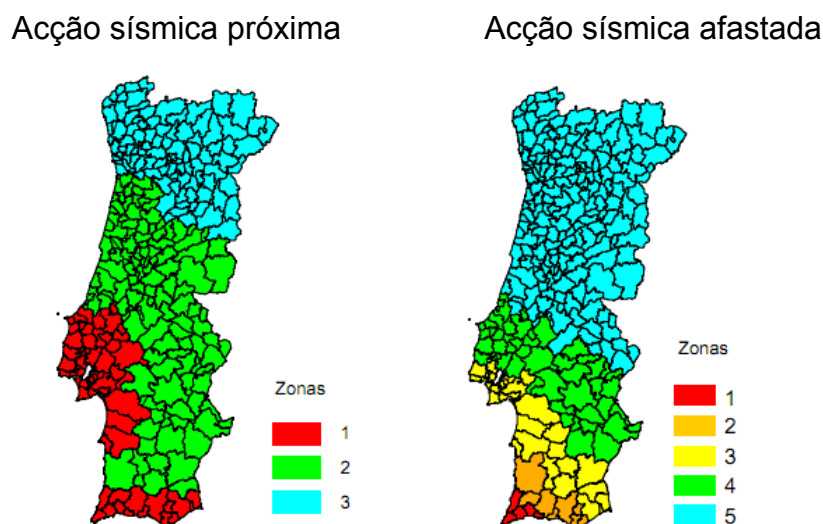


Figura 2.6 – Zonamento Sísmico estabelecido no EC 8 [NP EN-EC8 1998].

No que diz respeito à representação do zonamento, o EC8 opta por uma descrição feita através de uma escala numérica, nomeadamente, 1 a 5 para a acção sísmica afastada, e 1 a 3 para a acção sísmica próxima, sendo as zonas 1 aquelas que se caracterizam por uma maior sismicidade.

Nos locais da construção de grandes barragens é necessário desenvolver estudos sismológicos para avaliação das acelerações máximas, correspondentes aos dois tipos de sismos regulamentares. O efeito desta acção é estudado recorrendo a análises, com integração no tempo a partir de

acelerogramas respeitando o EC8, e correspondentes às acelerações definidas no estudo sismológico, ao nível do terreno, para o Sismo Base de Projecto (SBP) e para o Sismo Máximo de Projecto (SMP), que coincide com o sismo máximo expectável.

O SBP corresponde a um período de retorno de 144 anos e o SMP a um período de retorno de 10 000 anos.

Os acelerogramas normalizados gerados foram afectados por factores que traduzem as acelerações expectáveis ao nível do solo, determinadas pelo estudo sismológico.

## **2.4 - Verificação da estabilidade global da barragem**

A verificação da estabilidade global de uma barragem gravidade, contempla a verificação ao deslizamento e ao derrubamento.

A verificação do deslizamento deve ser efectuada em relação às superfícies de descontinuidade que possam colocar em risco a segurança da estrutura, nomeadamente, a superfície de inserção da barragem ou qualquer tipo de acidente geológico (falhas, descontinuidades, diáclases, xistosidades, etc.) que possa originar um plano de deslizamento. A resistência ao deslizamento de qualquer superfície depende das suas características mecânicas, que se resumem à resistência à tracção (coesão) e ao coeficiente de atrito. No entanto, as verificações são normalmente efectuadas considerando unicamente a contribuição do coeficiente de atrito ( $k=\tan(\varphi)$ ), para a resistência ao deslizamento da superfície de descontinuidade. Em relação à superfície de inserção da barragem, as características de resistência ao deslizamento dependem essencialmente da qualidade do maciço rochoso ou do tipo de tratamento adoptado.

A resistência ao derrubamento refere-se à possibilidade de a barragem rodar relativamente a um determinado ponto. Esta possibilidade depende do somatório dos momentos estabilizantes em relação ao somatório dos momentos destabilizantes, determinados no ponto de derrubamento considerado, que

normalmente se localiza na face mais a jusante da superfície de inserção da barragem.

Para a verificação da estabilidade global da barragem, determinam-se os coeficientes de segurança ao deslizamento e derrubamento. Após a determinação das forças e dos momentos actuantes na superfície de descontinuidade, para cada combinação de acções é calculado o coeficiente de segurança ao deslizamento através da expressão:

$$FS^{\text{desl}} = \frac{\sum F_V \cdot \text{tg}(\phi)}{\sum F_H} \quad (2.9)$$

Onde  $\sum F_V$  é o somatório das forças verticais,  $\sum F_H$  o somatório das forças horizontais e  $\phi$  é o ângulo de atrito da superfície de descontinuidade.

Para o cálculo do coeficiente de segurança ao derrubamento,  $FS^{\text{derrub}}$ , recorre-se à seguinte expressão:

$$FS^{\text{derrub}} = \frac{\sum M_{\text{Est}}}{\sum M_{\text{Dest}}} \quad (2.10)$$

Onde  $\sum M_{\text{Est}}$  e  $\sum M_{\text{Dest}}$  são, respectivamente, os somatórios de momentos estabilizantes e destabilizantes em relação ao ponto de derrubamento considerado.

## 2.5 - Considerações finais

Neste capítulo, enumeram-se as principais actividades de controlo de segurança de barragens, a desenvolver em todas as fases de vida destas obras. Com base nas Normas de Projecto de Barragens, caracterizaram-se os cenários correntes e de rotura, bem como todas as acções a considerar para cada cenário.

Foi descrita a determinação dos coeficientes de segurança, relativos a verificação da estabilidade global da barragem, nomeadamente ao deslizamento e derrubamento.



## **Capítulo 3 – Modelos numéricos utilizados no controlo de segurança estrutural de barragens gravidade de betão**

### **3.1 - Considerações gerais**

Em obras de grandes dimensões como é o caso de uma grande barragem, as exigências regulamentares tem de ser cumpridas, e para tal é essencial a utilização integrada de técnicas de observação comportamental, com o conseqüente desenvolvimento de modelos de referência para a interpretação e previsão do comportamento deste tipo de estruturas.

Neste capítulo, são expostos os tipos de modelos utilizados para a verificação da segurança em todas as fases de construção e de apoio ao projecto. A utilização de diversos modelos (interpretação quantitativa, experimentais e numéricos) requer, numa fase inicial, a sua validação e fiabilidade. Nesse contexto, foi fundamental a experiência do LNEC no domínio e desenvolvimento destes modelos.

Os modelos de interpretação quantitativa permitem analisar resultados observados, separando os efeitos de cada solicitação a partir de hipóteses semi-empíricas e técnicas estatísticas, exigindo assim amostras representativas dos resultados.

Por sua vez, os modelos físicos servem de apoio à modelação numérica, contudo, actualmente são essencialmente utilizados no estudo do comportamento estrutural envolvendo cenários de rotura.

Actualmente os modelos numéricos, conseguem modelar e resolver qualquer problema de engenharia civil. No entanto é necessário admitir hipóteses, no âmbito da variabilidade das acções, do comportamento dos materiais, na interacção com o exterior, etc.. São estas hipóteses que para alguns cenários, que envolvam essencialmente o colapso da estrutura, necessitam da validação, que deverá ser efectuada por comparação com outros métodos de resolução. Seguidamente, serão referidos os principais modelos utilizados no cálculo estrutural de barragens.

## **Modelos de Interpretação e Previsão do Comportamento Estrutural**

Inicialmente, na primeira fase, define-se um modelo preliminar com o objectivo de projectar a infraestrutura. Na fase de exploração, desenvolvem-se modelos de interpretação e previsão do comportamento estrutural que permitem efectuar o acompanhamento e uma previsão do futuro comportamento da obra, sendo uma ferramenta fundamental no controlo da segurança das barragens e respectivas estruturas auxiliares. Normalmente, são modelos mais complexos que os modelos utilizados para projectar a obra, uma vez que é necessário ter em conta os eventuais processos de deterioração (alteração ao nível das propriedades dos materiais), como as expansões e a fissuração significativa e também as anomalias estruturais decorrentes da actuação de sismos ou outro tipo de acções dinâmicas importantes.

Estes modelos podem ser modelos de interpretação quantitativa (utilizados apenas na fase de exploração normal), modelos físicos e modelos numéricos (métodos dos elementos finitos e método dos elementos discretos).

Todos estes modelos permitem interpretar e prever o comportamento das obras ao longo do tempo e compará-lo com os resultados observados a fim de aferir a normalidade do seu comportamento. Se o comportamento observado for compatível com o previsto nos modelos, então pode-se considerar que não existem anomalias e que a obra poderá continuar em exploração sem quaisquer restrições.

Se existirem aspectos do comportamento observado que, para as acções conhecidas, não podem ser explicados, então torna-se necessário fazer estudos numéricos mais aprofundados que permitam averiguar as causas do comportamento imprevisto, essencialmente associados a problemas de deterioração. É com estes modelos de interpretação e previsão do comportamento estrutural que é possível avaliar as condições de funcionalidade e de segurança destas obras perante as anomalias identificadas.

## **Modelos de Interpretação Quantitativa (Fase de exploração)**

Todos os tipos de comportamento da estrutura no nível do controlo de segurança de barragens de betão nas diversas fases da sua exploração (deslocamentos, extensões, tensões, movimento de juntas, frequências naturais, etc.), devem ser analisadas tendo em conta as acções que mais significativamente as influenciaram.

No entanto, a resposta observada resulta do efeito da combinação de várias acções, tornando-se complexo interpretar o comportamento da obra com base nos resultados observados. Deste modo, foram desenvolvidos os modelos de interpretação quantitativa que permitem separar os efeitos com base no estabelecimento de relações funcionais semi-empíricas entre as grandezas observadas e as solicitações que os originam, e na respectiva análise por técnicas estatísticas de ajuste aos valores observados [Rocha et al., 1958; Castro, A.T., 1998; Oliveira S., 2000].

É de realçar que os modelos de interpretação quantitativa constituem uma importante ferramenta porque permitem avaliar se, num dado período de observação, o comportamento da obra é anormal.

Um modelo de interpretação qualitativa permite detectar alterações de comportamento relativamente ao anteriormente observado na própria obra em análise. Porém, sendo estes modelos de natureza não determinística, não é conveniente utilizar somente os resultados provenientes destes modelos para prever o comportamento de uma dada obra. Deve, portanto, como foi dito anteriormente, proceder-se a uma utilização integrada de resultados obtidos com os modelos de interpretação quantitativa e resultados fornecidos pelos modelos numéricos.

## **Modelos Físicos**

Os primeiros modelos físicos surgiram nas décadas de 40 e 50 para apoio a projectos de grandes barragens em betão portuguesas devido à limitada capacidade dos métodos de cálculo disponíveis na altura. É de referir a larga experiência do LNEC nesta área, principalmente no desenvolvimento de técnicas para determinar a forma ideal de barragens abóbada.

Os modelos físicos (ou modelos reduzidos) são actualmente utilizados em estudos hidráulicos, com vista à definição de formas de descarregadores e, na análise estrutural, em estudos de cenários de rotura para determinação de coeficientes de segurança globais (figura 3.1).

Estes modelos baseiam-se na Teoria da Semelhança, segundo a qual é possível conhecer o comportamento de protótipos se for conhecido o comportamento de modelos físicos semelhantes aos protótipos. Um protótipo e o respectivo modelo físico dizem-se sistemas fisicamente semelhantes relativamente a um dado conjunto de grandezas, se existir uma relação constante entre valores homólogos dessas grandezas nos dois sistemas.

É de salientar que a modelação física para análise de cenários de rotura actualmente ainda tem muito interesse, principalmente porque permite verificar a fiabilidade dos modelos numéricos na análise de cenários de rotura.

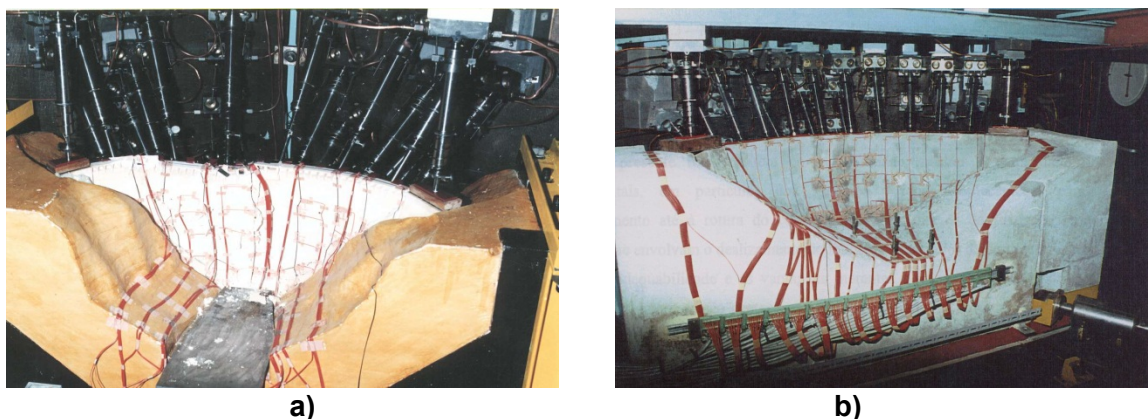


Figura 3.1 – Utilização de modelo físicos em estudos de verificação para cenários de rotura. a) vista de jusante após a rotura do modelo para um cenário de deterioração do betão; b) vista de jusante do modelo para um cenário de movimento numa falha do maciço de fundação (LNEC - NMMF).

### **3.2 - Modelos Numéricos**

Na verificação da segurança das primeiras grandes barragens de betão durante a fase de projecto, utilizavam-se os modelos simples (modelos físicos e modelos numéricos do tipo “Trial-load”), onde eram admitidas várias hipóteses simplificativas face à pouca experiência na modelação matemática destas estruturas e, utilizavam-se também os modelos físicos, os quais inicialmente eram mais versáteis e menos dispendiosos que os modelos numéricos.

Na sequência de trabalhos pioneiros da década de 50, inseridos no âmbito do programa da exploração espacial dos Estados Unidos da América, assistiu-se na década de 60 a um desenvolvimento dos métodos numéricos para análise estrutural, em simultâneo com o aparecimento dos primeiros computadores. Desenvolveram-se vários métodos numéricos, nomeadamente: o método dos elementos de fronteira, o método dos elementos das diferenças finitas, o método dos elementos discretos, e o método dos elementos finitos. Cada um destes tem vantagens de aplicação em campos específicos. De entre os métodos numéricos referidos, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF) [Zienkiewicz, 1967; Pedro, 1977] que, para além de ter revolucionado a análise estrutural é também o método mais utilizado, essencialmente para meios contínuos. Enquanto o Método dos Elementos Discretos (MED) apresenta grandes vantagens no estudo de meios descontínuos.

Assim, quando se pretende estudar um modelo que é constituído por uma zona contínua (por exemplo, uma barragem) e uma zona descontínua (o maciço rochoso de fundação), podem-se utilizar conjuntamente os métodos de elementos finitos e de elementos discretos [Lemos, 1998]. Esta utilização conjunta de vários métodos numéricos, embora não seja corrente, é uma ferramenta muito potente tendo em vista melhorar o estudo de fenómenos mais complexos ou localizados. Seguidamente é feita uma breve descrição destes dois métodos bastante utilizados actualmente na área das barragens de betão e que foram utilizados ao longo deste trabalho.

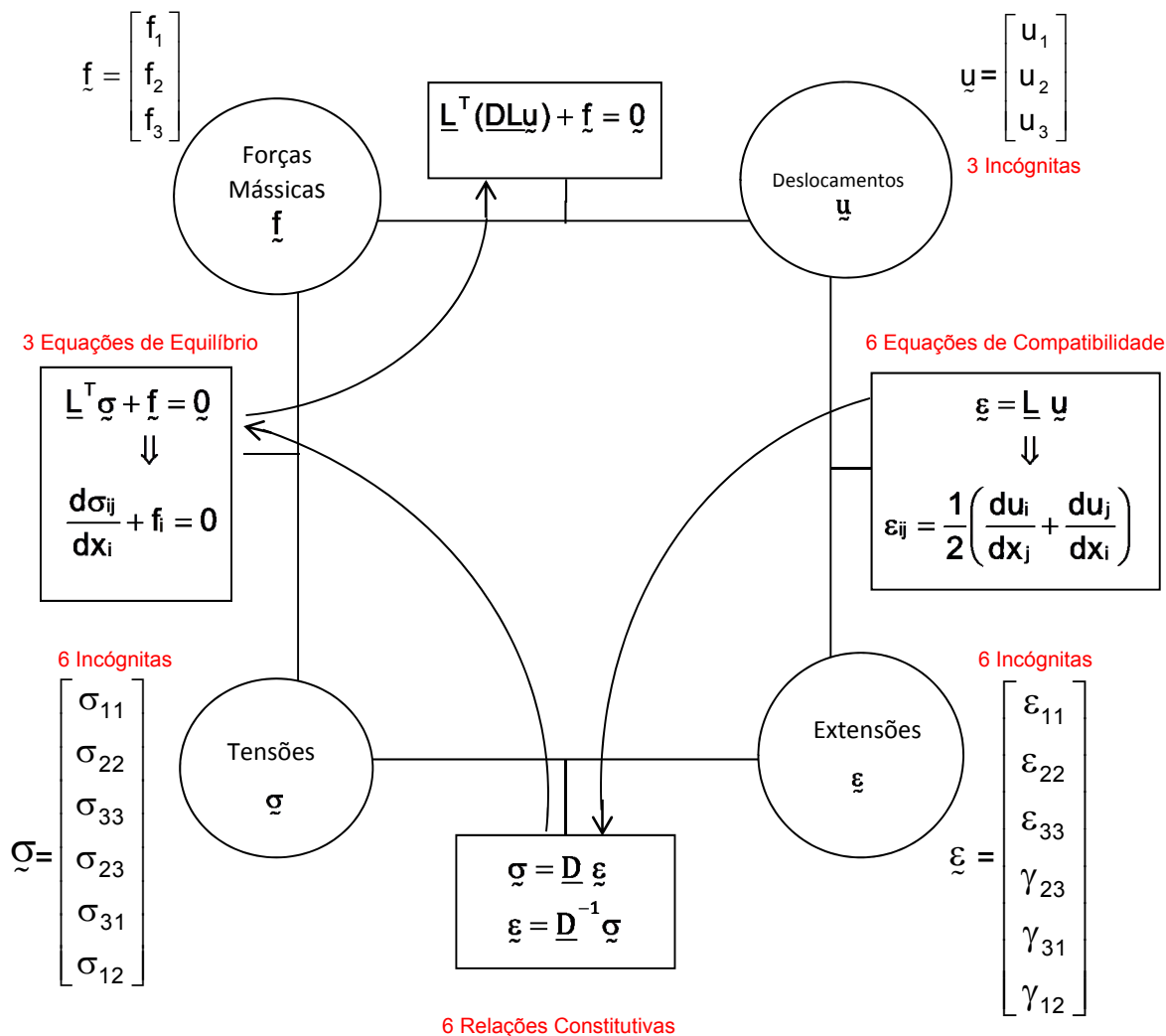
## **3.2.1 - Método dos Elementos Finitos**

### **3.2.1.1 - Considerações gerais**

A Mecânica Estrutural tem como objectivo determinar o campo de deslocamentos, extensões e tensões que se instalam numa estrutura quando esta é submetida a um determinado conjunto de solicitações. Considerando que as estruturas têm um comportamento elástico, são estabelecidas equações diferenciais, das quais se pode obter uma solução aproximada através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Este método tem como objectivo resolver uma estrutura contínua analisando-a como um problema discreto com um número finito de graus de liberdade.

Na figura 3.2 estão representadas, para um ponto, as equações fundamentais da Mecânica para um problema tridimensional. As equações representadas relacionam as forças, tensões, extensões e deslocamentos. Eliminando as variáveis relativas às tensões e extensões, o problema fica reduzido a um sistema de três equações diferenciais em que as incógnitas são os deslocamentos (equações de Navier). Seguidamente é necessário expandir esta equação para um elemento de volume, que poderá ser efectuado com base no princípio dos trabalhos virtuais (PTV), ou em soluções matemáticas.

Através do conhecimento dos deslocamentos é possível calcular as deformações com base nas equações de compatibilidade e as tensões a partir das relações constitutivas.



Matriz de elasticidade. Material isotrópico

$$\underline{D} = \frac{E}{1+\nu} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix}$$

Operador Diferencial

$$\underline{L} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \end{bmatrix}$$

Figura 3.2 – Incógnitas e equações fundamentais da Mecânica dos Sólidos (adaptado de [Oliveira, S. et al,2003]).

O MEF pode ser formulado em deslocamentos (elementos de compatibilidade), em tensões (elementos de equilíbrio) ou de forma mista (elementos mistos ou híbridos). Na formulação em deslocamentos, definem-se funções de interpolação dos deslocamentos no interior e na fronteira dos elementos, por forma a garantir a compatibilidade em todos os pontos nodais do domínio. Estas funções traduzem a aproximação fundamental do MEF, que permitem calcular os deslocamentos  $u$  em qualquer ponto.

### 3.2.1.2 - Formulação genérica do método dos elementos finitos

#### Discretização e pontos nodais

A formulação do MEF inicia-se pela discretização da estrutura, ou seja, esta é dividida por linhas ou superfícies imaginárias num número discreto de elementos finitos. Considera-se que os elementos estão ligados entre si por um número discreto de pontos nodais (ou nós), situados na sua fronteira, formando-se a malha de elementos finitos (figura 3.3).

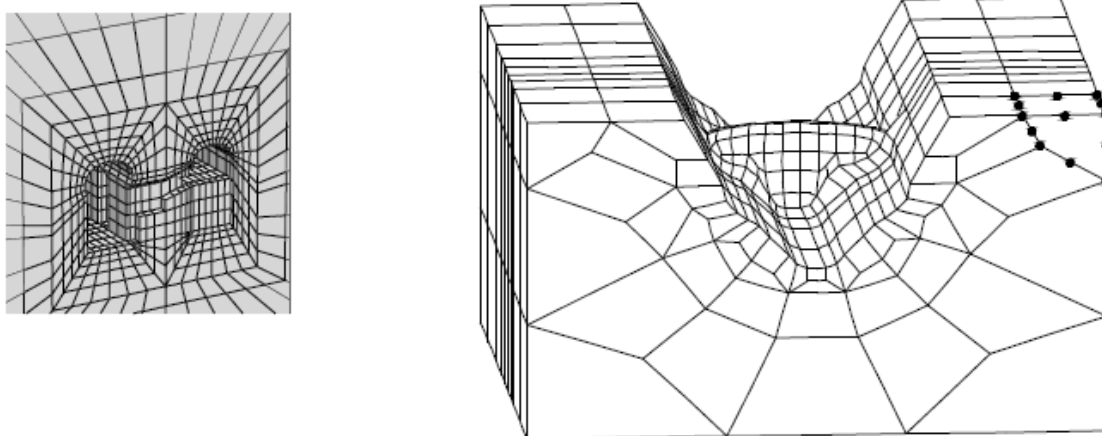


Figura 3.3 – Exemplo de estruturas discretizadas em elementos finitos [Oliveira, S. et al, 2003]

Identificam-se os graus de liberdade de cada ponto nodal e estes deslocamentos são as principais incógnitas a determinar. De seguida definem-se as funções de interpolação ou funções de forma  $\underline{N}$ , que definem de forma aproximada a variação dos deslocamentos ao longo do elemento finito, a partir do valor dos deslocamentos dos pontos nodais  $\underline{u}^e$ . Estas funções traduzem a aproximação fundamental do MEF que permite calcular os deslocamentos  $\underline{u}$  em qualquer ponto do elemento (caso tridimensional) a partir dos deslocamentos nodais:

$$\underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_{\underline{u}} = \underbrace{\begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & \dots & N_i & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \dots & 0 & N_i & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \dots & 0 & 0 & N_i \end{bmatrix}}_{\underline{N}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1^{e_1} \\ u_2^{e_1} \\ u_3^{e_1} \\ \dots \\ u_1^{e_i} \\ u_2^{e_i} \\ u_3^{e_i} \end{bmatrix}}_{\underline{u}^e} \quad (=) \quad \underline{u} = \underline{N} \underline{u}^e \quad (3.1)$$

### Funções interpolação ou de forma

É importante que a forma das funções de forma seja a mais próxima possível da deformada para que os resultados sejam mais exactos. Existe uma função de interpolação por cada grau de liberdade do elemento. A função de interpolação tem valor unitário no grau de liberdade a que diz respeito e valor zero nos restantes graus de liberdade. Estas funções têm como objectivo efectuar a interpolação dos deslocamentos e permitirem a sua determinação no domínio do elemento. Deste modo, a função de interpolação  $N_i$  (grau de liberdade elemental  $i$ ), para as coordenadas locais do nó associado ao grau de liberdade  $i$  ( $y_1^{(i)}, y_2^{(i)}, y_3^{(i)}$ ) ficará:

$$N_i(y_1^{(i)}, y_2^{(i)}, y_3^{(i)}) = 1 \quad (3.2)$$

Para os restantes graus de liberdade,  $j \neq i$  tem de tomar o valor zero:

$$N_i(y_1^{(j)}, y_2^{(j)}, y_3^{(j)}) = 0 \quad (3.3)$$

As funções  $N_i$  são funções das coordenadas nos pontos, em geral coordenadas locais  $y_n$  que variam entre -1 e 1. As coordenadas gerais relacionam-se como as coordenadas locais através da Matriz Jacobiana  $J$  (figura 3.4):

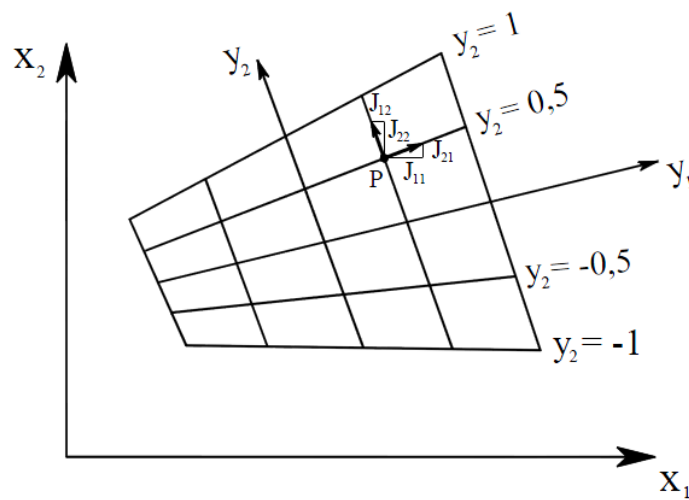


Figura 3.4 - Eixos gerais  $x_m$  e eixos locais  $y_n$  num elemento finito quadrangular de 4 pontos nodais.



