



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

BARRAGEM DA BOUÇA

**Verificação da segurança sísmica para o SBP e SMP.
Análise dinâmica não-linear**



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

BARRAGEM DA BOUÇA

**Verificação da segurança sísmica para o SBP e SMP.
Análise dinâmica não-linear**

Lisboa • julho 2026

I&D BARRAGENS DE BETÃO

RELATÓRIO 281/2026 – DBB/NO

Título

BARRAGEM DA BOUÇÃ

Verificação da segurança sísmica para o SBP e SMP. Análise dinâmica não-linear

Autoria

DEPARTAMENTO DE BARRAGENS DE BETÃO

Sérgio Bruno Martins de Oliveira

Investigador Principal, Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas

Rafael Manuel da Silva Ramos

Bolseiro de Doutoramento, Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas

Carlos Luís de Oliveira Macedo Serra

Investigador Auxiliar, Núcleo de Observação

João Ricardo Marques Conde da Silva

Investigador Auxiliar, Núcleo de Observação

Nuno Miguel Monteiro Azevedo

Investigador Auxiliar, Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas

Copyright © LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA

e-mail: lnec@lnec.pt

www.lnec.pt

Relatório 281/2026

Proc. 0403/1102/24145, 0402/1102/2414501

BARRAGEM DA BOUÇÃ

Verificação da segurança sísmica para o SBP e SMP. Análise dinâmica não-linear

Resumo

O presente relatório tem como objetivo principal avaliar a segurança sísmica da barragem da Bouçã através de modelação numérica avançada do seu comportamento dinâmico, com especial atenção à influência de fendas horizontais, visíveis no paramento de jusante, sensivelmente à mesma cota, em três blocos adjacentes. A barragem, uma abóbada de dupla curvatura em exploração desde 1955, apresenta sinais de degradação estrutural típicos de obras antigas, o que justifica a reavaliação do seu desempenho sob ações sísmicas.

O estudo assenta no desenvolvimento e aplicação da versão mais recente do programa de elementos finitos 3D (EF3D) DamDySSA6.0, concebido para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira. O modelo utiliza uma formulação em deslocamentos e considera a interação hidrodinâmica água-estrutura pelo método clássico de Westergaard (massas de água associadas). O programa de EF3D permite realizar análise modal com amortecimento generalizado, análise sísmica linear e análise sísmica não linear, incorporando abertura/fecho e deslizamento de juntas, bem como danos do betão à tração e à compressão. Foi desenvolvido um modelo tridimensional detalhado da barragem, discretizado com elementos isoparamétricos de 20 nós e elementos de interface para representar as juntas de contração, a interface betão-rocha e uma fenda horizontal para representar as fendas visíveis no paramento de jusante em três blocos adjacentes (sensivelmente à mesma cota). Este modelo foi calibrado com base em dados reais do sistema de observação (nomeadamente medições geodésicas) e em resultados de um ensaio de vibração ambiente realizado em junho de 2018.

A análise sísmica considerou diferentes níveis de água na albufeira, nomeadamente 152 m (2 m acima da fenda horizontal), 160 m (10 m acima da fenda horizontal) e 175 m (albufeira cheia) e acelerogramas reais aplicados nas três direções, escalados para acelerações de pico entre 0,1g e 2,0g. A verificação da segurança foi efetuada segundo dois cenários regulamentares: Sismo Base de Projeto (SBP) e Sismo Máximo de Projeto (SMP). A metodologia inovadora adotada baseia-se na avaliação da evolução dos danos no betão (tração para SBP e compressão para SMP) e na verificação da estabilidade de blocos acima da fenda. Os resultados mostram que, para as condições estudadas, a barragem apresenta comportamento satisfatório. Para o SBP não se verificam danos significativos à tração que comprometam a funcionalidade da estrutura. Para o SMP, e para as diferentes cotas avaliadas, não se observam danos graves à compressão nem ocorrência de derrubamento de blocos, mesmo considerando a fenda horizontal. De modo geral, os resultados apresentados evidenciam que a barragem cumpre os requisitos de segurança sísmica.

Palavras-chave: Barragem da Bouçã / Comportamento dinâmico / Modelo de elementos finitos / Resposta sísmica linear / Resposta sísmica não-linear (movimentos de juntas e roturas no betão) / Verificação da segurança sísmica

BOUÇA DAM

Seismic safety verification for OBE and MDE. Non-linear dynamic analysis

Abstract

The main objective of this report is to assess the seismic safety of the Bouça dam through advanced numerical modelling of its dynamic behaviour, with special attention to the influence of horizontal cracks, visible on the downstream face, at approximately the same level, in three adjacent blocks. The dam, a double-curvature arch in operation since 1955, shows signs of structural degradation typical of ageing structures, which justifies the reassessment of its performance under seismic actions.

The study is based on the development and application of the latest version of the 3D finite element (3DFE) program DamDySSA6.0, developed at LNEC, designed for the dynamic analysis of dam–foundation–reservoir systems. The model uses a displacement-based formulation and considers the hydrodynamic water–structure interaction through the classical Westergaard method (added water masses). The 3DFE program allows modal analysis with generalized damping, linear seismic analysis, and nonlinear seismic analysis, incorporating joint opening/closing and sliding, as well as concrete damage in tension and compression. A detailed three-dimensional model of the dam was developed, discretized with 20-node isoparametric elements and interface elements to represent the contraction joints, the concrete-rock interface, and a horizontal crack to represent the cracks visible on the downstream face in three adjacent blocks (at approximately the same elevation).

The seismic analysis considered different reservoir water levels, namely 152 m (2 m above the horizontal crack), 160 m (10 m above the horizontal crack), and 175 m (full reservoir), and real accelerograms applied in the three directions, scaled to peak accelerations between 0.1g and 2.0g. Safety verification was performed according to two regulatory scenarios: the Operating Base Earthquake (OBE) and the Maximum Design Earthquake (MDE). The innovative methodology adopted is based on evaluating the evolution of concrete damage (tension for OBE and compression for MDE) and on verifying the stability of blocks above the crack. The results show that, for the conditions studied, the dam exhibits satisfactory behaviour. For the OBE, no significant tensile damage is observed that would compromise the functionality of the structure. For the MDE, and for the different reservoir water levels assessed, no critical compressive damage or block overturning is observed, even considering the horizontal crack. Overall, the presented results show that the dam meets the seismic safety requirements.

Keywords: Bouça Dam / Dynamic behaviour / Finite element model / Linear seismic response / Non-linear seismic response (joint movements and concrete cracking) / Seismic safety verification

Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Organização do relatório.....	3
2	Barragem da Bouça	5
2.1	Descrição da obra	5
2.2	Sistema de observação	7
2.3	Ensaio de vibração ambiente.....	9
2.4	Segurança sísmica.....	10
2.5	Modelo de elementos finitos	12
2.6	Calibração do modelo de elementos finitos.....	15
3	Programa de elementos finitos para modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão	19
3.1	Modelo de Massas de água associadas.....	19
3.2	Formulação de elementos finitos	21
3.2.1	Discretização do sistema barragem-fundação	21
3.2.2	Equação da dinâmica considerando amortecimento generalizado. Abordagem de estado.....	21
3.2.3	Análise modal complexa. Valores e vetores próprios da matriz de estado	24
3.3	Análise sísmica linear: Integração no domínio do tempo	25
3.4	Análise sísmica não-linear: método numérico no domínio do tempo com movimentos de juntas e danos no betão	27
3.4.1	Método iterativo de redistribuição de tensões	28
3.4.2	Modelo constitutivo para o comportamento não-linear das juntas	28
3.4.3	Modelo constitutivo de dano para o betão.....	29
4	Verificação da segurança sísmica	33
4.1	Metodologia para verificação da segurança sísmica de barragens abóbada	33
4.2	Modelo de elementos finitos e modelo da ação sísmica	37
4.3	Verificação da segurança sísmica para o SBP e para o SMP	38
4.3.1	Verificação da segurança para o SBP. Cenário de fendilhação: Danos à tração.....	38
4.3.2	Verificação da segurança para o SMP	40
4.4	Análise do efeito da cota de água. Resposta para um acelerograma sísmico com $a_{pico}=0,2g$	45
5	Considerações Finais.....	49
5.1	Desenvolvimentos.....	49
5.1.1	Programa de elementos finitos para modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão	49
5.2	Resultados	50
5.2.1	Análise da resposta sísmica	50
5.2.2	Verificação da segurança sísmica	50
5.2.3	Síntese da análise de resultados.....	52
5.3	Conclusões	52
	Referências bibliográficas	55

Índice de figuras

Figura 1.1 – DamDySSA6.0: Modelação do comportamento sísmico de barragens de betão	2
Figura 2.1 – Barragem da Bouçã. Vista de jusante, localização da obra, desenhos técnicos (alçado, seção e planta), fendilhação no paramento de jusante (evolução de 2012 para 2021).....	6
Figura 2.2 – Sistema de monitorização da barragem da Bouçã. Principais equipamentos instalados.....	8
Figura 2.3 – Evolução da cota de água na albufeira, desde o 1º enchimento (1955-2025).....	9
Figura 2.4 – Ensaio de vibração ambiente realizado em 12 de junho de 2018 (Pereira, 2019). a) Localização dos acelerómetros; b) Densidade Espectral de Potência Normalizada Média (média dos nove acelerómetros) para identificação das frequências dos principais picos espectrais (correspondentes a frequências naturais).....	10
Figura 2.5 – Zonas de risco sísmico em Portugal, IPMA (a); Espectros de resposta em acelerações do SBP e do SMP para o local da barragem de Ribeiradio (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014) (b)	12
Figura 2.6 – Modelo de elementos finitos. a) Elementos finitos utilizados para análise do comportamento sísmico da barragem da Bouçã (barragem, fundação e descontinuidades) e massas de água associadas; b) Módulo de elasticidade do betão; c) Modelo de dano adotado; d) Propriedades das juntas consideradas no modelo de EF.....	14
Figura 2.7 – Análise da resposta estática da barragem devido a uma subida rápida do nível da água (de 120,5 m para 164,8 m). a) Deslocamentos radiais medidos por geodesia, entre 29 de janeiro de 1988 (cota 120,5 m) e 2 de fevereiro de 1988 (cota 168,4 m), durante o enchimento da albufeira; b) Deslocamentos radiais e tensões principais, correspondentes, calculados pelo MEF considerando o modelo sem fendas; c) Deslocamentos radiais e tensões principais, correspondentes, calculados pelo MEF considerando o modelo com fendas que permite movimentos da interface barragem-fundação e das juntas de contração (comportamento não linear)	16
Figura 2.8 – Comportamento dinâmico: parâmetros modais. a) MEF para análise dinâmica: propriedades dos materiais (barragem, fundação, albufeira); b) Resultados dos ensaios de vibração ambiente: Densidade de Potência Espectral Normalizada Média; c) Comparação entre frequências naturais e modos de vibração calculadas pelo MEF e experimentais	18
Figura 3.1 – Sistema barragem-fundação-albufeira. Principais interfaces e equações diferenciais de equilíbrio para simulação do comportamento dinâmico da barragem com recurso ao modelo de massas de água associadas.....	20
Figura 3.2 – Discretização da barragem e da fundação considerando juntas de contração, fenda horizontal e junta ao nível da interface betão-rocha. Elementos finitos utilizados	21
Figura 3.3 – Análise modal de um sistema com amortecimento generalizado. Exemplo de modo complexo (não-estacionário): movimentos oscilatórios modais na barragem.....	25
Figura 3.4 – Resposta sísmica linear: Discretização em EF (a), histórias de deslocamentos num ponto do topo da seção central (b), deformada 3D (c) e tensões principais no paramento de montante (d) num dado instante t.....	27
Figura 3.5 – Resposta sísmica não-linear de uma barragem abóbada. Deformada e danos à tração (paramento de jusante) num dado instante	28
Figura 3.6 – Modelo constitutivo utilizado para simular o comportamento não-linear das juntas a) sem coesão e b) com coesão. Critério de rotura de Mohr-Coulomb e leis de tensão-deslocamento.....	30
Figura 3.7 – Modelo constitutivo de dano com duas variáveis de dano independentes. Diagrama de tensão-deformação para tração e compressão uniaxial	32

Figura 4.1 – Metodologia proposta de verificação da segurança sísmica de grandes barragens de betão: a) definição do modelo de elementos finitos, cotas de água e ação sísmica; b) verificação da segurança para o SBP (considerando danos à tração); c) verificação da segurança para o SMP: i) cenário de colapso devido a roturas por esmagamento (danos à compressão) ; e ii) cenário de derrubamento de blocos	36
Figura 4.2 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Definição dos materiais, consideração da interação água-estrutura com massas de água associadas e definição das cotas de água utilizadas no estudo. Definição da ação sísmica, aplicada em 3 direções, escalada.....	37
Figura 4.3 – Verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã. Evolução dos danos à tração para diferentes cotas de água, considerando valores crescentes de aceleração, nomeadamente, acelerações de pico de 0,1g, 0,2g, 0,4g e 0,6g	39
Figura 4.4 – Verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã. Evolução dos danos à compressão para diferentes cotas de água, considerando valores crescentes de aceleração, nomeadamente, acelerações de pico de 0,2g, 0,6g, 1,0g e 2,0g	41
Figura 4.5 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 152 m, 160 m e 175 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos das consolas, para ação sísmica com acelerações de pico de 0,2g, 0,4g, 1,0g e 2,0g	43
Figura 4.6 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Estudo do derrubamento do bloco para montante (cota de água a 152 m e ação sísmica com PGA de 2.0g). Evolução temporal da posição de dois pontos críticos do bloco durante a análise, nomeadamente o centro de gravidade (CG) do bloco e o respetivo centro de rotação (CR).....	44
Figura 4.7 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 152 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos, tensões principais e danos no betão	46
Figura 4.8 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 160 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos, tensões principais e danos no betão	47
Figura 4.9 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 175 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos, tensões principais e danos no betão	48

1 | Introdução

1.1 Enquadramento

As grandes barragens de betão desempenham um papel fundamental na gestão e controlo dos recursos hídricos, nomeadamente ao nível do abastecimento de água potável às populações, da produção de energia renovável e não poluente, da irrigação e do controlo de cheias (Grupo de Trabalho «Água que Une», 2025; UN-Water, 2024).

Em face do elevado risco potencial geralmente associado às grandes barragens de betão e tendo em conta que muitas delas se encontram em serviço há várias décadas e apresentam claros sinais de degradação, os organismos responsáveis pelo controlo de segurança de barragens recomendam que se proceda a uma reavaliação da segurança estrutural da generalidade destas obras com várias décadas de vida. Para tal devem ser desenvolvidos estudos que considerem o atual estado de conservação das obras, incluindo as principais patologias presentes, e que incorporem os desenvolvimentos mais recentes em termos de normativas técnicas e metodologias para definição de ações excecionais, designadamente as de natureza sísmica (ICOLD, 2016). O aparecimento de determinadas patologias, como é o caso de fendas, requer geralmente uma monitorização mais apertada, não só para controlar o seu progresso, como para garantir que as mesmas não comprometem a integridade estrutural da obra.

No caso presente da barragem da Bouçã, o aparecimento de fendas horizontais no paramento de jusante, aproximadamente a meia altura do lado da margem direita (com origem térmica durante o arrefecimento do betão e no primeiro enchimento da albufeira (Leitão, 2017)) motivou a realização do presente estudo, com foco na segurança sísmica da barragem. Para tal foi desenvolvido um programa de elementos finitos 3D (EF3D), denominado DamDySSA6.0 (Figura 1.1), que permite simular a resposta sísmica não-linear de barragens de betão, tendo em conta as juntas de contração entre blocos, eventuais fendas horizontais (no presente caso da barragem da Bouçã simuladas através de uma fenda horizontal que se estende por três blocos) e eventuais roturas no betão (por tração e corte/compressão).

MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE SISTEMAS BARRAGEM-FUNDAÇÃO-ALBUFEIRA

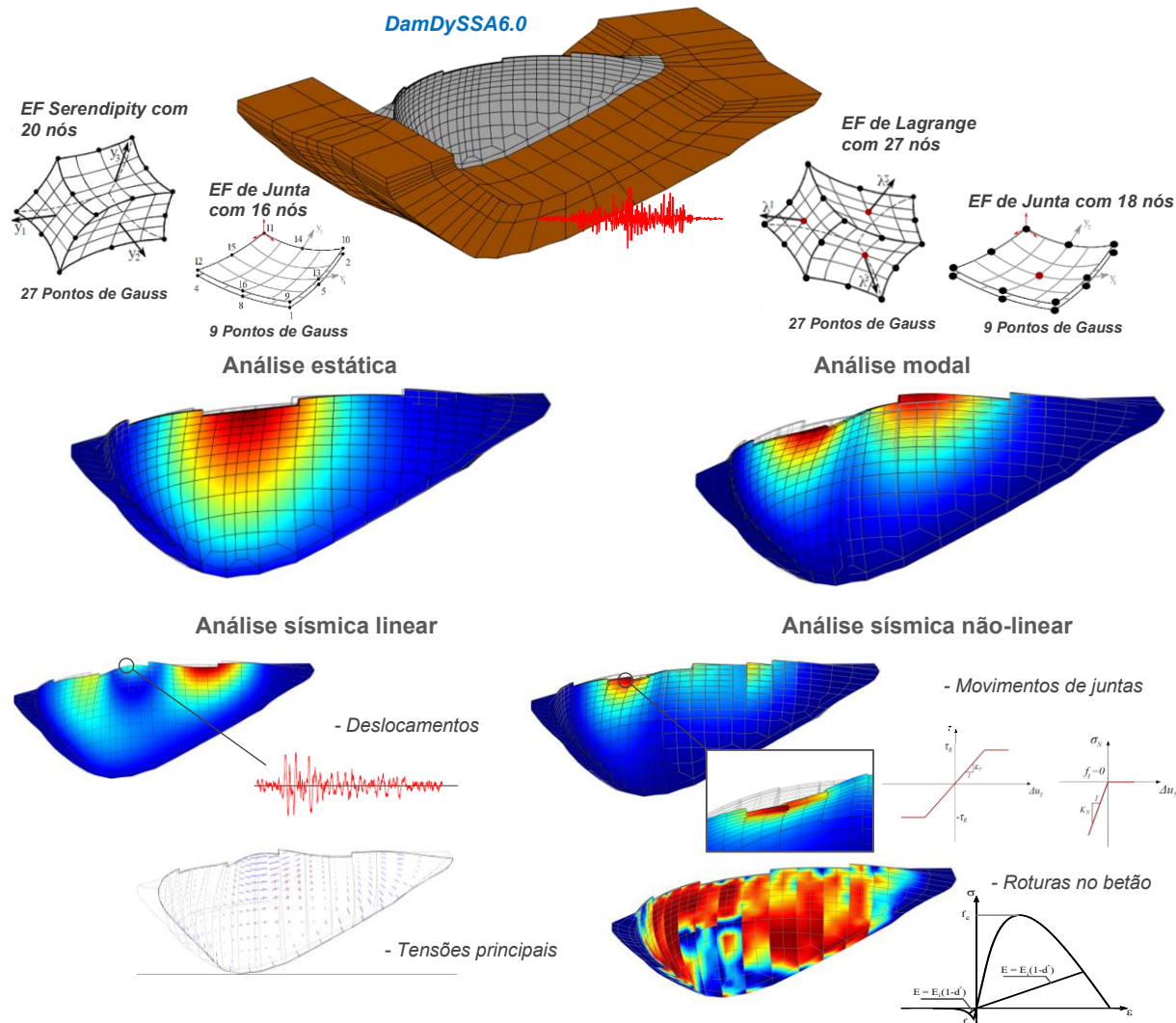


Figura 1.1 – DamDySSA6.0: Modelação do comportamento sísmico de barragens de betão

1.2 Objetivos

O principal objetivo do presente relatório é apresentar os resultados de um estudo de verificação de segurança sísmica da barragem da Bouçã tendo em conta o efeito estrutural das fendas horizontais visíveis no paramento de jusante da obra e considerando diferentes cotas de água na albufeira.

Apresenta-se a última versão do programa de elementos finitos 3D utilizado neste trabalho, *DamDySSA6.0*, desenvolvido para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira. Trata-se de um programa que permite efetuar: a) análise modal com amortecimento generalizado, para calcular frequências naturais e configurações modais; b) análise da resposta sísmica em regime linear; e c) análise sísmica não-linear, tendo em conta os efeitos dos movimentos de abertura/fecho e deslizamento das juntas e as roturas no betão, à tração e à compressão.

Inicialmente apresenta-se o modelo de elementos finitos utilizado e a respetiva calibração efetuada com base em resultados observados com o sistema instalado para monitorização da resposta da obra

para ações estáticas e com base em resultados de um ensaio de vibração ambiente efetuado com o objetivo de determinar as frequências naturais e os principais modos de vibração da obra para uma situação de albufeira com uma cota de água relativamente elevada. Em seguida analisa-se a resposta sísmica da obra na perspetiva de verificação de segurança para o sismo base de projeto (SBP) e para o sismo máximo de projeto (SMP) utilizando registos de acelerações sísmicas aplicados em 3 direções e considerando várias intensidades (0,1g, 0,2g, 0,4g, 0,6g, 1,0g e 2,0g). Foi efetuada uma análise comparativa dos resultados para três diferentes cotas de água: albufeira cheia (175 m), albufeira com nível de água 10 m acima da fenda (160 m) e albufeira com água 2 m acima da fenda (152 m). Nos estudos de verificação da segurança sísmica foi aplicada uma metodologia inovadora (Ramos et al., 2025) em que o comportamento sísmico não-linear da obra é avaliado com base na evolução dos danos à tração (SBP) e à compressão (SMP), aplicando vários acelerogramas escalados com intensidades crescentes. Para o SMP, foi ainda analisado o cenário de queda de blocos para montante (blocos acima da fenda).

1.3 Organização do relatório

Este relatório está organizado em 5 capítulos, iniciando-se com a presente introdução.

No Capítulo 2 apresenta-se uma caracterização detalhada da barragem da Bouçã, incluindo a descrição da obra, o sistema de observação instalado, os ensaios de vibração ambiente realizados e os requisitos de segurança sísmica aplicáveis. Este capítulo descreve ainda o modelo de elementos finitos tridimensional desenvolvido para a simulação do comportamento dinâmico do sistema barragem-fundação-albufeira, bem como o processo de calibração desse modelo com recurso a dados de observação geodésica e aos resultados do ensaio de vibração ambiente realizado em junho de 2018.

O Capítulo 3 descreve o programa de elementos finitos DamDySSA6.0, desenvolvido para análise do comportamento dinâmico de barragens de betão. Apresenta-se o modelo de massas de água associadas, baseado na hipótese de Westergaard, utilizado para simular os efeitos da pressão hidrodinâmica, e a formulação de elementos finitos adotada para a discretização do sistema barragem-fundação, incluindo elementos hexaédricos de 20 nós e elementos de junta para modelação das descontinuidades. São ainda descritos os métodos implementados para análise dinâmica, nomeadamente a análise modal complexa com amortecimento generalizado (abordagem de estado), a análise sísmica linear por integração no domínio do tempo pelo método de Newmark, e a análise sísmica não-linear, que incorpora os movimentos de abertura, fecho e deslizamento de juntas e a progressão de danos no betão à tração e à compressão, através de um método iterativo de redistribuição de tensões e de modelos constitutivos adequados.

