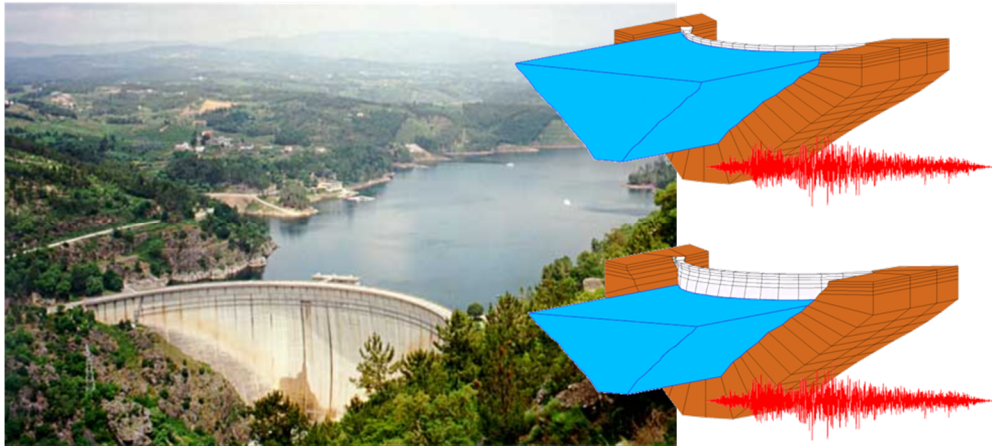


INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Modelação do comportamento sísmico de barragens abóbada: estudo da influência da cota de água

RAFAEL MANUEL DA SILVA RAMOS

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o ISEL e o LNEC

Orientador:

Doutor, Sérgio Bruno Martins de Oliveira, Prof. (LNEC/ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre, Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado, Prof. Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Doutor, Paulo Jorge Henriques Mendes, Prof. (ISEL)

Doutor, Sérgio Bruno Martins de Oliveira, Prof. (LNEC/ISEL)

Dezembro de 2017

Agradecimentos

Em primeiro lugar agradeço ao Doutor Sérgio Oliveira, meu professor e orientador, pela constante motivação, entusiasmo, transmissão de conhecimentos, disponibilidade, paciência, sugestões e críticas construtivas que me foi dando ao longo destes meses para o desenvolvimento e conclusão da presente dissertação.

Agradeço ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, mais especificamente ao Departamento de Barragens de Betão (Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas), pela possibilidade de realizar todo o trabalho neste espaço.

À minha família agradeço todo o apoio não só nesta fase, mas ao longo de todo o meu percurso académico, particularmente ao meu pai, Hermínio, à minha tia Gracinda, e à minha avó Domicília pela ajuda que sempre me deram. Ao tio Aparício e aos primos Nélio e Sílvia. Um agradecimento muito especial à minha irmã Guida, desde sempre o meu exemplo, por ter sempre uma energia positiva e por me incentivar a ser cada vez melhor no que faço, assim como ao Rui.

Um obrigado ao André Alegre que me ajudou com o programa e a partilha de opiniões nesta fase final do mestrado. Assim como à Mariana pela constante ajuda com imagens e todas as sugestões que me foi dando e ao Miguel pela partilha de ideias e do espaço nestes meses.

Agradeço aos meus colegas no LNEC que me acolheram num ambiente muito agradável, nomeadamente ao Renato, à Glória, à Matilde, ao Eng.^o Nuno Azevedo e à Eng.^a Luísa Braga.

Aos meus amigos do ISEL, Ian e Rafael, meus colegas de grupo durante estes dois anos, e ao Bruno e à Ana pela constante companhia e ajuda nos estudos e trabalhos. Assim como à Susana, ao Caleiro e ao Fonte, por toda a motivação que me deram.

Um obrigado especial à Margarida Espada, por todas as palavras de motivação ao longo destes meses e, em particular, nas últimas semanas, por todo tempo despendido com a ajuda na revisão do documento final.

Obrigado ao Rodrigo Morais, o meu companheiro de sempre, primeiro colega na licenciatura, que percorreu toda esta caminhada ao meu lado, sempre com uma atitude muito positiva, disposto a ajudar, empenhado, dedicado e sempre com palavras de incentivo para dar.

E porque os últimos são sempre os primeiros, à Bárbara Meyrelles, que sempre me motivou, encorajou, aguentou todas as minhas lamentações quando as coisas corriam menos bem, festejou comigo todos os sucessos e me distraía nas alturas mais complicadas. Obrigado.