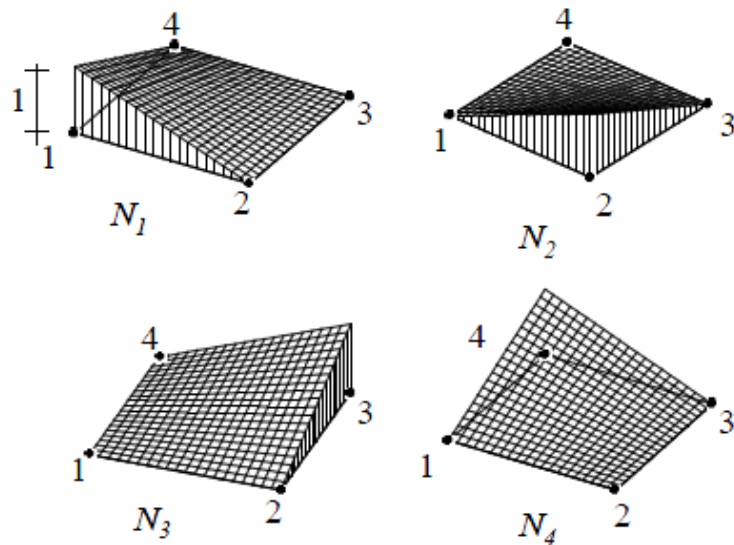


Figura 3.6 - Funções de forma. Elementos finitos lineares de placa quadrangulares [Oliveira et al.,2003]

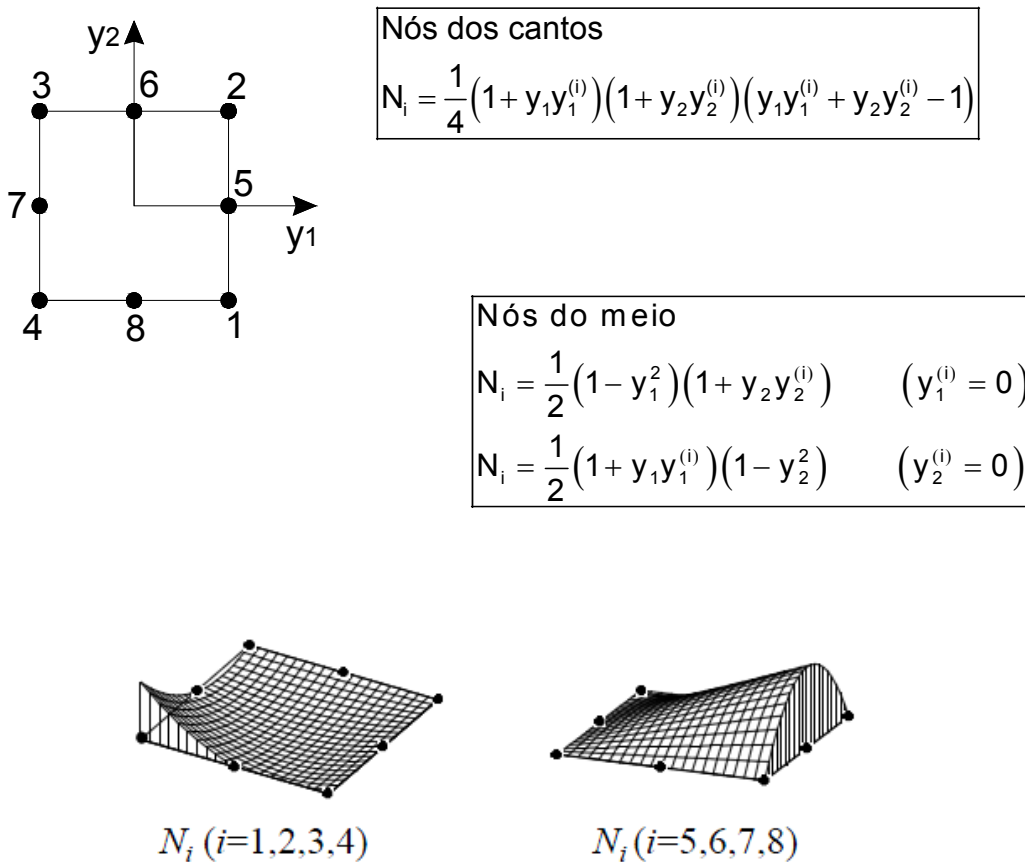
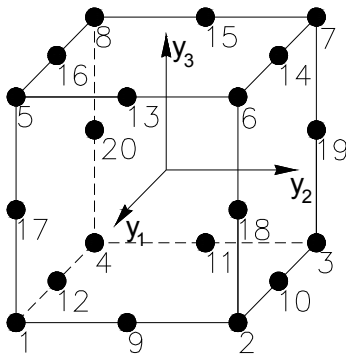


Figura 3.7 - Funções de forma. Elementos finitos de 2ª ordem de placa quadrangulares. [Oliveira et al.,2003]

## Coordenadas locais dos nós



Nó	$y_1$	$y_2$	$y_3$	Nó	$y_1$	$y_2$	$y_3$
1	1	-1	-1	11	-1	0	-1
2	1	1	-1	12	0	-1	-1
3	-1	1	-1	13	1	0	1
4	-1	-1	-1	14	0	1	1
5	1	-1	1	15	-1	0	1
6	1	1	1	16	0	-1	1
7	-1	1	1	17	1	-1	0
8	-1	-1	1	18	1	1	0
9	1	0	-1	19	-1	1	0
10	0	1	-1	20	-1	-1	0

## Faces

Face	$y_i$	Pontos nodais							
1	$y_1=1$	1	2	6	5	9	18	13	17
2	$y_2=1$	2	3	7	6	10	19	14	18
3	$y_3=1$	6	7	8	5	14	15	16	13
4	$y_1=-1$	3	4	8	7	11	20	15	19
5	$y_2=-1$	4	1	5	8	12	17	16	20
6	$y_3=-1$	4	3	2	1	11	10	9	12

## Funções de interpolação

$$N_i = \frac{1}{8} (1 + y_1 y_1^{(i)}) (1 + y_2 y_2^{(i)}) (1 + y_3 y_3^{(i)}) (y_1 y_1^{(i)} + y_2 y_2^{(i)} + y_3 y_3^{(i)} - 2) \quad (i = 1, 2, \dots, 8)$$

$$N_i = \frac{1}{4} (1 - y_1^2) (1 + y_2 y_2^{(i)}) (1 + y_3 y_3^{(i)}) \quad (i = 10, 12, 14, 16)$$

$$N_i = \frac{1}{4} (1 - y_2^2) (1 + y_3 y_3^{(i)}) (1 + y_1 y_1^{(i)}) \quad (i = 9, 11, 13, 15)$$

$$N_i = \frac{1}{4} (1 - y_3^2) (1 + y_1 y_1^{(i)}) (1 + y_2 y_2^{(i)}) \quad (i = 17, 18, 19, 20)$$

Figura 3.8 - Funções de forma. Elemento finito tridimensional, isoparamétrico tipo cubo com 20 nós.

**Relações deformações-deslocamentos**

As relações de compatibilidade entre deslocamentos e deformações, a verificar em cada ponto do interior dum sólido, admitindo a hipótese dos pequenos deslocamentos, podem ser escritas no caso de utilização de elementos de volume, na forma tridimensional através da expressão matricial:

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix}}_{\underline{\varepsilon}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \end{bmatrix}}_{\underline{L}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_{\underline{u}} \Leftrightarrow \underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u} \tag{3.4}$$

Substituindo, na equação (3.4), os deslocamentos  $u_m$  pela equação (3.1) que representa a aproximação fundamental do MEF, obtém-se uma equação que permite determinar as extensões em qualquer ponto do domínio do elemento finito a partir dos deslocamentos nodais:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{N} \underline{u}^e \Leftrightarrow \underline{\varepsilon} = \underline{B} \underline{u}^e \tag{3.5}$$

Em que  $\underline{B}$  é uma matriz cujos termos correspondem às derivadas das funções de interpolação  $N_i$  em ordem às coordenadas gerais  $x_m$ ; esta equação mostra que as deformações  $\varepsilon$  em qualquer ponto dum elemento finito podem ser obtidas a partir dos deslocamentos nodais  $u^e$  e das derivadas das funções de interpolação em ordem às coordenadas gerais  $\underline{B}$ .

### **Relações constitutivas**

As relações constitutivas, no domínio elástico linear, podem escrever-se na forma:

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{\varepsilon} - \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 + \underline{\sigma}^0 \quad (3.6)$$

Em que  $\underline{D}$  representa a matriz de elasticidade,  $\underline{\varepsilon}^0$  as deformações iniciais e  $\underline{\sigma}^0$  as tensões iniciais. Conjugando as equações (3.5) e (3.6), obtêm-se:

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{B} \underline{u}^e - \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 + \underline{\sigma}^0 \quad (3.7)$$

### **Equação de equilíbrio dum elemento finito**

O equilíbrio global dum elemento finito pode ser expresso pelo princípio dos trabalhos virtuais (P.T.V.). Segundo este princípio, é condição necessária e suficiente para que um dado corpo esteja em equilíbrio que a soma dos trabalhos virtuais de todas as forças actuantes sobre o corpo seja nula, para quaisquer deslocamentos virtuais, ou seja, “o trabalho das forças interiores deve ser igual ao trabalho das forças exteriores” (3.8):

$$W^{int} = W^{ext} \quad (3.8)$$

Admitindo que sobre os elementos de volume  $dv$  e de superfície da fronteira  $ds$  actua um determinado conjunto de forças, representadas pelas forças mássicas e forças de superfície, a equação de equilíbrio do elemento finito pode ser obtida através do Princípio dos Trabalhos Virtuais (ou da condição de estacionaridade da energia potencial total), dando origem à seguinte equação:

$$\int_v \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dv \underline{u}^e - \int_v \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 dv + \int_v \underline{B}^T \underline{\sigma}^0 dv = \int_v \underline{N}^T \underline{X} dv + \int_s \underline{N}^T \underline{S} ds \quad (3.9)$$

O que é equivalente a

$$\underline{K}^e \underline{u}^e = \underline{F}^e \quad (3.10)$$

Sendo que a matriz de rigidez elementar  $\underline{K}^e$  é dada por:

$$\underline{K}^e = \int_v \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dv \quad (3.11)$$

E o vector das forças nodais equivalentes ( $\underline{F}^e$ ), considerando as forças devidas a extensões e tensões iniciais, por:

$$\underline{F}^e = \underbrace{\int_v \underline{N}^T \underline{X} dv}_{\text{Forças mássicas}} + \underbrace{\int_s \underline{N}^T \underline{S} ds}_{\text{Forças de superfície}} + \underbrace{\int_v \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}^0 dv}_{\text{Forças equivalentes a extensões iniciais}} - \underbrace{\int_v \underline{B}^T \underline{\sigma}^0 dv}_{\text{Forças equivalentes a tensões iniciais}} \quad (3.12)$$

A determinação dos integrais envolvidos na equação (3.10) que traduz o equilíbrio de um elemento finito para forças e deslocamentos nodais é, em geral, efectuada numericamente em coordenadas locais, usando, por exemplo, os pontos de Gauss para integração. Substituindo o integral por somatórios ao número de pontos de Gauss ( $n$ ) considerados, pode-se rescrever a equação (3.11) genérica para um elemento tridimensional:

$$\underline{K}^e = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} H_i H_j H_k \quad (3.13)$$

Sendo  $H_i$ ,  $H_j$  e  $H_k$  os pesos dos pontos de integração.

De seguida, efectua-se a assemblagem das matrizes elementares nas matrizes globais correspondentes a equação de equilíbrio da estrutura:

$$\underline{K} \underline{u} = \underline{f} \quad (3.14)$$

Inserem-se na equação anterior as condições de fronteira admitidas para o modelo e procede-se a resolução do sistema de equações.

## **3.2.2 - Método dos Elementos Discretos**

### **3.2.2.1 - Considerações gerais**

O método dos Elementos Discretos (MED) foi desenvolvido para a análise de estruturas em que os principais modos de deformação e mecanismos de rotura são condicionados pelas descontinuidades entre blocos.

Foi em 1971, que Peter Cundall concebeu a formulação base do MED, desde então este método tem tido uma evolução significativa, através dos contributos valiosos de Cundall e dos seus colaboradores. As principais evoluções deste método deram-se pela seguinte ordem cronológica:

- 1971 Modelo de blocos rígidos 2D (Cundall)
- 1978 Modelo de blocos deformáveis 2D - Programa UDEC
- 1979 Modelo de partículas circulares (Cundall & Strack)
- 1983 Modelo de partículas esféricas
- 1987 Modelo de blocos 3D — Programa 3DEC (Cundall & Hart)
- 1994 Particle Flow Code - Programas PFC<sup>2D</sup> e PFC<sup>3D</sup>

O Método dos Elementos Discretos (MED) não é mais que um método computacional que, em cada passo de cálculo, resolve as equações de movimento de todos os blocos e aplica relações força-deslocamento em todos os contactos que detecta. Para esta detecção de interacção entre os blocos, tem de recorrer a sofisticados esquemas de cálculo que, pela sua complexidade, não são abordados neste trabalho.

### **3.2.2.2 - Formulação genérica do método dos elementos discretos**

O MED inicia-se dividindo o domínio de estudo em blocos separados por descontinuidades reais ou virtuais. Estes blocos têm normalmente uma forma poliédrica e podem ser considerados rígidos, concentrando-se toda a deformabilidade do sistema nas descontinuidades, tendo os blocos apenas movimentos de corpo rígido. No entanto, se a deformabilidade dos blocos não

puder ser desprezada, por se considerar que o comportamento do conjunto depende não só das descontinuidades, mas também do próprio meio contínuo, devem ser utilizados blocos deformáveis. Estes blocos podem ser, por exemplo, discretizados internamente numa malha de elementos finitos, sendo habitualmente utilizados elementos de deformação constante (tetraedros em 3D ou triângulos em 2D). Nestes blocos é conveniente que a escolha do tipo de elemento finito interno não viole a característica de planaridade das faces, caso contrário seriam necessárias rotinas de detecção e comportamento dos contactos diferentes das dos blocos rígidos. Por esta razão, os elementos finitos utilizados no 3DEC são tetraedros de deformação constante. Depois de deformados, os blocos continuam a ser definidos por uma superfície poliédrica, como se pode ver na figura 3.9.

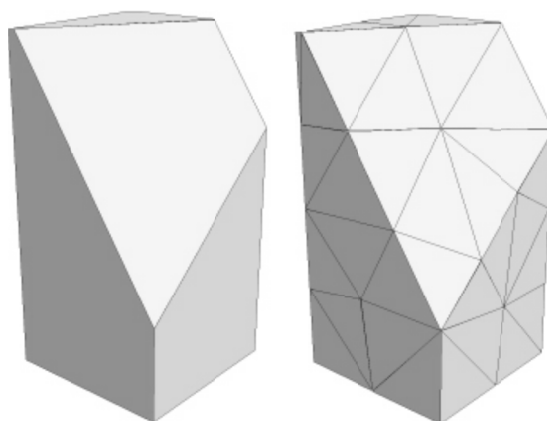


Figura 3.9 - Bloco rígido; Bloco deformável discretizado em malha tetraédrica [Lemos,2001]

Após a definição das superfícies de descontinuidade é necessário identificar os contactos entre os diversos blocos constituintes do modelo numérico adoptado. A maioria dos modelos de elementos discretos baseia-se na hipótese de contacto pontual, definindo-se a interacção entre blocos por intermédio de pontos de contacto normalmente localizados nos vértices dos blocos [Lemos, 1995]. No caso de os blocos serem deformáveis, os nós dos elementos em que são discretizados funcionam como novos vértices, estabelecendo-se o contacto nestes pontos (figura 3.10).

O contacto entre blocos não é, obviamente, apenas pontual, existindo, portanto vários tipos possíveis de contacto. No entanto, estes diversos tipos podem ser sempre decompostos em contactos pontuais, facilitando o processo de detecção dos contactos sem perda de rigor. Assim, no caso bidimensional, os contactos entre blocos poligonais podem ser de três tipos: vértice-vértice, vértice-lado e lado-lado. Em termos práticos, apenas dois tipos de contactos necessitam de ser detectados, uma vez que o contacto lado-lado pode ser decomposto em contactos tipo vértice-lado (figura 3.10).

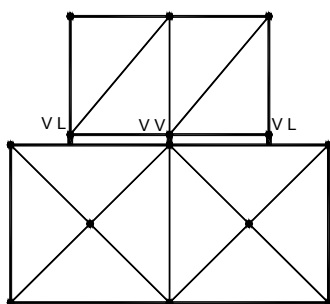


Figura 3.10 - Contactos entre blocos deformáveis planos (VV – vértice-vértice e VL – vértice-lado) [Gomes,2006]

No caso tridimensional, existem seis tipos diferentes de contacto, correspondentes às diversas combinações dos elementos que definem um bloco: vértices, arestas e faces. Também neste caso, todas as combinações de contactos possíveis podem ser reduzidas a apenas dois tipos fundamentais vértice-face e aresta-aresta (figura 3.11).

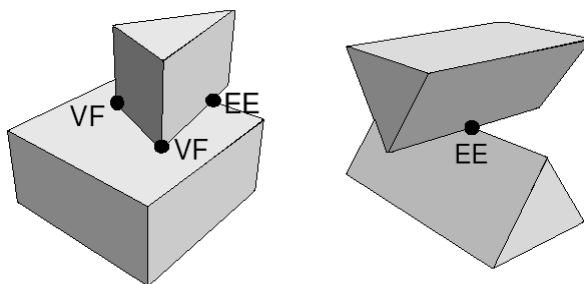


Figura 3.11 - Contactos entre blocos rígidos tridimensionais, VF– vértice-face e EE – aresta-aresta [Lemos, 2001]

Tendo em conta o tempo despendido na realização dos testes aos blocos para detecção dos contactos, não se torna conveniente a sua realização em

cada passo de cálculo. Deste modo, é definido um indicador de movimento do bloco, normalmente um majorante do movimento real do bloco, em que o processo de detecção só é desencadeado quando este indicador atinge um determinado valor.

Após a detecção dos contactos é necessário determinar os parâmetros geométricos associados, como a área de influência e direcção normal, possibilitando assim a determinação das forças de interacção entre blocos.

Após a identificação da geometria dos blocos e dos contactos, inicia-se a resolução passo a passo das equações de movimento de todos os blocos, aplicando relações força-deslocamento em todos os contactos.

No caso dos blocos rígidos caracteriza-se o movimento de cada bloco através do seu centróide, por seis graus de liberdade, três rotações e três translações. As três translações, respeitam a 2ª Lei de Newton:

$$\ddot{u}_i + \alpha \cdot \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} \quad (3.15)$$

Em que  $i$  representa a direcção do deslocamento,  $\dot{u}_i$  e  $\ddot{u}_i$  os vectores da velocidade e aceleração do centróide respectivamente,  $\alpha$  o coeficiente de amortecimento viscoso,  $F_i$  o vector resultante das forças a actuar no bloco e  $m$  a massa do bloco.

Os movimentos de rotação terão que respeitar a versão simplificada das equações de Euler de rotação de corpos rígidos:

$$\dot{\omega}_i + \alpha \cdot \omega_i = \frac{M_i}{I_s} \quad (3.16)$$

Sendo  $\omega_i$  e  $\dot{\omega}_i$  os vectores de rotação e de velocidade rotacional do bloco, respectivamente,  $M_i$  o vector resultante dos momentos aplicados no centróide e  $I_s$  é o momento e inércia (escalado) igual nas três direcções. Para simplificar a equação original de Euler foram desprezados, na equação (3.15), os produtos de inércia e o momento de inércia  $I_s$  é uma média dos momentos principais de inércia do bloco. Estas simplificações são válidas no caso de as velocidades serem pequenas, ou seja, para resolução de problemas quase estáticos.

No caso de blocos deformáveis, o movimento é função dos movimentos dos pontos nodais, e assim, as equações de movimento resumem-se às

translações (3.15), sendo escritas em relação a todos os pontos nodais do domínio em estudo.

Para resolver em cada passo as equações (3.14) e (3.15), é necessário determinar as forças actuantes em cada bloco, no caso de blocos rígidos, ou em todos os nós para blocos deformáveis. No caso de blocos rígidos, o valor da força  $F$  aplicada no centróide do bloco é dado pela soma de três parcelas:

$$F_i = F_i^c + F_i^g + F_i^a \quad (3.17)$$

Em  $F_i^c$  representa as forças resultantes da interacção entre blocos, ou seja, as forças nos contactos de cada bloco,  $F_i^g$  parcela devida à aceleração da gravidade e  $F_i^a$  as restantes forças aplicadas.

Com base no sistema de forças aplicado em cada bloco, é determinada a resultante dos momentos relativamente ao centróide do bloco, sendo também dividida em três parcelas:

$$M_i = M_i^c + M_i^g + M_i^a \quad (3.18)$$

No caso de blocos deformáveis, para além das parcelas de forças referidas na equação (3.16), agora calculadas em todos os nós, é necessário somar as forças nodais equivalentes ao estado de tensão dos elementos, que são determinadas para cada elemento através:

$$F^e = \int_v B^T \sigma dv \quad (3.19)$$

Em que a matriz  $B$  representa as derivadas das funções de interpolação e  $\sigma$  o vector das tensões internas de cada elemento.

A integração das equações de movimento (3.14) e (3.15), comum à maioria dos códigos baseados no MED, é feita através do algoritmo de diferenças finitas seguidamente exposto.

A velocidade de um bloco ou nó  $\dot{u}_i$  e, similarmente, a velocidade de rotação de um bloco  $\omega_i$ , num instante  $t$  em que se inicia um dado passo de tempo, é dada pela média das velocidades a meio dos intervalos de tempo anterior e posterior a  $t$ :

$$\dot{u}_i(t) = \frac{\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)}{2} \quad (3.20)$$

A aceleração no instante  $t$  é calculada através do mesmo pressuposto:

$$\frac{\partial \dot{u}_i(t)}{\partial t} = \frac{\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) - \dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)}{\Delta t} \quad (3.21)$$

Inserindo as equações (3.19) e (3.20) na equação de movimento translacional (3.14), é possível resolver esta última em ordem ao termo  $\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)$ , uma vez que  $\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)$  é conhecido do passo anterior e as resultantes das forças e dos momentos no centróide de cada bloco ( $F_i$  e  $M_i$ ), são conhecidas para o instante  $t$ .

$$\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = \left[ \left(1 - \alpha \frac{\Delta t}{2}\right) \cdot \dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \left(\frac{F_i(t)}{m} + g_i\right) \cdot \Delta t \right] \frac{1}{1 + \alpha \frac{\Delta t}{2}} \quad (3.22)$$

Neste esquema de cálculo a velocidade é determinada a meio do intervalo de tempo, e as forças, momentos e deslocamentos, são determinados no fim do intervalo. O deslocamento no passo de tempo seguinte ( $t + \Delta t$ ) é calculado através de:

$$u_i(t + \Delta t) = u_i(t) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \cdot \Delta t \quad (3.23)$$

Uma das vantagens deste algoritmo consiste na versatilidade com que pode ser aplicado tanto a problemas estáticos como dinâmicos, lineares ou não-lineares. Em relação aos algoritmos iterativos (nos quais tem de ser assegurada a convergência em cada passo de tempo) têm a vantagem de serem independentes em relação ao tipo de elemento empregue e aos modelos constitutivos dos contactos e dos materiais.

Em problemas estáticos, a convergência de um algoritmo do tipo explícito dá-se por dissipação de energia da equação de movimento através de amortecimento, sendo a estabilidade numérica dependente do passo de cálculo escolhido. Enquanto nos cálculos dinâmicos têm de ser utilizadas as propriedades físicas reais do sistema, na resolução de problemas estáticos, o

amortecimento, a massa e o passo de tempo não têm significado real, podendo ser calibrados de forma a maximizar a eficiência do cálculo.

Num cálculo estático, a convergência do algoritmo de integração explícita está dependente da escolha do passo de cálculo, que por sua vez depende da maior frequência própria do sistema  $\omega_{\max}$  [Belytschko & Hughes, 1986]:

$$\Delta t_{\text{crit}} < \frac{2}{\omega_{\max}} \quad (3.24)$$

A determinação da frequência própria mais alta ( $\omega_{\max}$ ) é morosa, pois implica a determinação dos valores próprios de um sistema, cujas propriedades vão sendo alteradas a cada passo.

No caso de um modelo de elementos discretos deformáveis, em que os blocos são discretizados numa malha interna de elementos finitos, para que haja convergência do algoritmo de cálculo, é necessário determinar o valor de  $\Delta t_{\text{crit}}$  relativo a dois tipos de resposta da estrutura, um relativo às deformações internas dos elementos e outro ao movimento entre blocos.