O Capítulo 4 apresenta os estudos de verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã, com base em análises sísmicas não-lineares realizadas com o modelo de elementos finitos calibrado. Descreve-se a metodologia proposta para avaliação do desempenho sísmico da barragem, que consiste na determinação de limites de resistência da barragem com base na evolução dos danos à

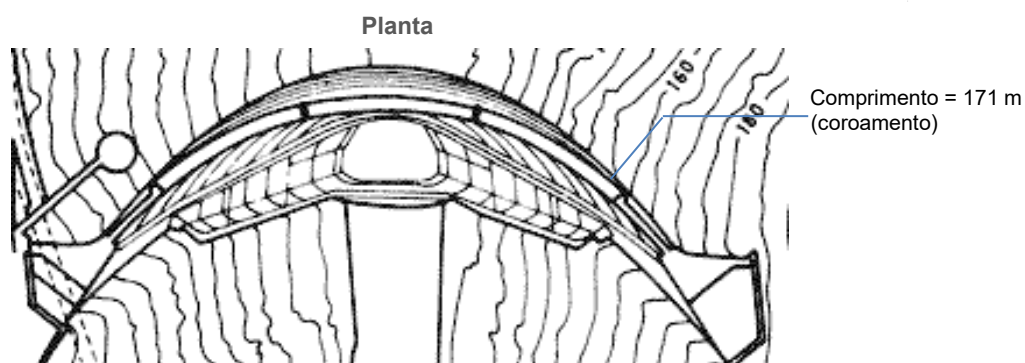
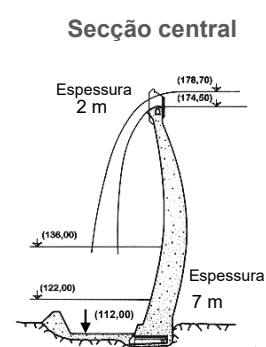
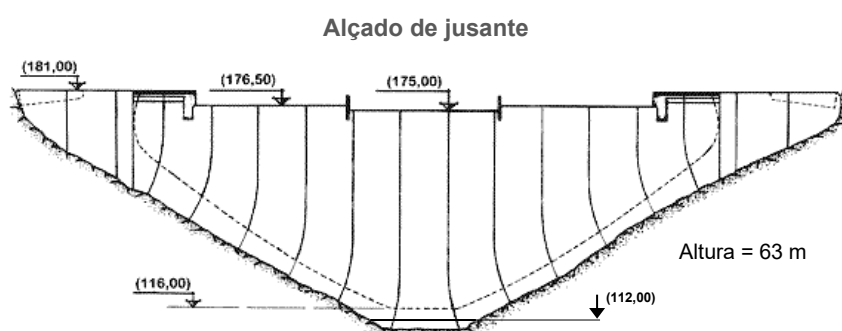
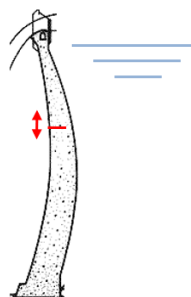
tração e à compressão para acelerações de pico crescentes, e na verificação da estabilidade dos blocos situados acima da fenda horizontal. A verificação da segurança é efetuada para o Sismo Base de Projeto (SBP) e para o Sismo Máximo de Projeto (SMP), considerando três cotas de água distintas (152 m, 160 m e 175 m) e acelerogramas sísmicos escalados para intensidades entre 0,1g e 2,0g, aplicados nas três direções. Os resultados mostram que, para as condições estudadas, a barragem verifica a segurança para o SBP sem ocorrência de danos à tração, e para o SMP sem ocorrência de danos à compressão nem derrubamento de blocos.

No Capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões do trabalho e discutem-se propostas de desenvolvimentos futuros.

2 | Barragem da Bouçã

2.1 Descrição da obra

A barragem da Bouçã (Figura 2.1), em operação desde 1955, é uma grande barragem de betão situada no rio Zêzere, a jusante da barragem do Cabril (a cerca de 14 km), em Pedrógão Grande, distrito de Leiria. Trata-se de uma abóbada de dupla curvatura, com 63 m de altura (secção central) e um desenvolvimento em arco de 171 m ao nível do coroamento. Como se pode ver no corte pela secção central (bloco IJ), esta é uma barragem com uma geometria particular, sendo muito esbelta, com a espessura a variar entre o máximo de 7 m, junto à base, e o mínimo de 2 m ao nível do coroamento. A barragem está dividida em 17 blocos por meio de juntas de contração verticais. O coroamento da barragem é subdividido em três níveis (Figura 2.1), com a secção central à cota de 175,0 m (correspondente ao nível de pleno armazenamento) e um desenvolvimento útil de aproximadamente 45 m. O coroamento apresenta um descarregador com perfil "*Creager*", projetado para uma carga nominal de 3,0 m, permitindo a queda de água diretamente para a bacia de dissipação sem contacto com o paramento de jusante. A barragem está fundada num maciço rochoso granítico. A galeria geral de drenagem localiza-se imediatamente a jusante do soco da abóbada, encontrando-se integrada no revestimento da bacia de receção. Estes dois elementos estruturais são totalmente independentes, estando separados por uma junta entre a abóbada e o revestimento da bacia de receção. A barragem tem uma galeria imediatamente abaixo do descarregador de superfície, designada galeria do coroamento, entre os blocos DE (margem direita) e NO (margem esquerda). A albufeira da Bouçã tem um volume útil de cerca de 152,2 hm³ apresentando um nível da água bastante constante, com pequenas variações de acordo com as condições meteorológicas e o plano de exploração, sendo o nível de pleno armazenamento de 175 m e o nível máximo de cheia de 181 m (cota da barragem na zona dos encontros). Nesta obra surgiram fendas em juntas de betonagem horizontais na zona intermédia da abóbada (referidas num relatório de 1981, mas já conhecidas desde 1976), com destaque para as fendas horizontais visíveis no paramento de jusante, aproximadamente a meia altura, no bloco central (IJ) e estendendo-se aos blocos adjacentes na direção da margem direita (blocos HI e GH). Admite-se que o aparecimento destas fendas possa estar relacionado com variações térmicas (Leitão, 2017), tais como gradientes de temperatura associados ao processo de arrefecimento do betão na fase construtiva e ciclos térmicos ambientais com potencial para induzir o aparecimento de fendas por fadiga térmica. Nas referidas fendas horizontais mais importantes (blocos IJ, HI e GH) são visíveis escorrimentos no paramento de jusante (Figura 2.1) o que indica que estas fendas atravessam toda a espessura (fendas de montante a jusante) pelo que é de admitir a sua importância estrutural, sendo recomendável simular o efeito destas fendas em estudos numéricos sobre a resposta sísmica da obra.

BARRAGEM DA BOUÇÃ, PORTUGAL**Fendilhação na
seção central****Evolução da fendilhação no paramento de jusante**

2012



2021



Figura 2.1 – Barragem da Bouça. Vista de jusante, localização da obra, desenhos técnicos (alçado, seção e planta), fendilhação no paramento de jusante (evolução de 2012 para 2021)

Em barragens abóbada, durante eventos sísmicos de intensidade média/alta podem ocorrer movimentos importantes de abertura/fecho das juntas de contração verticais e movimentos importantes em fendas (G. Fenves et al., 1992), com possibilidade de queda de blocos (para jusante, no caso de barragens abóbada). Simultaneamente, podem surgir tensões de tração elevadas que provoquem fendilhação e, no caso de sismos de grande intensidade, até podem ocorrer tensões de compressão suscetíveis de provocar esmagamento do betão (Cervera et al., 1995).

2.2 Sistema de observação

O sistema de observação da barragem da Bouçã (Figura 2.2), inicialmente elaborado na fase de projeto e implementado durante a construção/finalização da obra, foi sendo melhorado e adaptado ao longo do tempo com vista a controlar todos os aspetos da resposta da obra que, em cada momento da exploração, se afiguravam relevantes. Este sistema de observação envolve equipamentos que permitem o controlo das ações (cota de água na albufeira e temperatura do ar), o controlo da resposta térmica (temperatura do betão), da resposta estrutural da barragem (deslocamentos, deformações e tensões, movimentos de juntas e fendas) e da resposta hidromecânica da fundação - caudais drenados, subpressões, movimentos ao nível da fundação (LNEC, 1954).

Os deslocamentos no corpo da estrutura são medidos por métodos geodésicos - os deslocamentos horizontais são medidos por planimetria (Figura 2.2) e os deslocamentos verticais são medidos por nivelamento de precisão. O aparecimento de algumas fendas no paramento de jusante (algumas com passagem de água), motivou a instrumentação das mais importantes com medidores de movimentos de juntas, com vista a acompanhar a sua evolução ao longo do tempo (Leitão, 2017).

Em 1987 foram efetuadas obras para reparação da fundação, tendo sido reforçado nessa altura o sistema de observação com o objetivo de: 1) detetar possíveis movimentos (deslocamentos e rotações) da superfície de inserção da barragem; e 2) melhorar a informação sobre o comportamento global da obra. A partir das galerias radiais instalaram-se a meio de cada um dos blocos centrais (entre as juntas F e N), conjuntos de dois extensómetros de varas (um a montante e outro a jusante). Nesta altura iniciaram-se as campanhas de nivelamento geométrico de precisão e instalaram-se medidores de movimentos de junta, bases de alongâmetro, bases tridimensionais, drenos e piezómetros.

SISTEMA MONITORIZAÇÃO INSTALADO NA BARRAGEM DA BOUÇÃ

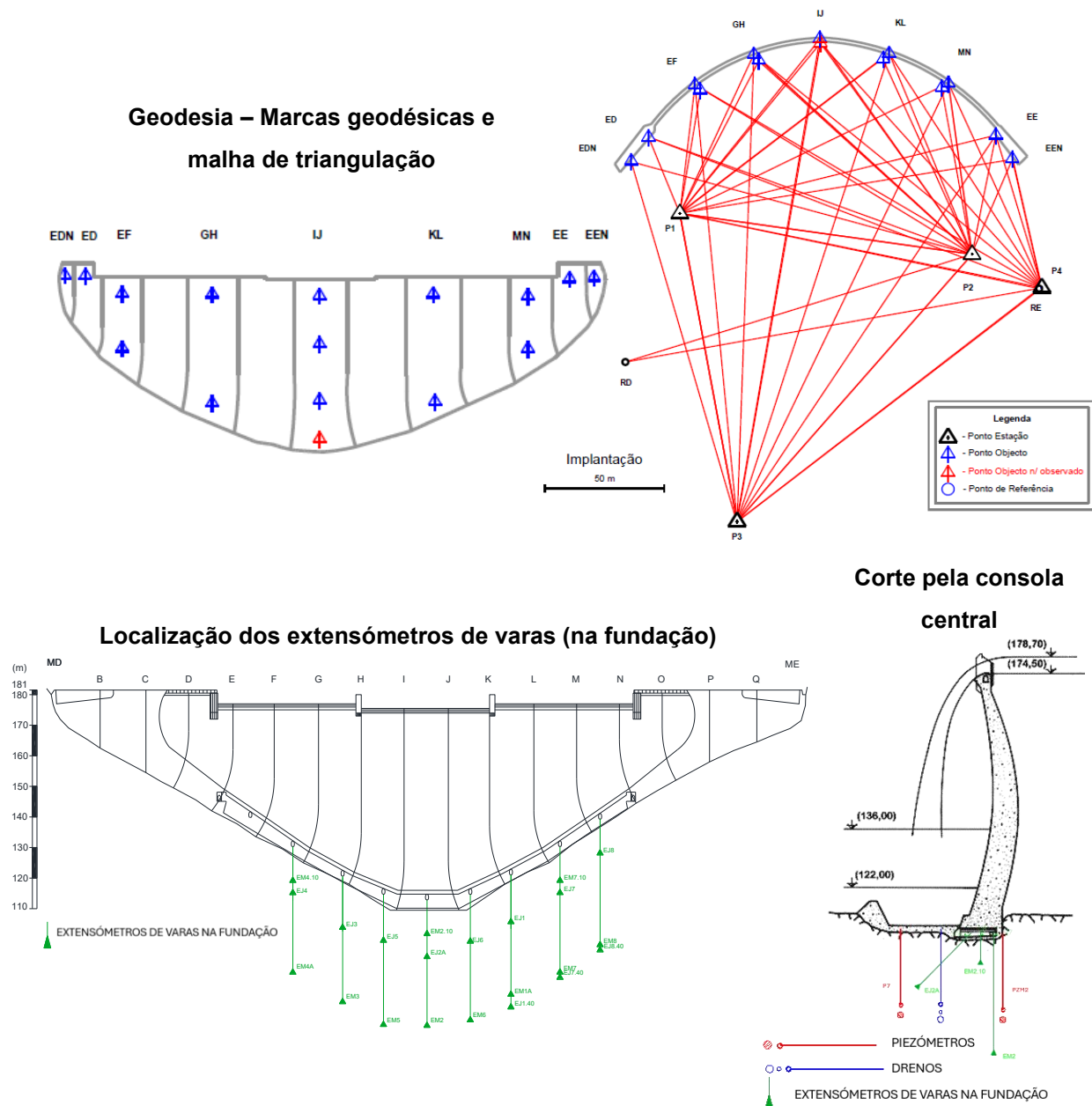
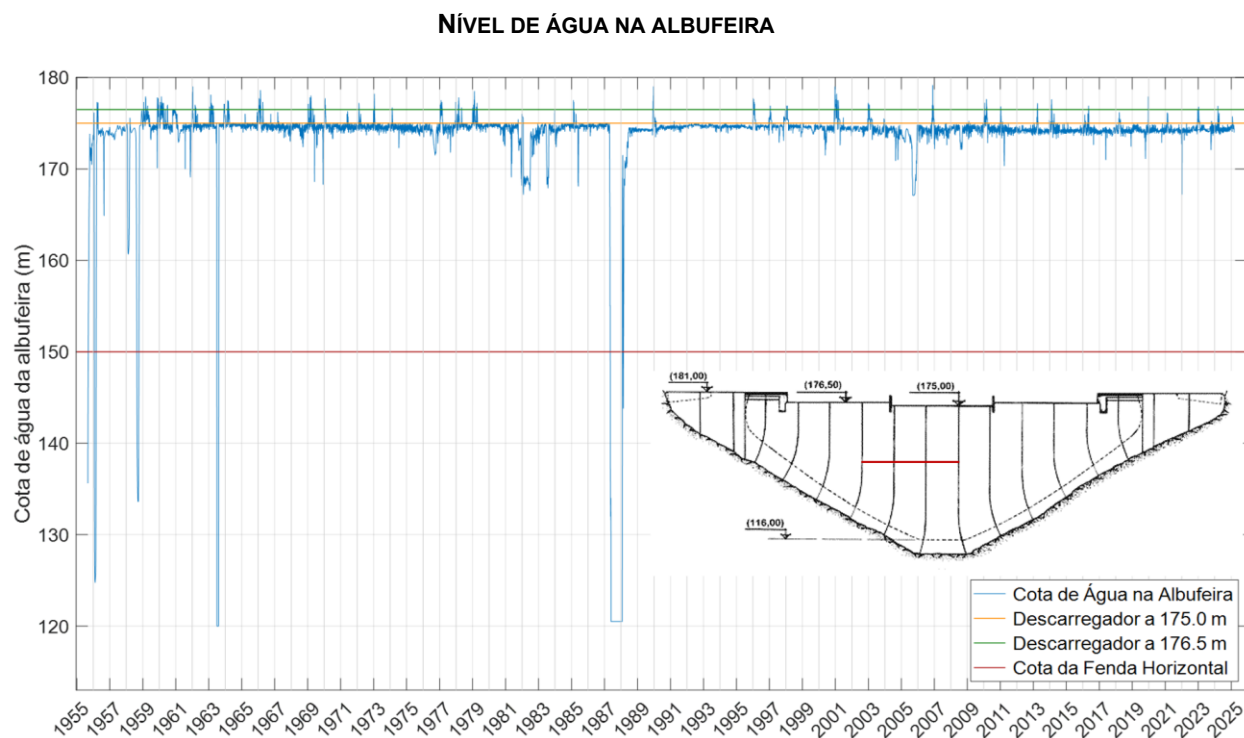


Figura 2.2 – Sistema de monitorização da barragem da Bouçã. Principais equipamentos instalados

O sistema de observação da barragem da Bouçã permite ainda o acompanhamento, em contínuo, do nível de água na albufeira. Na Figura 2.3 apresentam-se os valores de cota de água recolhidos desde o primeiro enchimento (1955) até ao presente (2025).



2.3 Ensaio de vibração ambiente

Com o objetivo de caracterizar as principais frequências naturais da barragem e os correspondentes modos de vibração, foi realizado em 12 de junho de 2018 um ensaio de vibração ambiente (Pereira, 2019) no qual foram instalados nove acelerómetros uniaxiais (Figura 2.4) do tipo “force-balance”, na galeria do coroamento, para medição de acelerações na direção radial.

Para garantir uma boa caracterização do comportamento dinâmico da estrutura, foram realizados 5 ensaios com uma duração de 13 minutos. Foi utilizada uma taxa de amostragem de 100 Hz durante a aquisição, que foi posteriormente reduzida para 50 Hz. O nível da água no reservatório durante o ensaio foi de 174,7 m. As séries temporais de aceleração medidas durante o ensaio de vibração ambiente da barragem de Bouçã foram processadas com o método *Peak Picking* para obter estimativas rápidas e aproximadas das frequências naturais mais relevantes. A função de densidade espectral de potência normalizada média (média dos 9 acelerómetros: *Averaged Normalized Power Spectral Density – ANPSD*) é apresentada na (Figura 2.4), onde foram utilizados círculos a traço interrompido para marcar os picos correspondentes aos modos de vibração identificados. No espectro verifica-se que existe um número considerável de picos entre 3 e 12 Hz, com a primeira frequência natural da barragem localizada em torno de 3,30 Hz.

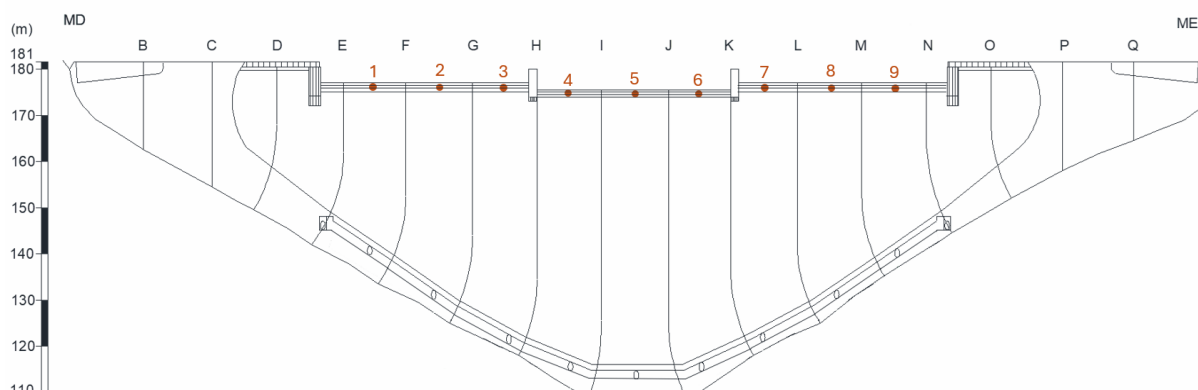
Ensaio de vibração ambiente (12 junho 2018)**a) Localização de acelerómetros****b) Densidade Espectral de Potência Normalizada Média (média dos nove acelerómetros)**

Figura 2.4 – Ensaio de vibração ambiente realizado em 12 de junho de 2018 (Pereira, 2019).
a) Localização dos acelerómetros; b) Densidade Espectral de Potência Normalizada Média
(média dos nove acelerómetros) para identificação das frequências dos principais picos espectrais
(correspondentes a frequências naturais)

2.4 Segurança sísmica

As grandes barragens de betão, geralmente associadas a riscos potenciais elevados, devem ser projetadas por forma a garantir a sua capacidade de resistir a ações sísmicas, sendo necessário a definição de ações sísmicas apropriadas, o que pode ser conseguido através da realização de estudos específicos de risco sísmico ou por via probabilística.

As Normas de Projeto de Barragens e os Documentos Técnicos de Apoio ao RSB (APA, 2018) estabelecem que o dimensionamento e a avaliação da segurança sísmica de barragens devem

fundamentar-se em dois níveis distintos de solicitação sísmica: o Sismo Base de Projeto (SBP) e o Sismo Máximo de Projeto (SMP).

O SBP corresponde a uma solicitação sísmica com uma probabilidade de 50% de ser excedida durante a vida útil da obra, ou seja, 100 anos, o que corresponde a um período de retorno estatístico de aproximadamente 145 anos. De acordo com a legislação portuguesa, para este sismo não devem ocorrer danos estruturais significativos que comprometam a funcionalidade da obra.

O SMP corresponde a uma solicitação sísmica de alta severidade com uma probabilidade de ocorrência baixa para o local da barragem – na prática trata-se do sismo com intensidade máxima que deve ser considerado no projeto da barragem. Para barragens da classe I o SMP deve ser tomado como o Sismo Máximo Expectável (SME), ou seja, o maior sismo plausível para o local da obra. De acordo com o RSB este sismo pode ser estimado por via probabilística e neste caso deve ser considerado um período de retorno que depende do risco sísmico global da obra: para obras com índice global de risco sísmico baixo a regulamentação portuguesa indica um período de retorno mínimo de 1000 anos, enquanto para obras de elevado índice global de risco sísmico é recomendado um período de retorno mínimo de 10.000 anos. Para o SMP admite-se a possibilidade de ocorrência de danos, desde que os mesmos não comprometam a integridade estrutural, isto é, que não conduzam ao colapso parcial ou total que possa ocasionar a libertação descontrolada da água da albufeira.

A barragem da Bouçã situa-se na região centro de Portugal, estando próxima de algumas falhas tectónicas intraplacas que se consideram ativas. A obra localiza-se numa zona classificada como de risco sísmico alto, conforme se mostra na Figura 2.5 (Mapa do IPMA com as zonas de risco sísmico em Portugal).

Dado que não foi desenvolvido qualquer estudo de risco sísmico específico para o local da barragem da Bouçã, foi considerado o estudo de risco sísmico desenvolvido para a barragem de Ribeiradio (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014), localizada a aproximadamente 100 km da barragem da Bouçã, no qual foram determinados valores de referência para a aceleração no solo de 0,06g para o SBP e 0,14g para o SMP (Figura 2.5b). Tendo em consideração que a barragem da Bouçã se localiza numa região de maior risco sísmico, assume-se que os valores de aceleração no solo possam ser ligeiramente superiores aos estabelecidos para Ribeiradio. Desta forma, para possibilitar o desenvolvimento do estudo de verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã (ver Capítulo 4), adotam-se os seguintes valores de referência para a aceleração no terreno: 0,1g para o SBP e 0,2g para o SMP.

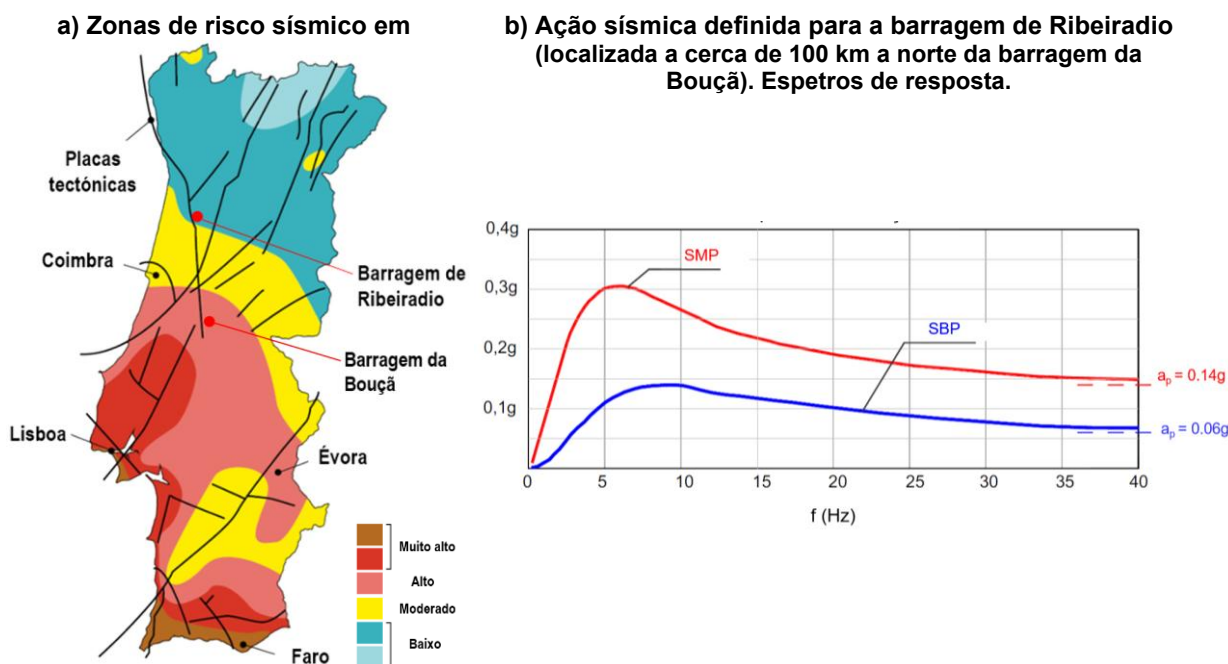


Figura 2.5 – Zonas de risco sísmico em Portugal, IPMA (a); Espectros de resposta em acelerações do SBP e do SMP para o local da barragem de Ribeiradio (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014) (b)

2.5 Modelo de elementos finitos

Neste relatório apresentam-se resultados referentes à verificação da segurança sísmica da barragem da Bouça, obtidos com base no modelo de elementos finitos do sistema barragem-fundação-albufera apresentado na Figura 2.6a. Na discretização da barragem e da fundação foram utilizados elementos finitos hexaédricos do tipo Serendipity de 20 nós, para a barragem adotou-se uma discretização com três elementos finitos em espessura. Adotaram-se elementos finitos de junta compatíveis de 16 nós para representar as juntas de contração verticais no corpo da obra, a interface barragem-fundação e a fenda horizontal que foi considerada no modelo para simular as já referidas fendas identificadas em três blocos adjacentes. A pressão hidrodinâmica é simulada considerando massas de água associadas de acordo com a hipótese de Westergaard (Westergaard, 1933) considerando um fator de redução de 50% para ter em conta a flexibilidade e a curvatura do paramento.