Modelação do comportamento sísmico de barragens abóbada: estudo da influência da cota de água

Resumo

A maioria das grandes barragens atualmente em exploração, em construção ou na fase de projeto, estão localizadas em zonas sísmicas e, muitas delas, em áreas de elevada sismicidade. Um aspeto fundamental a ter em conta no controlo da segurança de barragens é a necessidade de avaliar seu comportamento sob ações sísmicas. Com este propósito, é necessário desenvolver modelos numéricos para simular a resposta sísmica dos sistemas barragem-fundação-albufeira, que devem ser testados através da comparação entre resultados numéricos e experimentais obtidos através da monitorização da resposta sísmica em barragens existentes (sistemas de monitorização sísmica foram recentemente instalados em várias grandes barragens).

Para a simulação numérica da resposta sísmica medida, deve ser considerado o valor real do nível da água do reservatório durante um sismo, bem como o acelerograma sísmico registado na base da barragem (ao nível da inserção do maciço rochoso) e caracterizado pela sua duração, amplitude e conteúdo em frequência. Ao realizar as comparações para vários eventos sísmicos observados *in situ*, é possível calibrar e aumentar a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados para simular a resposta sísmica de grandes barragens.

O objetivo principal desta dissertação é contribuir para os estudos da simulação numérica sobre a análise sísmica barragens abóbada, realçando a influência da cota da água do reservatório na resposta estrutural da barragem, para um determinado acelerograma sísmico. A modelação numérica da resposta sísmica é realizada no domínio do tempo, com base num modelo clássico, utilizando elementos finitos 3D (com 20 nós) para discretizar a barragem e a fundação, adotando a hipótese de massas de água associadas propostas por Westergaard para simular as pressões hidrodinâmicas.

São apresentados os resultados da análise sísmica da barragem do Cabril (132 m de altura), utilizando vários acelerogramas sísmicos, com diferentes conteúdos em frequência, que são escalados para uma aceleração de pico de 0,2 g. Foram considerados três tipos de acelerogramas sísmicos: i) gerados com modelos de rotura de falha desenvolvido no LNEC; ii) gerados através do programa SIMQKE, diretamente a partir de espectros de resposta; e iii) acelerogramas sísmicos correspondentes a sismos reais medidos.

Modeling the seismic behavior of arch dams: study of the water level influence

Abstract

Most of the large dams currently in operation, under construction or in the design phase, are located in seismic zones, and many of them in areas of high seismicity. A fundamental aspect to take into account in the dam safety control is the need to evaluate its behavior under seismic events. For this purpose, it is necessary to develop numerical models to simulate the seismic response of dam-foundation-reservoir systems, which must be tested through the comparison between numerical and experimental results obtained by monitoring the seismic response of the existing dams (seismic monitoring systems have been recently installed in several large dams).

For the numerical simulation of the measured seismic response it must be considered the actual value of the reservoir water level during an earthquake, as well as the recorded seismic accelerogram at the dam base (at the level of the insertion in the rock foundation) and characterized by its duration, amplitude and frequency content. By performing such comparisons for several seismic events observed in situ, it is possible to calibrate and increase the reliability of the numerical models used to simulate the seismic response of large dams.

The main goal of this work is to contribute for the numerical simulation studies regarding the seismic analysis of large arch dams, by focusing on the influence of the reservoir water level in the structural response of the dam, for a given seismic accelerogram. The numerical modeling of the seismic response is performed in the time domain, based on a classic model, using 3D finite elements (with 20 nodes) to discretize the dam and the foundation, while adopting the added water mass hypothesis of Westergaard to simulate the hydrodynamic pressures.

The results of the seismic analysis of Cabril dam (132 m high) are presented, considering the use of several seismic accelerograms, with varying frequency content, which are scaled to a peak acceleration of 0.2g. Namely, three types of acceleration histories were considered: i) generated with a tectonic fault rupture model developed in LNEC; ii) computed directly from response spectra, using the SIMQKE program; and iii) real seismic accelerograms recorded in situ during earthquakes.