Relativamente às deformações internas dos elementos, o passo de cálculo máximo é dado pela menor relação entre a massa e a rigidez de cada nó dos elementos finitos:

$$\Delta t_e \leq 2 \text{MIN} \left( \sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \right) \quad (3.25)$$

Em que  $m_i$  representa a massa associada ao nó  $i$  e  $k_i$  a sua rigidez. O cálculo da rigidez associada a cada nó  $i$ , no caso de nós na fronteira dos blocos, engloba duas parcelas, uma primeira, relativa à rigidez dos elementos associados ao nó ( $k_i^e$ ), que depende das propriedades e dimensões dos elementos finitos adjacentes, e uma segunda, relativa à rigidez dos contactos ( $k_i^c$ ), que depende da rigidez das juntas entre blocos e das áreas em contacto:

$$k_i = \sum (k_i^e + k_i^c) \quad (3.26)$$

No que diz respeito à resolução das equações considerando blocos rígidos, o passo de cálculo máximo é dado pela relação entre a massa do menor bloco ( $M_{\min}$ ) e a maior rigidez de contacto do sistema ( $K_{\max}$ ), ponderado por um factor (frac) que contabiliza a possibilidade de dois blocos pequenos poderem estar em contacto.

$$\Delta t_b = 2\text{frac} \left( \sqrt{\frac{M_{\min}}{K_{\max}}} \right) \quad (3.27)$$

Assim, o passo de cálculo máximo, ou critico ( $\Delta t_{\text{crit}}$ ), será o menor dos valores anteriormente determinados:

$$\Delta t_{\text{crit}} < \text{MIN}(\Delta t_e, \Delta t_b) \quad (3.28)$$

## **Capítulo 4 - Exemplo de aplicação**

### **4.1 - Considerações gerais**

Neste capítulo, pretende-se estudar o comportamento de uma barragem gravidade, com vista à verificação da sua segurança global e estrutural. Para atingir este objectivo foi escolhido um modelo de uma barragem com dimensões e características típicas deste tipo de obras.

As barragens gravidade rectilíneas são normalmente estruturas com um perfil que se desenvolve ao longo do vale. Em face das suas características, é usual, a utilização de modelos planos correspondentes ao perfil transversal da barragem para o estudo do seu comportamento.

O objectivo deste cálculo é verificar que a estrutura tem capacidade de resistir às combinações de acções tanto para cenários correntes como de rotura, analisando situações como a diminuição das propriedades resistentes (ângulo de atrito) da superfície de inserção da barragem. Admitiu-se que a rotura só pode ocorrer por tracção ou corte da ligação barragem-fundação.

### **4.2 - Descrição do modelo**

A barragem e a fundação são constituídas por material homogéneo e isotrópico com comportamento elástico linear, apresentando as dimensões indicadas na figura 4.1.

As propriedades mecânicas dos materiais que constituem a barragem e a fundação são apresentadas na figura 4.1.

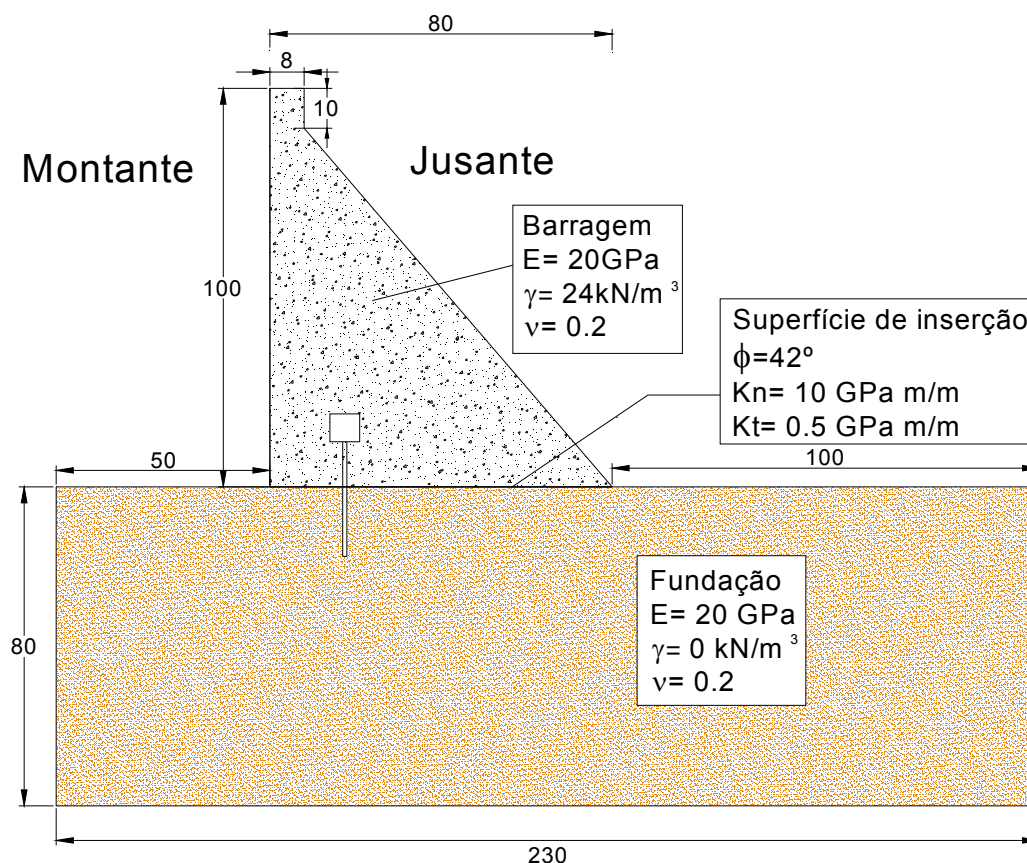


Figura 4.1 – Modelo da barragem e da fundação com as respectivas dimensões (m)

Foi admitido para a superfície de inserção da barragem um ângulo de atrito de  $42^\circ$ , uma rigidez normal de  $10 \text{ GPa.m/m}$  e uma rigidez tangencial de  $0.5 \text{ GPa.m/m}$ . A barragem foi verificada tendo em consideração as características dos materiais e as acções envolvidas.

A verificação da segurança global é condicionada pelo comportamento das descontinuidades, neste caso da superfície de inserção. Assim, as dimensões da barragem devem corresponder às forças estabilizadoras mássicas para garantir a segurança da obra.

## 4.3 - Caracterização das acções

### Peso próprio

Para a acção do peso próprio (PP) da barragem, foi considerado um peso específico do betão de  $24\text{kN/m}^3$ . Para a fundação considerou-se, como foi referido anteriormente, para efeitos de cálculo um peso específico nulo. Corresponde a admitir que o efeito do peso na fundação não é considerado porque o maciço já se encontra estabilizado quando se proceder à construção da barragem.

### Pressão hidrostática

Para o modelo foi considerado a situação mais desfavorável, ou seja, a albufeira cheia a montante, e a não existência de água a jusante. Deste modo a pressão hidrostática (PH) caracteriza-se por um diagrama triangular que aumenta com a profundidade tendo sido adoptado o valor de  $10\text{kN/m}^3$  para o peso específico da água (figura 4.2).

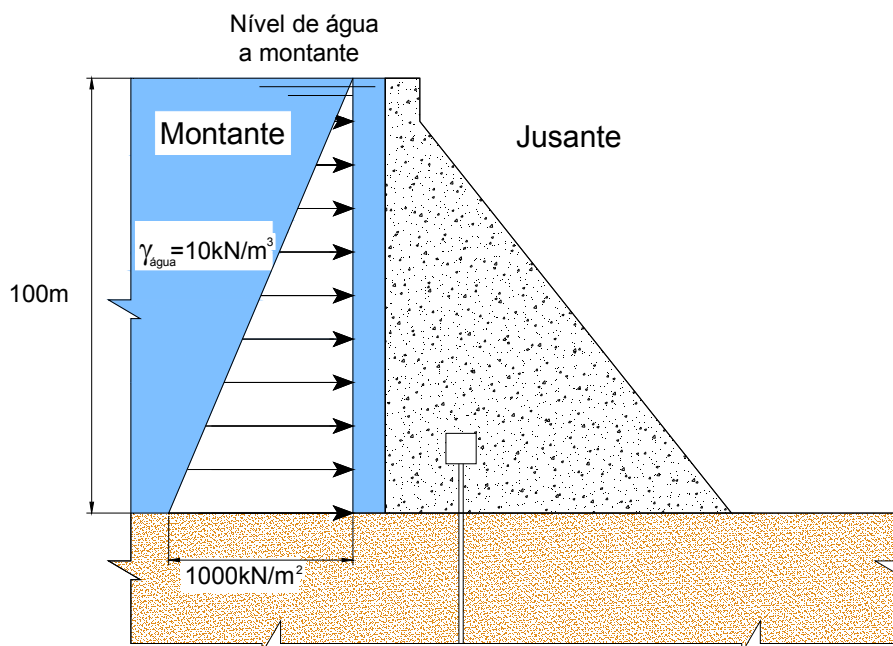


Figura 4.2 – Diagrama da pressão hidrostática no paramento de montante

## Subpressão

A acção da subpressão está directamente relacionada com os níveis de água a montante e jusante da barragem, pelo que foi admitida a mesma situação da pressão hidrostática. Para esta acção foram consideradas duas situações:

- Sub1, correspondente à subpressão com um sistema de drenagem em pleno funcionamento. O diagrama de carga é composto por dois troços lineares definidos por três pontos, correspondentes: à secção de montante com um valor igual à altura da coluna de água ( $1000\text{kN/m}^3$ ), à secção do sistema de drenagem com um  $1/3$  do valor a montante e a jusante com um valor nulo (figura 4.3).

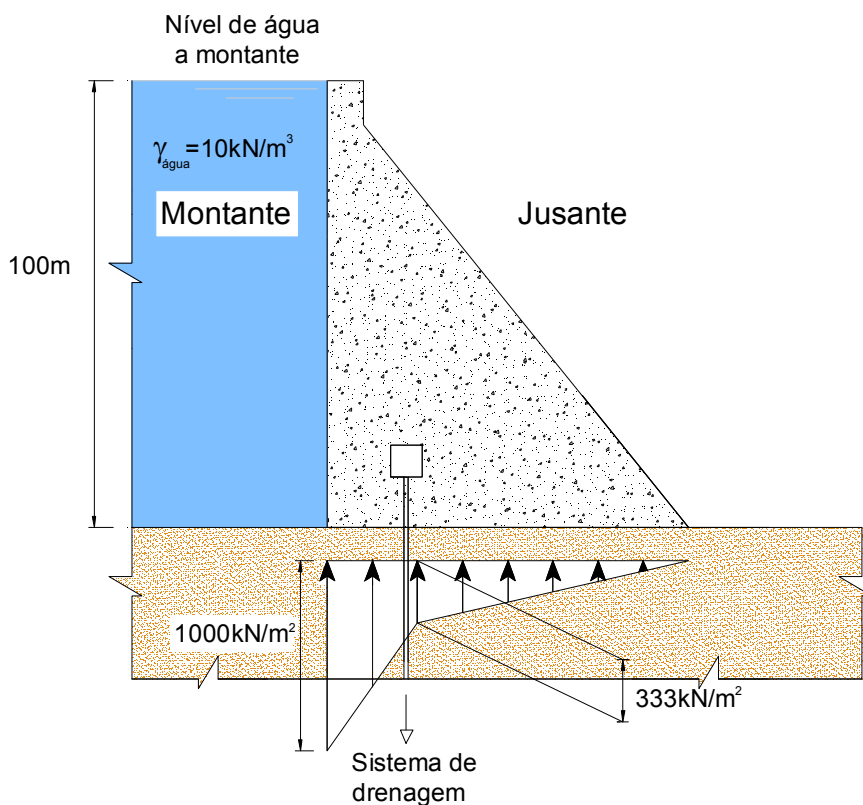


Figura 4.3 – Diagrama da aplicação da subpressão com sistema de drenagem em pleno funcionamento – Sub1.

- Sub2, correspondente à subpressão sem sistema de drenagem, ou com sistema de drenagem inoperacional. Neste caso o diagrama de

pressões é composto por um troço linear com valores nas extremidades iguais ao anterior (figura 4.4).

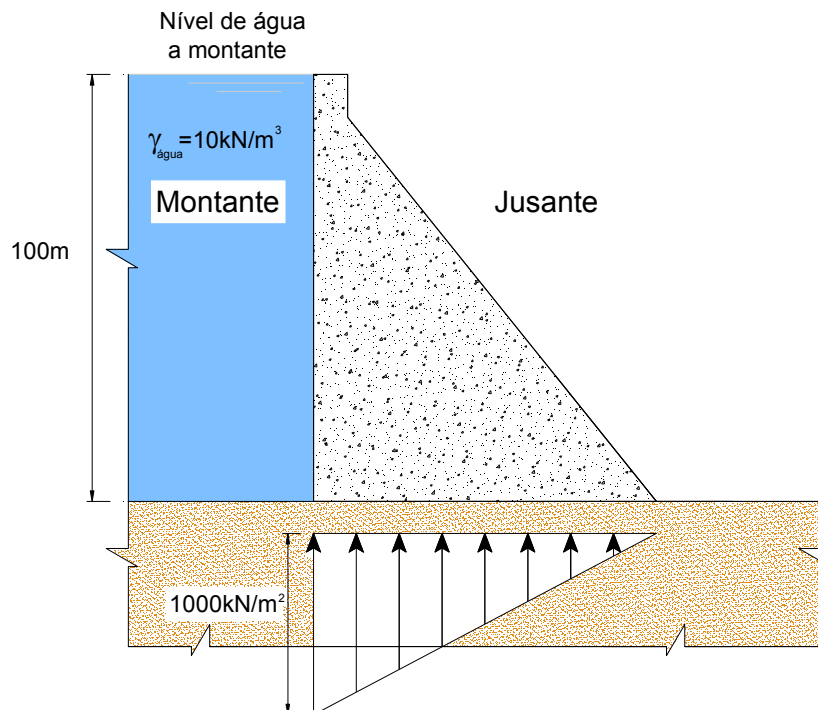


Figura 4.4 – Diagrama da aplicação da subpressão sem sistema de drenagem - Sub2.

## Variação de temperatura

Foram efectuados os cálculos descritos no ponto 2.3.5 para determinar o fluxo de calor ao longo do corpo da barragem. Este cálculo iniciou-se com a determinação da difusibilidade térmica do betão, com os respectivos valores de condutibilidade térmica ( $k=2,0 \text{ W/(m.K)}$ ), peso específico ( $\rho=2400 \text{ KJ/m}^3$ ) e capacidade térmica mássica ( $c=0,75 \times 10^3 \text{ J/Kg/K}$ ).

Foi desenvolvida uma folha de cálculo, onde para cada cota da barragem foi determinada a sua largura, e com base na formulação apresentada, para as variações de temperatura aplicadas nas faces de montante e jusante, calcularam-se os valores das temperaturas ao longo da espessura.

Foram consideradas quatro hipóteses correspondentes às épocas de Verão e Inverno para a situação de albufeira cheia e vazia:

- TcheiaV, correspondente à albufeira cheia de Verão, temperatura a montante de +2°C e a jusante de +8°C.
- Tcheial, correspondentes à albufeira cheia de Inverno, temperatura a montante de -2°C e a jusante de -8°C.
- TvaziaV, correspondentes à albufeira vazia de Verão, temperatura a montante e a jusante de +8°C.
- Tvazial, correspondentes à albufeira vazia de Inverno, temperatura a montante e a jusante de -8°C.

### Acção sísmica

A acção sísmica foi determinada de acordo com a metodologia apresentada, tendo sido admitido os valores de 0.06g para a aceleração correspondente ao SBP (figura 4.5) e 0.15g para o SMP (figura 4.6).

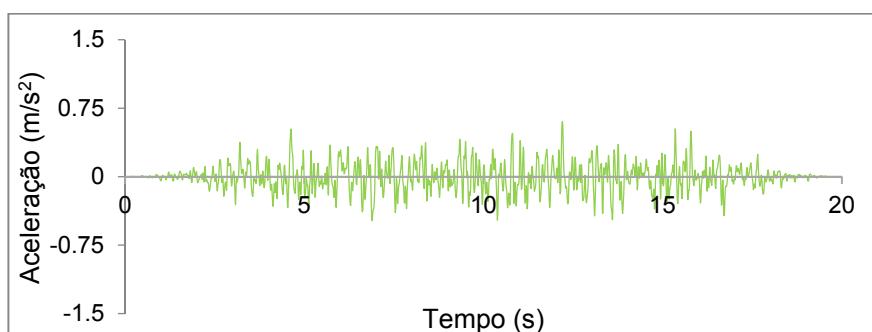


Figura 4.5 – Acelerograma relativo ao Sismo Base de Projecto (SBP)

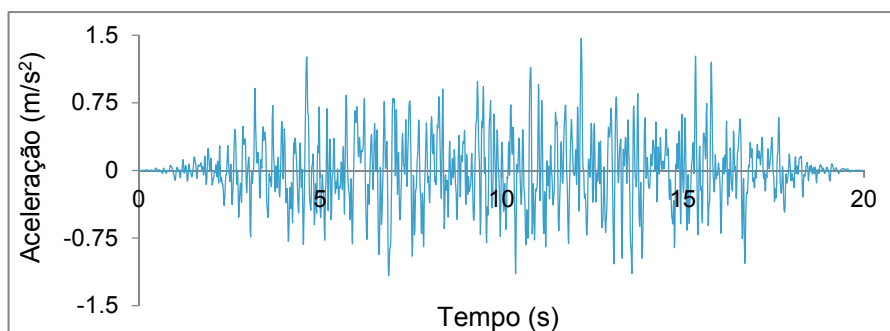


Figura 4.6 – Acelerograma relativo ao Sismo Máximo de Projecto (SMP)

## 4.4 - Combinação de acções

Foram consideradas as combinações de acções correspondentes às situações extremas, para os cenários admitidos, assim:

Cenários correntes:

- a) PP + TvaziaV
- b) PP + Tvazial
- c) PP + PH + Sub1
- d) PP + PH + Sub2
- e) PP + PH + Sub1 + TcheiaV
- f) PP + PH + Sub1 + Tcheial
- g) PP + SBP
- h) PP + SBP + TvaziaV
- i) PP + SBP + Tvazial
- j) PP + PH + Sub1 + SBP
- k) PP + PH + Sub2 + SBP
- l) PP + PH + Sub1 + SBP + TcheiaV
- m) PP + PH + Sub1 + SBP + Tcheial

Cenários de Rotura:

- a) PP + PH + Sub1 + SMP
- b) PP + PH + Sub2 + SMP
- c) PP + PH + Sub1 + SMP + TcheiaV
- d) PP + PH + Sub1 + SMP + Tcheial

## 4.5 - Modelação no programa SAP2000

O SAP2000 é um programa de análise tridimensional de estruturas que permite simular comportamentos lineares ou não-lineares dos materiais. No presente caso de estudo foi desenvolvido um modelo de elementos finitos bidimensionais, em que se admitiu um comportamento linear do material da barragem e da fundação. Na superfície de inserção da barragem, considerou-se um comportamento não-linear, caracterizado essencialmente pelo ângulo de atrito da descontinuidade.

### 4.5.1 - Descrição do modelo

O primeiro passo no desenvolvimento do modelo de uma estrutura num programa de elementos finitos é a sua construção geométrica. Neste caso (SAP2000), pode ser efectuada no próprio do programa, ou através do desenho da definição geométrica do modelo num programa de CAD.

Neste trabalho, a malha foi desenvolvida em Autocad e posteriormente exportada num formato compatível com o SAP2000, tendo sido desenhada com recurso a diferentes *layers*, permitindo assim a divisão entre a zona da barragem e da fundação.

Seguidamente definiu-se a malha para a discretização em elementos finitos, dividindo-se a barragem e a fundação em elementos de área rectangulares (figura 4.7). Devido ao facto de no SAP2000 só ser possível aplicar temperaturas constantes em cada elemento, e nas faces da barragem o gradiente de temperatura ter um valor mais elevado, foi necessário discretizar mais estas zonas.

Definiram-se as secções e materiais, admitindo para o betão um peso específico de  $24\text{kN/m}^3$ , um módulo de elasticidade de  $20\text{GPa}$  e um coeficiente de Poisson de  $0,2$ . Para a fundação um peso específico nulo, um módulo de elasticidade e um coeficiente de Poisson iguais ao betão.

Foram admitidas fronteiras elásticas horizontais nos limites verticais para simular o terreno adjacente, e encastramento na base do modelo.

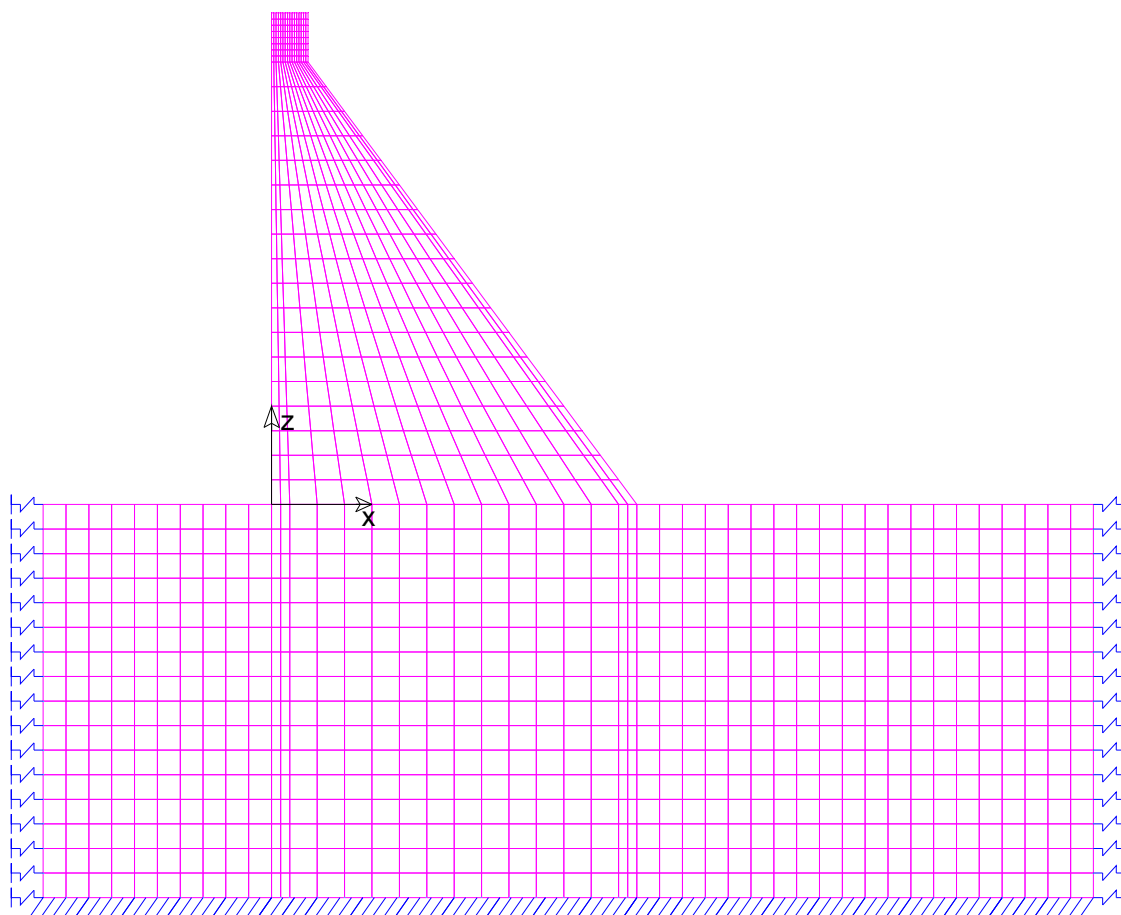


Figura 4.7 – Discretização da barragem e da sua fundação [SAP2000].

O comportamento da superfície de inserção, contacto entre a barragem e a fundação, foi simulado com o recurso a elementos de ligação entre os nós adjacentes denominados *links*.

*Links* são elementos que unem dois nós distintos, permitindo relacionar o seu comportamento, a partir da atribuição das propriedades mecânicas e da escolha do tipo de resposta do elemento de ligação.

A superfície de inserção tem um comportamento não-linear que depende da relação entre as forças verticais e horizontais, afectada pelo coeficiente de atrito (figura 4.8). Com base neste pressuposto foi escolhido um *link* do tipo *friction isolator*.

Este tipo de elemento simula essencialmente o comportamento de fricção devido a duas direcções tangenciais, através da consideração de um coeficiente de atrito. Para além desta característica de comportamento não linear, tem a possibilidade da consideração de constantes elásticas que caracterizam a

resposta para os seus graus de liberdade (1 deslocamento axial, 2 deslocamentos transversais e 3 momentos).