Relativamente ao betão admite-se que se trata de um material isotrópico com coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$ e módulo de elasticidade para cálculos estáticos $E_{70anos} = 37$ GPa (Figura 2.6b). Este valor do módulo de elasticidade E_{70anos} foi estimado tendo em conta a função de fluência do betão com maturação descrita através da lei de fluência (Bazant & Panula, 1980) com os seguintes parâmetros $E_{28} = 27$ GPa, $E_0/E_{28} = 1,5$, $n = 0,12$, $m = 0,34$, $\alpha = 0,048$ e $\phi_1 = 1,5$ (Leitão, 2017):

$$J_{(t,t')} = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_1}{E_0} (t'^{-m} + \alpha)(t - t')^n \quad (1)$$

$$E = E(t) = \frac{1}{J_{(t_0+0, t_0)}} \quad (2)$$

Para cálculos dinâmicos considera-se que o módulo de elasticidade do betão deve ser majorado por um fator de 1,25 sendo $E_{\text{Dinâmico}} = 1,25 \times 37 = 46,25$ GPa. Relativamente à rocha de fundação admitiu-se, por simplificação, a hipótese de material isotrópico com um módulo de elasticidade $E_{\text{Estático}} = 15$ GPa ($E_{\text{Dinâmico}} = 1,25 \times 15 = 18,75$ GPa) e coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$.

Este modelo de elementos finitos foi inicialmente utilizado na análise do comportamento estático linear e na análise modal com vista a calcular as principais frequências naturais e modos de vibração da obra.

Para simulação do comportamento sísmico não-linear da estrutura, introduziram-se no modelo de elementos finitos todas as juntas de contração verticais da barragem, a junta representativa da interface betão rocha e a fenda horizontal descrita anteriormente. Apresentam-se, na Figura 2.6d, os parâmetros para cada um dos elementos de junta considerando, rigidez normal K_N e rigidez tangencial K_T , coesão c , ângulo de atrito interno Φ e fator de amortecimento da junta β_j . Utilizou-se a lei constitutiva apresentada na Figura 2.6c para todos os elementos de betão da barragem, assumindo resistência à tração $f_t = 3$ MPa e resistência à compressão $f_c = 30$ MPa.

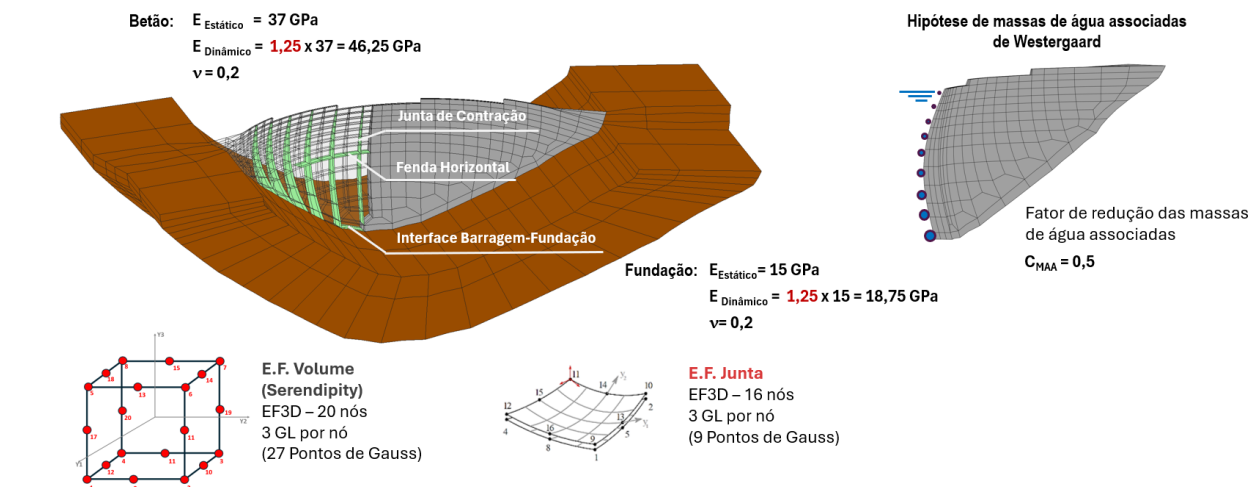
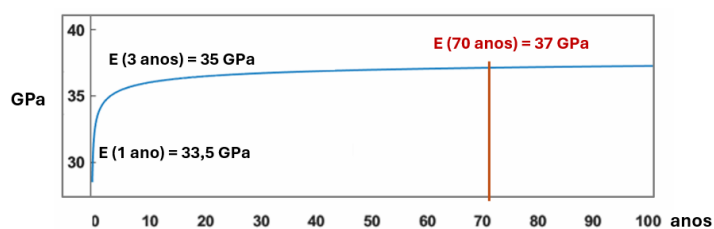
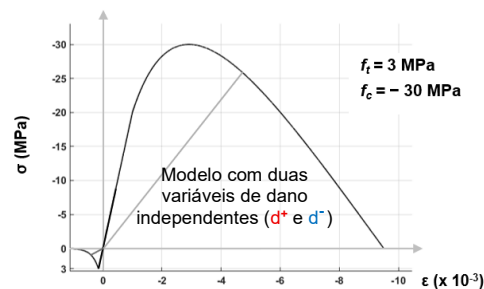
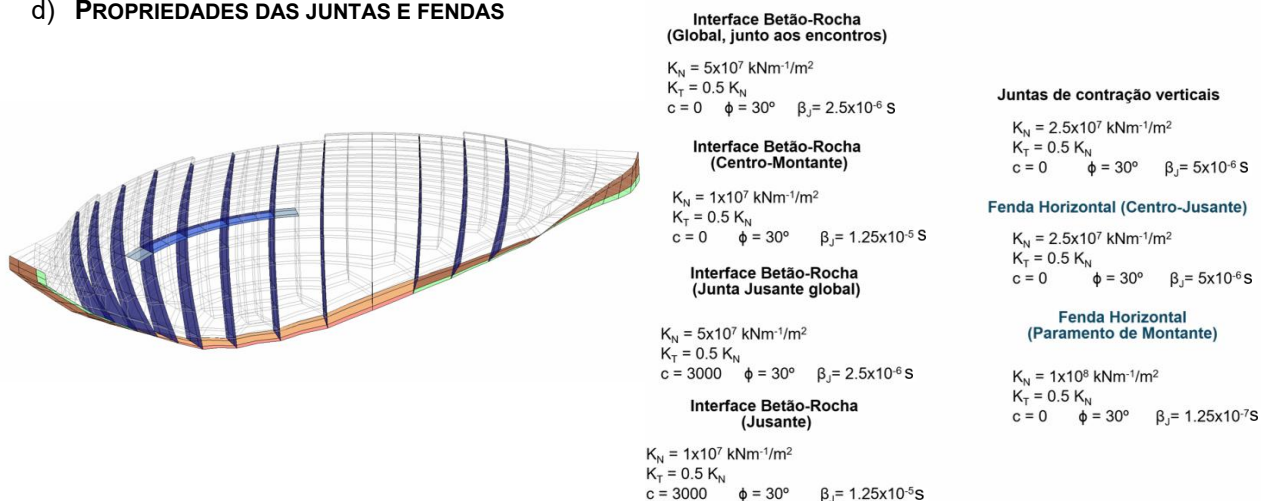
a) **MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**b) **MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO**c) **MODELO DE DANO ADOTADO PARA O BETÃO**d) **PROPRIEDADES DAS JUNTAS E FENDAS**

Figura 2.6 – Modelo de elementos finitos. a) Elementos finitos utilizados para análise do comportamento sísmico da barragem da Bouça (barragem, fundação e discontinuidades) e massas de água associadas; b) Módulo de elasticidade do betão; c) Modelo de dano adotado; d) Propriedades das juntas consideradas no modelo de EF

2.6 Calibração do modelo de elementos finitos

A análise numérica do comportamento estrutural da barragem da Bouçã foi desenvolvida através do programa DamDySSA6.0, empregando um modelo tridimensional de elementos finitos (EF3D) ilustrado na Figura 2.6. A discretização adotada compreende 960 elementos finitos na estrutura da barragem, distribuídos em três camadas ao longo da espessura, complementados por 378 elementos finitos na fundação subjacente. No presente relatório foram considerados elementos finitos com 20 nós e elementos de junta com 16 nós.

Os parâmetros constitutivos do betão incorporaram um módulo de elasticidade estático específico $E = 37 \text{ GPa}$, juntamente com o coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$ e peso específico $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ correspondentes. A fundação foi modelada considerando exclusivamente a sua rigidez $E = 15 \text{ GPa}$, através de um módulo de elasticidade determinado, mantendo-se sem contribuição de massa conforme previamente estabelecido.

A representação das pressões hidrodinâmicas baseou-se no modelo de massas de água associadas desenvolvido por Westergaard (Westergaard, 1933). Este modelo foi ajustado mediante a aplicação de um coeficiente de redução específico $CR_{MAA} = 0,5$, permitindo contemplar adequadamente os efeitos da curvatura estrutural e da flexibilidade da barragem.

Com vista à validação inicial do modelo EF3D efetuaram-se cálculos admitindo que não existiam descontinuidades, nomeadamente as juntas de contração, fenda horizontal e interface betão-rocha. Com este modelo, em que não se consideram descontinuidades, foi simulada a resposta estática da barragem para a combinação de ações PP+PH175 (água à cota do lábio do descarregador central). Os resultados obtidos (Figura 2.7b) revelaram tensões verticais na base do paramento de montante da ordem de $4,5 \text{ MPa}$, magnitude que excede a resistência do betão à tração. Este resultado aponta no sentido de que, para cotas de água elevadas, deverá ter ocorrido fendilhação junto à interface betão-rocha, pelo que se considerou conveniente incluir no modelo elementos de junta representativos do interface betão-rocha. Relativamente ao deslocamento radial no topo da consola central, decorrente da pressão hidrostática com a água à cota 175 m , obteve-se um valor de 12 mm com o modelo sem juntas. Contudo, as medições geodésicas (planimetria, Figura 2.7a), com a cota de água de $168,4 \text{ m}$ realizadas in situ indicaram deslocamentos da ordem de 16 mm , estabelecendo uma discrepância significativa entre os resultados numéricos e as observações experimentais.

Face à divergência identificada entre o modelo computacional e os resultados observados por meios geodésicos, procedeu-se à implementação de uma junta na base, posicionada ao longo da superfície de contacto barragem-fundação, conforme ilustrado na Figura 2.7c. Esta modificação permitiu simular de forma mais realista o comportamento da interface estrutura-fundação.

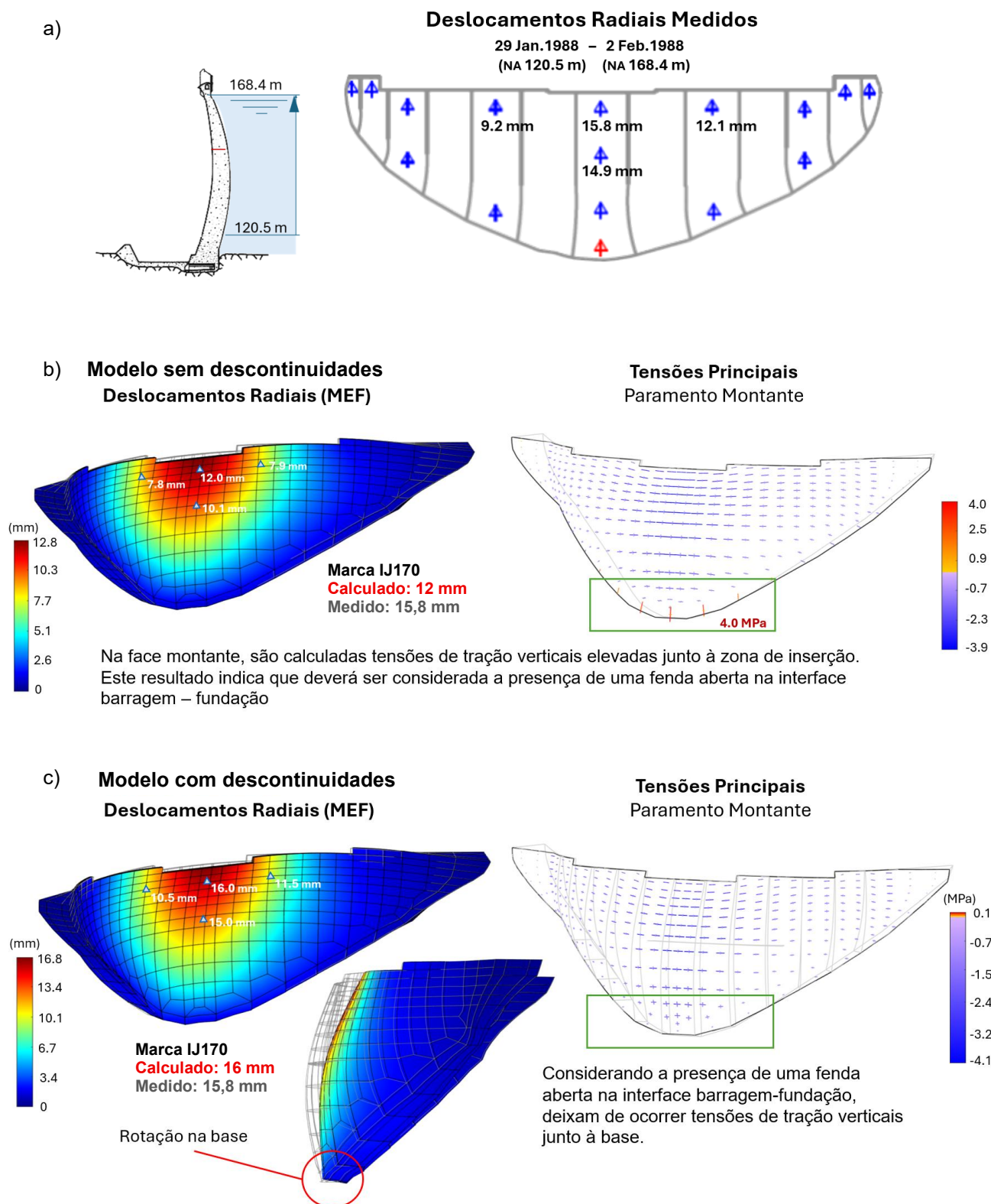


Figura 2.7 – Análise da resposta estática da barragem devido a uma subida rápida do nível da água (de 120,5 m para 164,8 m). a) Deslocamentos radiais medidos por geodesia, entre 29 de janeiro de 1988 (cota 120,5 m) e 2 de fevereiro de 1988 (cota 168,4 m), durante o enchimento da albufeira; b) Deslocamentos radiais e tensões principais, correspondentes, calculados pelo MEF considerando o modelo sem fendas; c) Deslocamentos radiais e tensões principais, correspondentes, calculados pelo MEF considerando o modelo com fendas que permite movimentos da interface barragem-fundação e das juntas de contração (comportamento não linear)

O modelo refinado produziu um deslocamento radial de 16 mm, no ponto da consola central onde se encontra a marca geodésica, apresentando uma concordância satisfatória com as medições experimentais (obtidas no enchimento de 29 janeiro de 1988 a 2 fevereiro de 1988, com um valor de 15,8mm). Adicionalmente, verificou-se que as tensões verticais de tração na base foram adequadamente libertadas devido à abertura da descontinuidade implementada ao longo da interface basal, conferindo maior realismo físico à simulação.

A segunda fase da calibração e validação do modelo envolveu a correlação entre as propriedades modais determinadas experimentalmente e aquelas previstas numericamente através do modelo de elementos finitos (Figura 2.6). A caracterização dinâmica baseou-se em ensaios de vibração ambiente executados em 12 de junho de 2018 (Pereira, 2019), permitindo identificar as frequências naturais e as configurações modais dos dois primeiros modos de vibração.

O programa experimental compreendeu cinco aquisições consecutivas de 13 minutos cada, utilizando nove acelerómetros radiais estrategicamente posicionados na região do coroamento da barragem, conforme ilustrado na Figura 2.2. Durante a campanha experimental, o nível da albufeira situava-se na cota 174,7 m.

O espectro de potência médio dos sinais registados é apresentado na Figura 2.8, revelando duas frequências dominantes claramente identificáveis. A primeira frequência identificada, de 3,296 Hz, corresponde a uma configuração modal antissimétrica, enquanto a segunda frequência, de 3,73 Hz, está associada a um modo simétrico de vibração.

A reprodução numérica da resposta modal foi desenvolvida através do modelo de elementos finitos, incorporando um ajuste do módulo de elasticidade para contemplar os efeitos dinâmicos, nomeadamente: $E_{din} = 1,25 \times E_{Estático} = 46,25 \text{ GPa}$. Manteve-se o coeficiente de redução das massas de água anteriormente estabelecido, de 50% (Figura 2.8).

As condições de contorno foram definidas considerando uma cota de água de 175 m, reproduzindo as condições observadas durante a campanha experimental (174.7 m). Os resultados numéricos indicaram uma primeira frequência natural de 3,24 Hz (configuração antissimétrica) e uma segunda frequência de 3,63 Hz (configuração simétrica).

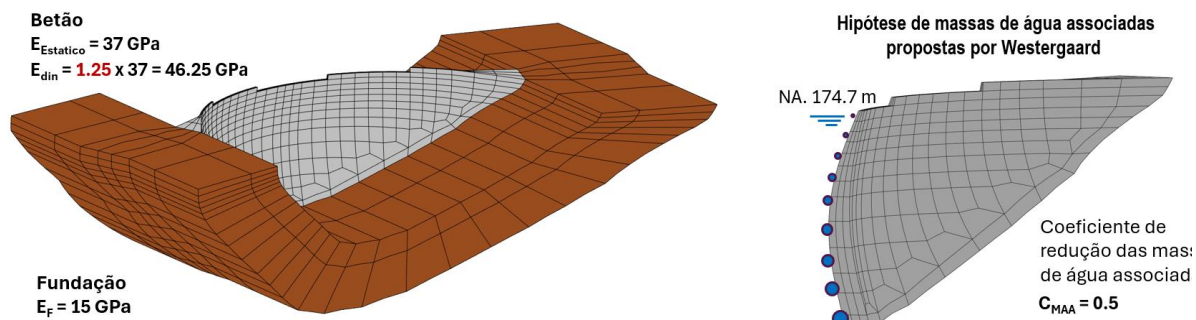
A comparação entre as frequências naturais calculadas numericamente e as identificadas experimentalmente demonstra uma correlação satisfatória para os dois primeiros modos de vibração (Figura 2.8), validando a adequação do modelo desenvolvido.

O procedimento de calibração visou otimizar as propriedades constitutivas dos materiais para maximizar a concordância com os resultados experimentais relativos aos dois primeiros modos de vibração. Os parâmetros sujeitos a ajuste incluíram: i) Coeficiente de amplificação do módulo de elasticidade aplicado ao betão da barragem e à rocha de fundação para análise dinâmica. ii) Coeficiente de redução das massas de água associadas (C_{MAA}) e; iii) Rigidez das descontinuidades, nomeadamente, a rigidez normal (K_N) e de corte (K_T) dos elementos de junta, incluindo propriedades

das juntas de contração, as características da fenda horizontal no corpo da barragem e a rigidez da descontinuidade na inserção barragem-fundação.

A excelente correlação alcançada entre os resultados numéricos e experimentais confirma a adequada calibração do modelo de elementos finitos, estabelecendo uma base sólida para análises subsequentes do comportamento estrutural da barragem.

a)



b)



c)

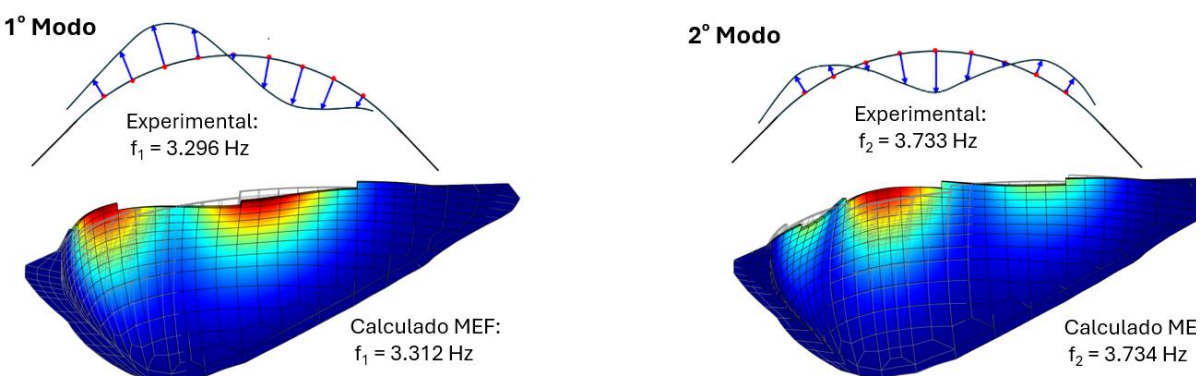


Figura 2.8 – Comportamento dinâmico: parâmetros modais. a) MEF para análise dinâmica: propriedades dos materiais (barragem, fundação, albufeira); b) Resultados dos ensaios de vibração ambiente: Densidade de Potência Espectral Normalizada Média; c) Comparação entre frequências naturais e modos de vibração calculadas pelo MEF e experimentais

3 | Programa de elementos finitos para modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão

O *DamDySSA6.0* é um programa de elementos finitos 3D para análise do comportamento dinâmico de barragens de betão. Em desenvolvimento há vários anos (Alegre et al., 2019, 2020; Alegre & Oliveira, 2020; Oliveira et al., 2015; Oliveira, Silvestre, Espada, et al., 2014; Oliveira & Alegre, 2018), nas primeiras versões do *DamDySSA* foi implementado o EF hexaédrico de 20 pontos nodais (Serendipity). Na última versão, concluída em 2025, foi também implementado o EF de Lagrange, com 27 pontos nodais. Neste capítulo descreve-se o modelo de EF3D adotado para simular o comportamento dinâmico da barragem da Bouça considerando a hipótese de massas de água associadas e utilizando EF Serendipity de 20 pontos nodais. Em seguida descrevem-se os métodos implementados para análise dinâmica, incluindo análise modal complexa, análise sísmica linear e análise sísmica não-linear.

3.1 Modelo de Massas de água associadas

O efeito da pressão hidrodinâmica (Figura 3.1) é simulado com base no modelo clássico de massas de água associadas (MAA), baseado na hipótese de Westergaard (Westergaard, 1933; Zangar, 1952). Este tipo de modelação assume que a pressão hidrodinâmica pode ser simulada através de massas de água associadas ao paramento de montante, tendo em conta a curvatura do paramento e a flexibilidade da barragem no ajuste dos resultados.

Na equação de equilíbrio dinâmico do sólido (Figura 3.1) o vetor dos deslocamentos em cada ponto é representado por $\underline{u} = \underline{u}(x_1, x_2, x_3, t)$, a matriz de elasticidade $\underline{D}$ pode ser expressa em função do módulo de elasticidade E , e do coeficiente de Poisson ν , considerando a hipótese de material isotrópico. O operador diferencial $\underline{L}$ permite escrever a relação entre deslocamentos e deformações na forma matricial.

O vetor das forças mássicas e $\underline{f} = \underline{f}(x_1, x_2, x_3, t)$ incorpora três componentes principais: as forças gravíticas $\rho_s \underline{g}$, as forças de inércia $-\rho_s (\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_s)$, e as forças de amortecimento $-\underline{c}_s \underline{\dot{u}}$. As forças gravíticas são determinadas pelo produto entre a massa volúmica dos materiais ρ_s e o vetor de aceleração da gravidade, $\underline{g}$, sendo que na hipótese de fundação sem massa adota-se valor nulo para o peso específico dos materiais da fundação.