Palavras-Chave / Key-Words

Barragens de betão / Concrete dams

Barragens abóbada / Arch dams

Sistema Barragem-Fundação-Albufeira / Dam-Reservoir-Foundation system

Modelos numéricos EF3D/ 3D Finite Elements models

Cota de Água/ Reservoir water level

Análise sísmica / Seismic analysis

Análise dinâmica / Dynamic analysis

Abordagem de estado / State space approach

Comportamento estrutural/ structural behaviour

MATLAB

Índice

1	Introdução	1
1.1	Justificação e enquadramento do tema.....	1
1.2	Objetivos da dissertação.....	3
1.3	Estrutura do trabalho.....	5
2	Barragens de betão. Sistemas de monitorização do comportamento sísmico	9
2.1	Considerações iniciais.....	9
2.2	Classificação de barragens.....	10
2.2.1	Tipos de barragens.....	11
2.2.2	Principais funcionalidades.....	14
2.3	Monitorização sísmica de grandes barragens.....	16
2.3.1	Incidentes devido a eventos sísmicos.....	17
2.3.2	Sistemas de monitorização de vibrações em barragens.....	21
2.4	Considerações finais.....	31
3	Modelação do comportamento dinâmico de estruturas	33
3.1	Considerações iniciais.....	33
3.2	Fundamentos de análise dinâmica de estruturas.....	34
3.3	Formulação clássica.....	36
3.3.1	Fator de amortecimento de Rayleigh.....	38
3.4	Formulação de estado.....	39
3.4.1	Consideração de uma sub-matriz de estado A.....	40
3.4.2	Consideração de duas sub-matrizes de estado.....	43
3.4.3	Fórmula recursiva para o cálculo da resposta em coordenadas modais.....	47

3.5	Exemplo de aplicação	48
3.5.1	Comparação dos resultados das três formulações	49
3.5.2	Teste com variação da massa da estrutura ao nível dos pisos	51
3.6	Considerações finais	53
4	Desenvolvimento de uma aplicação em MATLAB para análise sísmica de barragens de betão.....	55
4.1	Considerações iniciais.....	55
4.2	Método dos elementos finitos na análise de barragens	57
4.3	Metodologias para definição da ação sísmica	61
4.3.1	Acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta	61
4.3.2	Acelerogramas gerados com modelos de rotura de falha	62
4.3.3	Acelerogramas registados <i>in situ</i> e escalados	64
4.4	Modelos numéricos para análise de sistemas barragem-fundação-albufeira.....	66
4.4.1	Tipo de modelos para simular a interação dinâmica água-estrutura	67
4.4.2	Modelo clássico de massas de água associadas.....	69
4.5	Programa para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira.....	71
4.5.1	Considerações gerais.....	71
4.5.2	Estrutura do programa DynDam1.0	72
4.6	Considerações finais.....	77
5	Análise sísmica da barragem do Cabril para diferentes cotas de água.....	79
5.1	Considerações iniciais.....	79
5.2	Barragem do Cabril	80
5.3	Descrição do modelo de EF3D para análise do comportamento dinâmico	82
5.4	Análise estática da barragem	85
5.4.1	Peso próprio (PP)	86
5.4.2	Pressão hidrostática (PH).....	88
5.4.3	Ação conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática (PP+PH297)	90
5.5	Análise dinâmica da barragem	92

5.6	Análise sísmica de barragens.	94
5.6.1	Deslocamentos sísmicos numa barragem. Amplitude máxima no topo da consola central.	94
5.6.2	Coeficiente de amplificação da aceleração entre a base e o topo.....	95
5.6.3	Influência da cota de água na análise de deslocamentos.....	96
5.7	Estudo paramétrico da resposta sísmica da barragem do Cabril para amortecimento baixo.....	98
5.7.1	Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio.....	99
5.7.2	Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone.....	100
5.7.3	Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir do modelo de rotura de falha para a barragem de Ribeiradio.....	100
5.7.4	Análise da resposta sísmica para acelerogramas recolhidos in situ e escalados para aceleração de pico de 0,2g.....	101
5.8	Estudo paramétrico da resposta sísmica da barragem do Cabril para amortecimento elevado.....	110
5.8.1	Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio.....	110
5.8.2	Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone.....	110
5.8.3	Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir do modelo de rotura de falha para a barragem de Ribeiradio.....	111
5.8.4	Análise da resposta sísmica para acelerogramas recolhidos in situ e escalados para aceleração de pico de 0,2g.....	111
5.9	Considerações Finais.....	120
6	Conclusões e perspetivas futuras.....	121
6.1	Síntese do trabalho e conclusões gerais.....	121
6.2	Trabalhos desenvolvidos.....	122
6.3	Desenvolvimentos futuros.....	123
	Bibliografia.....	125