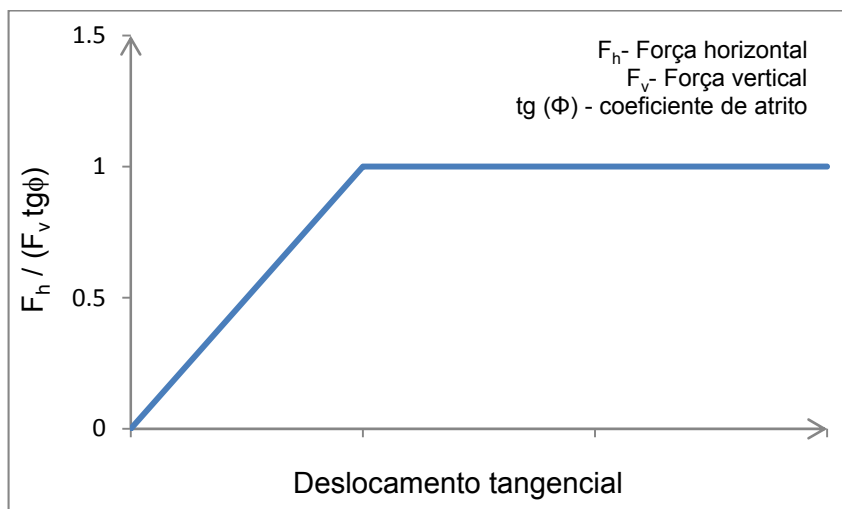


Figura 4.8 – Comportamento não linear de uma descontinuidade admitindo um comportamento Mohr-Colomb caracterizado só pelo coeficiente de atrito

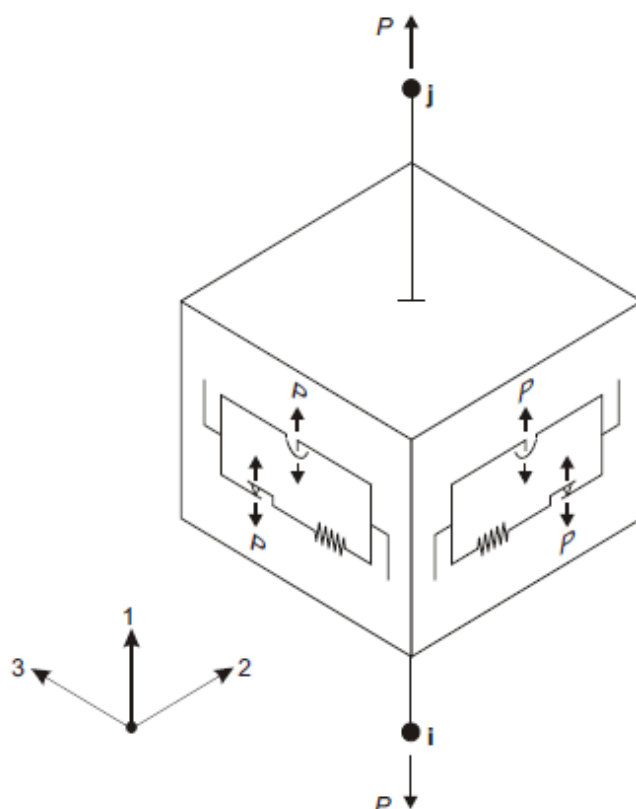


Figura 4.9 – Propriedades de um *link friction isolator* para o comportamento não linear, utilizado na ligação de dois nós [Computers and Structures, 2009]

Para que estes elementos possam representar o comportamento de uma descontinuidade, foram definidas as propriedades para a resposta não linear (coeficiente de atrito), e a resposta elástica linear para os deslocamentos axiais (rigidez axial) e deslocamento transversal (rigidez tangencial). As constantes elásticas relativas aos momentos (tração e flexão) foram consideradas nulas.

Foram adoptados os valores de 10 GPam/m para a rigidez normal, 0.5 GPam/m para a rigidez tangencial e 42° para o ângulo de atrito (42°).

Os elementos de *link* têm características diferentes em função da sua largura de influência. Assim, para cada *link* foi calculada a rigidez que varia consoante a largura de influência desse nó.

Com o objectivo de verificar o correcto funcionamento do modelo, em particular dos *links*, foi reduzido o ângulo de atrito por forma a atingir o colapso da barragem através da superfície de inserção.

#### **4.5.2 - Aplicação das acções**

O peso próprio é considerado automaticamente no SAP, e como tal é apenas necessário definir as restantes cargas através da opção Define Load Patterns.

A pressão hidrostática é uma carga linear, com análise linear, e é definida no SAP2000 como uma *joint patterns*, pela função  $ax+by+cz+d$ , neste caso com constantes  $b=-10$  e  $c=180,01$ . Ficando:

$$PH= -10z+180.01$$

Depois de definida a carga esta é aplicada como uma *area load, surface pressure*, aplicada na face montante de cada elemento, neste caso na face 4.

Para a acção da subpressão foi necessário definir duas acções distintas. Para a sub1 (subpressão com sistema de drenagem em pleno funcionamento) definiram-se duas expressões, um para a primeira inclinação do trapézio até a zona do dreno:

$$Sub1= 41.7x-1000$$

E outra para o triângulo depois do dreno:

Sub1= 4.76x-380.6

Para a sub2 (subpressão sem sistema de drenagem) definiu-se a carga triangular com a seguinte expressão:

Sub2= 12.5x-1000

Estas acções são aplicadas em toda a face da zona de inserção da barragem, e tal com a pressão hidrostática são aplicadas como *area load*, *surface pressure*, na face da superfície de inserção com a direcção vertical e o sentido de baixo para cima.

A temperatura é definida por cada elemento, ou seja, é imposto a cada um a temperatura determinada no seu centro de gravidade através da metodologia já apresentada.

A análise sísmica foi efectuada no domínio do tempo por aplicação dos acelerogramas referidos, tendo sido determinado o comportamento da estrutura através de uma análise modal de acordo com os espectros de resposta de um oscilador de um grau de liberdade regulamentar.

## **4.6 - Modelação no programa 3DEC**

O (Distinct Element Code) 3DEC é um programa de elementos discretos tridimensionais especialmente adequados para estudar o comportamento de meios descontínuos. O 3DEC inclui geração de malhas, interface gráfica de visualização do modelo e de resultados em termos de deslocamentos, tensões, deformações, velocidades, etc. As capacidades de geração de modelos geométricos e discretizações são muito eficientes.

A interacção entre o utilizador e o programa é efectuada através de uma linha de comando, ou através de ficheiros de texto, onde os comandos são inseridos em sequência.

O 3DEC inclui ainda uma linguagem de programação denominada FISH, que permite uma iteração mais profunda com o programa, através de comandos que acedem à sua estrutura de dados em memória. Com este tipo de

programação fazem-se alterações directamente nas variáveis do modelo, como foi no presente caso para a aplicação da temperatura.

#### **4.6.1 - Descrição do modelo**

Inicialmente é necessário definir quais os tipos de cálculo que serão efectuados, nomeadamente o dinâmico e térmico, porque o cálculo mecânico estático é a base, pelo que não é necessário explicitar.

O processo de desenvolvimento do modelo inicia-se com a definição dos blocos. A geometria dos blocos não pode conter reentrâncias, pelo que foi necessário definir três blocos, dois para a barragem que posteriormente foram juntos de modo a formar um único corpo e um para a fundação (figura 4.10). Seguidamente foi definida uma região para cada uma das zonas, barragem e fundação. Para cada uma das regiões são atribuídos os materiais e as respectivas características descritas no ponto 4.2 deste capítulo. Os blocos são discretizados numa malha de elementos finitos tetraédricos tridimensionais, porque se admitiu a hipótese de blocos deformáveis.

Os blocos foram discretizados numa malha de tetraedros cuja dimensão foi escolhida de modo a obter resultados mais precisos. Foi gerada uma malha com elementos de 2.5m de lado (figura 4.10).

Restringiu-se a estrutura como estava previsto, ou seja, encastramento na base da fundação, e apoios móveis, com restrição horizontal, nas faces laterais da fundação e considerou-se uma espessura de 10 metros para a estrutura.

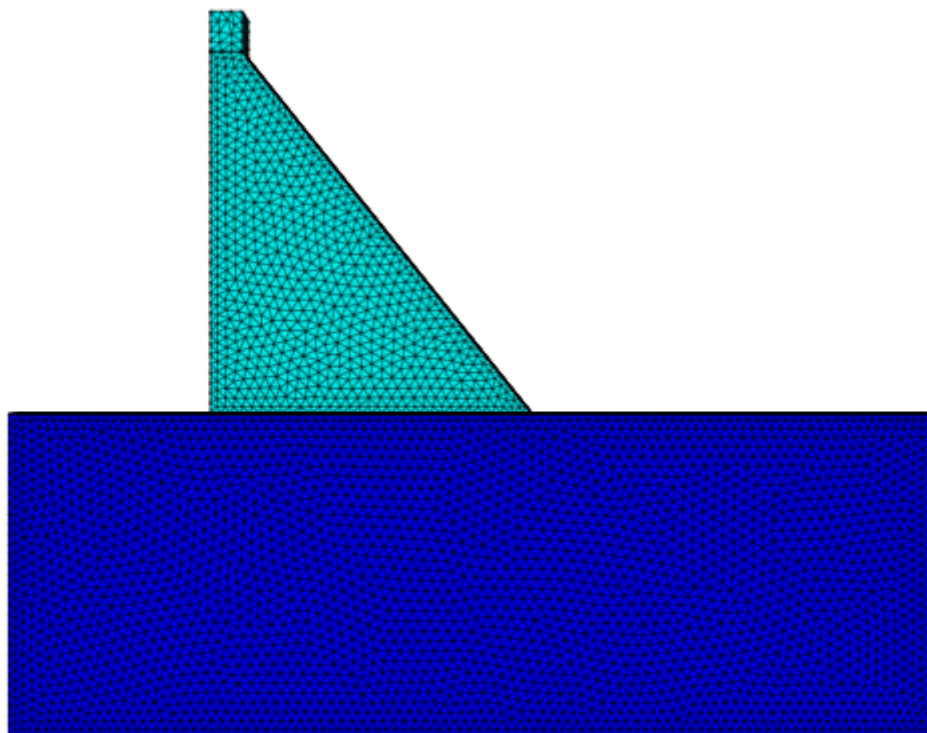


Figura 4.10 – Modelo do 3DEC. Discretização em elementos tetraédricos

#### 4.6.2 - Aplicação das acções

A acção do peso próprio define-se com a densidade do material que constitui a barragem fundação, e depois com a aplicação do valor da aceleração gravítica.

A pressão hidrostática foi aplicada na face de montante, correspondente a um diagrama triangular de pressão, primeiro define-se a face de aplicação, e posteriormente o tensor e respectiva variação espacial.

A subpressão foi aplicada na face inferior da barragem correspondente à superfície de inserção, para duas situações distintas:

Sub1: a subpressão com o sistema de drenagem em pleno funcionamento.

Sub2: a subpressão sem sistema de drenagem ou com o sistema de drenagem inoperacional.

A aplicação da variação da temperatura foi efectuada com o recurso a um pequeno programa em *fish*. Para as quatro hipóteses de albufeira cheia ou vazia e a Estação, na situação de Inverno ou Verão.

De seguida apresenta-se um exemplo desta aplicação, para a situação de albufeira cheia e estação de Inverno (figura 4.4).

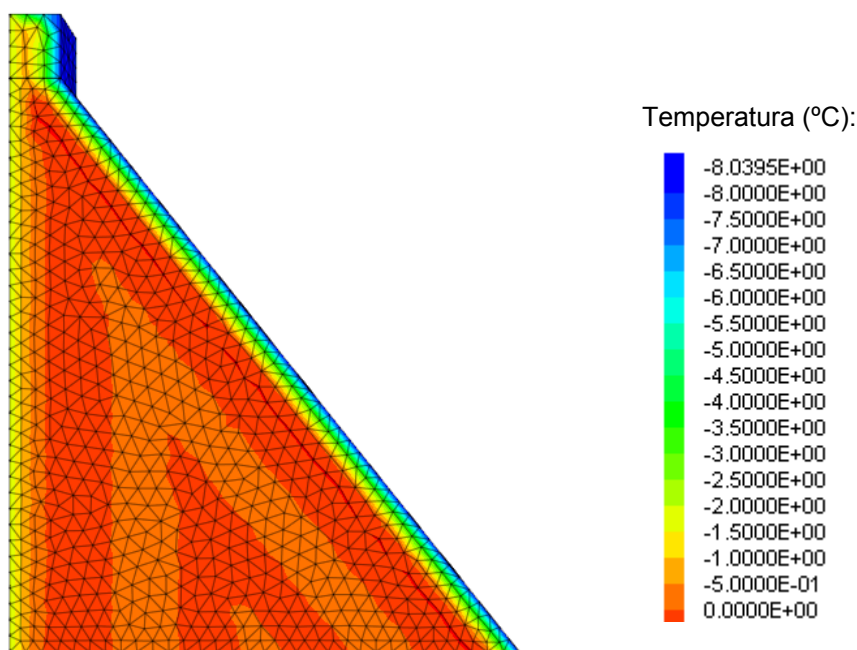


Figura 4.11 – Aplicação da temperatura, situação de albufeira cheia de Inverno (Tcheial) – 3DEC

A aplicação da acção sísmica foi efectuada através da consideração de histórias de velocidades correspondentes aos acelerogramas sísmicos. A resposta da estrutura foi determinada com base na resolução das equações de movimento dos blocos já referidos anteriormente.

Devido ao facto do 3DEC efectuar a resolução no tempo das equações de movimento, por vezes, é necessário definir previamente pontos da estrutura em que se pretende visualizar a evolução das diferentes grandezas (deslocamentos, velocidades, acelerações, deslocamentos normais ou tangenciais nos contactos, etc.) ao longo do cálculo. Com este objectivo foram escolhidos alguns pontos representativos do comportamento estrutural da barragem, em termos de deslocamentos e velocidades. No entanto, para além destes pontos, é sempre

possível visualizar todas as grandezas no final de cada tipo de cálculo, representando unicamente os valores finais e não a sua evolução ao longo do tempo.

## **4.7 - Considerações finais**

Neste capítulo fez-se a descrição do exemplo de aplicação escolhido, nomeadamente, geometria, características mecânicas, acções, que foram necessárias para desenvolver os modelos numéricos. Seguidamente foram apresentados em pormenor o desenvolvimento dos dois modelos, para resolver com os programas SAP2000 e 3DEC.

## **Capítulo 5 - Verificação da estabilidade e apresentação de resultados**

### **5.1 - Considerações gerais**

Neste capítulo, começa por se efectuar a verificação da estabilidade global da barragem utilizando uma metodologia simplificada. Esta metodologia comporta a verificação ao deslizamento e derrubamento considerando as combinações mais gravosas correspondentes aos cenários correntes e de rotura.

A barragem é analisada utilizando o Método dos Elementos Finitos através do SAP2000 e utilizando o Método dos Elementos Discretos com recurso ao 3DEC. São comparados os resultados obtidos, em termos de deslocamentos e de deformadas. Os programas possuem diferentes metodologias, pelo que a forma de representação de resultados é diferente. No programa SAP2000 a deformada da estrutura pode ter um factor de escala diferente das dimensões. No 3DEC isso não acontece, e por isso a estrutura é visualizada sempre com a mesma escala.

### **5.2 - Verificação da estabilidade da barragem**

Para a verificação da estabilidade global da barragem, poderá ser utilizada uma metodologia simplificada que consiste na combinação dos resultados para cada acção. Com base no valor das resultantes e o respectivo ponto de aplicação são efectuadas as verificações ao deslizamento e derrubamento. Posteriormente determinaram-se as tensões na fundação, de modo a que as resultantes das acções provoquem unicamente tensões de compressão na fundação. Esta verificação pode originar a consideração da abertura, numa zona da superfície de inserção a montante, reduzindo por isso a área de contacto.

Para as verificações que se seguem foi adoptado o sistema de eixos representado na figura 5.1, com origem no ponto da face de montante da

superfície de inserção. A verificação da estabilidade ao derrubamento da barragem foi efectuada em relação ao ponto de jusante da superfície de inserção da barragem (ponto P, figura 5.1).

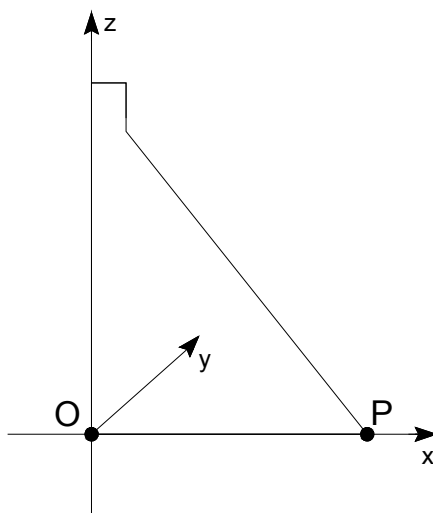


Figura 5.1 – Sistema de eixos adoptados e pontos O (origem) e P (ponto de derrubamento)

No quadro 5.1, são apresentados as resultantes das forças e os respectivos pontos de aplicação para cada acção.

Quadro 5.1 – Forças resultantes para cada acção e respectivo ponto de aplicação

Acção	PP		PH		Sub1		Sub2		SBP		SMP	
Força Resultante (MN/m)	96.96		50.00		21.32		40.00		5.82		14.54	
Ponto de aplicação (m)	x	z	x	z	x	z	x	z	x	z	x	z
	26.46	33.96	0.00	33.33	21.97	0.00	26.67	0.00	0.00	33.75	0.00	33.96

Nas figuras 5.2 e 5.3, são representadas na superfície de inserção, para cada acção, os diagramas de tensões normais e tangenciais simplificados, respectivamente.

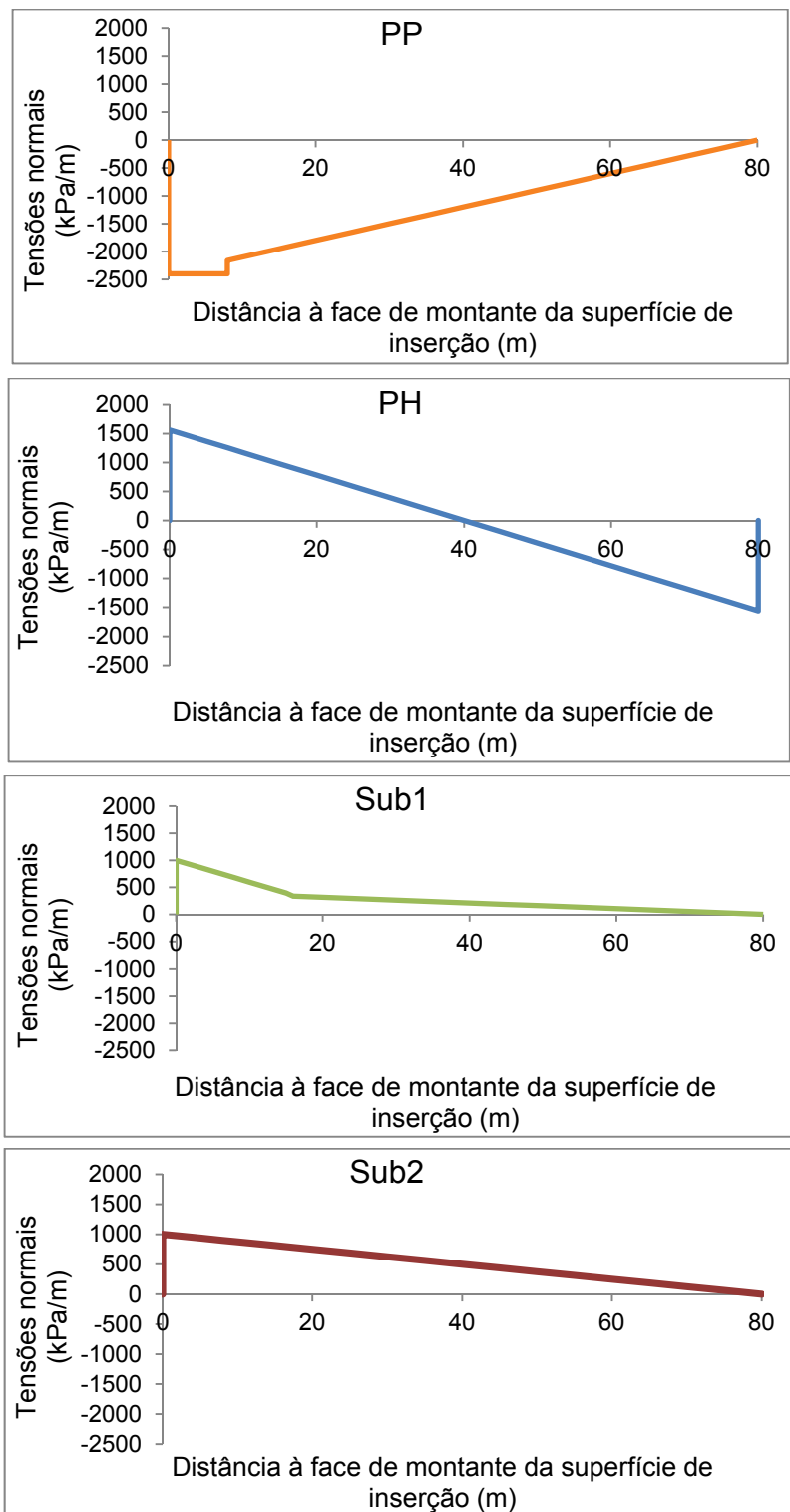


Figura 5.2 – Diagramas para cada acção das tensões normais na superfície de inserção

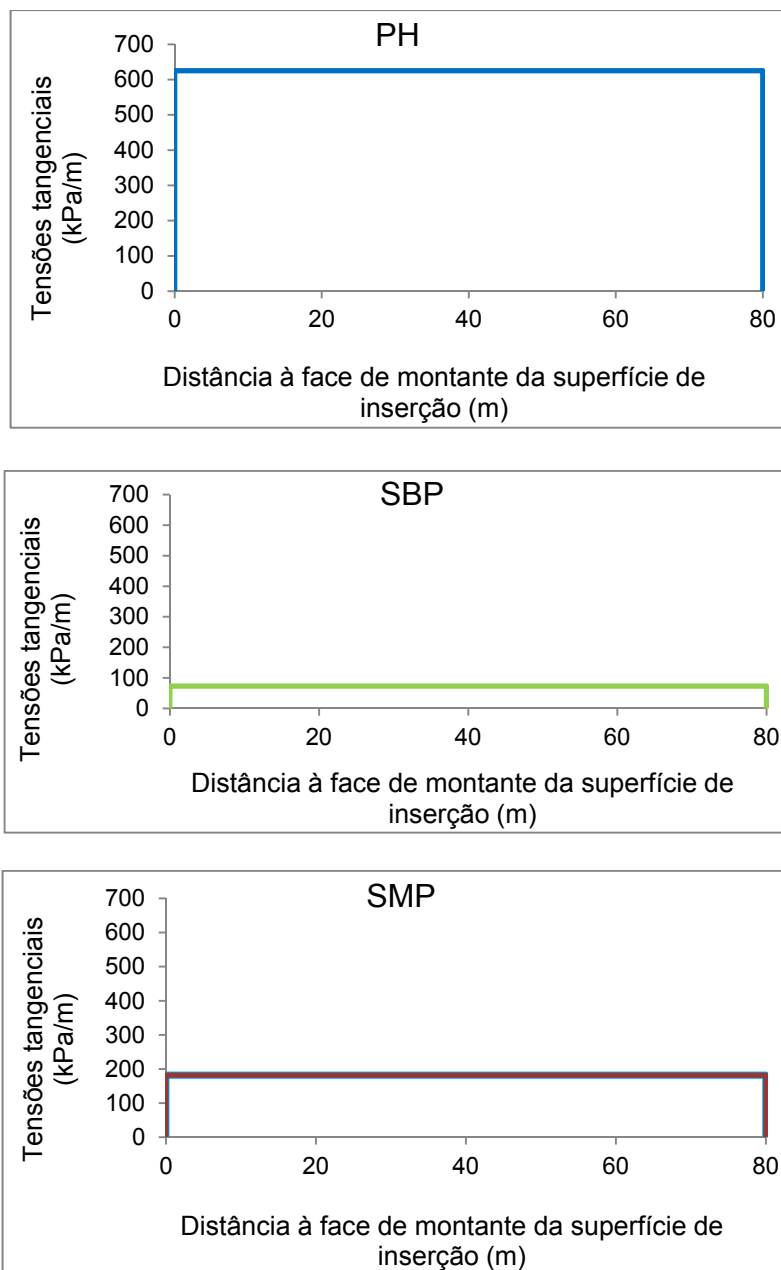


Figura 5.3 – Diagramas para cada acção das tensões tangenciais na superfície de inserção

No quadro 5.2, é apresentada a verificação ao deslizamento, para as combinações mais gravosas relativas aos cenários correntes e de rotura. O factor de segurança ao deslizamento (FS) foi determinado com base nas forças globais horizontais e verticais de cada acção.

Quadro 5.2 – Verificação ao deslizamento para os cenários correntes e de rotura

Cenários Correntes	PP (MN/m)	Sub1 (MN/m)	Sub2 (MN/m)	SBP (MN/m)	$\Sigma F_v$ (MN/m)	$\Sigma F_h$ (MN/m)	$\phi$ (°)	FS deslizamento
Combinações								
c) PP+PH+Sub1	97	21	-	-	76	50	42	1.4
d) PP+PH+Sub2	97	-	40	-	57	50	42	1.0
j) PP+PH+Sub1+SBP	97	21	-	6	76	56	42	1.2
k) PP+PH+Sub2+SBP	97	-	40	6	57	56	42	0.9
Cenários de Rotura	PP (MN/m)	Sub1 (MN/m)	Sub2 (MN/m)	SMP (MN/m)	$\Sigma F_v$ (MN/m)	$\Sigma F_h$ (MN/m)	$\phi$ (°)	FS deslizamento
Combinações								
a) PP+PH+Sub1+SMP	97	21	-	15	76	65	42	1.1
b) PP+PH+Sub2+SMP	97	-	40	15	57	65	42	0.8

Para algumas combinações em que entra a acção sísmica, a segurança ao deslizamento não se verifica (o factor de segurança ao deslizamento é inferior à unidade), esta será efectuada analisando os deslocamentos tangenciais na superfície de inserção obtidos para os modelos numéricos desenvolvidos. Se estes valores forem compatíveis com a segurança funcional e estrutural da barragem, a segurança ao deslizamento está garantida.

A verificação ao derrubamento é efectuada através da determinação do respectivo coeficiente de segurança, que é dado pela relação entre o somatório de momentos estabilizantes e os destabilizantes (quadro 5.3).