No modelo implementado, adota-se a hipótese de acelerações uniformemente distribuídas ao longo da superfície de inserção, sendo o vetor das histórias de acelerações sísmicas $\underline{a}_s = \underline{a}_s(x_1, x_2, x_3, t)$ incorporado na formulação para representar a excitação sísmica.

O modelo analítico proposto por Westergaard para barragens de altura H , com paramento vertical rígido (Westergaard, 1933) permite calcular o valor aproximado da pressão hidrodinâmica para acelerações

sísmicas horizontais na base $\mathbf{a}_s = \mathbf{a}_s(t)$, em pontos do paramento a uma profundidade h , através da seguinte fórmula:

$$\mathbf{P}_{\text{HDin}}^{\text{Westergaard}} = \left(\frac{7}{8} \times \frac{\gamma_w}{g} \times \sqrt{H \cdot h} \right) \times \mathbf{a}_s \quad (1)$$

em que γ_w / g é a massa específica da água.

As pressões hidrodinâmicas em barragens abóbada (paramentos curvos e deformáveis) podem ser significativamente inferiores às previstas com o modelo de Westergaard, para paramentos verticais indeformáveis. Desta forma, para barragens abóbada, considera-se que em cada ponto do paramento a pressão hidrodinâmica é proporcional à aceleração normal ao paramento $\ddot{u}_N$ e, geralmente, adotam-se fatores de redução das pressões (C_{MAA}) da ordem de 70% a 50% (Alegre et al., 2016; Chen, 2014), vindo então:

$$\mathbf{P}_{\text{HDin}}^{\text{Arch Dam}} = \underbrace{C_{\text{MAA}} \left(\frac{7}{8} \times \frac{\gamma_w}{g} \times \sqrt{H \cdot h} \right)}_{\text{Massa de água}} \times \ddot{u}_N \quad (2)$$

Para o caso de barragens abóbada, as massas de água (associadas aos pontos nodais do paramento de montante) são então calculadas de acordo com a fórmula anterior. Na avaliação sísmica da barragem da Bouçã foi considerado um fator de redução $C_{\text{MAA}} = 0,5$ com o qual as frequências naturais calculadas numericamente (modelo de elementos finitos com massas de água associadas) são coerentes com as medidas em obra.

Modelo de massas de água associadas (M_{AA})

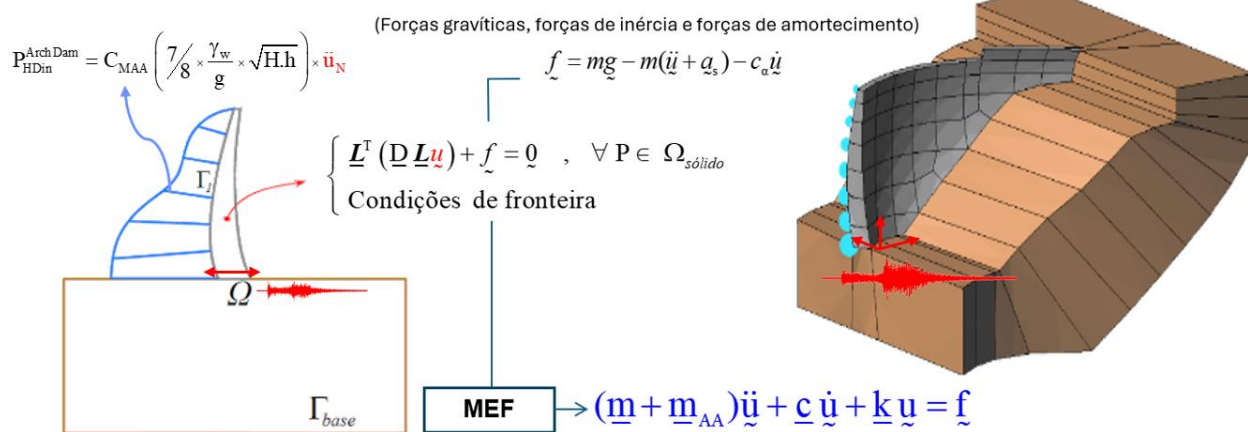


Figura 3.1 – Sistema barragem-fundação-albufeira. Principais interfaces e equações diferenciais de equilíbrio para simulação do comportamento dinâmico da barragem com recurso ao modelo de massas de água associadas

No que diz respeito às condições de fronteira, considera-se uma condição de fronteira em deslocamentos na base do bloco de fundação Γ_{Base} , assumindo deslocamentos nulos, e adota-se uma

condição de fronteira de tensão na interface do paramento de montante da barragem Γ_1 , para simular a pressão hidrostática (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014).

3.2 Formulação de elementos finitos

3.2.1 Discretização do sistema barragem-fundação

No *DamDySSA6.0* é adotada uma discretização da barragem e da fundação com EF hexaédricos de 20 pontos nodais (com 27 pontos de integração de Gauss) considerando-se que o efeito da pressão hidrodinâmica é simulado com base no modelo massas de água associadas descrito no ponto anterior. Na discretização das principais discontinuidades, incluindo a interface barragem-fundação, as juntas de contração verticais, e a fenda horizontal, adotam-se elementos finitos de junta com 16 pontos nodais (com 9 pontos de Gauss), como apresentado na Figura 3.2.

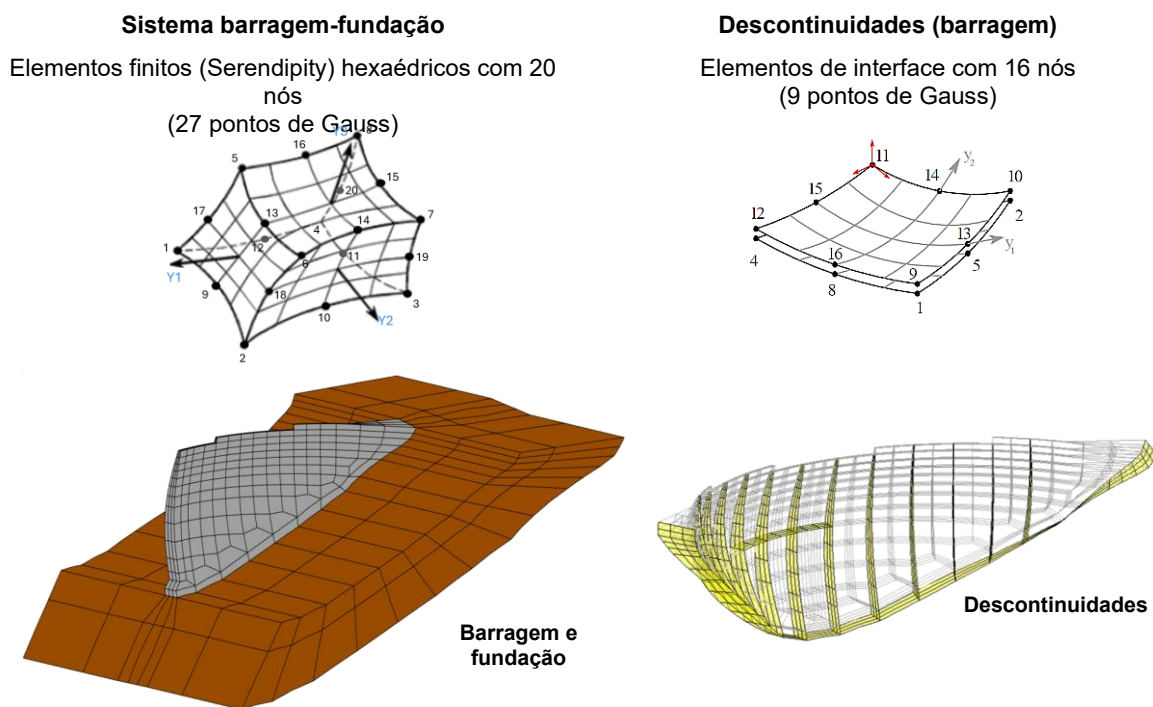


Figura 3.2 – Discretização da barragem e da fundação considerando juntas de contração, fenda horizontal e junta ao nível da interface betão-rocha. Elementos finitos utilizados

3.2.2 Equação da dinâmica considerando amortecimento generalizado.

Abordagem de estado

No caso geral de estruturas deterioradas poderá não ser aceitável adotar a hipótese de amortecimento proporcional à rigidez e à massa (hipótese de *Rayleigh*) dado que nas zonas deterioradas (com

fendilhação) teremos menor rigidez e maior amortecimento. Para dar resposta a este tipo de situações o *DamDySSA6.0* permite adotar a hipótese de amortecimento generalizado, não proporcional à rigidez, considerando amortecimento viscoso calculado elemento a elemento (o que permite atribuir maior amortecimento em zonas com maior deterioração). Para a modelação da fundação, o *DamDySSA6.0* utiliza o método da subestruturação, no qual o bloco de fundação é modelado como uma subestrutura elástica sem massa (Clough, 1980; Fok & Chopra, 1986). Nesta abordagem, as matrizes de rigidez e amortecimento da fundação são condensadas na interface betão-rocha e posteriormente incorporadas nas matrizes globais do sistema. A implementação deste modelo permite a aplicação direta da excitação sísmica na base da barragem, restringindo os graus de liberdade do domínio sólido exclusivamente à estrutura da barragem. Esta simplificação resulta numa redução significativa do número total de graus de liberdade do sistema, proporcionando um aumento considerável da eficiência computacional na resolução de problemas dinâmicos.

Com a hipótese de amortecimento generalizado é possível obter a diagonalização do sistema de equações diferenciais de 2ª ordem $\underline{m}\ddot{\underline{u}} + \underline{c}\dot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{F}$ que descreve o comportamento dinâmico da estrutura discretizada, se for adotada uma representação de estado em que se consideram como funções incógnitas não apenas as N_{GL} histórias de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(t)$, mas também as correspondentes N_{GL} histórias de velocidades $\underline{v} = \underline{v}(t)$. Isto implica trabalhar com um sistema de $2 N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem (em deslocamentos e velocidades), equivalente ao sistema original de N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem (Oliveira, 2013).

Para obter o pretendido sistema de equações diferenciais de 1ª ordem basta considerar a mudança de variável $\dot{\underline{u}} = \underline{v}(t)$ obtendo-se então um sistema de duas equações diferenciais (matriciais) de 1ª ordem em que as funções incógnitas são, como se referiu, os deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(t)$ e as velocidades $\underline{v} = \underline{v}(t)$. Considerando uma ação sísmica definida por um vetor $\underline{a} = \underline{s} \underline{a}_s$, com as histórias das acelerações sísmicas em cada ponto nodal da discretização (nota: $\underline{a}_s$ é um vetor com os três acelerogramas a aplicar uniformemente ao longo da fundação, nas três direções: MD-ME, J-M e V; $\underline{s}$ é uma matriz de $N_{GL} \times 3$ para distribuição dos acelerogramas pelos diversos GL da discretização) a equação que traduz o equilíbrio dinâmico da estrutura discretizada é dada por:

$$\underline{m}(\ddot{\underline{u}} + \underline{a}) + \underline{c}\dot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{0} \quad , \quad \underline{a} = \underline{s} \underline{a}_s \quad , \quad \underline{s} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \dots & & \end{bmatrix} \quad , \quad \underline{a}_s = \begin{bmatrix} a_{s1}(t) \\ a_{s2}(t) \\ a_{s3}(t) \end{bmatrix} \quad (3)$$

A anterior equação representa um sistema de equações diferenciais de 2ª ordem que pode ser representado por um sistema de 1ª ordem considerando, como referido atrás, $\dot{\underline{u}} = \underline{v}(t)$

$$\underline{m}(\ddot{\underline{u}} + \underline{a}) + \underline{c}\dot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{0} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} \dot{\underline{u}} = \underline{v} \\ \underline{m}\dot{\underline{v}} + \underline{c}\underline{v} + \underline{k}\underline{u} = -\underline{m}\underline{s} \underline{a}_s \end{cases} \quad (4)$$

Multiplicando ambos os membros da segunda equação por $\underline{m}^{-1}$, é possível obter um sistema do tipo:

$$\begin{cases} \dot{\underline{u}} = \underline{v} \\ \dot{\underline{v}} + \underline{m}^{-1}\underline{c}\underline{v} + \underline{m}^{-1}\underline{k}\underline{u} = -\underline{s} \underline{a}_s \end{cases} \quad (5)$$

ou

$$\begin{cases} \dot{\underline{u}} = \underline{v} \\ \dot{\underline{v}} = -\underline{m}^{-1}\underline{c}\underline{v} - \underline{m}^{-1}\underline{k}\underline{u} - \underline{s} \underline{a}_s \end{cases} \quad (6)$$

Este sistema de equações pode ainda ser escrito na seguinte forma matricial:

$$\begin{bmatrix} \dot{\underline{u}} \\ \dot{\underline{v}} \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{A} \\ (2N_{GL} \times 2N_{GL})}} \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{v} \end{bmatrix} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} \\ -\underline{s} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{S} \\ (2N_{GL} \times 3)}} \underline{a}_s \quad (7)$$

$\begin{matrix} \dot{\underline{x}} & & \underline{x} \\ (2N_{GL} \times 1) & & (2N_{GL} \times 1) \end{matrix}$

É possível escrever a equação anterior numa forma mais compacta, usualmente escrita em termos do denominado vetor de estado (7) e das matrizes A e S, obtendo-se então a conhecida representação de estado do movimento de um modelo estrutural discretizado espacialmente (Oliveira, 2013):

$$\underline{\dot{x}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{u}(t) \\ \underline{v}(t) \end{bmatrix}}_{(2N_{GL} \times 1)} \quad (8)$$

$$\underline{\dot{x}} = \underline{A}\underline{x} + \underline{S}\underline{a}_s \quad (9)$$

Em que:

$$\underline{A} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}$$

- Matriz de Estado ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$) que envolve as propriedades do sistema discretizado, referentes à distribuição de massa, amortecimento e rigidez do elemento.

$$\underline{S} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ -\underline{s} \end{bmatrix}$$

- Matriz ($2N_{GL} \times 3$) que envolve um vetor de zeros e a matriz com coeficientes unitários para a distribuição das histórias de acelerações pelos graus de liberdade do modelo discretizado.

3.2.3 Análise modal complexa. Valores e vetores próprios da matriz de estado

Com a formulação de estado a análise modal é efetuada calculando os valores e vetores próprios da matriz de estado (números complexos) com base nos quais se obtêm as frequências naturais, os amortecimentos modais e as configurações dos modos de vibração do sistema.

Com base nos referidos vetores próprios complexos da matriz de estado podemos montar uma matriz modal de estado Φ_E , de dimensão $2N_{GL} \times 2N_{GL}$, com base na qual a equação de estado $\dot{\underline{x}} = \underline{A} \underline{x} + \underline{S} \underline{a}_s$, pode ser diagonalizada.

A matriz modal de estado Φ_E é uma matriz cujas colunas correspondem, como referido, aos vetores próprios da matriz de estado $\underline{A}$, sendo $\Phi_E = [\Phi_{E1} \dots \Phi_{En} \dots \Phi_{E2N_{GL}}]$. A determinação de Φ_E envolve a resolução do seguinte problema de valores e vetores próprios ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$):

$$\underline{A}\Phi_E = \lambda_E \Phi_E \Leftrightarrow [\underline{A} - \lambda_E \underline{I}] \Phi_E = \underline{0} \quad (10)$$

cujas resolução permite obter $2N_{GL}$ valores próprios complexos (de estado) λ_E e os correspondentes vetores próprios que constituem as colunas da matriz $\Phi_E = [\Phi_{E1} \dots \Phi_{En} \dots \Phi_{E2N_{GL}}]$.

Assim podemos organizar os valores próprios numa matriz diagonal (N_{GL} valores próprios complexos e correspondentes conjugados)

$$\underline{\lambda}_E = \begin{bmatrix} \underline{\lambda} & \underline{0} \\ \underline{0} & \bar{\underline{\lambda}} \end{bmatrix}, \text{ com } \underline{\lambda} = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \lambda_n & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (11)$$

$$\lambda_n = -\xi_n \omega_n + i\omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2}, \quad n=1, \dots, 2N_{GL} \quad (12)$$

e os vetores próprios, na seguinte matriz:

$$\Phi_E = \begin{bmatrix} \Phi_{uE} & \bar{\Phi}_{uE} \\ \Phi_{uE} \underline{\lambda} & \bar{\Phi}_{uE} \bar{\underline{\lambda}} \end{bmatrix} \quad (13)$$

em que $\Phi_{uE} = [\dots \phi_n \dots]$, ($n=1, 2, \dots, N_{GL}$), considerando que ϕ_n são coordenadas complexas.

A partir dos valores próprios λ_n , obtêm-se as frequências modais (ω_n) e os amortecimentos modais (ξ_n):

$$\omega_n = |\lambda_n| \quad (14)$$

$$\xi_n = -\frac{\text{Re}(\lambda_n)}{\omega_n} \quad (15)$$

A partir dos vetores próprios complexos podem obter-se configurações modais não-estacionárias (Veletsos & Ventura, 1986), como se mostra na Figura 3.3.

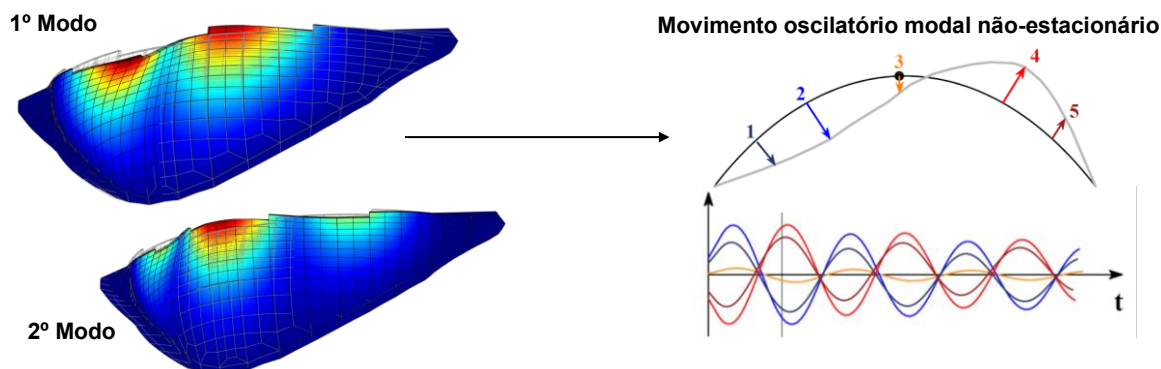


Figura 3.3 – Análise modal de um sistema com amortecimento generalizado. Exemplo de modo complexo (não-estacionário): movimentos oscilatórios modais na barragem

3.3 Análise sísmica linear: Integração no domínio do tempo

A análise sísmica linear pode ser efetuada utilizando o método de Newmark para integração no domínio do tempo. A formulação proposta permite resolver a equação de equilíbrio dinâmico, definida em cada instante no tempo, $t+\Delta t$, como:

$$\underline{\underline{m}} \ddot{\underline{\underline{u}}}_{t+\Delta t} + \underline{\underline{c}} \dot{\underline{\underline{u}}}_{t+\Delta t} + \underline{\underline{k}} \underline{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \underline{\underline{F}}_{t+\Delta t} \quad (16)$$

sendo, neste caso de análise sísmica, $\underline{\underline{F}}_{t+\Delta t} = -\underline{\underline{m}} \underline{\underline{s}}_{t+\Delta t}$.

De acordo com o método de Newmark (1959), os valores dos deslocamentos e velocidades em $t+\Delta t$ são obtidos a partir de expansões em série de Taylor, e pode-se assumir que as acelerações são constantes ou que variam linearmente entre t e $t+\Delta t$:

$$\begin{aligned} \underline{\underline{u}}_{t+\Delta t} &= \underline{\underline{u}}_t + \Delta t \cdot \dot{\underline{\underline{u}}}_t + \Delta t^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \cdot \ddot{\underline{\underline{u}}}_t + \Delta t^2 \cdot \beta \cdot \ddot{\underline{\underline{u}}}_{t+\Delta t} \\ \dot{\underline{\underline{u}}}_{t+\Delta t} &= \dot{\underline{\underline{u}}}_t + \Delta t \cdot (1 - \gamma) \cdot \ddot{\underline{\underline{u}}}_t + \Delta t \cdot \gamma \cdot \ddot{\underline{\underline{u}}}_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (17)$$

onde β e γ são parâmetros que definem o tipo de variação das acelerações, ou, neste caso, de $\ddot{\underline{\underline{u}}}(t)$, entre t e $t+\Delta t$; no *DamDySSA6.0* assume-se $\lambda = 1/2$ e $\beta = 1/4$, o que significa que se adota a hipótese de aceleração constante ao longo do intervalo (valor médio) e que o método é incondicionalmente estável e sem amortecimento artificial (Newmark, 1959).

Considerando as soluções aproximadas acima referidas, com a hipótese de $\ddot{\underline{\underline{u}}}$ constante entre t e $t+\Delta t$, a equação dinâmica do sistema pode ser escrita em função da variável $\underline{\underline{u}}_{t+\Delta t}$ da seguinte maneira

$$(\alpha_0 \underline{\underline{m}} + \alpha_1 \underline{\underline{c}} + \underline{\underline{k}}) \underline{\underline{u}}_{t+\Delta t} = \underline{\underline{F}}_{t+\Delta t} + \underline{\underline{m}} (\alpha_0 \underline{\underline{u}}_t + \alpha_2 \dot{\underline{\underline{u}}}_t + \alpha_3 \ddot{\underline{\underline{u}}}_t) + \underline{\underline{c}} (\alpha_1 \underline{\underline{u}}_t + \alpha_4 \dot{\underline{\underline{u}}}_t + \alpha_5 \ddot{\underline{\underline{u}}}_t) \quad (18)$$

permitindo assim definir a matriz de “rigidez dinâmica” $\underline{K}^*$ e o vetor de forças equivalentes $\underline{P}_{t+\Delta t}^*$

$$\begin{aligned}\underline{K}^* &= \alpha_0 \underline{m} + \alpha_1 \underline{c} + \underline{k} \\ \underline{P}_{t+\Delta t}^* &= \underline{F}_{t+\Delta t} + \underline{m}(\alpha_0 \underline{u}_t + \alpha_2 \dot{\underline{u}}_t + \alpha_3 \ddot{\underline{u}}_t) + \underline{c}(\alpha_1 \underline{u}_t + \alpha_4 \dot{\underline{u}}_t + \alpha_5 \ddot{\underline{u}}_t)\end{aligned}\quad (19)$$

onde α_i são constantes auxiliares definidas por

$$\begin{aligned}\alpha_0 &= \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \quad ; \quad \alpha_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \quad ; \quad \alpha_3 = \frac{1}{2\beta} - 1 \\ \alpha_4 &= \frac{\gamma}{\beta} - 1 \quad ; \quad \alpha_5 = \frac{\Delta t}{2} \cdot \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right) \quad ; \quad \alpha_6 = (1 - \gamma) \cdot \Delta t \quad ; \quad \alpha_7 = \gamma \cdot \Delta t\end{aligned}\quad (20)$$

Assim, estabelece-se a equação dinâmica na forma equivalente

$$\underline{K}^* \underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{P}_{t+\Delta t}^* \quad (21)$$

de modo a calcular a resposta ao longo do tempo para todos os pontos da malha de elementos finitos e as respetivas derivadas no tempo,

$$\begin{aligned}\underline{u}_{t+\Delta t} &= \frac{\underline{P}_{t+\Delta t}^*}{\underline{K}^*} \\ \dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} &= \frac{2}{\Delta t} (\underline{u}_{t+\Delta t} - \underline{u}_t) - \dot{\underline{u}}_t \\ \ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} &= \frac{1}{\underline{m}} (\underline{F}_{t+\Delta t} - \underline{c} \dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} - \underline{k} \underline{u}_{t+\Delta t})\end{aligned}\quad (22)$$

Para a análise estrutural da barragem, o programa *DamDySSA6.0* permite obter representações adequadas dos campos de deslocamentos e de tensões em vários instantes ao longo do tempo (Figura 3.4).