Quadro 5.3 – Verificação da segurança ao deslizamento

Cenários Correntes	Momentos estabilizantes (MNm/m)	Momento destabilizantes (MNm/m)					FS derrubamento
		PP	PH	Sub1	Sub2	SBP	
Combinções	PP	PH	Sub1	Sub2	SBP	Total	
c) PP+PH+Sub1	5192	1667	1237	-	-	2904	1.79
d) PP+PH+Sub2	5192	1667	-	2133	-	3800	1.37
j) PP+PH+Sub1+SBP	5192	1667	1237	-	196	3100	1.67
k) PP+PH+Sub2+SBP	5192	1667	-	2133	196	3996	1.30
Cenários de Rotura	Momentos estabilizantes (MNm/m)	Momento destabilizantes (MNm/m)					FS derrubamento
Combinções	PP	PH	Sub1	Sub2	SMP	Total	
a) PP+PH+Sub1+SMP	5192	1667	1237	-	491	3395	1.53
b) PP+PH+Sub2+SMP	5192	1667	-	2133	491	4291	1.21

Analisando os resultados apresentados no quadro anterior, constata-se que para as combinações mais gravosas relativas aos cenários correntes e de rotura a segurança ao derrubamento está verificada.

### 5.3 - Comparação de resultados

Neste ponto, apresentam-se os resultados obtidos pelos dois modelos para a verificação da segurança da barragem, efectuando simultaneamente a sua comparação para as diferentes situações.

Devido à diferente metodologia inerente aos dois programas utilizados, a comparação das deformadas gerais da estrutura, é apresentada através de isolinhas de deslocamentos, para facilitar a visualização gráfica. Em face da grande quantidade de resultados foram escolhidas as situações mais representativas da resposta da barragem, assim, apresentam-se as seguintes comparações de deslocamentos:

- Peso próprio (PP) – figuras 5.4 e 5.5
- Peso próprio e pressão hidrostática (PP+PH) – figuras 5.6 e 5.7
- Peso próprio, pressão hidrostática e subpressão com sistema de drenagem em pleno funcionamento (PP+PH+Sub1) – figuras 5.8 e 5.9

- Peso próprio, pressão hidrostática e subpressão sem sistema de drenagem (PP+PH+Sub2) – figuras 5.10 e 5.11.

Na figura 5.12, é apresentada a comparação de resultados obtidos pelos dois modelos, em termos de deslocamentos verticais e horizontais do paramento de montante da barragem para as acções devidas ao peso próprio (PP), à consideração da água na albufeira (PH) e na superfície de descontinuidade (Sub1 e Sub2). Analisando os resultados, verifica-se uma excelente aproximação dos valores obtidos pelos dois modelos.

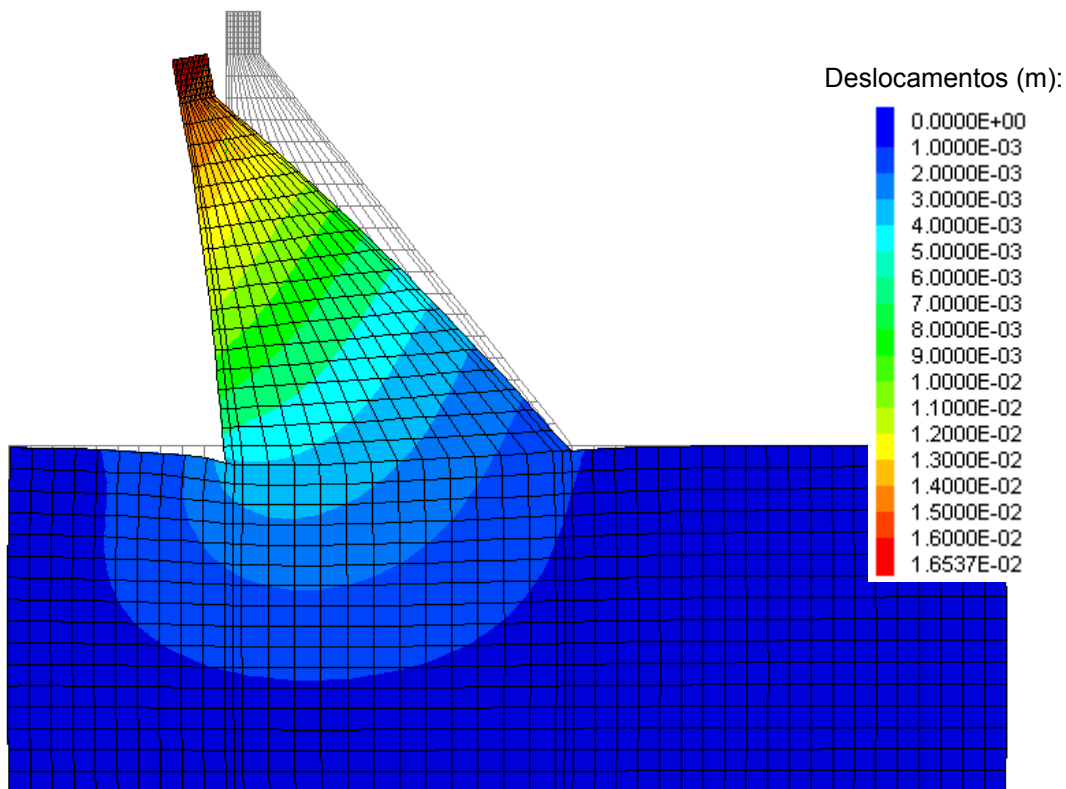


Figura 5.4 - Deformada devido à acção do PP - SAP2000 (deslocamentosx1000)

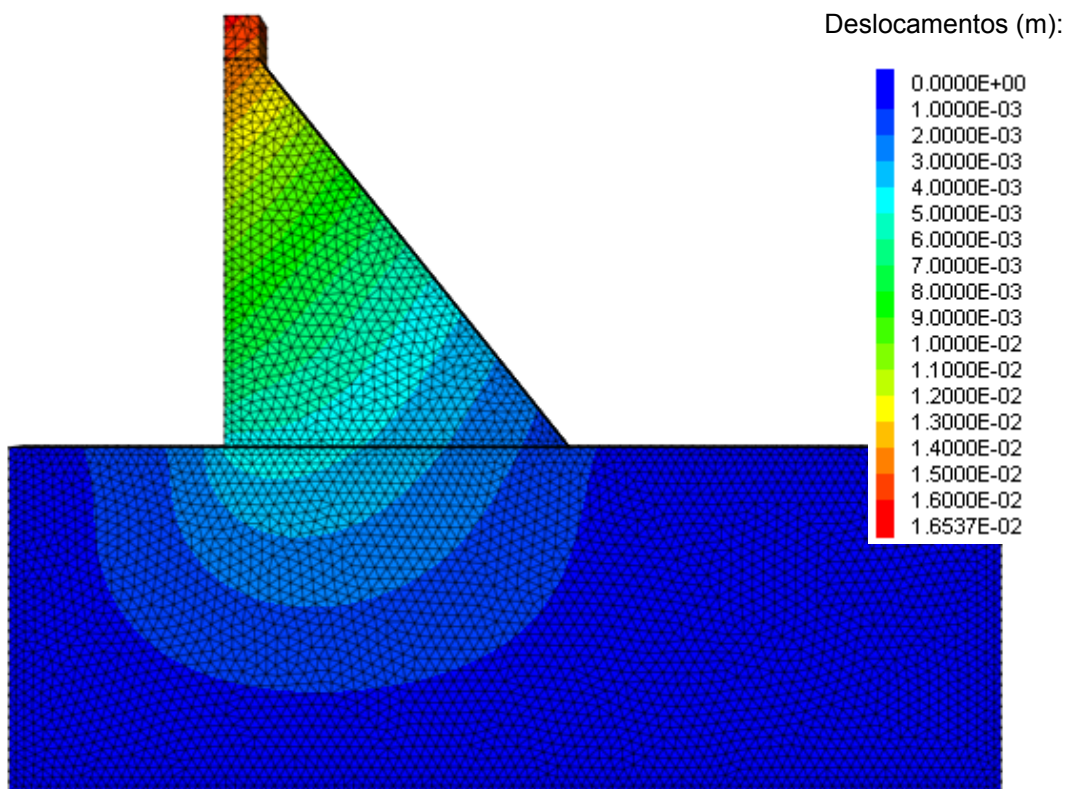


Figura 5.5 – Isolinhas de deslocamentos devido à acção do PP - 3DEC

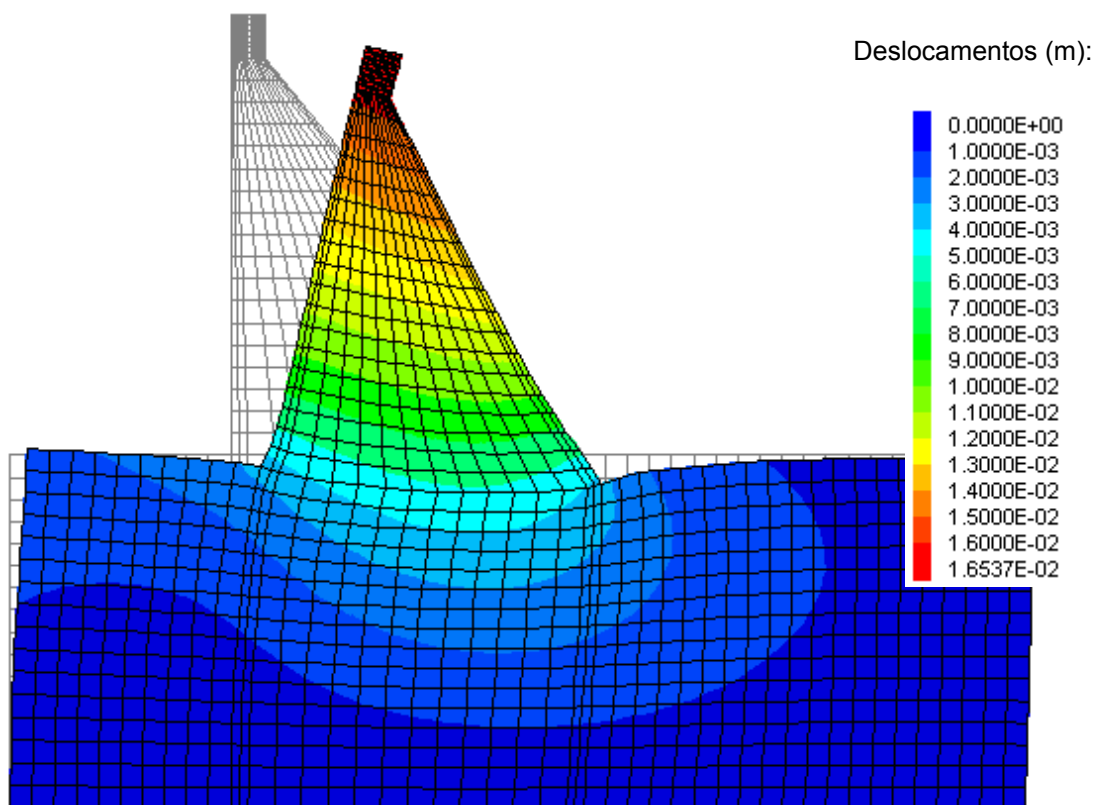


Figura 5.6 - Deformada devido às acções do PP+PH – SAP2000 (deslocamentosx1000)

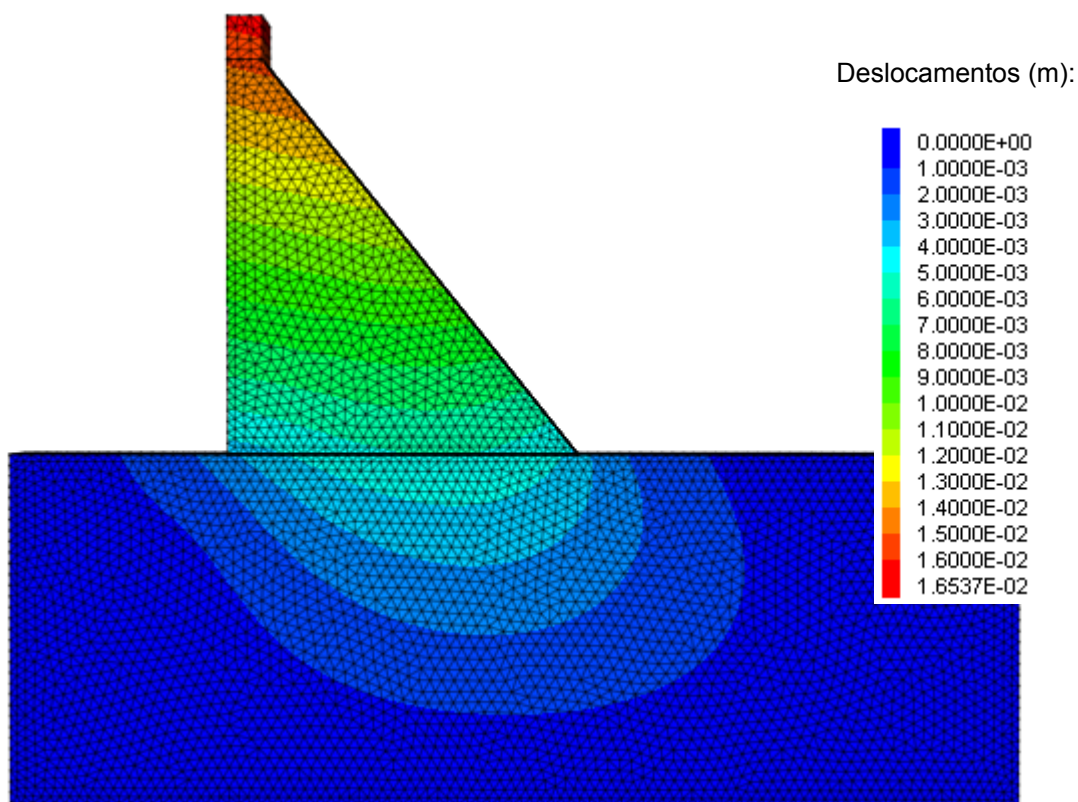


Figura 5.7 – Isolinhas de deslocamentos devido às acções do PP+PH – 3DEC

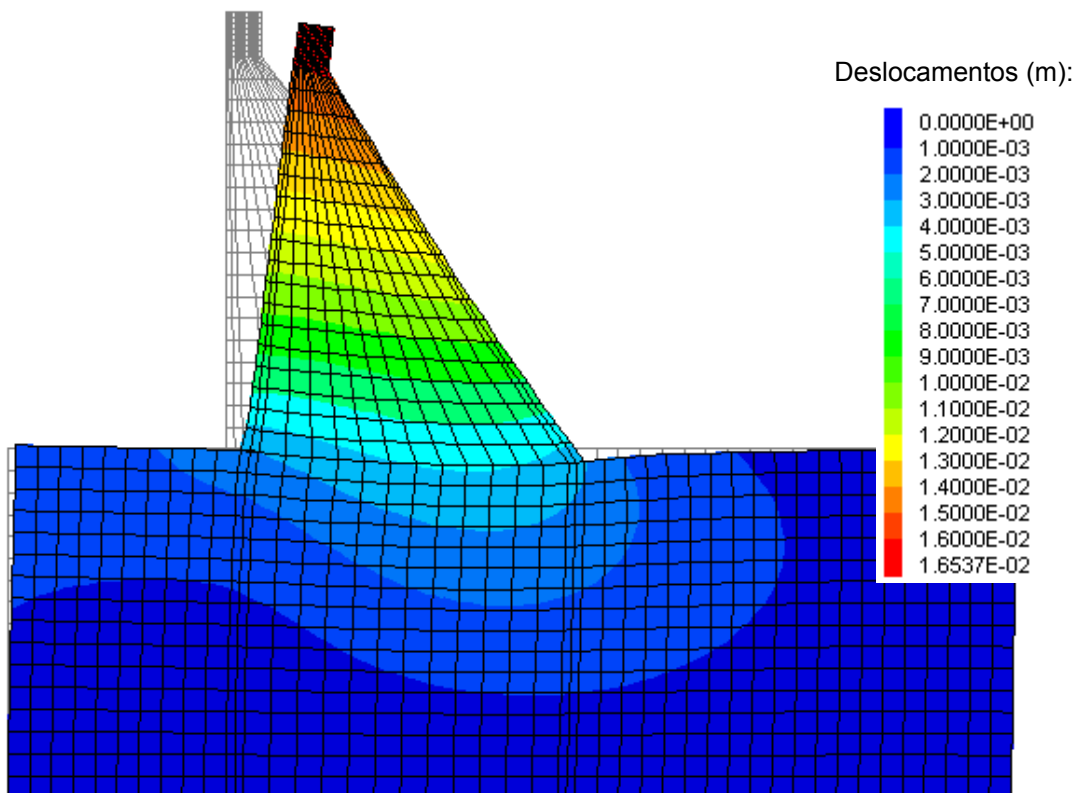


Figura 5.8 - Deformada devido às acções do PP+PH+Sub1 – SAP2000 (deslocamentosx1000)

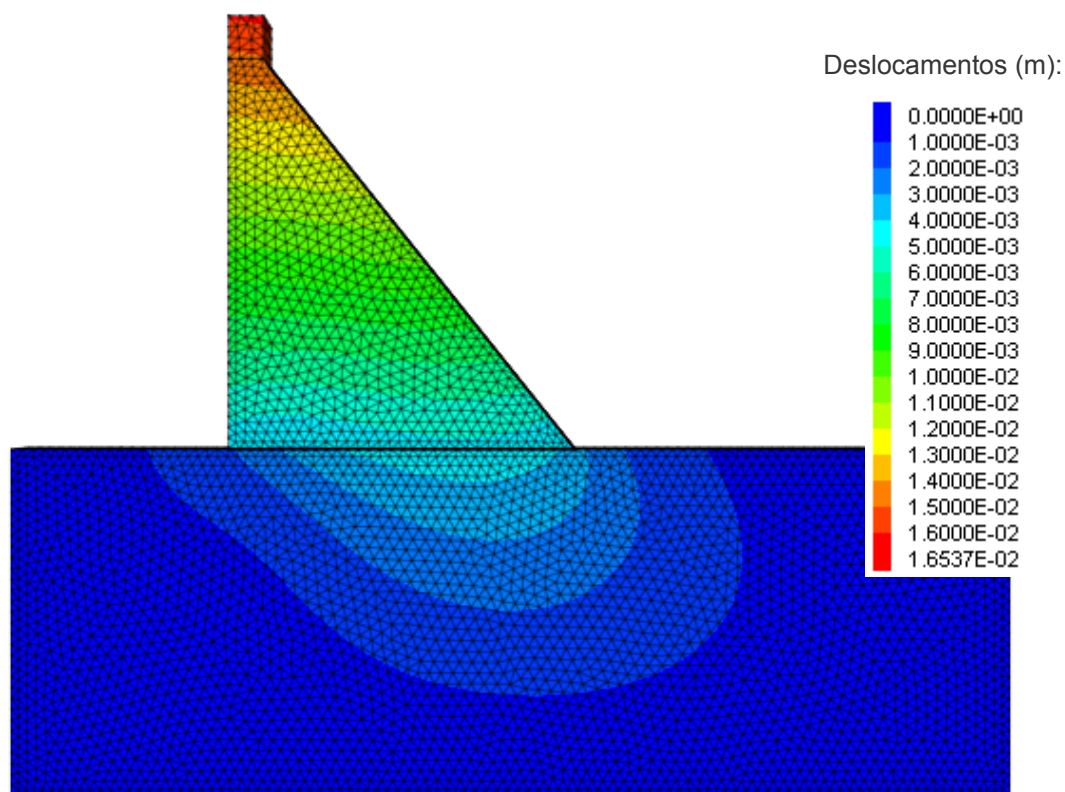


Figura 5.9 – Isolinhas de deslocamento devido às acções do PP+PH+Sub1 – 3DEC

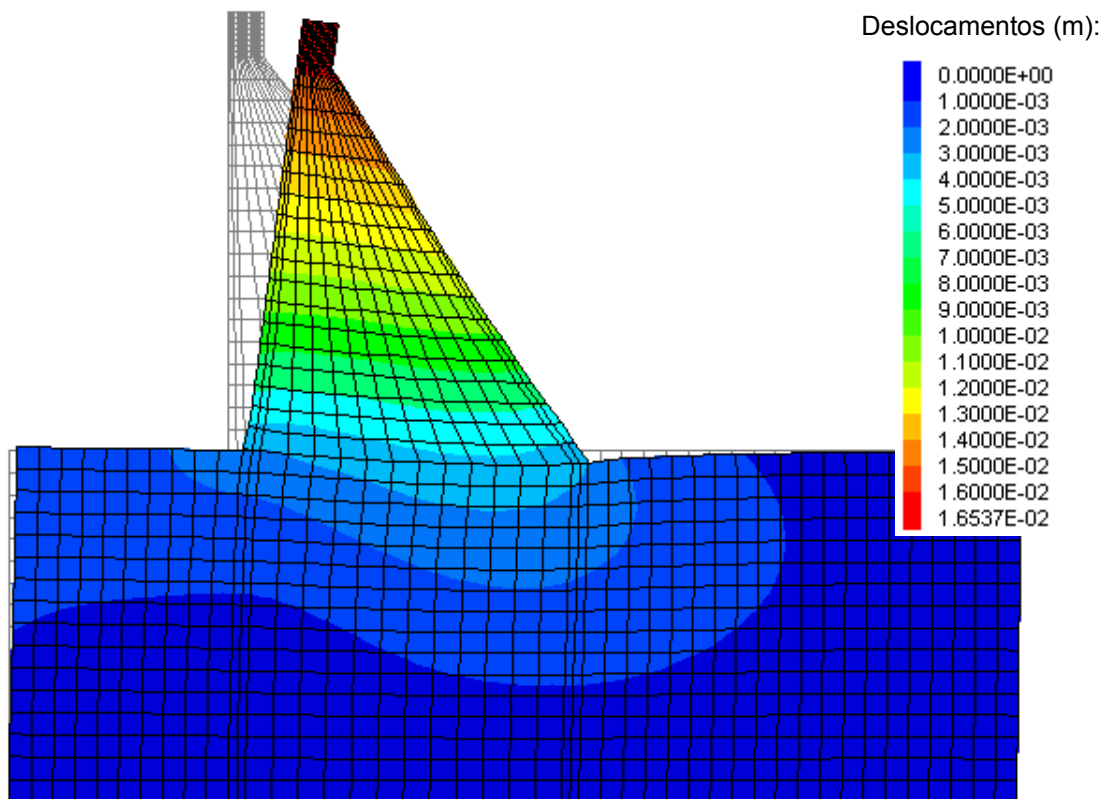


Figura 5.10 - Deformada devido às acções do PP+PH+Sub2 – SAP2000 (deslocamentosx1000)

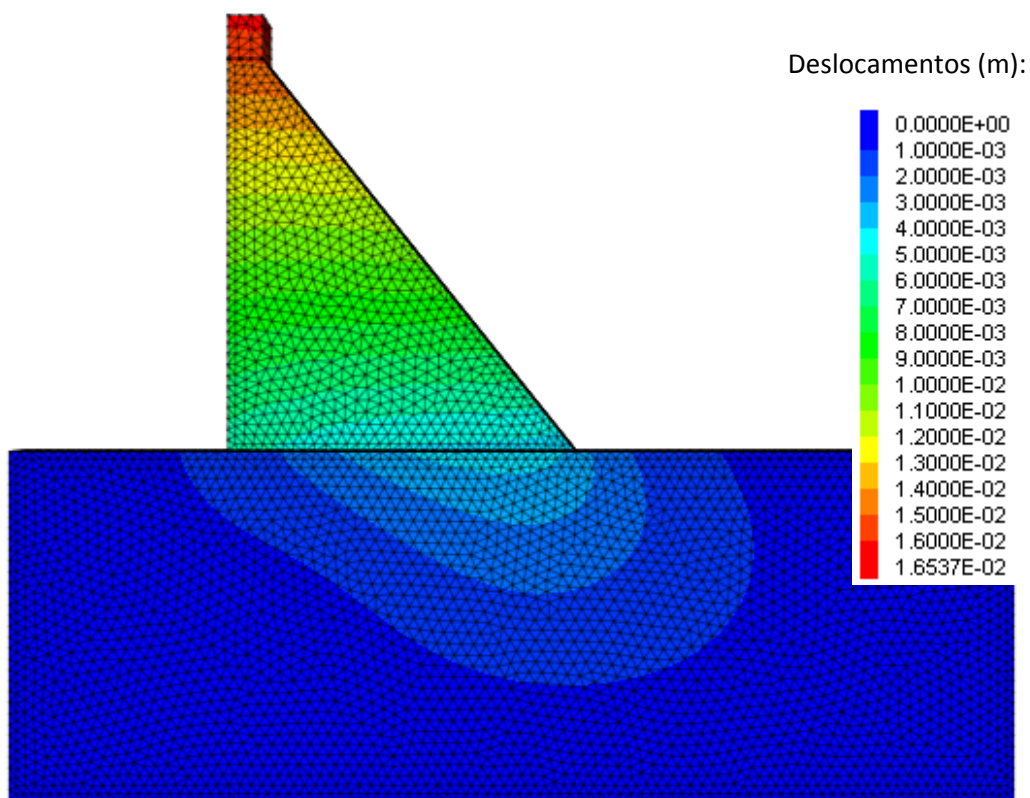


Figura 5.11 – Isolinhas de deslocamento devido às acções do PP+PH+Sub2 – 3DEC

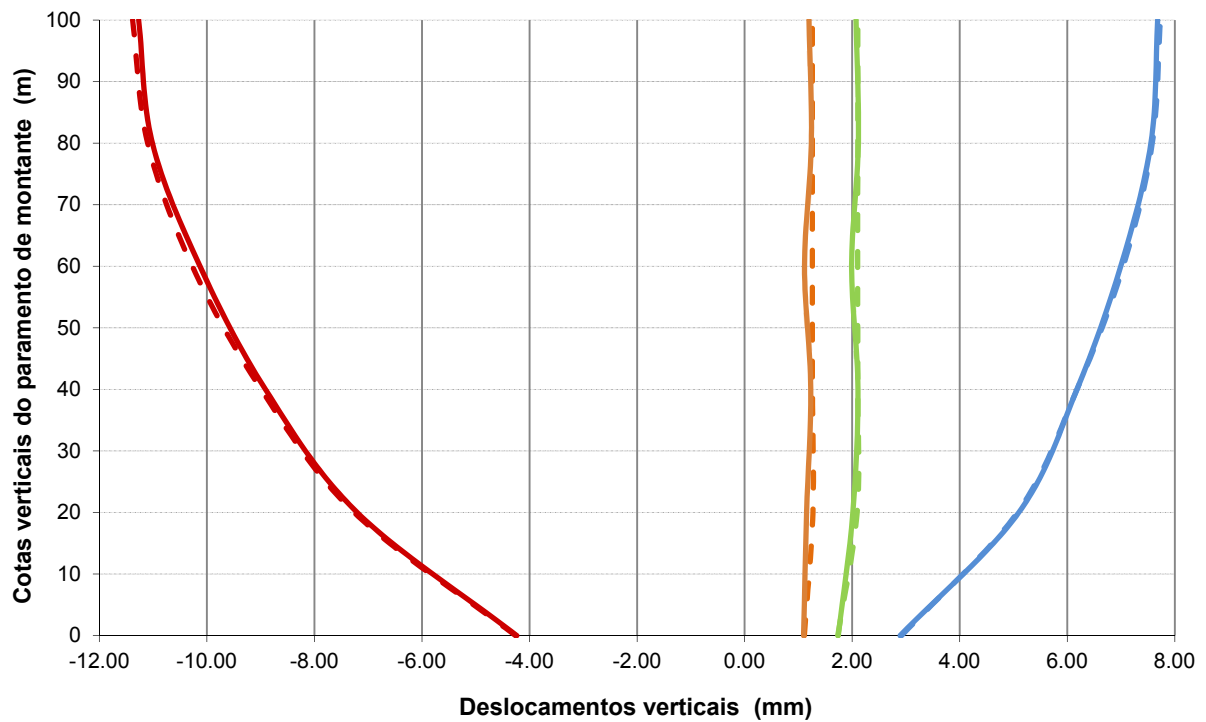
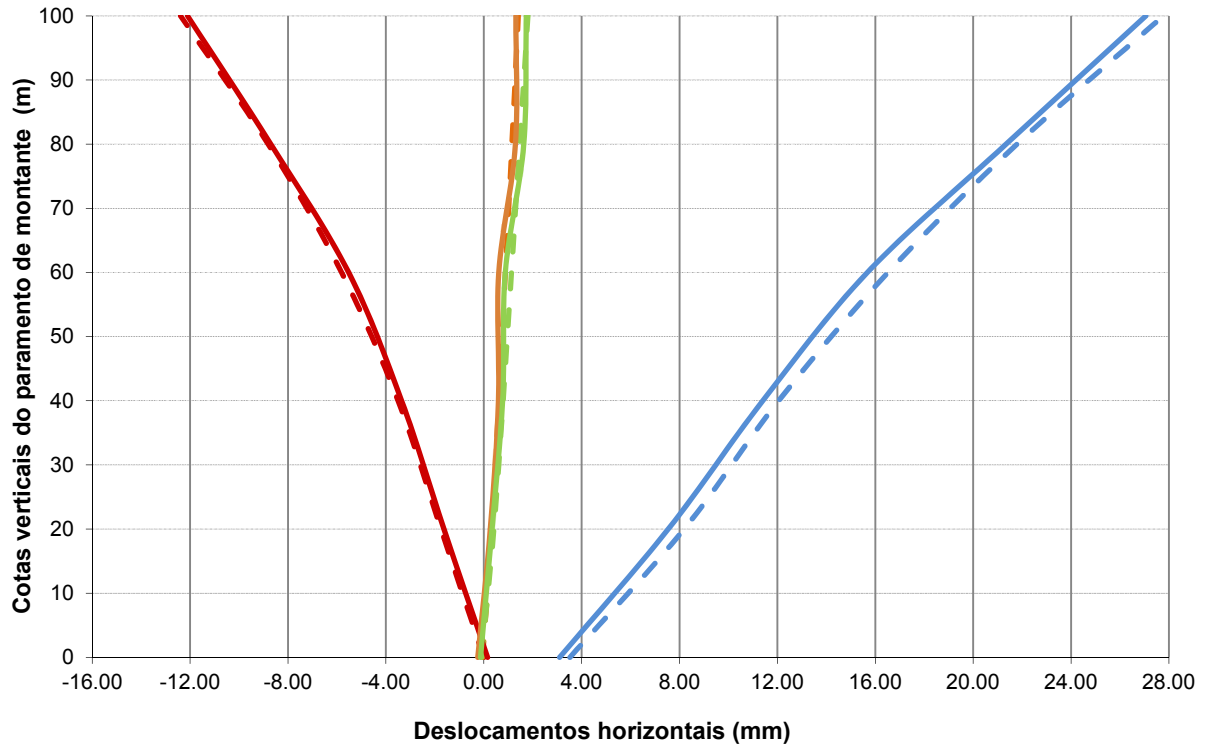


Figura 5.12 – Comparação dos resultados nos dois modelos em termos de deslocamentos horizontais e verticais do paramento de montante, para as ações: PP, PH, Sub1 e Sub2.

Para a verificação da adequabilidade do modelo para as acções estáticas, e a sua fiabilidade, efectuou-se um cálculo com os dois programas considerando um ângulo de atrito menor para a superfície de inserção ( $\Phi=40^\circ$ ). Com esta alteração, pretendeu-se verificar se a resposta dos modelos corresponderia à rotura por deslizamento da barragem. Nas figuras 5.13 e 5.14, apresentam-se os resultados para esta situação, verificando-se a ocorrência de um mecanismo de rotura da barragem por deslizamento ao longo da superfície de inserção, confirmando a sua adequabilidade ao estudo em causa.

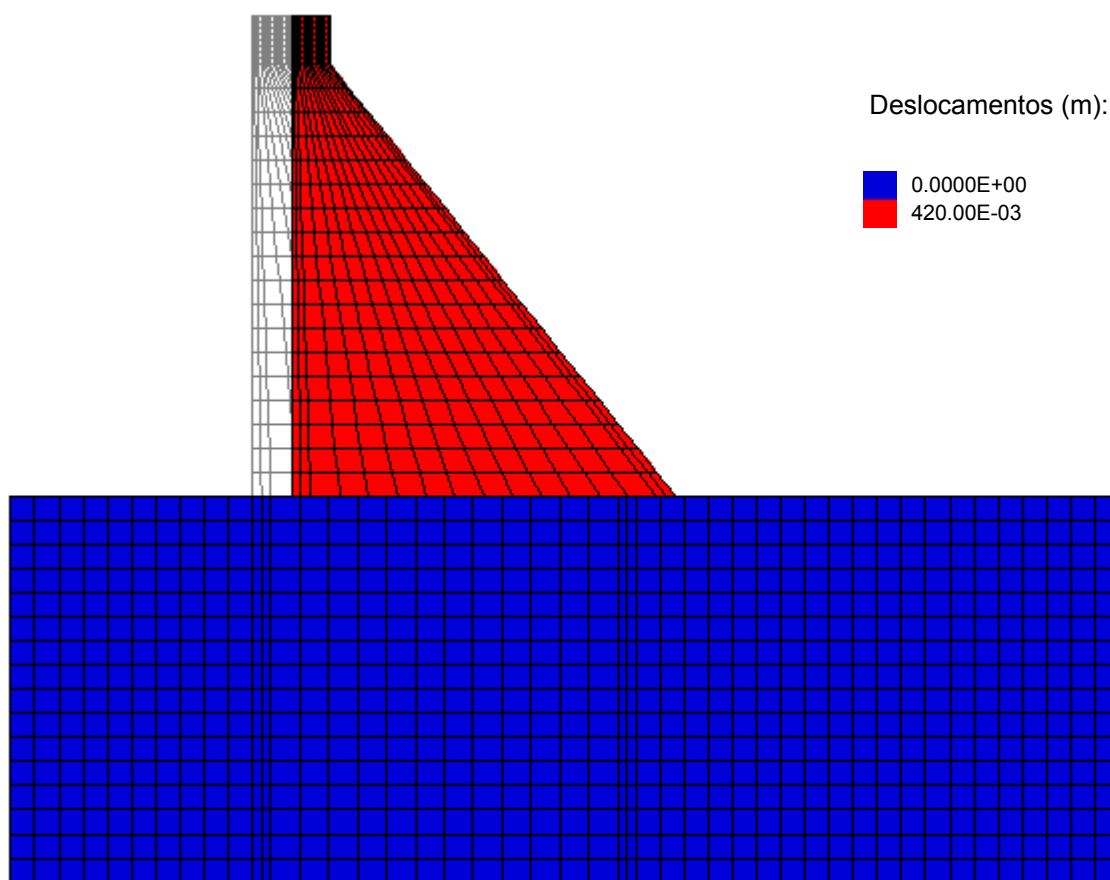


Figura 5.13 – Deformada devido às acções do PP+PH+Sub1 – SAP2000  
(deslocamentosx20)

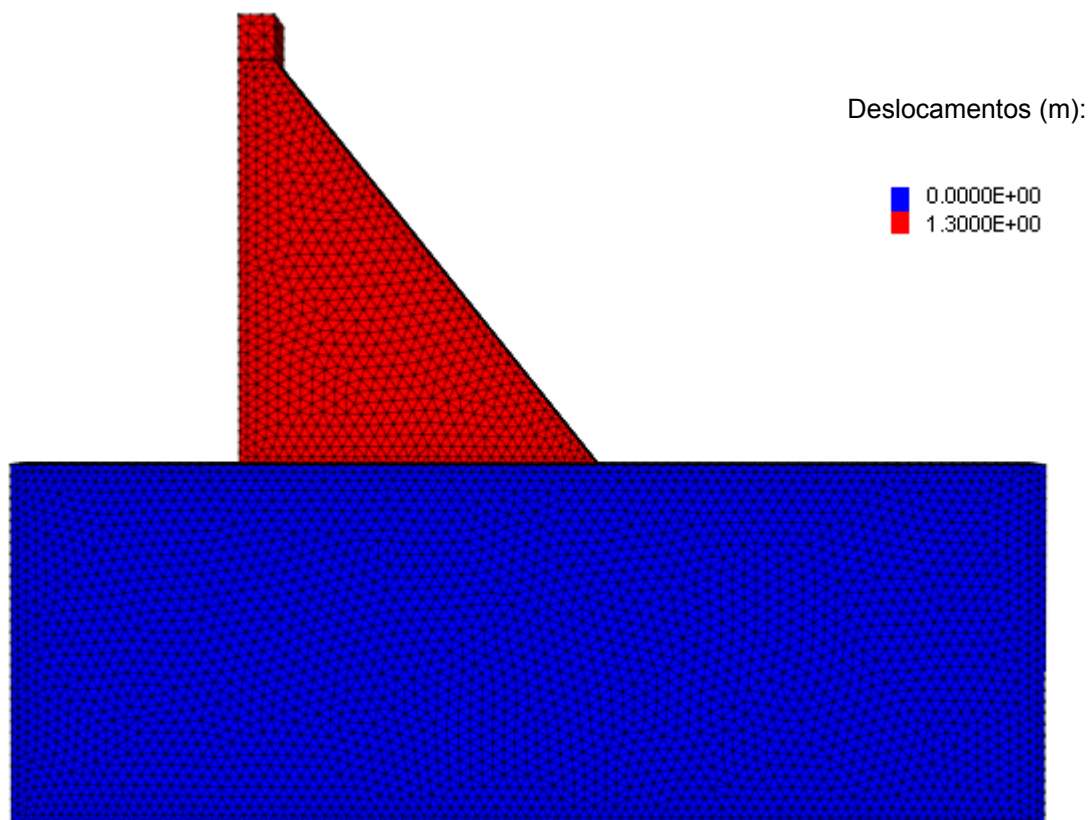


Figura 5.14 – Isolinhas de deslocamentos devido às acções do PP+PH+Sub1 – 3DEC

Os valores dos deslocamentos finais (após a rotura) apresentados nas figuras 5.13 e 5.14, relativos às duas modelações utilizadas, não são comparáveis, porque por um lado dizem respeito a mecanismos de rotura (após a rotura os deslocamentos não tem muito significado), e por outro lado os resultados do 3DEC dependem do tempo de carga visto tratar-se de um processo iterativo de resolução das equações de movimento.

Nos cálculos simplificados apresentados para a verificação da segurança global da barragem, verificou-se que quando se considerava a acção sísmica não era garantida a segurança. Esta verificação poderá ser efectuada, analisando os deslocamentos obtidos através dos modelos numéricos desenvolvidos com aplicação das respectivas acções.

Nas figuras 5.15 a 5.18 apresenta-se a evolução dos deslocamentos tangenciais nos pontos de montante (M) e jusante (J) (figura 5.15) da superfície de inserção devido à aplicação SBP e SMP.

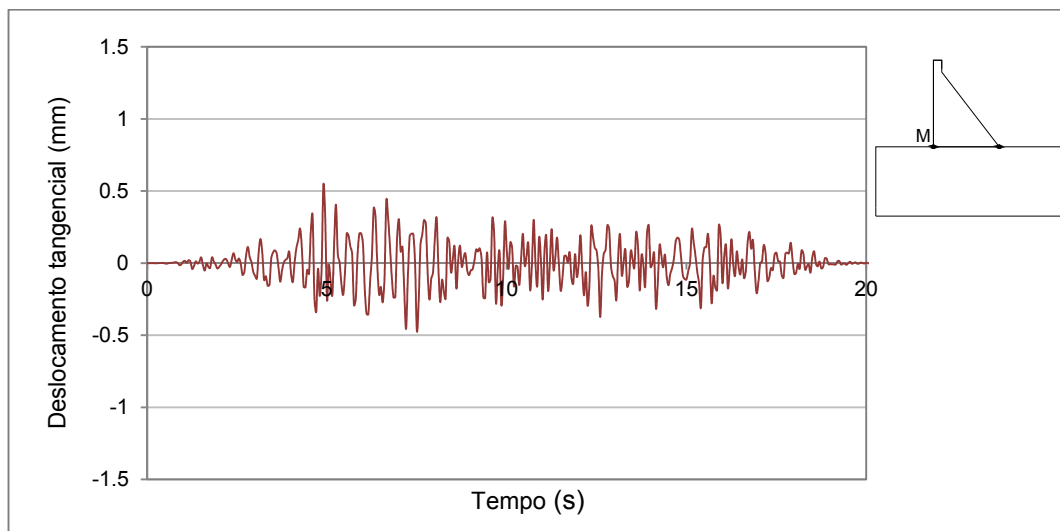


Figura 5.15 – Deslocamentos tangenciais devido à acção do SBP no ponto M da superfície de inserção

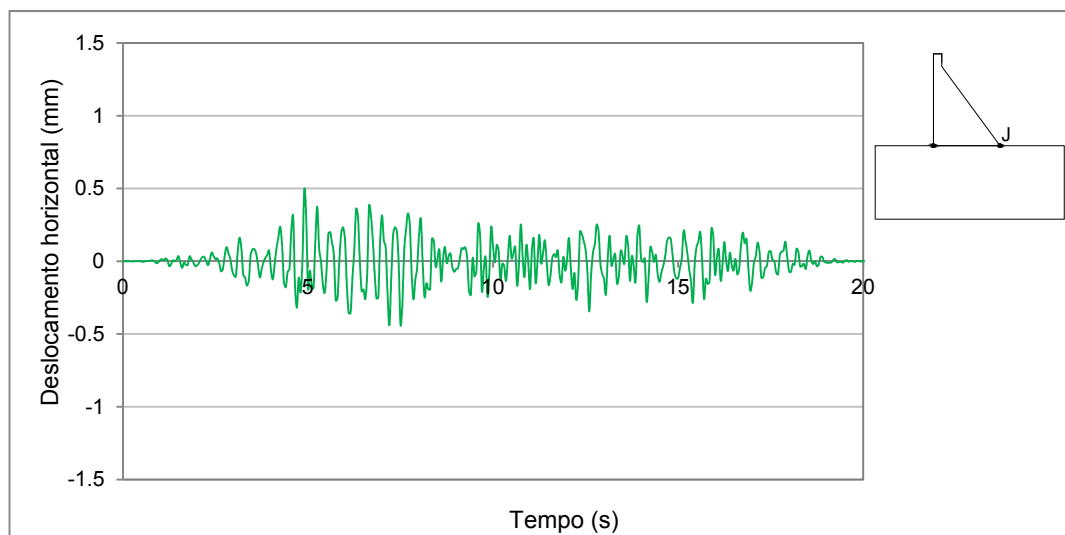


Figura 5.16 – Deslocamentos tangenciais devido à acção do SBP no ponto J da superfície de inserção

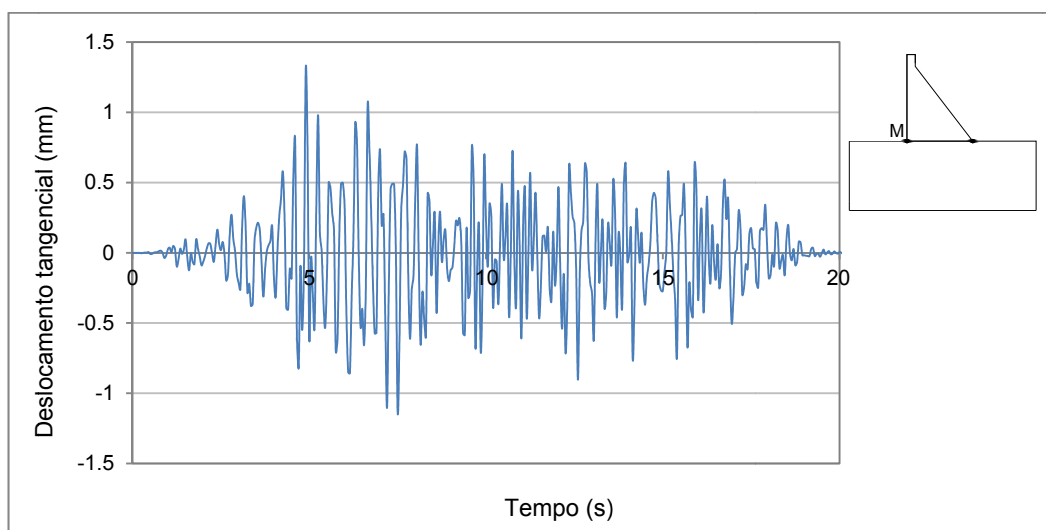


Figura 5.17 – Deslocamento horizontal devido ao SMP no ponto M da superfície de inserção

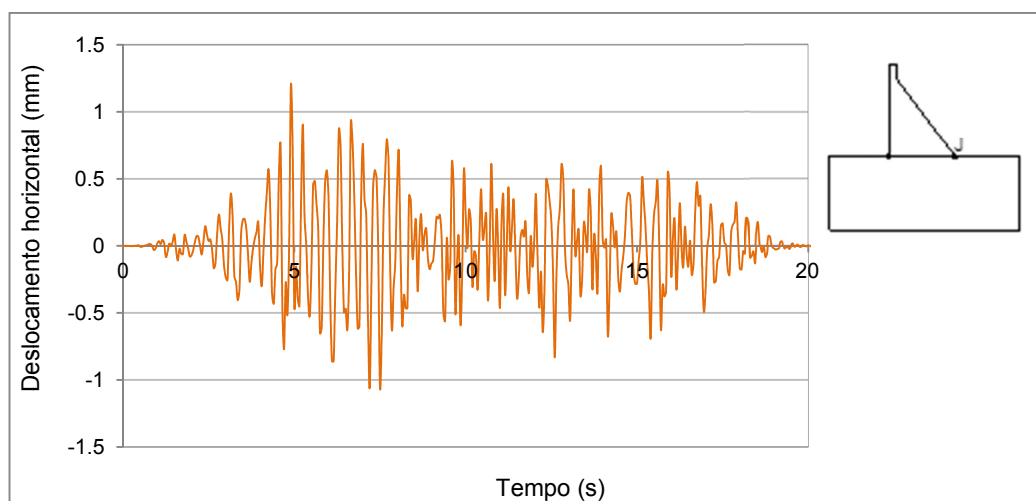


Figura 5.18 – Deslocamento horizontal devido ao SMP no ponto J da superfície de inserção

No quadro 5.4, apresentam-se os deslocamentos tangenciais máximos para as combinações em que foi considerada a acção sísmica. Analisando os resultados, verifica-se a ocorrência de um deslocamento tangencial máximo na superfície de inserção de 4,5 mm, sem que tenha ocorrido rotura da barragem. Desta forma pode-se concluir que a segurança global da barragem está verificada.

Quadro 5.4 – Deslocamentos tangenciais máximos na superfície de inserção

Distância à face de montante (m)	Deslocamento tangencial máximo			
	Cenários correntes		Cenários de rotura	
	j) PP+PH+Sub1+SBP	k) PP+PH+Sub2+SBP	a) PP+PH+Sub1+SMP	b) PP+PH+Sub2+SMP
0 (Ponto M)	3.3 mm	3.8 mm	4.1 mm	4.5 mm
80 (Ponto J)	3.2 mm	3.1 mm	3.9 mm	3.8 mm

Após a verificação da estabilidade global da obra, é necessário efectuar a sua verificação estrutural. O comportamento estrutural é condicionado pelas diferentes acções, tendo as variações de temperatura alguma relevância para este tipo de obras.

Nas figuras 5.19, 5.20, 5.21 e 5.22 apresentam-se as deformadas da barragem para as quatro situações de variações de temperatura admitidas, obtidas pelo modelo de elementos finitos.

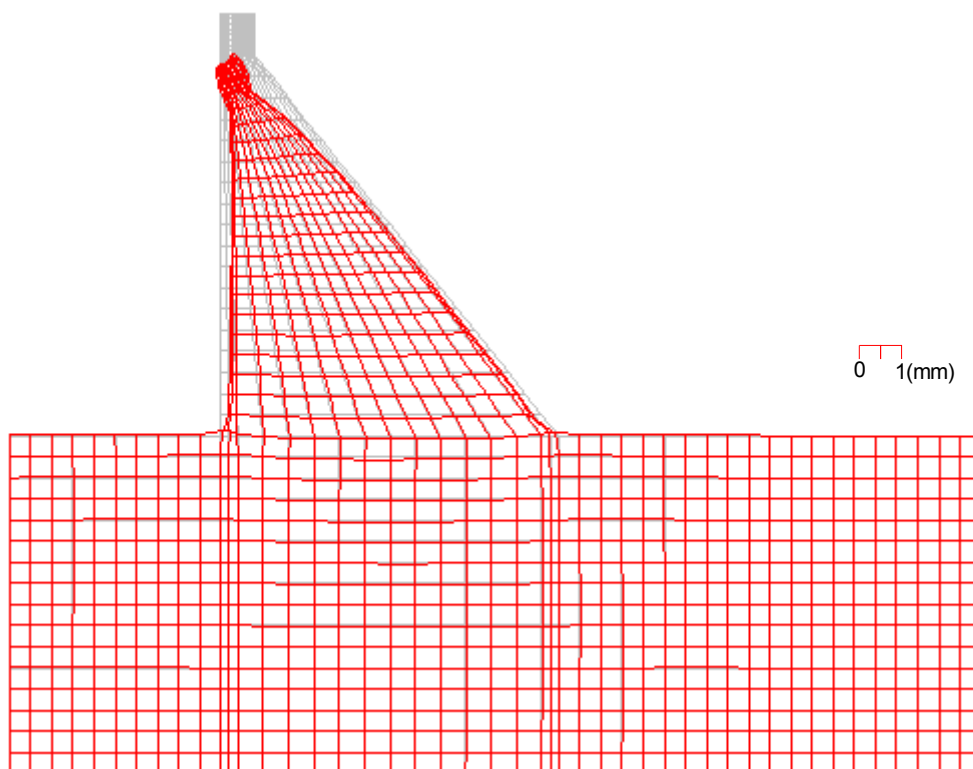


Figura 5.19 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de inverno com albufeira vazia, Tvazial).

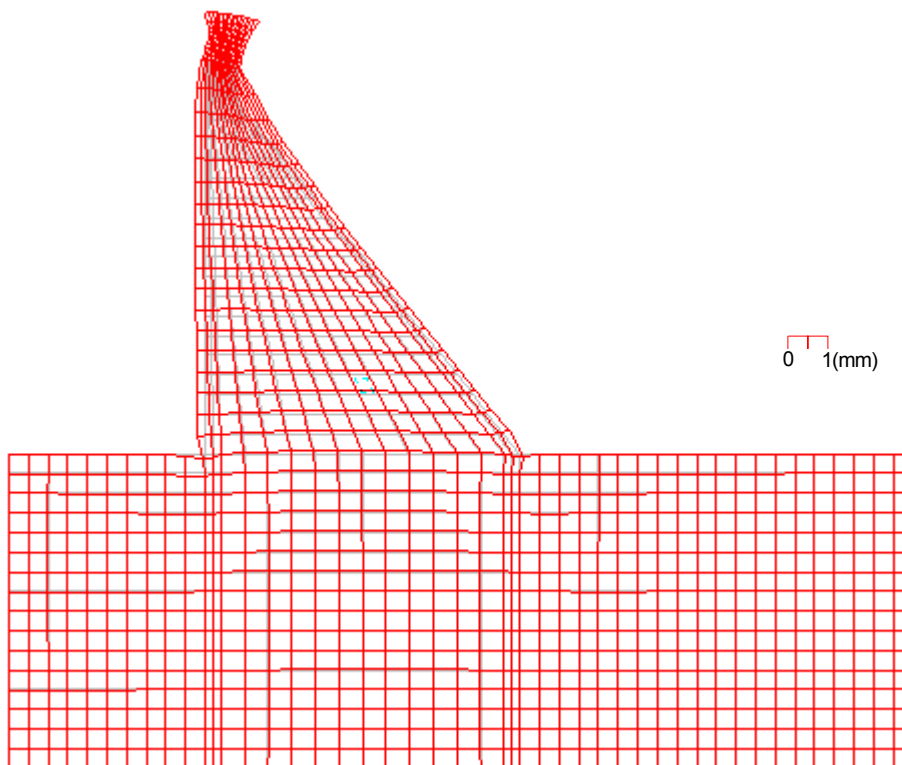


Figura 5.20 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de verão com albufeira vazia,  $T_{vaziaV}$ ).