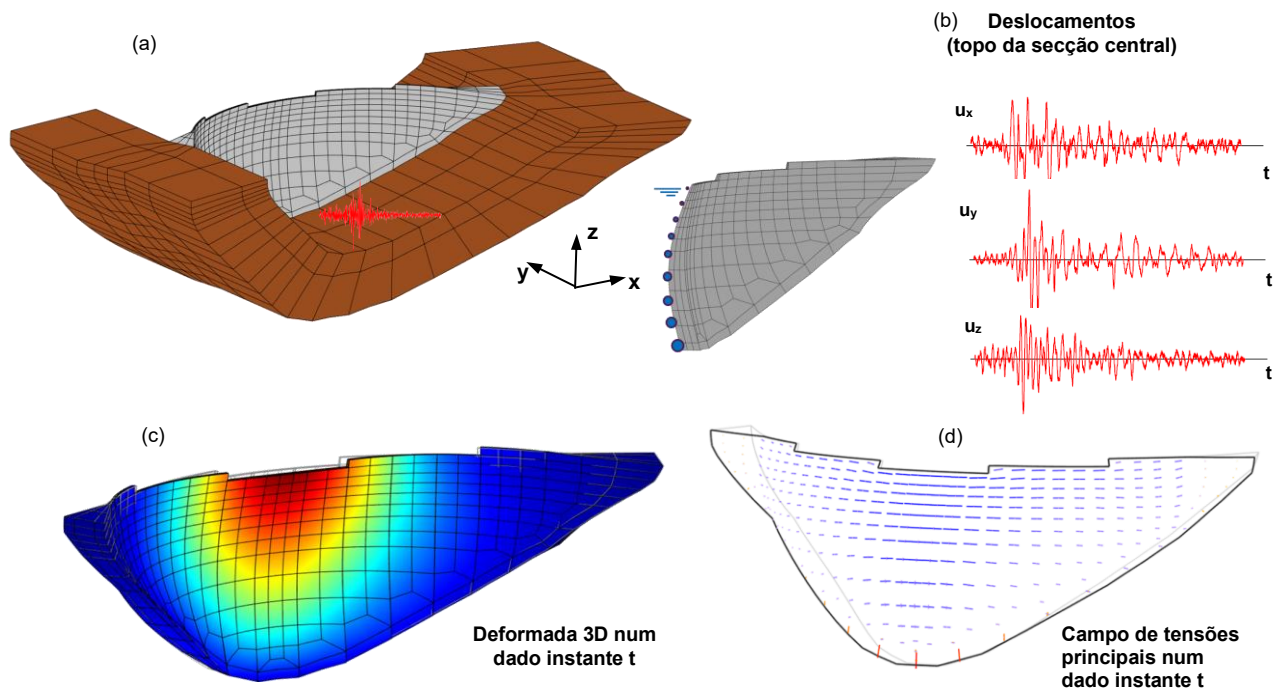


Figura 3.4 – Resposta sísmica linear: Discretização em EF (a), histórias de deslocamentos num ponto do topo da secção central (b), deformada 3D (c) e tensões principais no paramento de montante (d) num dado instante t

3.4 Análise sísmica não-linear: método numérico no domínio do tempo com movimentos de juntas e danos no betão

A resposta dinâmica não-linear é calculada com o *DamDySSA6.0* utilizando o método de Newmark preparado para considerar os movimentos de juntas e o comportamento do betão até à rotura com base num modelo de dano isotrópico (com enfraquecimento) com duas variáveis de dano independentes d^+ (dano à tração) e d^- (dano à compressão). Neste caso não-linear o método de Newmark é combinado com um método iterativo de redistribuição de tensões (*stress-transfer*) (de Borst et al., 2012; Zienkiewicz et al., 2014), com vista a simular o comportamento não-linear das juntas e do betão em cada passo no tempo $t+\Delta t$.

Assim, a equação que descreve o comportamento dinâmico ao longo do tempo em regime não-linear pode ser escrita na seguinte forma incremental

$$\underline{m} \ddot{\underline{u}}_{t+\Delta t} + \underline{c} \dot{\underline{u}}_{t+\Delta t} + \underline{k} \underline{u}_{t+\Delta t} = \underline{F}_{t+\Delta t} + \underline{\Psi}_{t+\Delta t} \quad (23)$$

onde $\underline{\Psi}$ representa o vetor das forças desequilibradas, o qual é introduzido com o objetivo de simular o processo de redistribuição de tensões associado ao comportamento não-linear nas juntas e no betão.

Seguindo o procedimento para integração no domínio do tempo atrás descrito, a equação dinâmica não-linear pode ser agora escrita da seguinte forma

$$\underline{K}_{\sim t+\Delta t}^* \underline{u}_{\sim t+\Delta t} = \underline{P}_{\sim t+\Delta t}^* + \underline{\Psi}_{\sim t+\Delta t} \quad (24)$$

a qual permite calcular a resposta dinâmica não-linear ao longo do tempo considerando os movimentos de abertura/fecho/deslizamento em juntas e fendas e considerando a progressão do dano (Figura 3.5).

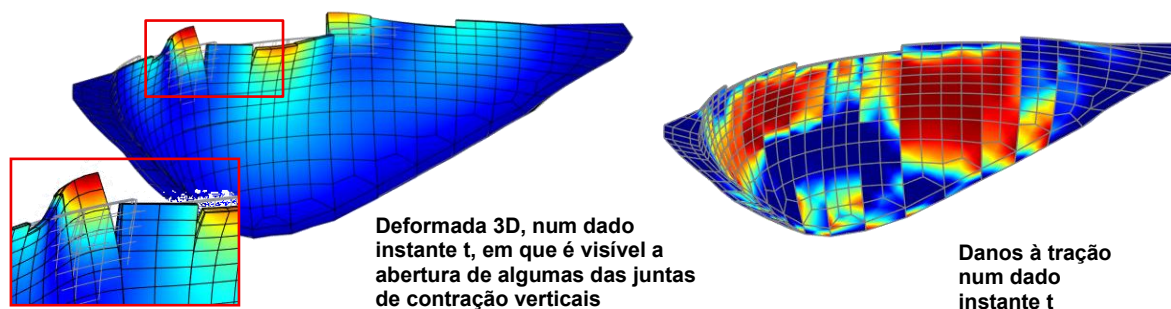


Figura 3.5 – Resposta sísmica não-linear de uma barragem abóbada. Deformada e danos à tração (paramento de jusante) num dado instante

3.4.1 Método iterativo de redistribuição de tensões

No *DamDySSA6.0*, o processo iterativo de redistribuição de tensões é realizado em cada instante $t+\Delta t$ do cálculo dinâmico não-linear, do qual resultam as forças nodais desequilibradas $\underline{\Psi}_{\sim t+\Delta t}$. O processo iterativo implementado está dividido em dois subprocessos iterativos (Alegre, 2021), executados consecutivamente: o primeiro, para simular os efeitos estruturais devidos aos movimentos das juntas, e o segundo, para simular o comportamento do betão até à rotura sob tensões de tração e de compressão. Assim, as forças desequilibradas em cada iteração do processo de *stress-transfer* estão associadas às tensões desequilibradas devido ao comportamento não-linear das juntas e do betão; as tensões desequilibradas são calculadas como a diferença entre as tensões instaladas e as resistências dos materiais, utilizando os modelos constitutivos apresentados em seguida.

A convergência de cada subprocesso iterativo é verificada, no final de cada iteração, com o objetivo de avaliar a capacidade da barragem para redistribuir as tensões desequilibradas resultantes, ou seja, de avaliar se é alcançado o equilíbrio estrutural (de Borst et al., 2012; Zienkiewicz et al., 2014). Caso a barragem apresente suficiente capacidade resistente para suportar as forças dinâmicas, o processo iterativo é convergente; caso contrário, o processo é divergente.

3.4.2 Modelo constitutivo para o comportamento não-linear das juntas

O comportamento não-linear das juntas é simulado utilizando um modelo constitutivo baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb, de modo a avaliar a resistência a tensões normais e de corte, e considerando leis de tensão-deslocamento adequadas para ter em conta movimentos de

abertura/fecho e deslizamento (G. L. Fenves et al., 1992; Niwa & Clough, 1982). As propriedades elásticas do material da junta são a rigidez normal K_N e a rigidez tangencial K_T , e as propriedades resistentes são a coesão c e o ângulo de atrito interno ϕ . O estado de tensão num determinado ponto da superfície da junta é representado pelo tensor $\sigma = [\tau_1 \ \tau_2 \ \sigma_N]^T$ que inclui duas componentes da tensão de corte (aplicadas no plano da junta) e a tensão normal σ_N . Com vista a avaliar o estado de tensão, considera-se a tensão normal σ_N e uma tensão de corte equivalente $\tau = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2}$ (de valor positivo), para comparação com a resistência do material da junta. Com base no critério de Mohr-Coulomb, que permite definir os valores de tensão que limitam o comportamento elástico linear da junta, as tensões resistentes à tração f_t e ao corte τ_R são dadas por

$$\begin{aligned} f_t &= c \cdot \frac{2 \cos(\phi)}{1 + \sin(\phi)} \\ \tau_R &= c + |\sigma_N| \cdot \tan(\phi) \end{aligned} \quad (25)$$

As juntas resistem a movimentos de abertura e deslizamento por coesão e fricção, sendo que a resistência ao deslizamento também depende da tensão normal instalada. Neste modelo pode-se assumir: (i) coesão nula (Figura 3.6a), para representar juntas planas e/ou lisas, sem resistência à tração e com resistência ao corte proporcional a tensões normais de compressão; ou (ii) coesão não-nula (Figura 3.6b), de modo a ter em conta um dado nível de resistência à tração e um acréscimo da resistência ao deslizamento (por exemplo, para simular o efeito de aumento de resistência ao corte conferido pelas caixas de corte que podem existir nas superfícies de contacto entre blocos adjacentes de barragens abóbada).

Em relação ao comportamento da junta, sob tensões de compressão a junta fecha e comporta-se linearmente, enquanto sob tensões de tração a junta abre e comporta-se linearmente até à resistência à tração ser ultrapassada, momento a partir do qual a junta somente transmite tensões sob compressão, $\sigma_N \geq f_t$. Sob tensões de corte, considerando uma dada tensão normal aplicada σ_a , o comportamento da junta passa a ser não-linear quando é ultrapassada a resistência ao corte, $\tau \geq \tau_R$, originando movimentos de deslizamento (quando a junta está fechada, sob compressão, aumenta a resistência ao corte).

3.4.3 Modelo constitutivo de dano para o betão

O comportamento não-linear do betão até à rotura é simulado com base num modelo constitutivo de dano isotrópico com enfraquecimento sob tensões de tração e de compressão (Faria, 1994; Oliveira, 2000; Oliveira & Faria, 2006). Este é um modelo que permite reproduzir a formação e propagação de fendas sob tensões de tração e o fenómeno de confinamento 3D sob tensões de compressão, dois aspetos fundamentais para análise do comportamento não-linear de barragens de betão, em particular para ações sísmicas de grande intensidade, dado que podem ocorrer trações e compressões consideráveis.

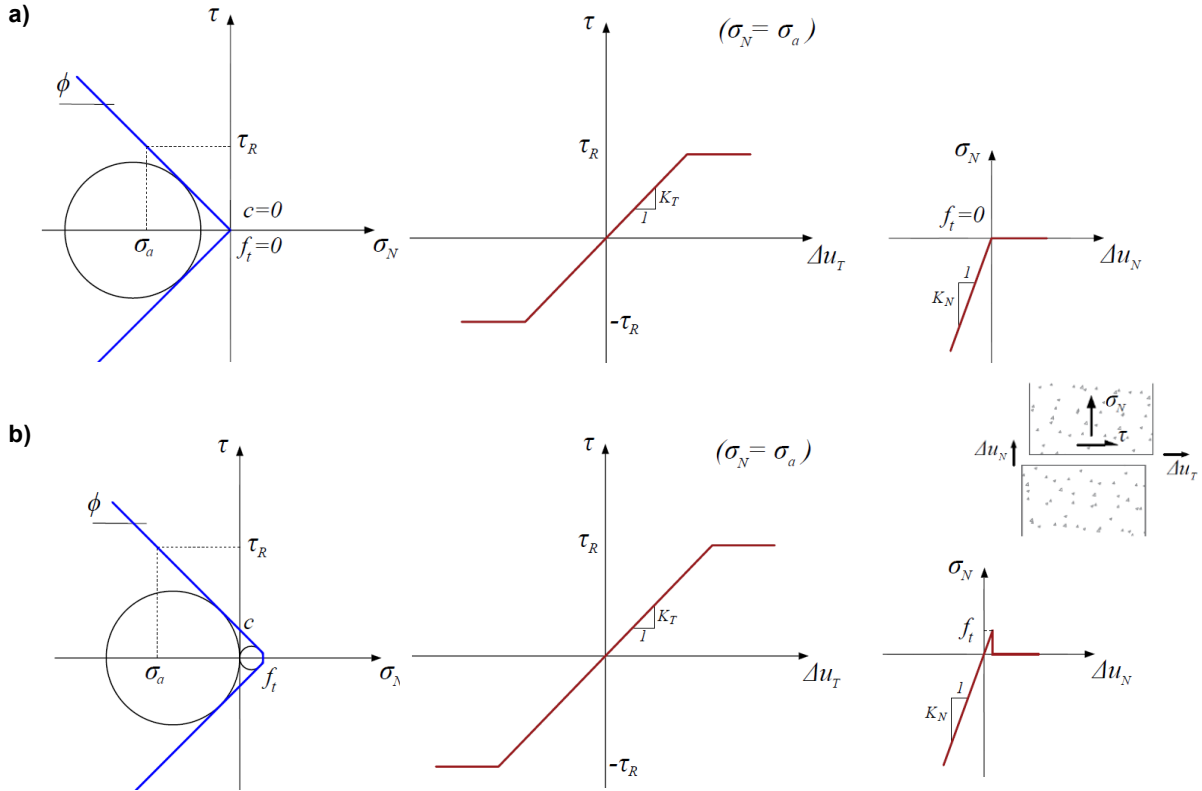


Figura 3.6 – Modelo constitutivo utilizado para simular o comportamento não-linear das juntas a) sem coesão e b) com coesão. Critério de rotura de Mohr-Coulomb e leis de tensão-deslocamento

Neste modelo constitutivo utilizam-se duas variáveis de dano independentes para caracterizar o estado de dano interno do material, nomeadamente, d^+ , para o dano à tração, e d^- , para o dano à compressão, dado que o comportamento não-linear do betão envolve processos de enfraquecimento com características distintas à tração e à compressão (Figura 3.7). Assim, a lei constitutiva não-linear do betão é definida como

$$\tilde{\sigma} = (1-d^+) \tilde{\sigma}^+ + (1-d^-) \tilde{\sigma}^- \quad (26)$$

em que as variáveis de dano são sempre $d^+ \geq 0$ e $d^- \geq 0$, de modo a representar adequadamente a natureza irreversível do processo de deterioração do material (a dissipação de energia não diminui durante o processo de rotura) (Oliveira & Faria, 2006). Além disso, considerou-se a decomposição do tensor das tensões efetivas $\tilde{\sigma} = \underline{D} \cdot \underline{\varepsilon}$, que representa as tensões instaladas na área resistente (ou não-danificada) do material, nas componentes de tração $\tilde{\sigma}^+$ e de compressão $\tilde{\sigma}^-$, representadas no espaço das tensões e direções principais (Faria et al., 1998).

A evolução do processo de deterioração no betão é controlada utilizando leis de evolução do dano e critérios de dano específicos (Faria, 1994; Oliveira, 2000; Oliveira & Faria, 2006). Nesse sentido, estabelecem-se limiares de tensão para a tração e para a compressão, r_0^+ e r_0^- , de modo a definir os limites do domínio do comportamento elástico-linear, e utilizam-se tensões efetivas equivalentes, $\tilde{\tau}$, quantificadas por escalares positivos, para permitir a comparação entre o estado de tensão aplicado e

os referidos limiares de tensão (Faria & Oliver, 1993; Simo & Ju, 1987); neste modelo, tendo em conta que se faz a decomposição do tensor das tensões efetivas $\tilde{\sigma}$ nas componentes de tração $\tilde{\sigma}^+$ e de compressão $\tilde{\sigma}^-$, também se consideram tensões efetivas equivalentes de tração $\tilde{\tau}^+$ e de compressão $\tilde{\tau}^-$. Os limiares de tensão e as tensões efetivas equivalentes são calculados como

$$r_0^+ = \frac{f_0^+}{\sqrt{E}} \quad ; \quad r_0^- = \sqrt{\frac{\sqrt{3}}{3} (K f_0^- + \sqrt{2} |f_0^-|)} \quad (27)$$

$$\tilde{\tau}^+ = \sqrt{(\tilde{\sigma}^+)^T \underline{D}^{-1} \tilde{\sigma}^+} \quad ; \quad \tilde{\tau}^- = \sqrt{\sqrt{3} (K \tilde{\sigma}_{oct}^- + \tilde{\tau}_{oct}^-)} \quad (28)$$

onde f_0^+ e f_0^- indicam as tensões máximas admissíveis em regime elástico-linear, K é uma propriedade do material relacionada com a superfície de cedência, e $\tilde{\sigma}_{oct}^-$ e $\tilde{\tau}_{oct}^-$ são as componentes normal e de corte da tensão octaédrica, a qual é obtida a partir do tensor das tensões efetivas de compressão $\tilde{\sigma}^-$ (Oliveira, 2000).

Assim, assume-se que o processo de enfraquecimento/deterioração tem início assim que a tensão equivalente ultrapassa o limiar elástico linear, $\tilde{\tau}^\pm > r_0^\pm$, levando a que seja $d^\pm > 0$. A partir daí, o cálculo é efetuado assumindo comportamento não-linear, ou seja, os limiares de tensão são redefinidos como os maiores valores atingidos anteriormente pelas respetivas tensões efetivas equivalentes, $r_k^\pm = \tilde{\tau}^\pm$, e sempre que as tensões equivalentes ultrapassarem os novos limiares, $\tilde{\tau}_{k+1}^\pm > r_k^\pm$, os danos aumentam $d_{k+1}^\pm \geq d_k^\pm > 0$. Com base neste modelo, tanto os limiares de tensão como os valores dos danos são consecutivamente atualizados ao longo do cálculo não-linear, de modo a controlar a evolução do processo de deterioração e, simultaneamente, a ter em conta a sua irreversibilidade.

No que diz respeito à evolução do dano, adotam-se leis de evolução específicas para as duas variáveis de dano de modo a reproduzir o comportamento do betão até à rotura, com enfraquecimento sob tensões de tração e com endurecimento seguido de enfraquecimento sob tensões de compressão. Neste modelo, as leis de evolução do dano são

$$d^+ = 1 - \frac{r_0^+}{\tilde{\tau}^+} e^{A^+ \left(1 - \frac{\tilde{\tau}^+}{r_0^+} \right)} \quad ; \quad d^- = 1 - \frac{r_0^-}{\tilde{\tau}^-} (1 - A^-) - A^- e^{B^- \left(1 - \frac{\tilde{\tau}^-}{r_0^-} \right)} \quad (29)$$

em que A^+ e A^- e B^- são parâmetros definidos para garantir a adequada dissipação de energia, respetivamente, durante o processo de fratura e durante a rotura por compressão.

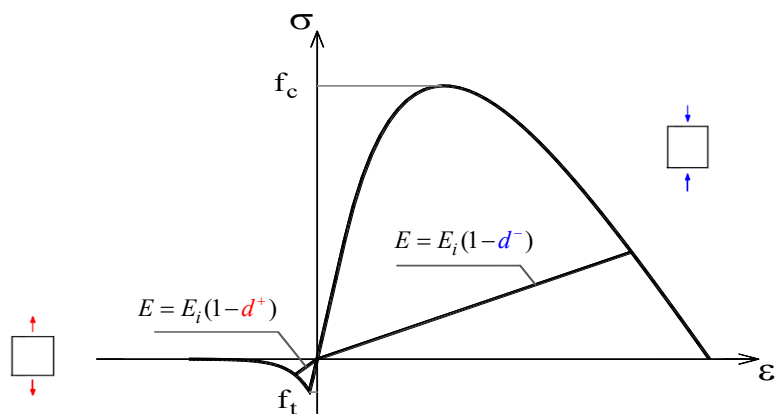


Figura 3.7 – Modelo constitutivo de dano com duas variáveis de dano independentes.
Diagrama de tensão-deformação para tração e compressão uniaxial

4 | Verificação da segurança sísmica

Neste capítulo apresentam-se os principais resultados dos mais recentes estudos de aplicação realizados sobre o comportamento sísmico da barragem da Bouçã, utilizando resultados de modelos de elementos finitos calibrados com recurso a dados experimentais. Neste relatório estuda-se a resposta sísmica da barragem da Bouçã, com base em um evento sísmico aplicado, na fundação, em três direções, e efetua-se um estudo sobre o comportamento sísmico não-linear da barragem para verificação da segurança sísmica (seção 4.3), propondo uma metodologia para avaliação do desempenho sísmico da obra com base na evolução dos danos à tração e à compressão na barragem sob excitação sísmica, considerando: a) sismos de intensidades diferentes, nomeadamente 0,1g, 0,2g, 0,4g, 0,6g, 1,0g e 2,0g e; b) cotas de água variáveis, nomeadamente 175 m (cota do lábio do descarregador central), 160 m e 152 m (2 m acima da fenda horizontal presente no paramento de jusante da barragem).

Por fim, neste capítulo apresenta-se um estudo de verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã, utilizando uma metodologia em que o desempenho sísmico da obra é avaliado com base na evolução dos danos à tração e à compressão, sob ações com intensidades crescentes (Oliveira, Alegre, Ramos, Proença, Jorge M., et al., 2024; Oliveira, Alegre, Ramos, Serra, et al., 2024; Ramos et al., 2025).

4.1 Metodologia para verificação da segurança sísmica de barragens abóbada

De acordo com a metodologia adotada neste trabalho, a avaliação do desempenho sísmico da barragem deve envolver a avaliação dos danos à tração e à compressão no corpo da barragem e a avaliação da estabilidade de blocos, nomeadamente, no caso da barragem da Bouçã, a avaliação sísmica deve envolver: i) a análise da progressão do dano à tração e à compressão que se verifica quando são aplicados sequencialmente vários acelerogramas sísmicos, escalados com acelerações de pico crescentes - nesta análise é necessário utilizar um modelo de dano que permita avaliar separadamente a progressão do dano à tração e do dano à compressão (nos cálculos para determinar a progressão dos danos é importante ter em conta a influência dos movimentos de abertura/fecho e deslizamento das juntas e fendas); e ii) a análise da estabilidade dos blocos que se formam acima da fenda horizontal (analisa-se, em particular, a possibilidade de queda de blocos para montante).

Assim, com a metodologia proposta calcula-se: i) um valor limite para a aceleração de pico a partir da qual ocorrem danos à tração (a_d^+) elevados, para os quais fica comprometida a operacionalidade; e ii) um valor da aceleração de pico a partir da qual ocorrem danos à compressão (a_d^-) que podem levar

ao colapso da barragem (ou de parte da barragem). Essencialmente, estes limites de resistência correspondem aos valores de aceleração que a barragem suporta sem que ocorram danos inaceitáveis, de acordo com os critérios de desempenho definidos para o SBP (níveis baixos de danos à tração) e para o SMP (níveis baixos de danos à compressão). Assim, a verificação da segurança sísmica da barragem é efetuada através da comparação entre os referidos valores limites de aceleração (a_d^+ e a_d^-) e os valores prescritos para as acelerações de pico no terreno, respetivamente, para o SBP e para o SMP no local da obra. Assim, a segurança sísmica da barragem é verificada para o SBP, se $a_{SBP} < a_d^+$, e para o SMP, se $a_{SMP} < a_d^-$. Para o caso do SMP a metodologia proposta prevê ainda que deve ser avaliada a capacidade dos blocos localizados acima da fenda para resistirem ao derrubamento para montante devido à ação sísmica – neste caso também se aplicam sequencialmente vários acelerogramas sísmicos, escalados com aceleração de pico crescente, com vista a determinar o valor da aceleração de pico a partir da qual pode ocorrer derrubamento de blocos para montante (o derrubamento de blocos pode conduzir à libertação descontrolada de água).

Os critérios de desempenho sísmico adotados estão associados aos níveis de danos no corpo da barragem, com vista a cumprir os requisitos definidos para as grandes barragens sob os níveis de excitação sísmica correspondentes ao SBP e ao SMP (APA, 2018). No que diz respeito aos danos à tração, considera-se inaceitável a ocorrência de roturas (fendilhação) em áreas significativas dos paramentos, particularmente se houver propagação das roturas ao longo da espessura das consolas; um estado de deterioração deste tipo poderia afetar a integridade estrutural da barragem, exigindo a interrupção das condições normais de exploração para realizar ações de reparação, e, portanto, não seriam cumpridos os requisitos para o comportamento de barragens de betão sob o SBP. Em relação aos danos à compressão, um cenário inaceitável envolveria a ocorrência de roturas ou esmagamentos por compressão do betão em zonas chave do corpo da obra, e.g., nos blocos superiores das principais consolas; este cenário iria causar o colapso nessas zonas e consequentemente a libertação descontrolada de água da albufeira, não cumprindo assim os requisitos de desempenho sísmico sob ação do SMP.