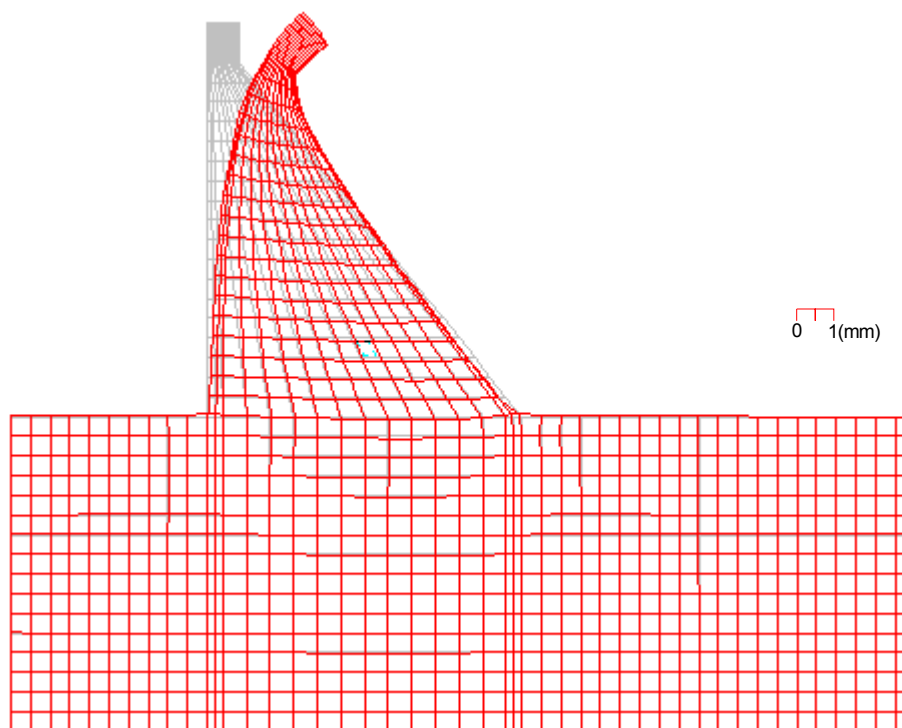


Figura 5.21 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de inverno com albufeira cheia,  $T_{cheial}$ ).

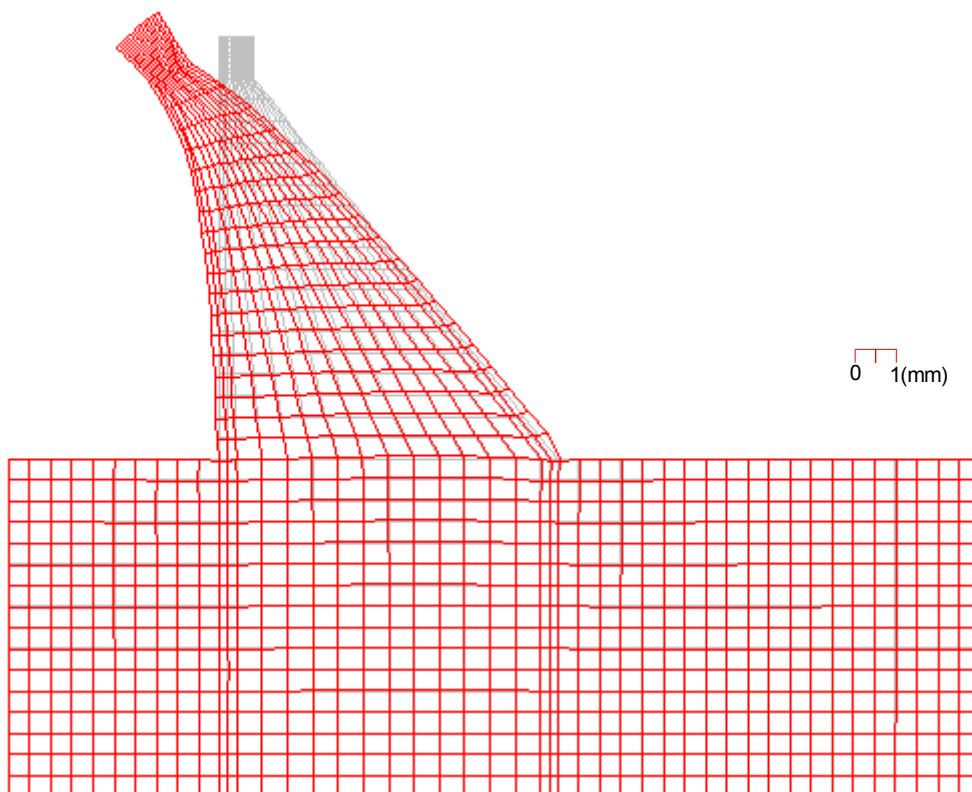


Figura 5.22 – Deformada devido à acção da temperatura (situação de verão com albufeira cheia, TcheiaV).

A análise estrutural deverá ser efectuada com base nas características de resistência e deformabilidade dos materiais constituintes da estrutura. Em termos de deformada, verificou-se que os deslocamentos estão de acordo com este tipo de estrutura e são compatíveis com as condições de funcionalidade da barragem.

Nas figuras 5.23 a 5.33 apresentam-se as tensões principais para as combinações de acções mais condicionantes no comportamento estrutural da barragem.

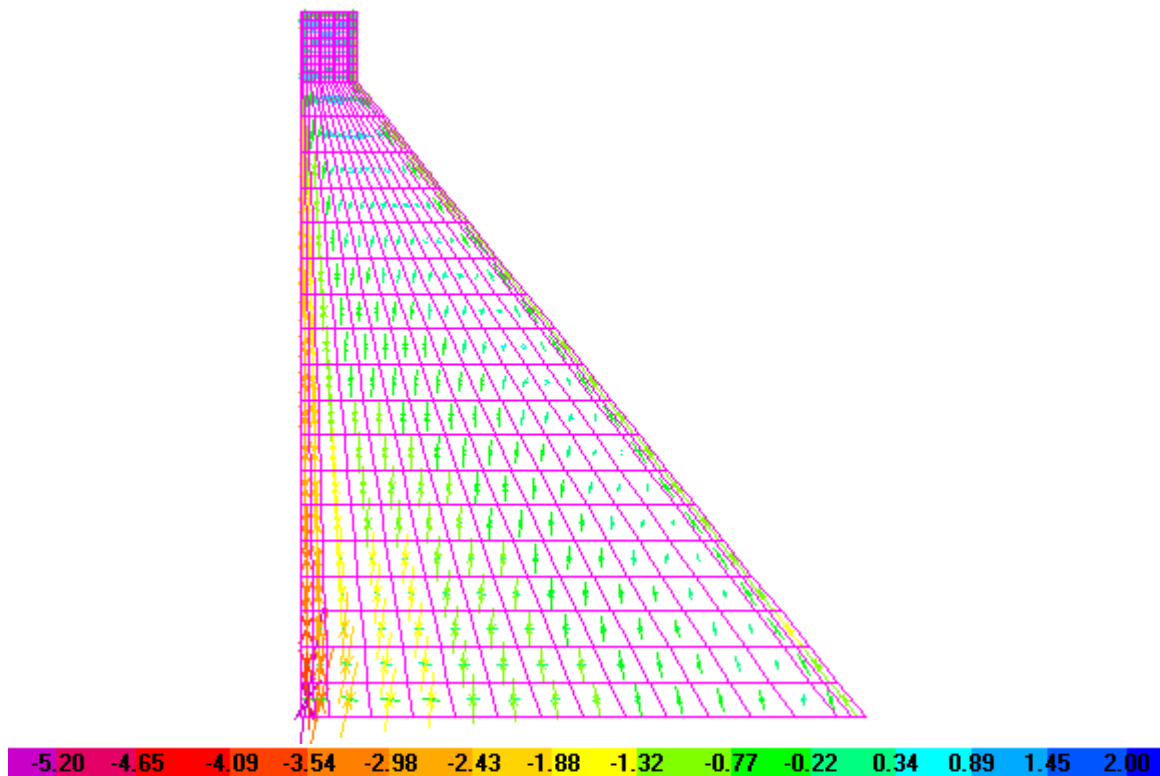


Figura 5.23 – Tensões principais devido às acções do PP+TvaziaV (MPa)

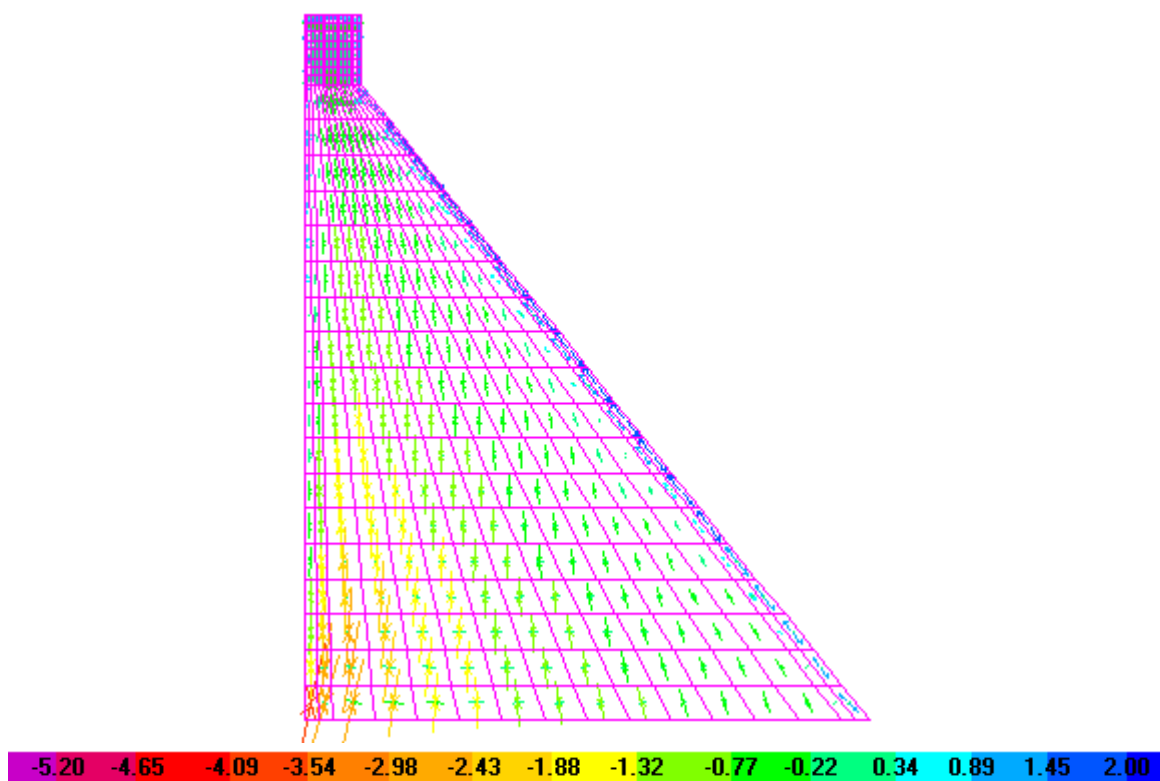


Figura 5.24 – Tensões principais devido às acções do PP+Tvazial (MPa)

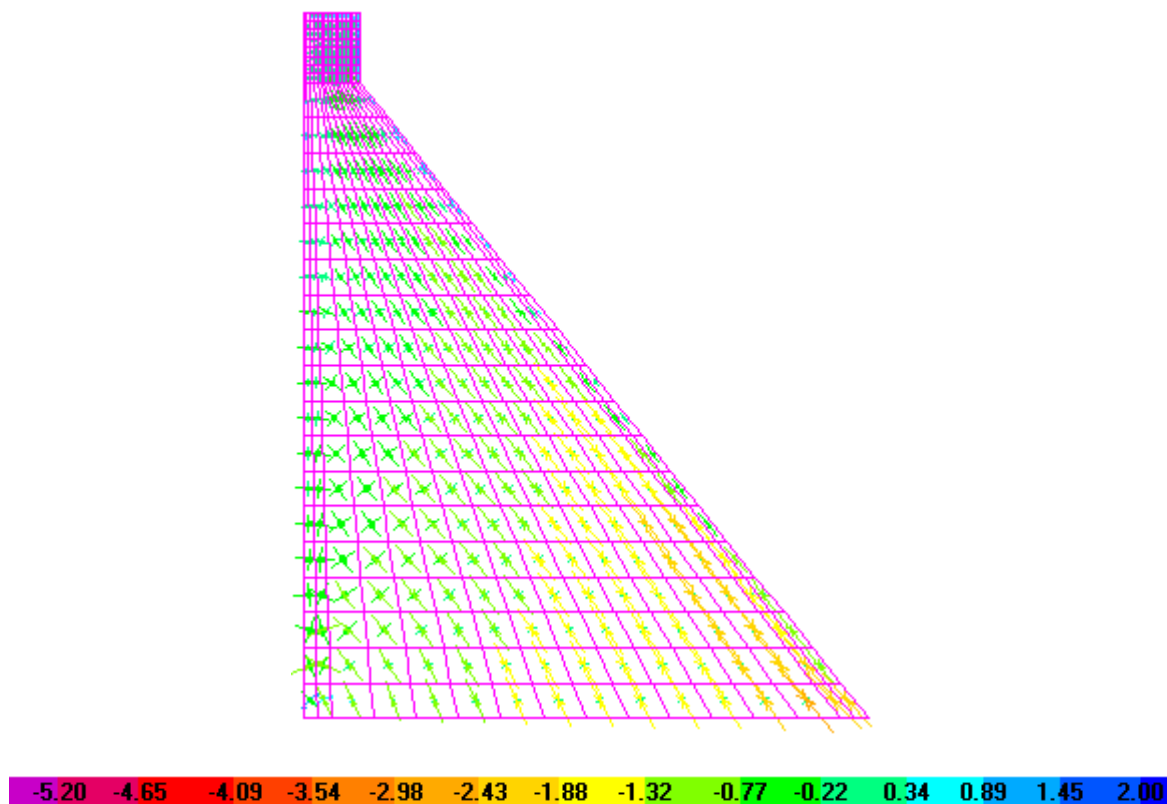


Figura 5.25 – Tensões principais devido às acções do PP+PH+Sub1+Tcheial (MPa)

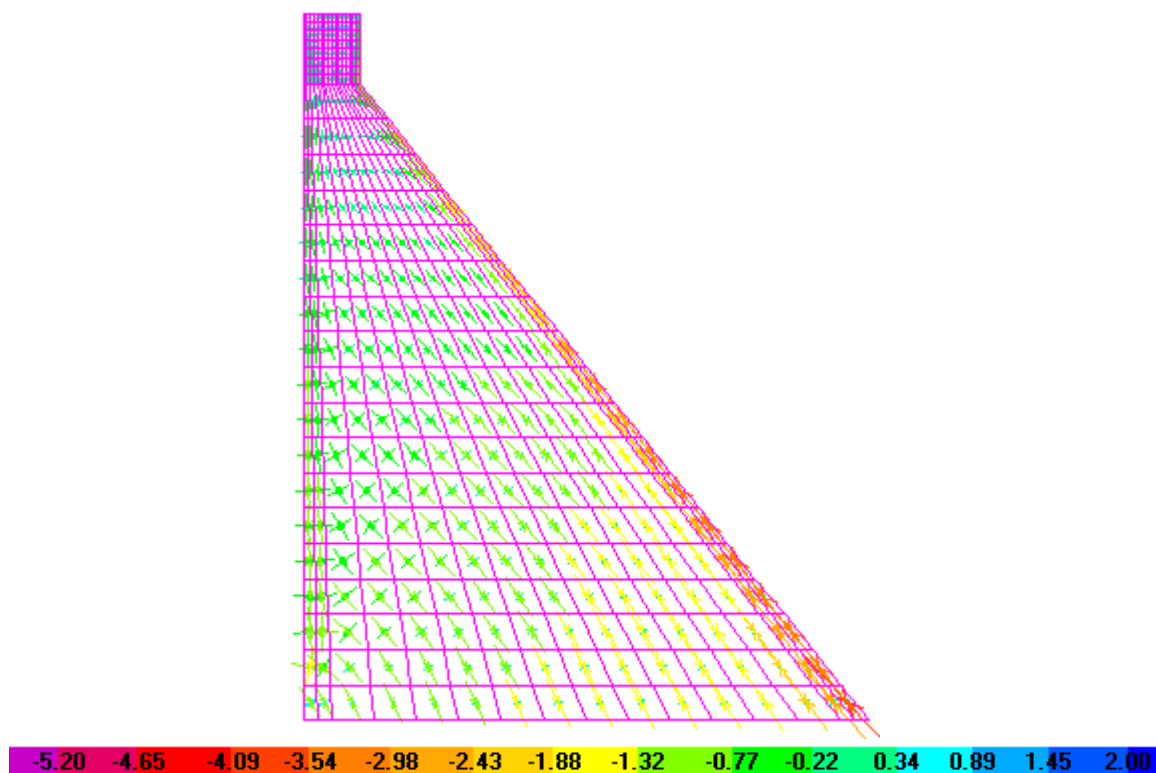


Figura 5.26 – Tensões principais devido às acções do PP+PH+Sub1+TcheiaV (MPa)

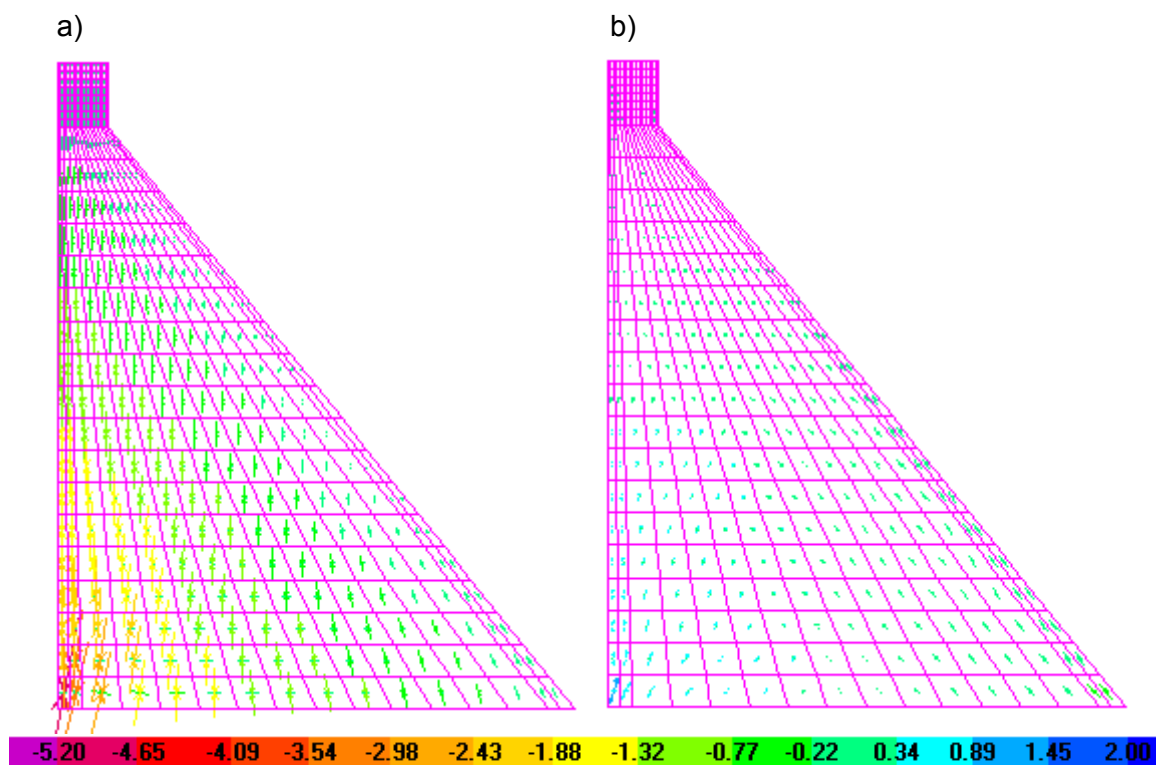


Figura 5.27 – Tensões principais devido às acções: a) PP; b) SBP (MPa)

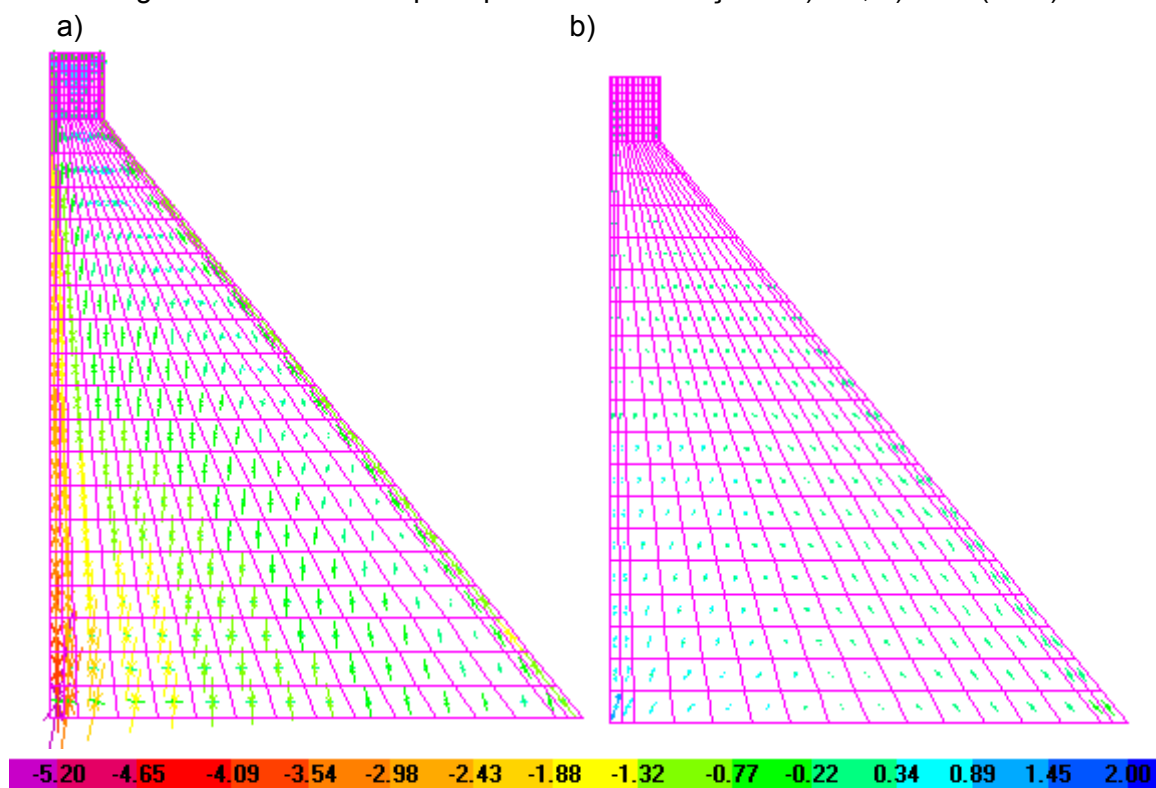


Figura 5.28 – Tensões principais devido às acções: a) PP+TvaziaV; b) SBP (MPa)

a)

b)

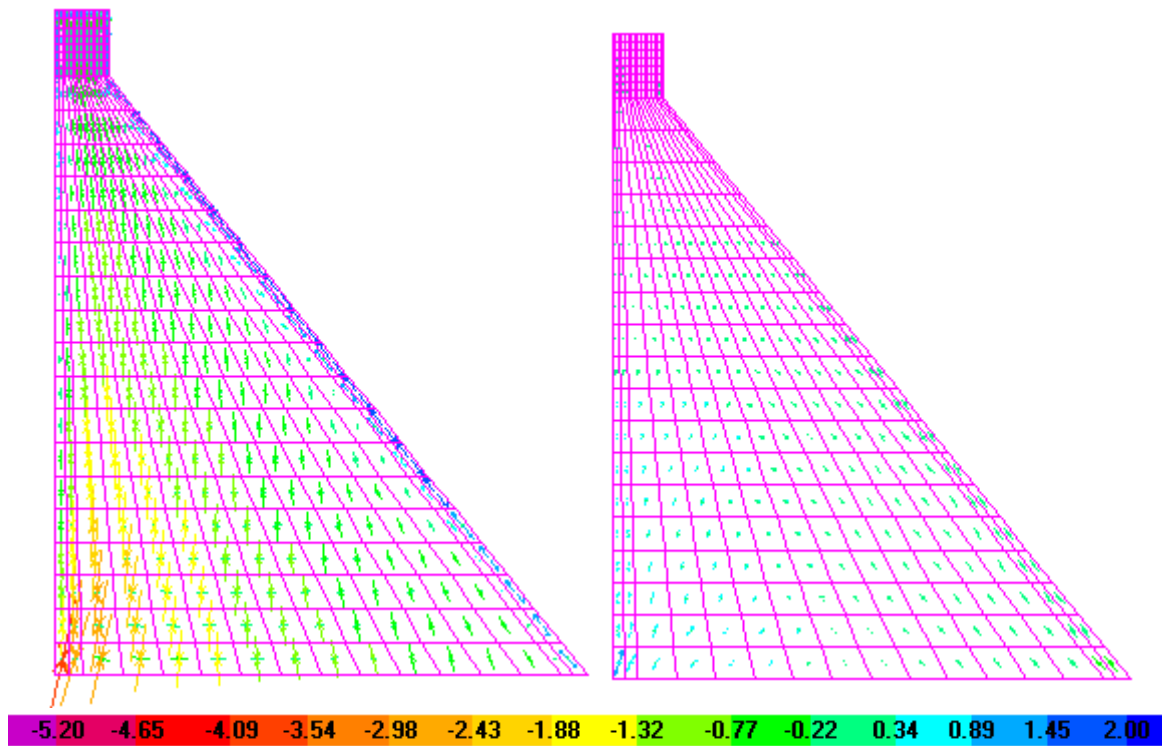


Figura 5.29 – Tensões principais devido às acções: a) PP+Tvazial; b)SBP (MPa)