Por fim salienta-se que nas verificações de segurança sísmica atrás referidas é importante simular o comportamento sísmico da barragem para diversos valores de cota de água, dado que a situação de albufeira cheia nem sempre é a mais desfavorável.

Em resumo, a aplicação desta metodologia (Figura 4.1) envolve essencialmente quatro fases:

- **Fase 1:** Desenvolvimento do modelo de elementos finitos do sistema barragem-fundação com definição e calibração das propriedades dos materiais (betão e rocha) e das propriedades das juntas, definição da ação sísmica a aplicar e definição dos valores das cotas de água a considerar.
- **Fase 2:** Realização dos cálculos sísmicos não-lineares com base nos registos sísmicos aplicados em três direções e obtenção dos resultados da resposta não-linear em vários instantes de tempo (deformadas com movimentos de juntas, campos de tensões principais, e danos à tração e à compressão).

- **Fase 3:** Determinação dos danos à tração e compressão, para sismos de várias intensidades e para as várias cotas de água definidas, com vista a calcular os valores de aceleração correspondentes aos limites de resistência da barragem e posterior comparação com os valores de referência da aceleração de pico no terreno (SBP e SMP) para o local onde a barragem foi construída.
- **Fase 4:** Verificação da estabilidade de blocos (nomeadamente verificação da possibilidade de derrubamento de blocos para montante, em particular, blocos situados acima de fendas horizontais, como é o caso presente da barragem da Bouçã). Esta estabilidade é verificada garantindo que o centro de gravidade do bloco, durante o evento sísmico, nunca ultrapassa o centro de rotação do mesmo.

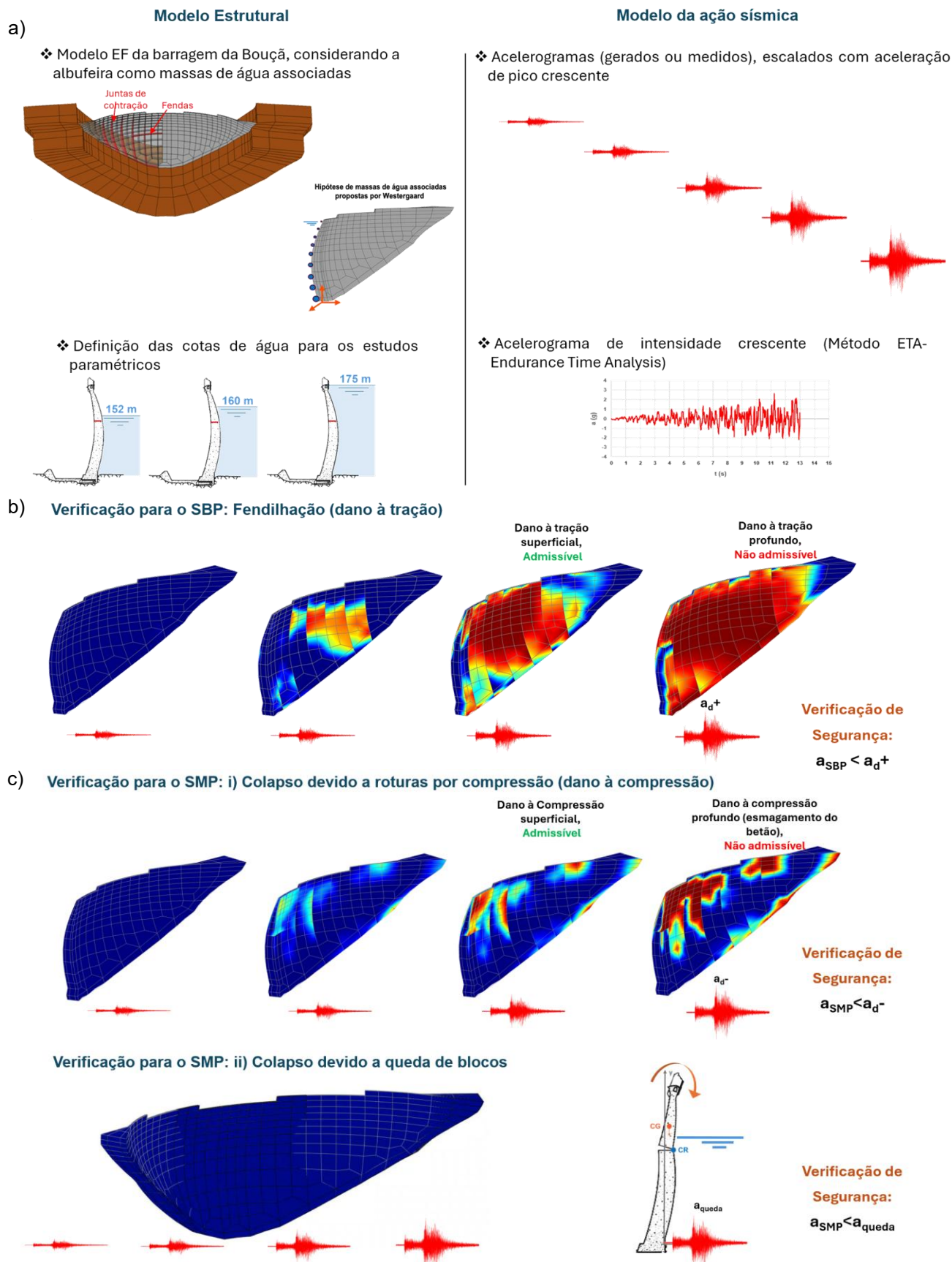


Figura 4.1 – Metodologia proposta de verificação da segurança sísmica de grandes barragens de betão: a) definição do modelo de elementos finitos, cotas de água e ação sísmica; b) verificação da segurança para o SBP (considerando danos à tração); c) verificação da segurança para o SMP: i) cenário de colapso devido a roturas por esmagamento (danos à compressão) ; e ii) cenário de derrubamento de blocos

4.2 Modelo de elementos finitos e modelo da ação sísmica

O estudo de verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã apresentado neste trabalho foi realizado com base numa análise sísmica não-linear, para uma combinação de ações envolvendo o peso-próprio da barragem (PP), a pressão hidrostática da água (PH) e uma ação sísmica (AS) aplicada na base da barragem. Neste estudo foram consideradas as cotas de água de i) 175 m, à cota do descarregador central, ii) 160 m, considerando uma cota 10 m acima da fenda horizontal, e, iii) cota 152 m, considerando água 2 m acima da fenda horizontal. Para além da variação nas cotas de água, foram também considerados vários acelerogramas sísmicos escalados, aplicados na base (nas três direções), nomeadamente 0,1g (correspondendo ao Sismo Base de Projeto), 0,2g (equivalendo o sismo máximo de projeto) para verificação direta da segurança, assim como 0,4g, 0,6g, 1,0g e 2,0g de modo a determinar valores limite de acelerações que a barragem consegue suportar.

Os cálculos foram efetuados utilizando o modelo de elementos finitos do sistema barragem-fundação (Figura 4.2), considerando os parâmetros não-lineares presentes na Figura 2.6, previamente calibrado com base nos parâmetros modais identificados (Figura 2.8) e na resposta sísmica medida em obra (Figura 2.7) e considerando um coeficiente de amortecimento de 5% nas frequências dos primeiros modos.

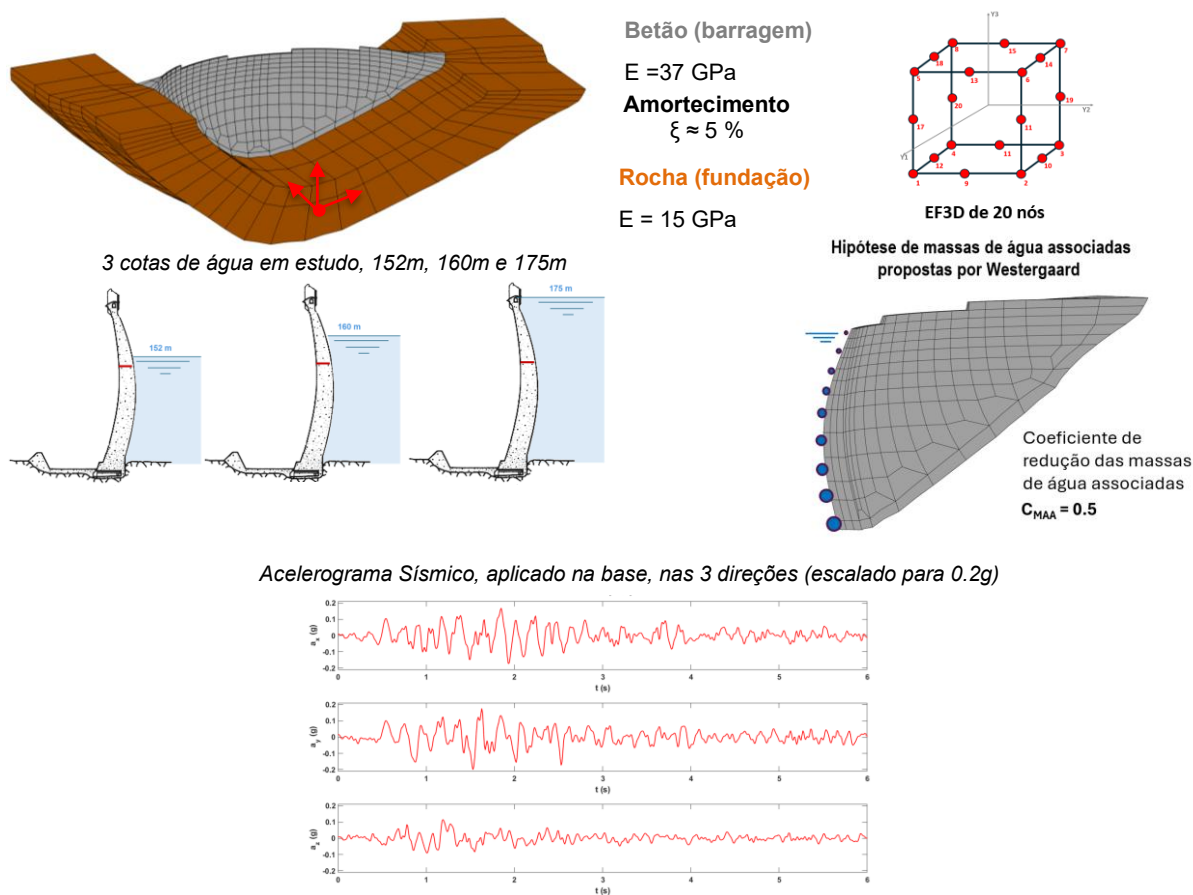


Figura 4.2 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Definição dos materiais, consideração da interação água-estrutura com massas de água associadas e definição das cotas de água utilizadas no estudo.
 Definição da ação sísmica, aplicada em 3 direções, escalada

4.3 Verificação da segurança sísmica para o SBP e para o SMP

O estudo de verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã apresentado neste relatório foi realizado com base na metodologia proposta anteriormente, considerando três cotas de água distintas, nomeadamente 152 m, 160 m e 175 m. Utilizando o modelo de elementos finitos e o modelo da ação sísmica descritos anteriormente (Figura 4.2), apresentam-se neste capítulo os principais resultados da resposta sísmica não-linear da barragem da Bouçã, com vista à verificação da segurança para o SBP e para o SMP.

4.3.1 Verificação da segurança para o SBP. Cenário de fendilhação: Danos à tração

Para o SBP a estrutura deve resistir com fendilhação limitada, isto é, apenas com danos à tração superficiais, ou seja, com propagação reduzida na espessura do betão. Neste caso são aplicados acelerogramas sísmicos com acelerações de pico crescentes e acompanha-se a evolução do dano à tração desde estados iniciais (fendas superficiais) até situações críticas onde o dano à tração atravessa toda a espessura, determinando-se assim o valor da aceleração máxima admissível para garantir que apenas ocorre fendilhação pouco profunda que não compromete a funcionalidade da obra.

Neste caso, da barragem da Bouçã, foi verificada a evolução dos danos à tração (Figura 4.3) para vários acelerogramas sísmicos, escalados para valores crescentes da aceleração de pico, considerando as três cotas de água atrás referidas (152 m, 160 m e 175 m).

Na Figura 4.3, pode-se verificar que ocorre uma progressão gradual dos danos à tração no corpo da barragem, quando a aceleração de pico do acelerograma sísmico aplicado é aumentada. Para a aceleração de pico de 0,1g (SBP) pode-se verificar que não existem danos à tração na estrutura, o que significa que é verificada a segurança da barragem para o SBP. Pode-se verificar também que para a aceleração de pico de 0,2g surgem os primeiros danos, superficiais, para a água à cota 152 m (para as cotas de água 160 m e 175 m, este valor de aceleração de 0,2g não provoca quaisquer danos). Para a aceleração de pico de 0,4g ocorrem extensos danos à tração (ainda com pouca profundidade), mais graves, para a água à cota 152 m. Para a aceleração de pico de 0,6g ocorrem danos à tração extensos e que atingem praticamente toda a espessura em várias zonas do corpo da obra, para qualquer uma das cotas de água estudadas, o que corresponde a um nível de fendilhação que afeta a funcionalidade da obra e que exigiria intervenções de reparação. Do exposto verifica-se que, para uma aceleração de pico de 0,6g ficam comprometidos os requisitos de funcionalidade da obra.

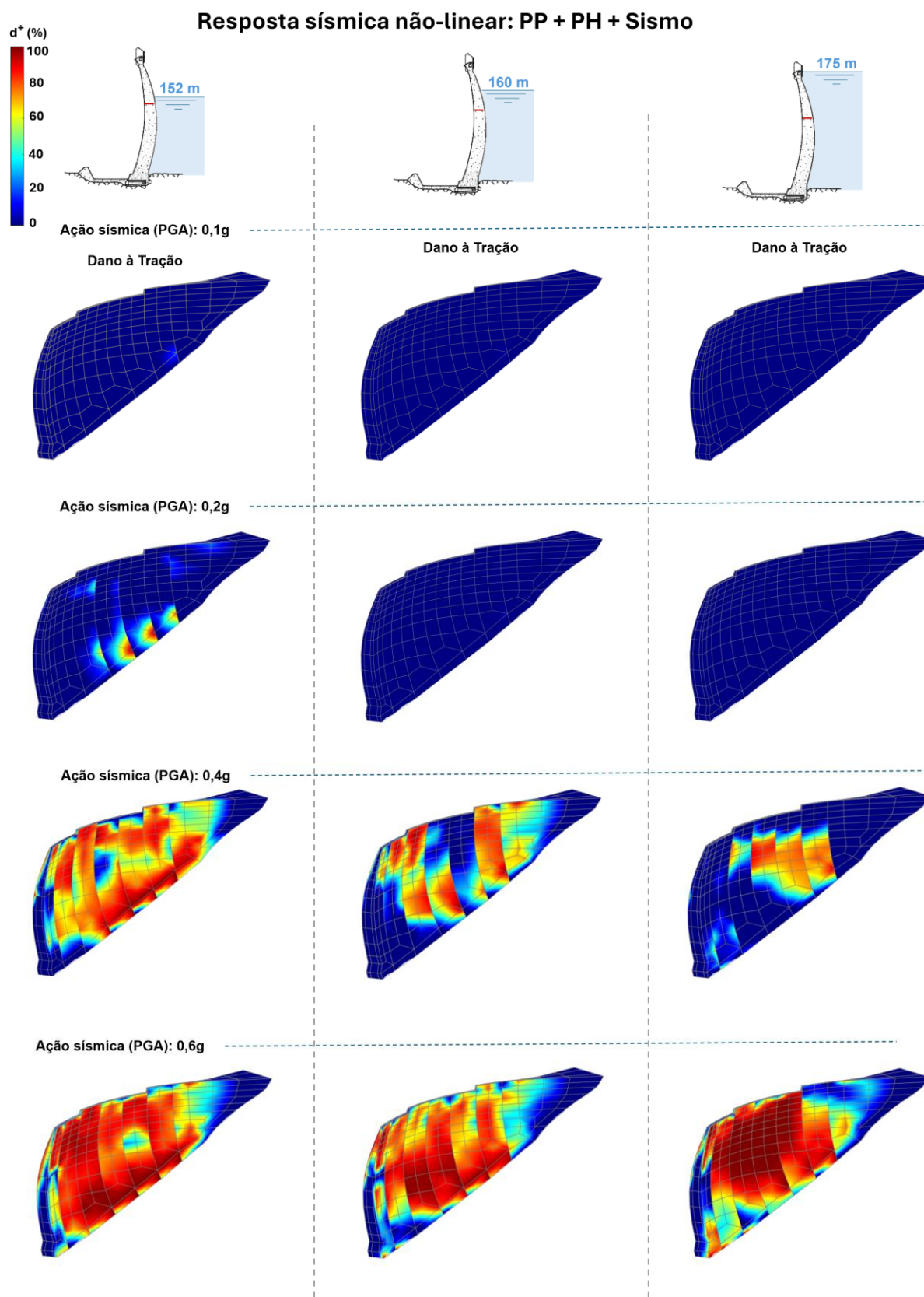


Figura 4.3 – Verificação da segurança sísmica da barragem da Bouça. Evolução dos danos à tração para diferentes cotas de água, considerando valores crescentes de aceleração, nomeadamente, acelerações de pico de 0,1g, 0,2g, 0,4g e 0,6g

4.3.2 Verificação da segurança para o SMP

Para o SMP a estrutura pode ter danos, mas deve resistir sem colapsar por forma a que não ocorra uma libertação descontrolada de água da albufeira para jusante. Neste caso é necessário verificar dois mecanismos de colapso: i) o colapso por esmagamento do betão – pode ser estudado aplicando acelerogramas sísmicos escalados com acelerações de pico crescentes e determinando a aceleração admissível a partir da qual ocorre dano à compressão que atravessa toda a espessura da barragem; e ii) a queda de blocos para montante – neste caso aplicam-se também acelerogramas sísmicos com acelerações de pico crescentes determinando a aceleração admissível a partir da qual ocorre a queda de um ou mais blocos (no caso de barragens abóbada o derrubamento de blocos ocorre tendencialmente para montante devido à geometria em arco deste tipo de obras).

Nestes estudos de verificação de segurança é fundamental simular o comportamento da estrutura para várias cotas de água com vista a garantir a verificação para a cota de água mais gravosa, que nem sempre coincide com a água à cota máxima. Este aspeto assume particular relevância na análise de cenários envolvendo a queda de blocos para montante por rotação, fenómeno potencialmente agravado pela presença de fendas horizontais. No caso de barragens com fendilhação horizontal significativa, como a barragem da Bouça, é fundamental efetuar a verificação da estabilidade dos blocos situados acima das fendas, com vista a garantir que não ocorre o derrubamento de blocos e que, assim, não é desencadeada a libertação descontrolada de água para jusante.

4.3.2.1 *Cenário de colapso devido a roturas por compressão/corte: Danos à compressão*

No caso da barragem da Bouça foi verificada a evolução dos danos à compressão (Figura 4.4) para vários acelerogramas sísmicos, escalados para valores crescentes da aceleração de pico, considerando as três cotas de água atrás referidas (152 m, 160 m e 175 m).

Na Figura 4.4, verifica-se que ocorre uma progressão gradual dos danos à compressão no corpo da barragem, quando se aumenta a aceleração de pico do acelerograma sísmico aplicado. Para a aceleração de 0,2g (SMP) verifica-se que não existem danos à compressão em nenhuma parte da obra, o que significa que é verificado o primeiro cenário de segurança da barragem para o SMP.

Os primeiros sinais de danos à compressão surgem para acelerações de 0,6g, com a água a uma cota superior a 160 m. Estes danos, da ordem de 0,3 (30%) ou menos, surgem na zona superior dos blocos do descarregador central, devido às elevadas compressões segundo os arcos nessa zona. Para a aceleração de 1,0g os danos à compressão agravam-se atingindo valores da ordem de 0,6 (60%) numa zona próxima do encontro esquerdo com a água à cota 152 m.

Nesta análise, aplicaram-se acelerações de pico máximas da ordem de 2,0g, não se verificando roturas por compressão no corpo da barragem, sendo apenas registados danos superficiais relativamente baixos, atingindo um máximo de 0,7 apenas num bloco (na zona superior de um bloco localizado na zona central).

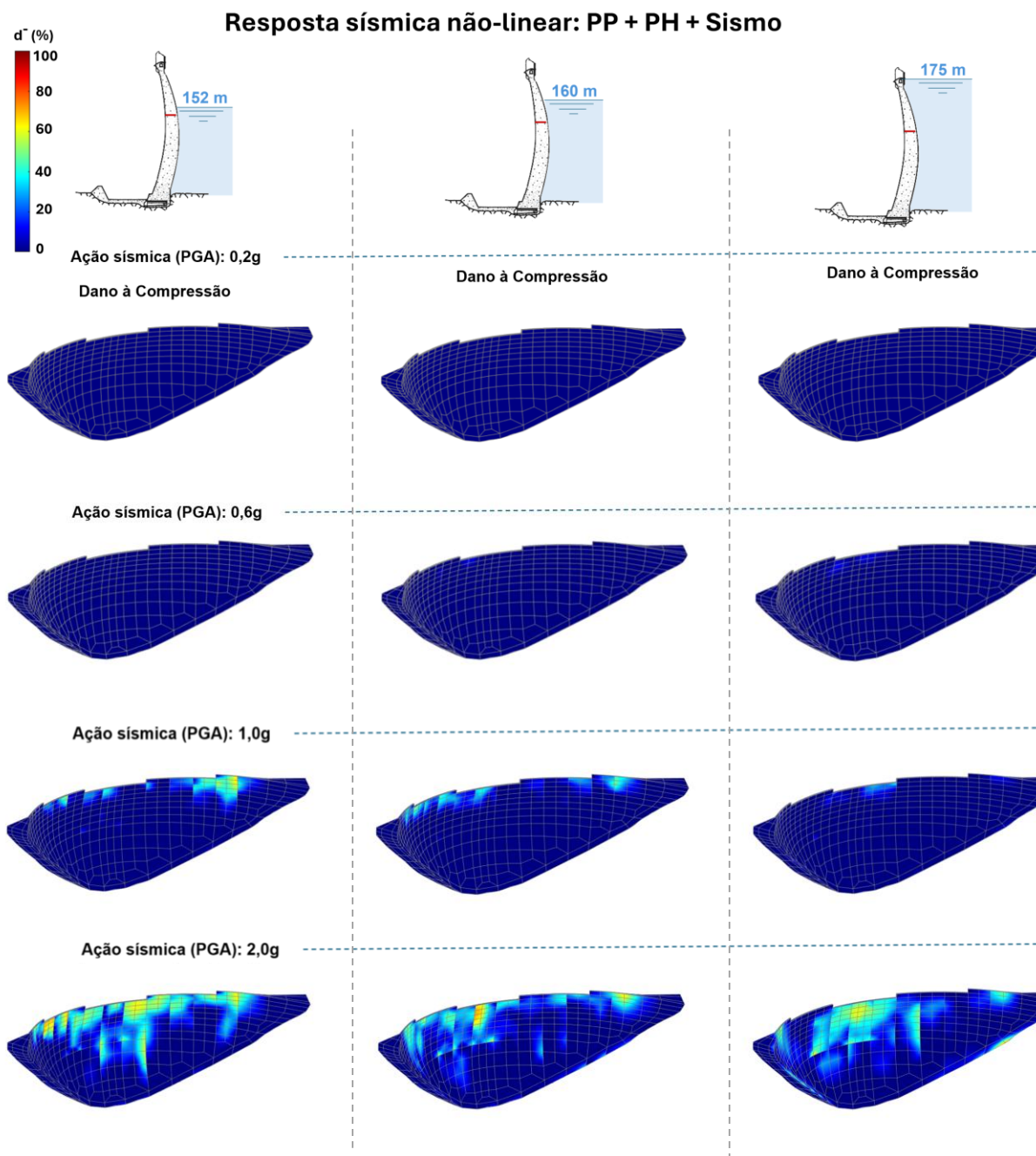


Figura 4.4 – Verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã. Evolução dos danos à compressão para diferentes cotas de água, considerando valores crescentes de aceleração, nomeadamente, acelerações de pico de 0,2g, 0,6g, 1,0g e 2,0g

4.3.2.2 *Cenário de derrubamento de blocos*

Na Figura 4.5 apresentam-se os deslocamentos máximos calculados no topo das consolas acima da fenda horizontal, considerando as três cotas de água em estudo (152 m, 165 m e 175 m) para os vários acelerogramas sísmicos, escalados para valores crescentes da aceleração de pico.

Verifica-se, como era expectável, que para a cota de água mais baixa (152 m) obtêm-se deslocamentos superiores devido à rotação dos blocos para montante (o efeito estabilizante da pressão hidrostática é maior para cotas de água mais elevadas). Verifica-se que para a ação sísmica (aplicada nas três direções) com aceleração de pico de 0,2g, os deslocamentos máximos são da ordem dos 44 mm, aumentando progressivamente até ao valor de 910 mm, que ocorre para uma aceleração de pico de 2,0g (não ocorrendo queda de blocos, como se mostra mais à frente).

No caso da albufeira à cota 160 m verifica-se que os deslocamentos máximos devido à rotação dos blocos para montante são menores, o que era esperado, devido ao maior efeito estabilizante da pressão hidrostática. Para a ação sísmica com aceleração de pico de 0,2g o deslocamento máximo é de 17 mm, enquanto para a aceleração de pico aplicada, de 2,0g, o deslocamento máximo é de 547 mm (verificando-se que, também nesta situação, não ocorre queda de blocos).

Por fim, para a situação de albufeira cheia (água à cota 175 m) o efeito estabilizante da pressão hidrostática sobrepõe-se de forma notória ao efeito instabilizante da ação sísmica, nomeadamente para os valores mais baixos da aceleração de pico aplicada. Para a aceleração de 0,2g não se verifica rotação dos blocos acima da fenda para montante. A rotação destes blocos para montante apenas ocorre para o valor máximo de 2,0g da aceleração de pico aplicada, atingindo-se um deslocamento máximo, para montante, no topo destes blocos de cerca de 472 mm (sem queda).

Na análise do cenário de queda de blocos para montante, a determinação do valor da aceleração de pico do acelerograma sísmico (escalado) que provoca a queda de um ou mais blocos pode ser efetuada com base na metodologia apresentada na Figura 4.6. No gráfico que se apresenta na Figura 4.6 para descrever a oscilação do bloco durante o sismo optou-se por mostrar a variação ao longo do tempo da posição (na direção radial – neste caso coincidente com o eixo x, indicado na figura) do centro de gravidade (CG) do bloco e da posição do ponto designado por centro de rotação (CR). Inicialmente (em repouso) os pontos distam entre si de 4,7 m (na referida direção x, radial), verificando-se que durante a oscilação o centro de gravidade pode apresentar importantes deslocamentos para montante devido à rotação do bloco, admitindo-se que a queda do bloco ocorre quando o CG ultrapassa a posição do CR na direção de montante.

Neste caso, para a água à cota 152 m (2 m acima da fenda), verifica-se que para um acelerograma sísmico com aceleração de pico de 2,0g o CG oscila com uma amplitude relativamente baixa que atinge um máximo de 417 mm, pelo que se mantém a estabilidade do bloco com uma boa margem de segurança. Em face deste resultado é de esperar que a simulação numérica de uma situação de queda do bloco para montante apenas poderá ocorrer se for aplicado um acelerograma sísmico, escalado, com aceleração de pico muito superior a 2,0g, o que é uma situação irrealista para o nível de sismicidade no território de Portugal continental. Por fim, é de referir que, para grandes deslocamentos,

o estudo do derrubamento de blocos deverá ser efetuado com base em programas de elementos discretos, como por exemplo o Parmac3D (Monteiro Azevedo et al., 2021, 2025).

Resposta sísmica não-linear: PP + PH + Sismo

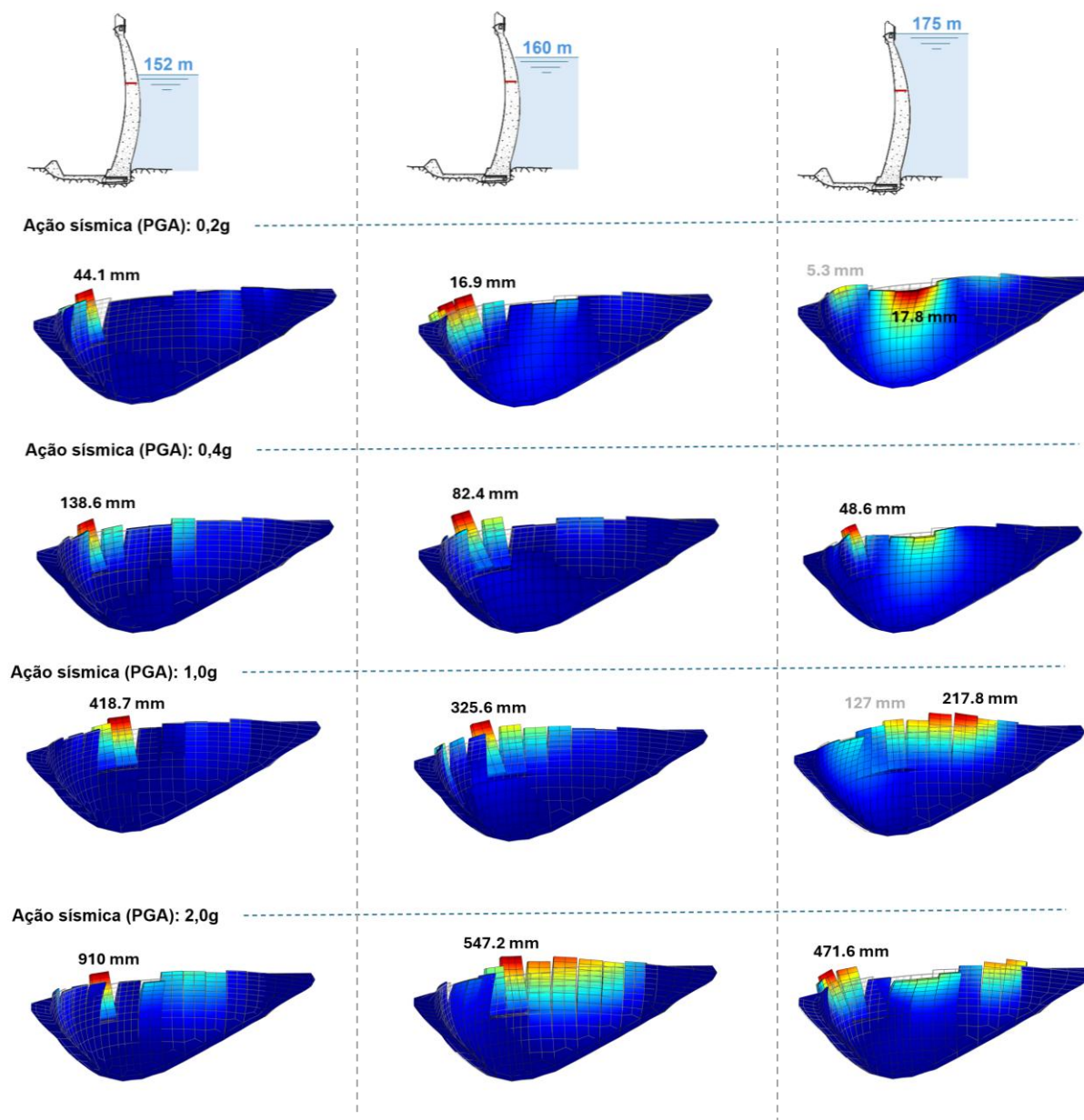


Figura 4.5 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 152 m, 160 m e 175 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos das consolas, para ação sísmica com acelerações de pico de 0,2g, 0,4g, 1,0g e 2,0g

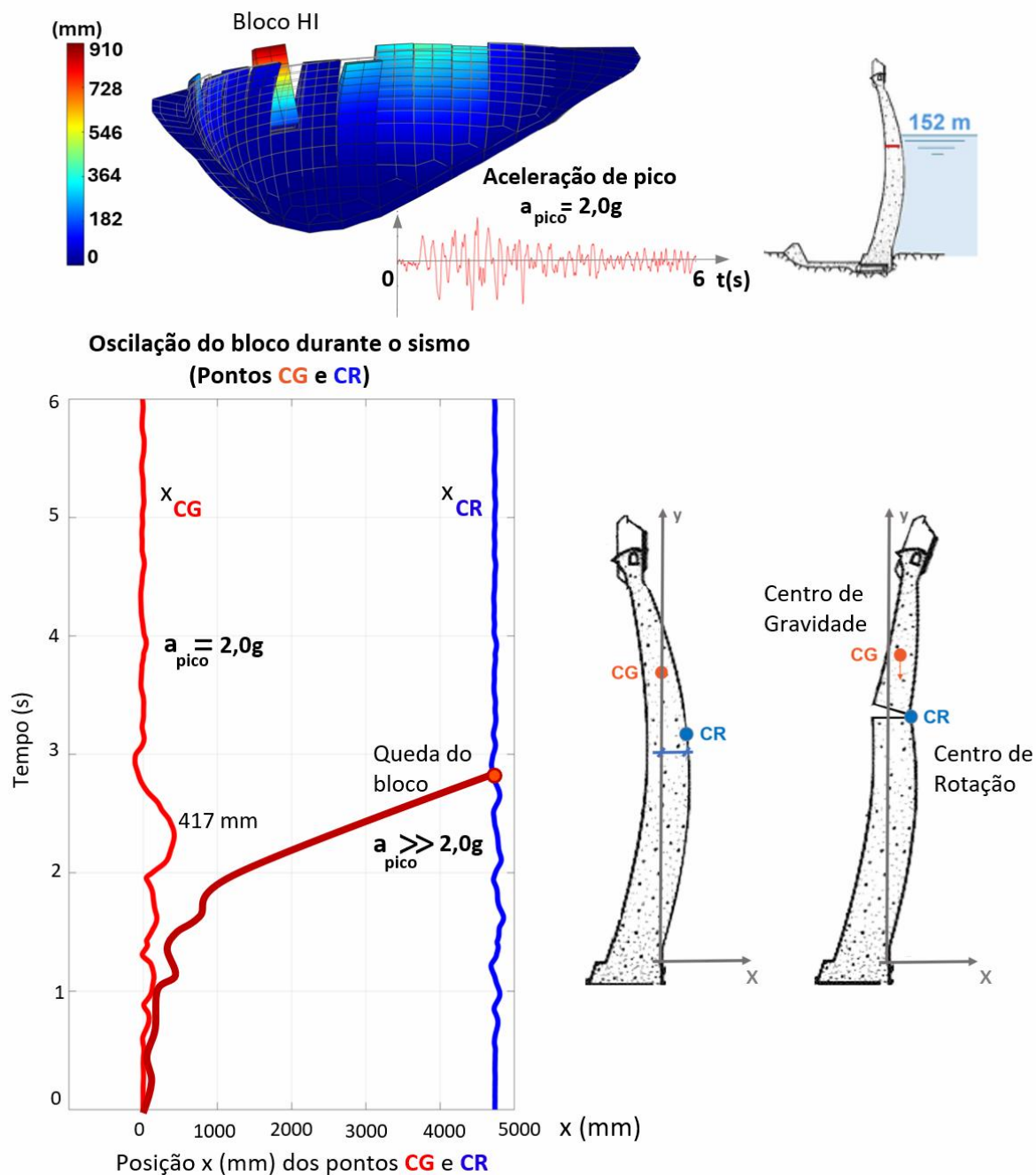


Figura 4.6 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Estudo do derrubamento do bloco para montante (cota de água a 152 m e ação sísmica com PGA de 2.0g). Evolução temporal da posição de dois pontos críticos do bloco durante a análise, nomeadamente o centro de gravidade (CG) do bloco e o respetivo centro de rotação (CR)

4.4 Análise do efeito da cota de água. Resposta para um acelerograma sísmico com $a_{pico}=0,2g$

Nas três figuras seguintes mostra-se um resumo dos resultados obtidos (deslocamentos, tensões e danos) referentes à resposta da barragem sob a ação de um sismo escalado com aceleração de pico 0,2g (acelerograma adotado neste estudo para o SMP), para as cotas de água 152 m (Figura 4.7), 160 m (Figura 4.8) e 175 m (Figura 4.9).

Como referido, na Figura 4.7 apresentam-se resultados referentes à resposta sísmica da barragem para o SMP considerando que a água na albufeira está 2 m acima da fenda horizontal (água à cota 152 m). Neste caso, considera-se a combinação de ações que envolve o peso próprio (PP), a pressão hidrostática para a cota 152 m (PH152) e acelerogramas sísmicos aplicados na base (com duração de 6 s), nas três direções, com aceleração de pico de 0,2g (Sismo 0.2g) na direção montante-jusante. O deslocamento radial máximo para montante ocorre no instante $t = 2,3$ s, no bloco GH (que apresenta rotação, acima da fenda horizontal), e é da ordem de 37,9 mm. O campo de tensões neste instante, $t = 2,3$ s, também é apresentado na Figura 4.7, podendo-se verificar que nas zonas em que as juntas de contração estão abertas, as tensões são essencialmente na direção vertical. No bloco GH surgem tensões verticais de compressão a montante da ordem de 4 MPa abaixo da cota da fenda. Neste bloco surgem trações verticais a jusante da ordem de 1,5 MPa, abaixo da cota da fenda. Relativamente aos danos induzidos pela ação sísmica mostra-se na Figura 4.7 que ocorrem danos à tração pouco significativos e que não ocorrem quaisquer danos à compressão.

Na Figura 4.8 apresentam-se os resultados referentes à resposta sísmica da barragem para o SMP considerando que a água na albufeira está 10 m acima da fenda horizontal (água à cota 160 m). Nesta situação o deslocamento máximo para montante no bloco GH é significativamente menor do que o calculado para a situação anterior com a água a uma cota mais baixa (152 m), sendo neste caso, apenas de 16,9 mm (instante $t = 1,8$ s), o que, em parte, pode ser explicado pelo facto da pressão hidrostática no bloco ser agora maior. Analisando o campo de tensões neste instante, $t = 1,8$ s, pode-se verificar novamente que nas zonas em que as juntas de contração estão abertas as tensões são essencialmente na direção vertical, sendo agora menores devido ao maior efeito da pressão hidrostática que contraria a força de inércia para montante (menor deslocamento para montante no topo do bloco GH e menores tensões verticais). Da mesma forma, para esta cota de água maior, verifica-se que os danos à tração induzidos pela ação sísmica são menores (tal como os deslocamentos e as tensões) devido ao referido efeito da pressão hidrostática mais elevada contrariar globalmente a força de inércia para montante.

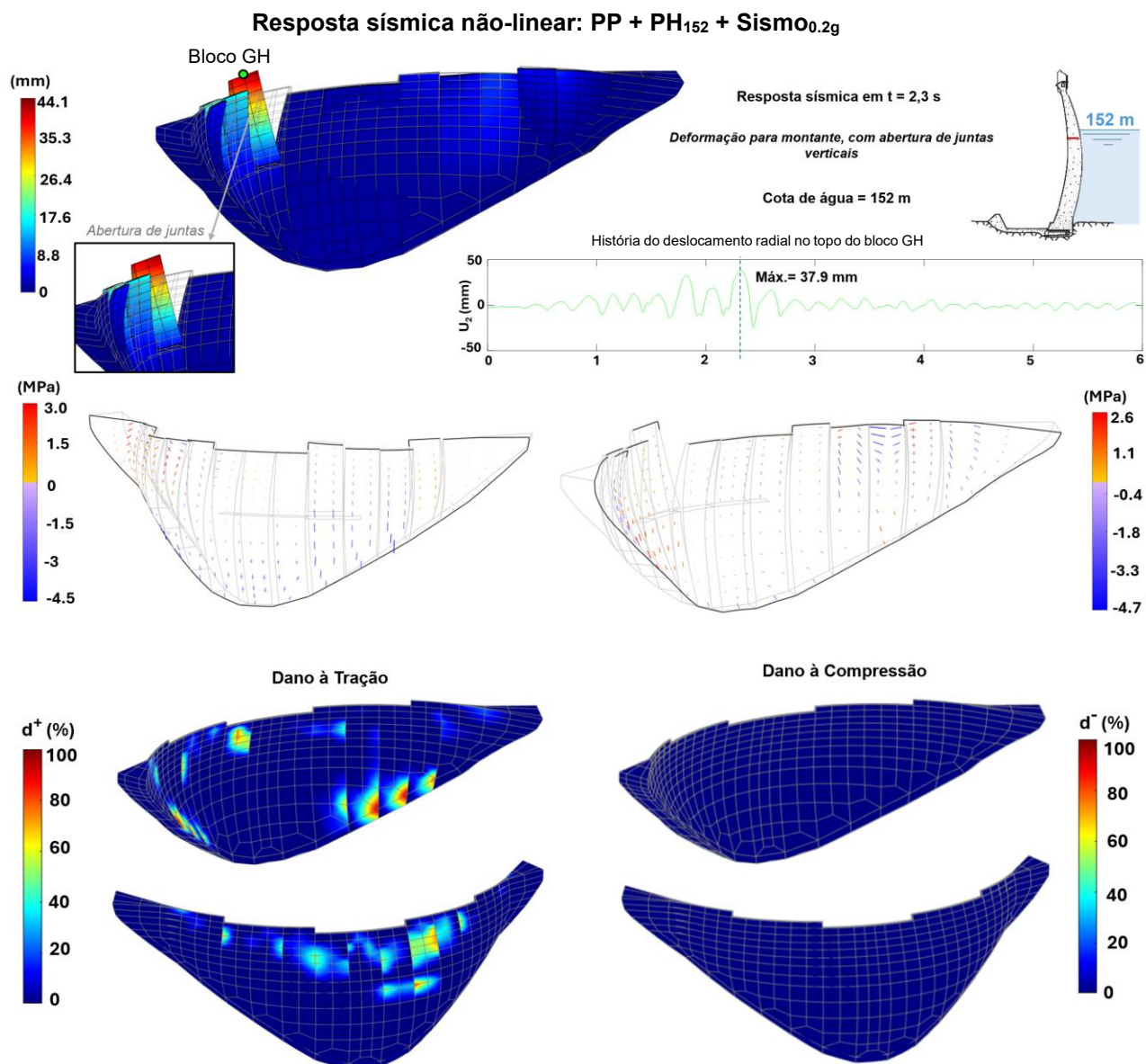


Figura 4.7 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 152 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos, tensões principais e danos no betão

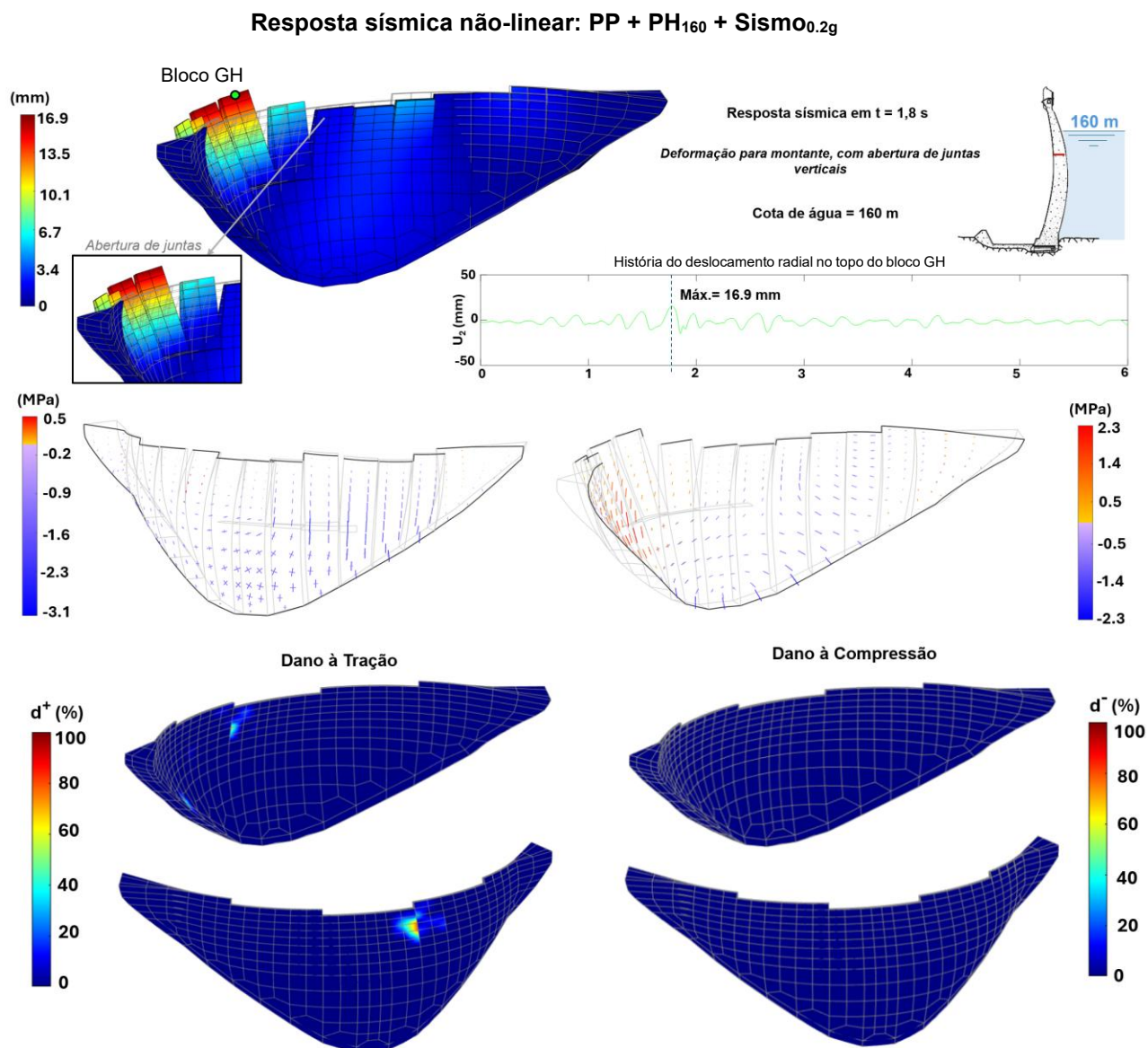


Figura 4.8 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 160 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos, tensões principais e danos no betão

Na Figura 4.9 apresentam-se os resultados referentes à resposta sísmica da barragem para o SMP considerando agora que a água na albufeira está 25 m acima da fenda horizontal (água à cota da soleira do descarregador central, 175 m). Nesta situação o valor da pressão hidrostática é bastante mais elevado do que nas duas situações anteriores (água às cotas 152 m e 160 m) pelo que durante a ação sísmica a pressão hidrostática sobrepõe-se ao efeito das forças de inércia no sentido de montante e, desta forma, as juntas de contração mantêm-se globalmente fechadas. O deslocamento máximo para montante no bloco GH é de apenas de 5,3 mm (instante $t = 1,3$ s). Analisando o campo de tensões neste instante, $t = 1,3$ s, pode-se verificar que o efeito de arco é mobilizado (juntas fechadas) ocorrendo valores significativos de tensão na direção dos arcos. Quanto aos danos à tração induzidos pela ação sísmica verifica-se que são nulos, para esta situação de cota de água elevada. Quanto aos danos à compressão são também nulos como nas duas situações de cota de água atrás analisadas.