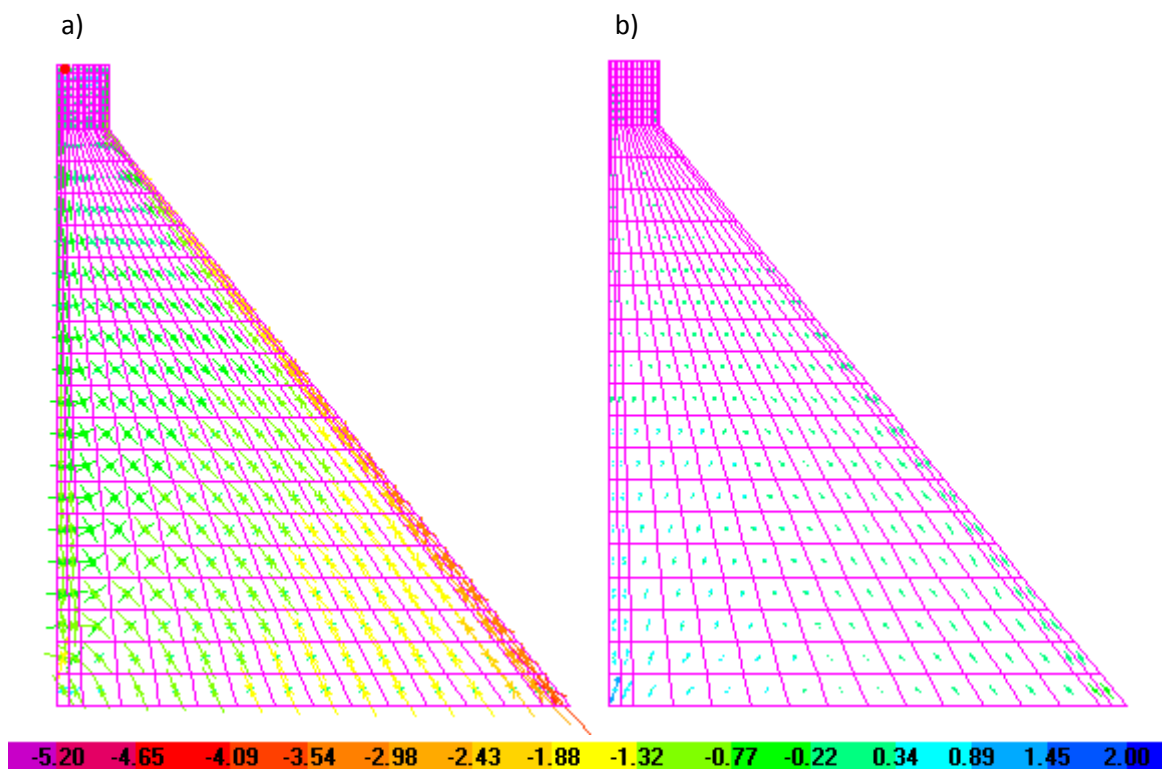


Figura 5.30 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+TcheiaV; b) SBP (MPa)

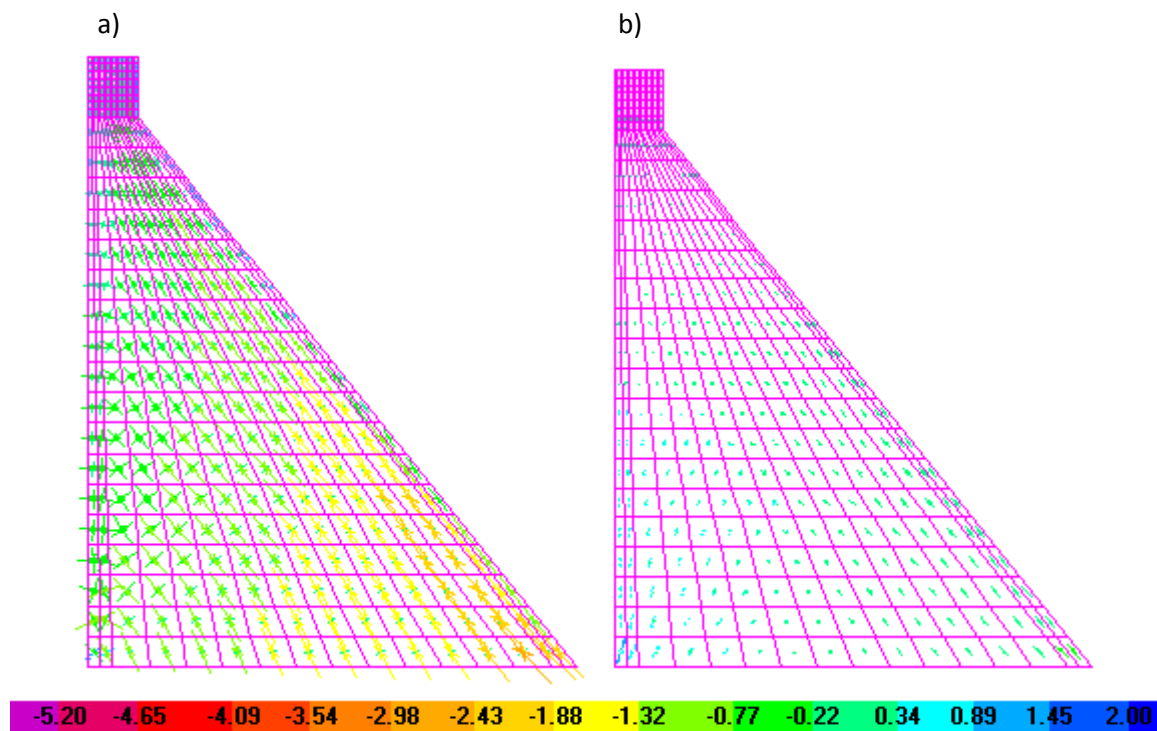


Figura 5.31 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+Tcheial; b) SBP (MPa)

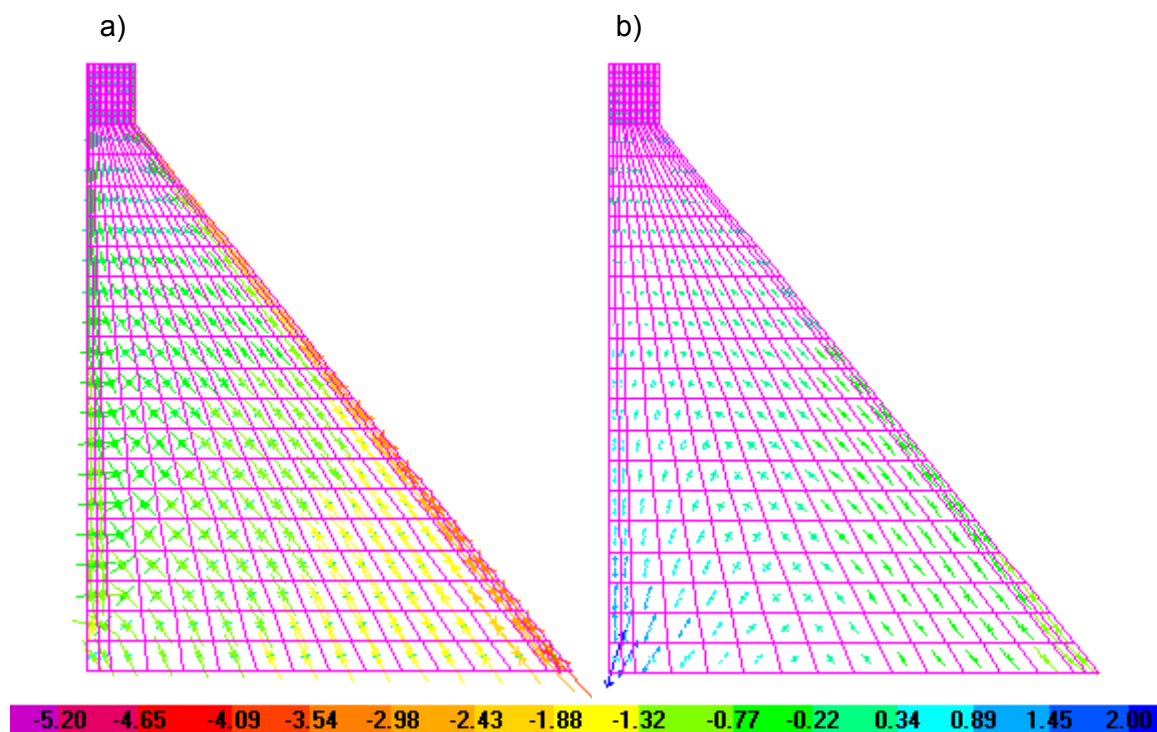


Figura 5.32 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+TcheiaV; b) SMP (MPa)

a)

b)

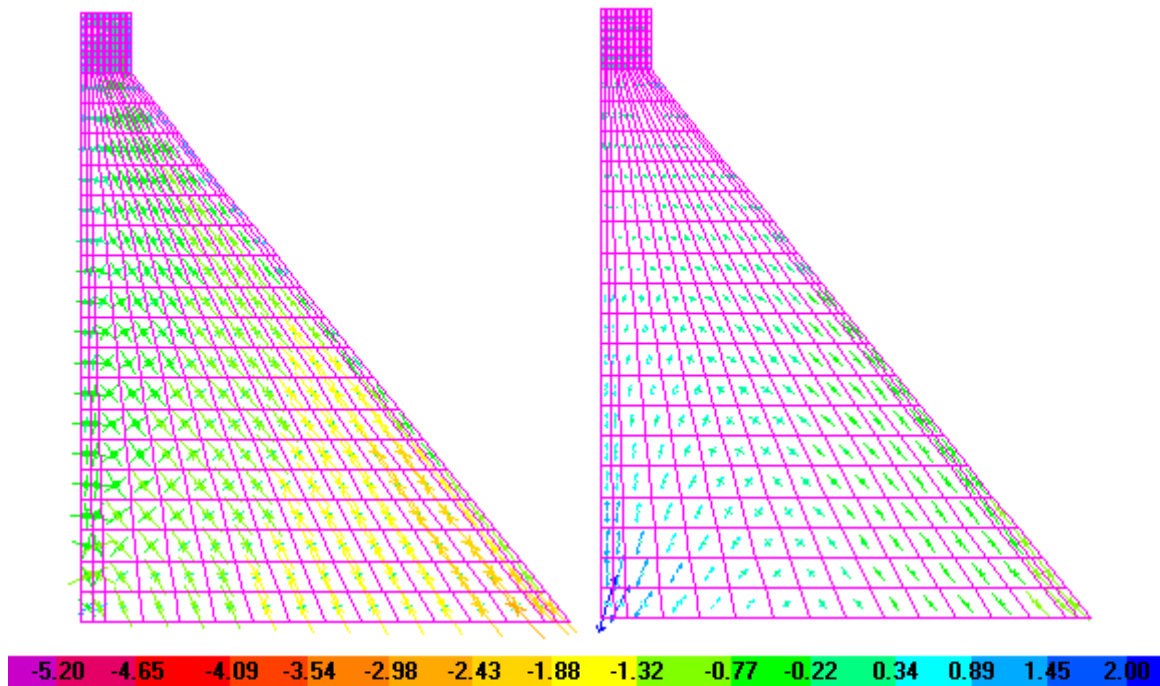


Figura 5.33 – Tensões principais devido às acções: a) PP+PH+Sub1+Tcheial; b) SMP (MPa)

Na figura 5.34, estão definidos os pontos mais representativos do corpo da barragem para controle do seu estado de tensão, e posterior verificação da segurança estrutural. Com base nos pontos escolhidos, são apresentados no quadro 5.5, os valores máximos das tensões principais de compressão e tracção determinados no corpo da barragem.

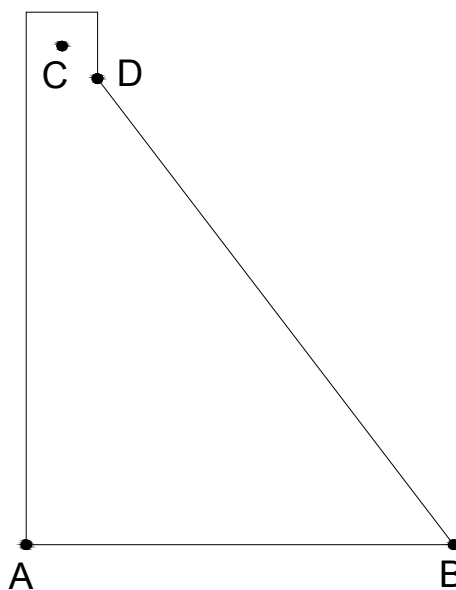


Figura 5.34 –Localização dos pontos admitidos no corpo da barragem para a verificação estrutural da obra

Quadro 5.5 – Tensões principais máximas de compressão e de tracção nos pontos A,B,C e D do corpo da barragem

Combinacões		Pontos							
		A		B		C		D	
		Compressão máxima (MPa)	Tracção máxima (MPa)	Compressão máxima (MPa)	Tracção máxima (MPa)	Compressão máxima (MPa)	Tracção máxima (MPa)	Compressão máxima (MPa)	Tracção máxima (MPa)
Cenários correntes	PP	-4.26	--	-0.29	0.01	-0.08	0.33	-0.28	0.00
	PP+TvaziaV	-5.12	--	-1.10	--	-0.03	0.51	-1.29	--
	PP+Tvazial	-3.41	0.03	0.06	0.67	-0.41	0.03	-0.20	1.20
	PP+PH+Sub1+Tcheial	-0.64	1.83	-2.00	--	-0.36	--	-0.11	0.33
	PP+PH+Sub1+TcheiaV	-0.98	1.35	-3.73	--	-0.05	0.16	-1.22	--
	SBP	-0.66	0.70	-0.53	0.47	-0.02	0.02	0.00	0.07
	PP+SBP	-4.92	0.51	0.25	0.48	-0.09	0.34	-0.28	0.07
	PP+TvaziaV+SBP	<b>-5.78</b>	0.29	-1.63	0.38	-0.04	0.52	-1.29	--
	PP+Tvazial+SBP	-4.07	0.73	-0.47	1.14	-0.43	0.05	-0.20	1.27
	PP+PH+Sub1+Tcheial+SBP	-1.29	<b>2.53</b>	-2.53	0.45	-0.37	--	-0.11	0.40
PP+PH+Sub1+TcheiaV+SBP	-1.63	2.04	-4.27	0.29	-0.06	0.17	-1.22	--	
Cenários rotura	SMP	-1.59	1.69	-1.29	1.13	-0.04	0.03	0.18	0.00
	PP+PH+Sub1+Tcheial+SMP	-2.22	<b>3.52</b>	-3.29	1.11	-0.39	--	0.07	0.33
	PP+PH+Sub1+TcheiaV+SMP	-2.56	3.03	<b>-5.02</b>	0.96	-0.08	0.18	-1.05	--

Observando os valores do quadro 5.5, verifica-se que as tensões máximas de compressão, para os cenários correntes, ocorrem para a combinaçã PP+TvaziaV+SBP, com o valor de -5.78 MPa, no ponto A. Relativamente aos cenários de rotura, o valor máximo de compressão é de -5.02 MPa, no ponto B, para a combinaçã PP+PH+Sub1+TcheiaV+SMP. Estes valores são admissíveis tendo em conta os valores característicos da tensão de rotura típica dos betões utilizados na construçã de barragens deste género. Pode-se admitir um valor de 20 MPa como limite inferior, para a resistênci do

betão à compressão, verificando-se que é muito superior às tensões determinadas na análise numérica efectuada.

Em relação às tensões de tracção, para os cenários correntes, verificou-se o valor máximo de 2.53 MPa no ponto A, para a combinação PP+PH+Sub1+Tcheial+SBP. Para os cenários de rotura, esse valor foi de 3.52 MPa, no ponto A, relativo à combinação PP+PH+Sub1+Tcheial+SMP. A tensão de rotura à tracção do betão é cerca de 1/10 do respectivo valor à compressão, pelo que admitir um valor de cerca de 2.0 MPa seria razoável. Os valores determinados no corpo da barragem ocorrem para combinações em que é considerada a acção sísmica, e são valores um pouco acima dos valores admissíveis. No entanto, estes valores ocorrem junto à superfície de inserção o que poderia originar uma abertura da descontinuidade ou do betão próximo, obrigando a efectuar um cálculo não linear de comportamento do material. Este cálculo permitira determinar a extensão da fissura, diminuindo os estado de tensão local da barragem, e assim avaliar com maior rigor o comportamento estrutural da estrutura. Para este caso, não foi possível efectuar esse cálculo, mas também não se considerou fundamental, devido aos seguintes factores:

- a) Os valores das combinações devidas ao sismo são relativamente baixos e pouco acima dos valores admitidos com resistência.
- b) As tensões de tracção são muito localizadas pelo que se ultrapassassem a resistência do betão originariam fissuração também localizada quando ocorresse um sismo, essencialmente o SMP, o que é perfeitamente aceitável.
- c) Para as combinações sem a acção do sismo os valores máximos de tracção são de cerca de 1.83 MPa, inferior ao valor admissível.

Devidos aos factores referidos anteriormente pode-se concluir que esta barragem verifica a segurança estrutural.



## **Capítulo 6 – Conclusões**

### **6.1 - Síntese**

O controlo da segurança estrutural de barragens de betão, assume actualmente uma enorme importância face às crescentes exigências de segurança e economia. Neste sentido, é fundamental desenvolver modelos adequados de forma a que se possa avaliar, monitorizar, interpretar e garantir as condições de segurança durante todas as fases de vida da obra (projecto, construção, a exploração e desactivação da obra).

O objectivo principal desta dissertação foi aprofundar os conhecimentos na utilização de diferentes metodologias numéricas na verificação da segurança de barragens gravidade de betão. Para atingir este objectivo, foram desenvolvidos dois modelos numéricos baseados em dois métodos diferentes, o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método dos Elementos Discretos (MED).

Esses dois métodos, foram aplicados num perfil típico de uma barragem de gravidade de betão. Para cada um foi desenvolvido um modelo numérico com recurso ao SAP2000, baseado no MEF e ao 3DEC, baseado no MED.

A verificação da segurança de uma barragem gravidade divide-se em dois níveis; um primeiro relativo à verificação da estabilidade global da obra seguido de uma verificação estrutural que engloba a avaliação da capacidade resistente e de deformação do corpo da barragem. A verificação da estabilidade global, que engloba o deslizamento e derrube do corpo da barragem, é fortemente condicionada pelo comportamento das descontinuidades existentes no maciço de fundação e pela superfície de inserção da barragem. Assim, no primeiro tipo de verificação temos um meio representado pela barragem-fundação cujo comportamento é condicionado pelas descontinuidades (meio descontínuo) ao passo que no segundo, o comportamento estrutural é essencialmente condicionado pelas características mecânicas dos materiais (meio contínuo). Os

dois métodos numéricos utilizados neste trabalho estão de acordo com cada uma destas condicionantes, assim o MEF é essencialmente utilizado para meios contínuos e o MED desenvolvido para o estudo do comportamento de meios descontínuos. No entanto, foi elaborado um modelo para ser analisado por cada método por forma a efectuar ambas as verificações. A presente dissertação pretendeu concluir que apesar de estes métodos possuírem formulações e objectivos iniciais distintos, é possível com base em alguns desenvolvimentos a sua aplicabilidade em todas as fases de dimensionamento e verificação de uma barragem gravidade de betão.

Durante o desenvolvimento da dissertação destacaram-se as vantagens e desvantagens que se mostraram bastantes úteis para a comparação dos resultados, como foi o caso da escolha das malhas. Em ambos os programas houve necessidade de discretizar mais a estrutura, o que contribuiu sempre para uma melhor aproximação dos resultados do SAP2000 e do 3DEC. Conclui-se deste modo que é importante determinar qual a discretização mais adequada.

Outro facto que se pode concluir é que o comportamento do conjunto barragem-fundação depende, fundamentalmente, das características mecânicas das superfícies de descontinuidade existentes no maciço de fundação, incluindo a superfície de inserção da barragem. Desse modo, mediante as condições da superfície de inserção e dos acidentes geológicos da fundação, é necessário dimensionar a barragem de forma a verificar a segurança da estrutura.

Com este trabalho, procurou-se utilizar uma metodologia específica e já devidamente testada no dimensionamento de barragens, mas de difícil acesso à grande maioria da comunidade técnica científica (MED/3DEC), como forma de validação de uma metodologia mais corrente e de fácil acesso (MEF/SAP2000).

Como balanço final do trabalho, pode considerar-se que o desenvolvimento e implementação do modelo decorreram de forma muito satisfatória, mesmo tendo em consideração a utilização de um programa de

cálculo de alguma complexidade baseado em um método numérico particular (3DEC).

## **6.2 - Perspectivas futuras**

Em face dos resultados obtidos, em que se verificou uma excelente concordância entre os dois métodos, seria vantajoso prosseguir esta abordagem aplicada a um modelo tridimensional, em que o comportamento da direcção de desenvolvimento da obra fosse importante. Para esse efeito poderia ser efectuado um estudo para uma barragem arco-gravidade, em que seriam efectuadas todas as verificações e comparações necessárias à validação das duas metodologias.

Continuar a desenvolver modelos numéricos baseados em metodologias mais complexas e devidamente comprovadas, para calibração de metodologias mais simples e de fácil acesso, como seja a utilizada pelo programa SAP2000. Seria interessante futuramente criar uma ferramenta que permitisse aplicar a temperatura nos nós em vez da aplicação por elemento. Efectuar cálculos admitindo o comportamento não linear dos materiais, essencialmente quando se considera a acção do sismo.



## Referências bibliográficas

Belytschko, T.: Hughes, T. (1986). “*Computational Methods for Transient Analysis*”, 1end, Elsevier, Netherlands.

Castro, A.T. (1998). “*Métodos de retroanálise na interpretação do comportamento de barragens de betão*”. Tese de doutoramento (elaborada no LNEC). IST, Lisboa.

Computers and Structures, Inc. (2009). “*Analysis Reference Manual for SAP2000*”, Berkeley, California, USA

Cundall, P.A. (1971). “*A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems*”, Proc. Symp. Rock Fractures (ISRM), vol. 1 paper II-8, Nancy.

Cundall, P.A. (1988). “*Formulation of three-dimensional district element. Part I: A scheme to detect and represent contacts in a sytem composed of many polyhedral blocks*”, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 25 , pp. 107-116.

Gomes, J. P. (2006). “*Análise experimental de cenários de rotura em fundações de barragens de betão. Ensaios estáticos e dinâmicos.*” Tese de especialista do LNEC e tese de doutoramento da Universidade Federal do Rio de Janeiro, LNEC, Lisboa.

ICOLD (1984-2000). “*World Register of Dams*”, Paris.

INAG (2001). “*Curso de exploração e segurança de barragens*”. Instituto da Água, Lisboa.

ITASCA (1998). “*3DEC, 3-Dimensional District Element Code*”, Version 2.0, User’s Manual, Itasca Consulting Group, Minneapolis.

Lemos, J.V. (1995). “*Metodologias para a detecção e actualização de contactos em modelos de elementos discretos*”, IV Encontro Nacional de Mecânica Computacional, vol. 1, pp 61-72, Lisboa.

Lemos, J.V. (1997). “*Discrete element modeling of historical structures*”, Proc. Int. Conf. New Technologies in Structural Engineering, vol. 2, pp. 1099-1106, Lisboa.

Lemos, J.V. (1998). “*Development of an arch dam analysis module for the program*” 3DEC, relatório 316/98, LNEC.

Lemos, J.V. (2001). “*Modelling and Failure Analysis in Rock Engineering*”, LNEC.

LNEC (2004). “*Avaliação da segurança estrutural da barragem do Alto Ceira*”. LNEC, Relat

NP EN (1998-1:2010). “*Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos*” – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.

Oliveira, S. (2000). “*Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano*”. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade de Porto, Porto.

Oliveira, S.; Castro, A.T.; Gomes, J.P. (2003). “*Folhas de apoio à disciplina de Mecânica dos Sólidos III*”, ISEL.

Pedro, J.O. (1977). “*Dimensionamento de barragens abóbada pelo método dos elementos finitos*”. LNEC, Tese para especialista (Memória nº479). Lisboa.

Rocha, M.; Serafim, L. (1958). “*The problem of safety of arch dams. Rupture studies on models*”. VI Congresso das grandes barragens. Nova York, 1958. (Water Power, 1959).

RSB (2007). “*Regulamento de Segurança de Barragens*”, Decreto-Lei nº 344/2007, Lisboa.

Silveira, A. F. (1961). “*As Variações de Temperatura nas Barragens*”, LNEC, Lisboa

Subcomissão dos Regulamentos de Barragens – SRB (1993). “*Normas de projecto de barragens*” (NPB), Portaria 846/93, 10 de Setembro

US Army Corps of Engineers (2005). “*EM 1110-2-2200: Gravity Dam Design*”, Washington.

Zienkiewicz, O. C. (1967). “*The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*”, Ed. McGraw-Hill, London.

## **Sites consultados**

Site 1: “Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens”;  
<http://cnpgb.inag.pt> [2011/07/20].

Site 2 : “International Commission on Large Dams”; <http://www.icold-cigb.net>  
[2011/07/20].

Site 3: -“ Wikipédia”; <http://pt.wikipedia.org> [2011/07/25].