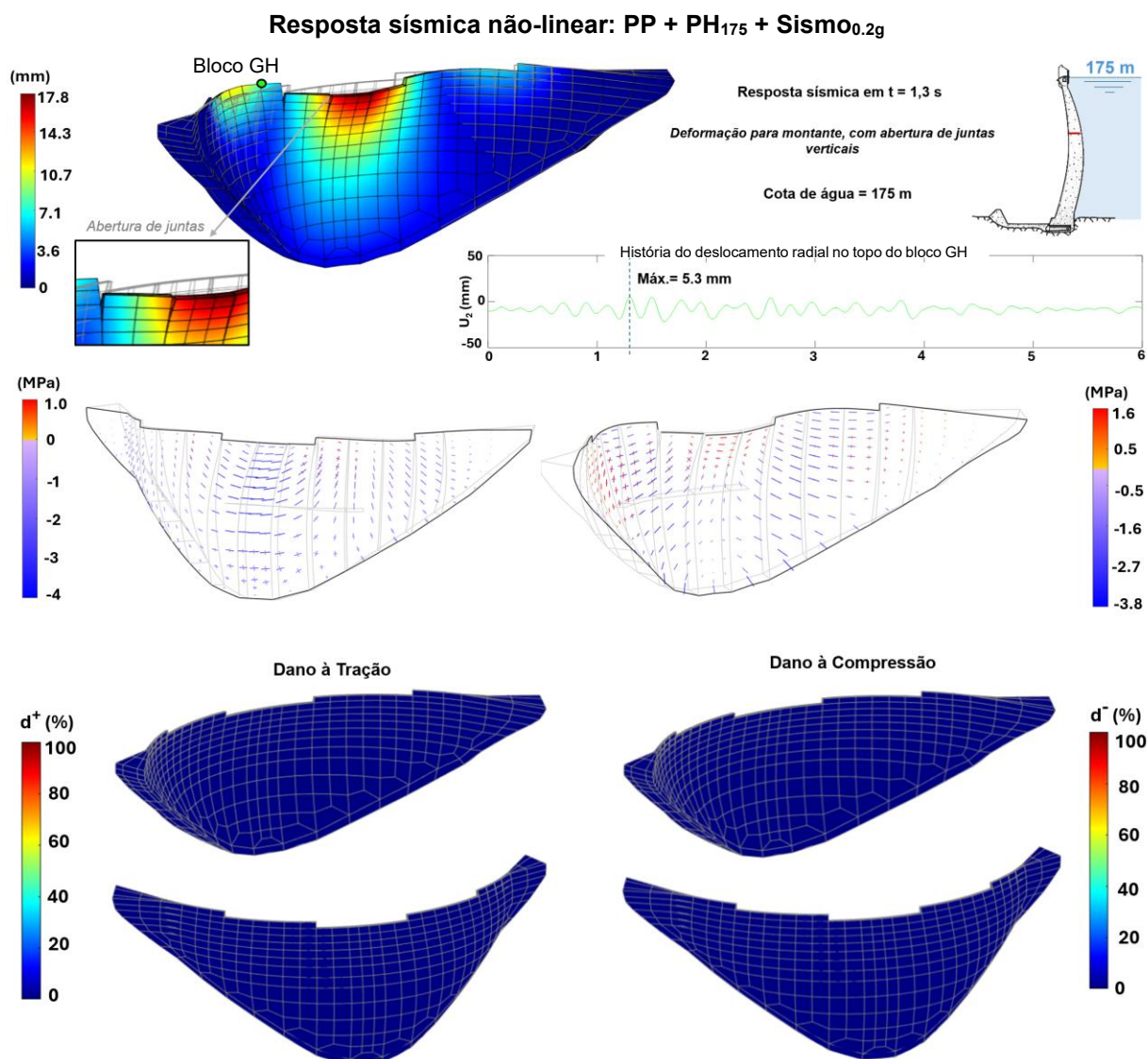


Figura 4.9 – Análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã. Resultados da resposta estrutural, à cota 175 m, no instante com deslocamento máximo para montante: deslocamentos, tensões principais e danos no betão

De uma forma geral, os resultados anteriormente apresentados para os três valores de cota de água escolhidos permitem concluir que para a aceleração de pico de 0,2g a barragem não apresenta danos significativos à tração (apenas ligeiros danos para a situação de cota de água mais baixa), nem à compressão, cumprindo o critério estipulado para a verificação da segurança sísmica apresentado na Figura 4.1.

5 | Considerações Finais

A barragem da Bouça, situada no Rio Zêzere, é uma abóbada de dupla curvatura, com 63 m de altura, que está em exploração desde 1955. Trata-se de uma obra com uma importante fenda horizontal visível no paramento de jusante que terá surgido logo na fase de primeiro enchimento. Neste contexto, o presente relatório foi elaborado com o objetivo de apresentar os resultados de um estudo de verificação de segurança sísmica da barragem da Bouça tendo em conta o efeito estrutural da referida fenda horizontal, considerando diferentes cotas de água.

5.1 Desenvolvimentos

5.1.1 Programa de elementos finitos para modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão

Para efetuar os cálculos apresentados neste trabalho foi utilizado o programa *DamDySSA6.0*, que é um programa de elementos finitos 3D desenvolvido especificamente para modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão. Este programa permite simular a interação barragem-albufeira utilizando EF de pressão ou utilizando a aproximação de massas de água associadas proposta por Westergaard, que foi a opção adotada no presente trabalho. O programa *DamDySSA6.0* permite efetuar cálculos modais considerando amortecimento generalizado (análise modal complexa) e permite efetuar cálculos sísmicos ao longo do tempo, em regime linear e não-linear (considerando o comportamento não linear das juntas e simulando o comportamento do betão com base num modelo de dano). Na versão mais recente do *DamDySSA6.0*, foi incluída a possibilidade de utilizar elementos finitos hexaédricos de Lagrange, com 27 pontos nodais, para além dos elementos finitos hexaédricos com 20 pontos nodais, implementados inicialmente (serendipity), e adotados no presente trabalho.

A análise modal complexa é efetuada recorrendo a uma formulação de estado que permite resolver um problema de valores e vetores próprios complexos e calcular as frequências naturais, amortecimentos modais, e configurações modais não-estacionárias. A resposta sísmica em regime linear é calculada utilizando uma formulação baseada no método de Newmark, para integração numérica no domínio do tempo. A resposta sísmica não-linear é calculada utilizando o método de Newmark associado a um método de *stress-transfer* (método de redistribuição de tensões) envolvendo dois subprocessos iterativos para considerar: i) o comportamento não-linear das juntas, usando um modelo constitutivo baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb e em leis de tensão-deslocamento adequadas para ter em conta movimentos de abertura/fecho e deslizamento; e ii) o comportamento não-linear do betão até à rotura à tração e à compressão, com base num modelo constitutivo de dano isotrópico com enfraquecimento e duas variáveis de dano independentes (d^+ , para o dano à tração, e d^- , para o dano à compressão).

5.2 Resultados

5.2.1 Análise da resposta sísmica

O estudo da resposta sísmica não-linear da barragem da Bouçã foi realizado considerando, em simultâneo, as ações do peso próprio da estrutura, da pressão hidrostática (para três cotas de albufeira distintas) e da ação sísmica aplicada na fundação nas três direções (montante-jusante, margem esquerda–margem direita e vertical). A combinação destas ações permitiu caracterizar de forma realista o comportamento estrutural da obra sob excitação sísmica, tendo em conta as patologias presentes, em particular a fenda horizontal visível no paramento de jusante.

Mostrou-se que, como seria expectável numa estrutura em abóbada com uma fenda horizontal, os blocos situados acima da fenda são os que apresentam maior suscetibilidade à rotação para montante durante a ação sísmica, e essa tendência é tanto mais pronunciada quanto mais baixo for o nível da albufeira, uma vez que a pressão hidrostática atua como força estabilizadora desses blocos.

Para a cota de água mais baixa estudada, 152 m (apenas 2 m acima da fenda horizontal), os deslocamentos radiais máximos registados no topo das consolas acima da fenda atingem cerca de 37,9 mm para a aceleração de pico de 0,2g, crescendo progressivamente até aproximadamente 910 mm para a aceleração máxima analisada de 2,0g. Importa sublinhar que em nenhum destes casos ocorreu queda de blocos, mantendo-se a estabilidade da estrutura com folga significativa.

Para a cota de 160 m (10 m acima da fenda horizontal), os deslocamentos radiais máximos para montante são substancialmente menores, sendo da ordem de 17 mm para 0,2g e de cerca de 547 mm para 2,0g. Para a situação de albufeira cheia, à cota 175 m (correspondente ao nível de pleno armazenamento), o efeito estabilizante da pressão hidrostática é dominante para os valores mais baixos de aceleração: para 0,2g praticamente não se verifica rotação dos blocos acima da fenda, registando-se apenas um deslocamento máximo da ordem de 5 mm. Mesmo para a aceleração máxima analisada de 2,0g, o deslocamento máximo para montante não ultrapassa os 472 mm, sem queda de qualquer bloco.

Estes resultados evidenciam que a barragem da Bouçã, mesmo considerando a presença da fenda horizontal, mantém um comportamento estrutural adequado sob ações sísmicas de grande intensidade, com a pressão hidrostática a contribuir para a estabilização dos blocos relativamente ao cenário de derrubamento para montante, na situação em que a albufeira tem cotas mais elevadas.

5.2.2 Verificação da segurança sísmica

A verificação da segurança sísmica da barragem da Bouçã foi conduzida com base numa metodologia inovadora que consiste na avaliação progressiva dos danos à tração (relevante para o SBP) e à compressão (relevante para o SMP), à medida que se aplicam acelerogramas sísmicos com intensidades crescentes. Esta abordagem permite determinar os limites de resistência da barragem em

função de critérios de desempenho bem definidos, estabelecendo uma relação direta e objetiva entre a resposta estrutural calculada e os requisitos regulamentares.

Os valores de referência adotados para a aceleração de pico no local da obra foram de 0,1g para o Sismo Base de Projeto (SBP) e de 0,2g para o Sismo Máximo de Projeto (SMP), por analogia com o estudo de risco sísmico realizado para a barragem de Ribeiradio, a cerca de 100 km a norte, e tendo em conta que a barragem da Bouçã se localiza numa região de risco sísmico significativo.

Verificação para o Sismo Base de Projeto (SBP):

Para o SBP, o critério de segurança exige que a barragem não sofra danos à tração que comprometam a sua funcionalidade. Os resultados das análises não-lineares demonstram que, para a aceleração de pico de 0,1g correspondente ao SBP, não se registam quaisquer danos à tração na estrutura, em nenhuma das cotas de água analisadas. Este resultado constitui uma verificação clara e inequívoca da segurança da barragem para este nível de excitação sísmica.

A progressão dos danos à tração em função da intensidade sísmica mostra que apenas para a cota de água mais baixa (152 m) surgem primeiros danos superficiais para a aceleração de 0,2g – o dobro do SBP. Para acelerações de 0,4g ocorrem danos extensos, mas ainda pouco profundos para essa cota de água, enquanto para as cotas de 160 m e 175 m esses danos apenas se manifestam para acelerações superiores. O valor da aceleração a partir da qual os danos à tração podem comprometer a funcionalidade da obra foi fixado em 0,4g, o que é 4 vezes superior ao valor de referência do SBP (0,1g). Este resultado evidencia uma boa margem de segurança face aos requisitos regulamentares.

Verificação para o Sismo Máximo de Projeto (SMP):

Para o SMP, o critério de segurança admite a ocorrência de danos, mas exige que a barragem não colapse, impedindo a libertação descontrolada de água da albufeira. A verificação abrangeu dois mecanismos de colapso: o esmagamento do betão por corte/compressão e o derrubamento de blocos para montante.

No que respeita ao cenário de colapso por compressão, os resultados mostram que, para a aceleração de pico de 0,2g correspondente ao SMP, não se registam quaisquer danos à compressão em nenhuma zona da estrutura, independentemente da cota de água considerada. Os primeiros indícios de danos à compressão apenas surgem para acelerações da ordem de 0,6g, e exclusivamente nas zonas superiores dos blocos do descarregador central, onde as compressões segundo os arcos são mais elevadas. Mesmo para a aceleração máxima analisada de 2,0g, os danos à compressão não atingem valores críticos que indiquem rotura iminente: o dano máximo registado para essa intensidade é de 70%, pontualmente num único bloco da zona central, sem que se observe esmagamento do betão ou instabilidade global. O valor da aceleração a partir da qual podem ocorrer danos à compressão graves é superior a 2,0g (não foram efetuados cálculos para valores de aceleração superiores), valor que é 10 vezes maior que a aceleração de pico do SMP (0,2g).

No que respeita ao cenário de derrubamento de blocos para montante, o estudo mostrou que, mesmo para a situação mais desfavorável – cota de água de 152 m e aceleração de pico de 2,0g –, o centro de gravidade dos blocos acima da fenda horizontal oscila com uma amplitude máxima de 417 mm, mantendo-se sempre aquém do centro de rotação (distanciado em 4,7 m na direção radial). A estabilidade é, portanto, garantida com uma margem de segurança muito considerável. A queda de blocos para montante apenas poderia ser induzida por acelerações muito superiores a 2,0g, o que não constitui um cenário realista para o local da obra.

5.2.3 Síntese da análise de resultados

Em síntese, os resultados obtidos permitem afirmar que a barragem da Bouçã verifica os critérios de segurança sísmica estabelecidos para ambos os níveis de excitação regulamentares, apresentando boas margens de segurança: os valores da aceleração admissível para a qual não ocorre fendilhação grave (4 vezes superior ao SBP) e da aceleração admissível para a qual não ocorre colapso nem roturas locais, nem derrubamento de blocos para montante (mais de 10 vezes superior ao SMP) confirmam a elevada capacidade da obra para resistir a ações sísmicas, mesmo tendo em conta o efeito estrutural da fenda horizontal e considerando diferentes cotas de albufeira.

5.3 Conclusões

Os resultados apresentados neste relatório permitem evidenciar, de forma geral, que a utilização de modelos de elementos finitos 3D com capacidade para efetuar cálculos dinâmicos lineares e não-lineares, calibrados com base em dados experimentais, constitui uma ferramenta de grande valor para os engenheiros de barragens, fornecendo informação essencial para apoiar a tomada de decisão por parte dos responsáveis pela segurança de barragens e dos donos de obra.

Neste trabalho mostrou-se, em particular:

- A influência da cota de água na análise sísmica não-linear da barragem da Bouçã: a cota de albufeira mais elevada pode não constituir o cenário mais desfavorável em estruturas com fendas horizontais, uma vez que a pressão hidrostática exerce um efeito estabilizador sobre os blocos acima da fenda.
- A importância da modelação tridimensional e não-linear do comportamento de barragens sob ações sísmicas considerando os movimentos de abertura, fecho e deslizamento das juntas e a evolução do dano no betão.
- O potencial do programa *DamDySSA6.0*, desenvolvido para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira, e o seu interesse para apoiar a monitorização sísmica, a avaliação da integridade estrutural e a verificação da segurança sísmica de barragens de betão.

O estudo realizado representa um importante contributo para o controlo de segurança da barragem da Bouçã, mostrando que, para o sismo adotado e nas condições estudadas, a obra cumpre amplamente os requisitos regulamentares de segurança sísmica. Caso sejam realizados no futuro estudos de risco

sísmico específicos para o local, que venham a prescrever valores de aceleração de pico iguais ou superiores aos adotados neste trabalho, os resultados aqui obtidos fornecem uma base sólida para antecipar que é expectável que os requisitos de segurança sísmica da obra continuem a ser verificados.

Lisboa, LNEC, julho de 2026

VISTOS

O Chefe do Núcleo de Observação

Assinado por: **António Luís Henriques Tavares de Castro**
Num. de Identificação: 05399290
Data: 2026.07.14 17:05:47+01'00'

António Luís Tavares de Castro

O Chefe do Núcleo de
Modelação e Mecânica das Rochas

Assinado por: **Luís Manuel Nolasco Lamas**
Num. de Identificação: 04884922
Data: 2026.07.14 12:14:11+01'00'

Luís Nolasco Lamas

O Diretor do Departamento de Barragens de Betão

Assinado por: **António Lopes Batista**
Num. de Identificação: 03847091
Data: 2026.07.14 12:45:18+01'00'

António Lopes Batista

AUTORIA

Assinado por: **Sérgio Bruno Martins de Oliveira**
Num. de Identificação: 04484982
Data: 2026.07.14 10:52:53+01'00'

Sérgio Oliveira
Investigador Principal

Assinado por: **Rafael Manuel da Silva Ramos**
Num. de Identificação: 14047905
Data: 2026.07.14 11:21:07+01'00'

Rafael Ramos
Bolseiro de Doutoramento em Acolhimento

Assinado por: **Carlos Luís de Oliveira Macedo Serra**
Num. de Identificação: 12071781
Data: 2026.07.14 11:13:47+01'00'

Carlos Serra
Investigador Auxiliar

Assinado por: **João Ricardo Marques Conde da Silva**
Num. de Identificação: 11690842
Data: 2026.07.14 11:13:15+01'00'

João Conde Silva
Investigador Auxiliar

Assinado por: **Nuno Miguel Monteiro Azevedo**
Num. de Identificação: 10282051
Data: 2026.07.14 11:44:42+01'00'

Nuno Monteiro Azevedo
Investigador Auxiliar

Referências bibliográficas

- ALEGRE, A., 2021 – **Modelling and monitoring the dynamic behaviour of concrete dams. Modal analysis and seismic response** [PhD Thesis]. Instituto Superior Técnico.
- ALEGRE, A.; OLIVEIRA, S., 2020 – **Non-linear seismic analysis of arch dams considering joint movements and a concrete damage model**. 4th Dam World Conference.
- ALEGRE, A.; OLIVEIRA, S.; ESPADA, M.; CÂMARA, R., 2019 – **Seismic analysis of an ultra-high arch dam using the 3DFE program DamDySSA3.0. Study on the influence of the reservoir water level**. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas., Série III(11), 115–126, ISSN 2183-8488.
- ALEGRE, A.; OLIVEIRA, S.; ESPADA, M.; CÂMARA, R.; LEMOS, J., 2016 – **Hydrodynamic pressures on dams. Numerical and experimental results for non-vertical upstream faces**. 10 ° Congresso Nacional de Mecânica Experimental.
- ALEGRE, A.; ROBBE, E.; OLIVEIRA, S., 2020 – **Seismic analysis of Cabril dam. Measured response and comparison with numerical results from Code_Aster and DamDySSA**. 4th Dam World Conference.
- APA, 2018 – **Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)**. APA.
- BAZANT, Z. P.; PANULA, L., 1980 – **Creep and shrinkage characterization for analyzing prestressed concrete structures**. PCI journal, 25(3), 86–122.
- CERVERA, M.; OLIVER, J.; FARIA, R., 1995 – **Seismic evaluation of concrete dams via continuum damage models**. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 24(9), 1225–1245. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/eqe.4290240905>
- CHEN, H., 2014 – **Seismic safety of high concrete dams**. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 13(1), 1–16. <https://doi.org/10.1007/s11803-014-0237-x>
- CLOUGH, R. W., 1980 – **Non-linear mechanisms in the seismic response of arch dams**. International Research Conference on Earthquake Engineering.
- DE BORST, R.; CRISFIELD, M.; REMMERS, J.; VERHOOSSEL, C., 2012 – **Non-Linear Finite Element Analysis of Solids and Structures** (2.^a ed.). John Wiley & Sons, Ltd.
- FARIA, R., 1994 – **Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo**. Tese de Doutoramento. Universidade do Porto (FEUP).

- FARIA, R.; OLIVER, J., 1993 – **A rate-dependent plastic-damage constitutive model for large scale computations in concrete structures**. Monografia Centro Internacional de Metodos Numericos in Ingenieria (CIMNE), 17, Barcelona, Spain.
- FARIA, R.; OLIVER, J.; CERVERA, M., 1998 – **A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures**. International Journal of Solids and Structures, 35(14), 1533–1558. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(97\)00119-4](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(97)00119-4)
- FENVES, G. L.; MOJTAHEDI, S.; REIMER, R. B., 1992 – **Effect of contraction joints on earthquake response of an arch dam**. Journal of Structural Engineering (ASCE), 118, 1039–1055.
- FOK, K. L.; CHOPRA, A. K., 1986 – **Hydrodynamic and foundation flexibility effects in earthquake response of arch dams**. Journal of Structural Engineering (ASCE), 112, 1810–1828.
- Grupo de Trabalho «Água que Une»., 2025 – **Água que une. Estratégia nacional para a gestão da água**. <https://www.portugal.gov.pt/pt/gc24/comunicacao/documento?i=agua-que-une-estrategia-nacional-para-a-gestao-da-agua-apresentacao>
- ICOLD, 2016 – **Bulletin 169: Global climate change, dams, reservoirs and related water sources**. Technical Committee Y, International Commission on Large Dams.
- LEITÃO, N., 2017 – **Barragem da Bouça. Estudo do processo de fendilhação no paramento de jusante**. LNEC - Proc.0403/121/00377. Relatório 137/2017 – DBB/NO.
- LNEC, 1954 – **Plano de observação da barragem da Bouça**. LNEC - Rel. 377-II - Secção de barragens.
- MONTEIRO AZEVEDO, N.; FARINHA, M. L. B.; CÂMARA, R.; LEITÃO, N., 2021 – **Seismic Analysis of Pine Flat Concrete Dam: Comparison of Numerical Results from 2D and 3D Analysis** (pp. 191–204). https://doi.org/10.1007/978-3-030-51085-5_8
- MONTEIRO AZEVEDO, N.; FARINHA, M. L. B.; OLIVEIRA, S., 2025 – **Stability analysis of concrete dam foundations following a hybrid discrete element/finite element approach**. Proceedings of the 5th International Dam World Conference.
- NEWMARK, N., 1959 – **A method of computation for structural dynamics**. Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE), 85, 67–94.
- NIWA, A.; CLOUGH, R. W., 1982 – **Non-linear seismic response of arch dams**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, 267–281.
- 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. Universidade do Porto (FEUP).
- OLIVEIRA, S., 2013 – **Análise de Fourier e Aplicações em Dinâmica de Estruturas**. Em F. Pestana da Costa, J. Pinto, & J. Buescu (Eds.), Matemática do Planeta Terra (pp. 235–284).

- OLIVEIRA, S.; ALEGRE, A., 2018 – **Vibrations in large dams. Monitoring and modelling**. 26th ICOLD Congress on Large Dams, Vienna, Austria.
- OLIVEIRA, S.; ALEGRE, A.; RAMOS, R.; PROENÇA, J.; MENDES, P.; SILVA, J.; SERRA, C., 2024 – **Estudo da Resposta Sísmica não-linear da barragem da Bouçã**. Em M. Pimentel, R. Faria, A. A. Henriques, C. Sousa, L. Maia, A. M. Matos, & J. S. Cruz (Eds.), Encontro Nacional do Betão Estrutural 2024 - BE2024 (pp. 271–280). Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- OLIVEIRA, S.; ALEGRE, A.; RAMOS, R.; SERRA, C.; SILVA, J.; PROENÇA, J.; MENDES, P., 2024 – **Seismic Performance Assessment of Bouçã Arch Dam. Non-Linear Analysis Considering Joint Movements and Concrete Damage Under Tension and Compression**. 9th European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering.
- OLIVEIRA, S.; ALEGRE, A.; SILVESTRE, A.; ESPADA, M.; CÂMARA, R., 2015 – **Seismic safety evaluation of Luzzzone dam. Use of a 3DFEM state formulation in pressures and displacements**. 13th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, EPFL, Lausanne.
- OLIVEIRA, S.; FARIA, R., 2006 – **Numerical simulation of collapse scenarios in reduced scale tests of arch dams**. Engineering Structures, 28(10), 1430–1439.
- OLIVEIRA, S.; SILVESTRE, A.; CÂMARA, R., 2014 – **Barragem de Ribeiradio. Obra construída. Verificação da segurança estrutural para ações estáticas e dinâmicas. Cenários correntes e de rotura**. LNEC - Proc.0402/121/18993. Relatório 419/2014 – DBB/NMMR.
- OLIVEIRA, S.; SILVESTRE, A.; ESPADA, M.; CÂMARA, R., 2014 – **Modeling the dynamic behavior of dam-reservoir-foundation systems considering generalized damping. Development of a 3DFEM state formulation**. International Conference on Structural Dynamic EURODYN, Porto, Portugal.
- PEREIRA, S., 2019 – **Structural condition assessment of dams based on continuous dynamic monitoring**. Tese de Doutoramento. Universidade do Porto (FEUP).
- RAMOS, R.; OLIVEIRA, S.; ALEGRE, A.; PROENÇA, J.; MENDES, P., 2025 – **Seismic Behaviour of an Arch Dam Using a 3DFE Model. Study on the Influence of a Dam Body Horizontal Crack**. Em Á. Cunha & E. Caetano (Eds.), Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES 2025 (pp. 243–252). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-031-96114-4_26
- SIMO, J. C.; JU, J. W., 1987 – **Strain- and Stress-Based Continuum Damage Models** - I. Formulation / II. Computational Aspects. International Journal of Solids and Structures, 23(7), 821-840 / 841-869.
- UN-Water, 2024 – **UN-Water Analytical Brief on Water for Climate Mitigation**. Switzerland.
- VELETOS, A.; VENTURA, C., 1986 – **Modal analysis of non-classically damped linear systems**. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 14, 217–243.

WESTERGAARD, H. M., 1933 – **Water Pressures on Dams during Earthquakes**. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 98(2), 418–433. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0004496>

ZANGAR, C. N., 1952 – **Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects**. Em Engineering Monographs (Vol. 11). United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L., & FOX, D. D., 2014 – **The Finite Element Method for Solid and Structural Mechanics** (Butt, Ed.; 7th ed.). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/C2009-0-26332-X>



www.lnec.pt

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00
lnec@lnec.pt www.lnec.pt