Índice de Figuras

Capítulo 1

- Figura 1.1** – Barragem do Cabril. Localização no mapa de sismicidade do EC8 (ação sísmica tipo I) (adaptado de (NP EN 1998-1, 2010)). 1
- Figura 1.2** – Variação da cota de água numa barragem submetida a um determinado sismo. 2
- Figura 1.3** – Discretização em EF3D da barragem do Cabril. Modelo adotado no estudo numérico da resposta sísmica da barragem para diferentes cotas de água. 3
- Figura 1.4** – Modelos numéricos de EF3D para análise sísmica de barragens. Simulação do efeito da pressão hidrodinâmica com base num modelo de massas de água associadas (Westergaard, 1933). 4
- Figura 1.5** – Análise do comportamento sísmico da barragem do Cabril para um acelerograma sísmico aplicado na base. Variação da amplitude máxima de deslocamentos sísmicos no topo da consola central para diferentes cotas de água. Neste caso, a situação de albufeira cheia não é a mais gravosa: os deslocamentos máximos ocorrem para uma cota de água de 14 m abaixo do coroamento. 7

Capítulo 2

- Figura 2.1** – Classificação das barragens segundo a ICOLD: Grandes barragens e Pequenas barragens (adaptado de (IST, 2017)). 10
- Figura 2.2** – Quantificação de barragens quanto ao tipo de materiais utilizados (adaptado de (ICOLD, 2017)). 11
- Figura 2.3** – Exemplos de barragens de materiais soltos em Portugal (CNPGB, 2017): a) Barragem de Terra (Barragem de Prada); b) Barragem de Enrocamento (Barragem de Bastelos). 12
- Figura 2.4** – Exemplos de barragens de betão em Portugal (CNPGB, 2017): a) Barragem de Gravidade (Barragem de Rebordelo); Barragem de Contraforte (Barragem de Pracana); c) Barragem em Abóbada (Barragem do Cabril); d) Barragem de abóbadas múltiplas (Barragem da Agueira); e) Barragem mista (Barragem do Alto Rabagão). 13
- Figura 2.5** – Principais utilizações das barragens (adaptado de (ICOLD, 2017)). 14
- Figura 2.6** – Barragens com tipos de utilização particulares em Portugal (CNPGB, 2017): a) Produção de energia elétrica (Barragem do Alto Lindoso); b) Abastecimento de água e atividades recreativas (Barragem de Castelo de Bode); c) Rega e abastecimento rural (Barragem do Alqueva). 15

Figura 2.7 – Barragem de Lower Crystal Springs (Rogers, 2012): a) Corpo da barragem; b) Esquema dos blocos montados na barragem; c) Movimento Relativo da falha de San Andreas (Wikipédia, 2017).	17
Figura 2.8 – Barragem de Koyna (WordPress, 2017).....	18
Figura 2.9 – Barragem de Pacoima (Wikipédia, 2017).	19
Figura 2.10 – Barragem de Shihgang (Wikipédia, 2017).	20
Figura 2.11 – Barragem de Shapai (ChengduEngineeringCorporation, 2017).....	20
Figura 2.12 – Esquema ideal de localização de sensores de monitorização em barragens para análise de monitorização em regime contínuo (adaptado de (GeoSIG, 2017)).	21
Figura 2.13 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Pacoima: a) Localização dos acelerómetros (Gutierrez, 2001); (Alves, 2004); b) Acelerogramas recolhidos a 13 Janeiro de 2001 (Alves, 2004).	22
Figura 2.14 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Mauvoisin: a) Barragem de Mauvoisin (Wikipédia, 2017); b) Resultados experimentais de ensaios na barragem (Mendes, 2010); Sistema de acelerogramas instalados na barragem (Darbre, 2000).....	23
Figura 2.15 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Enguri: a) Barragem de Enguri (Wikipédia, 2017); b) Sistema de monitorização instalado na barragem (GeoSIG, 2017).	24
Figura 2.16 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Ertan (Yang, Jin, Wang, & Kou, 2017): a) Barragem de Ertan; b) Resultados de medições sísmicas; c) Sistema de acelerómetros instalados.	25
Figura 2.17 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Hitotsuse: a) Barragem de Hitotsuse (Wikipédia, 2017); b) Identificação modal com recurso a espectros de densidade espectral de potência (adaptado de (Okuma, Ikeda, Mazda, Kanazawa, & Nagata, 2012)); c) Sistema de acelerómetros instalados (Okuma, Ikeda, Mazda, Kanazawa, & Nagata, 2012).	26
Figura 2.18 – Sistema de monitorização implementado na barragem do Cabril: a) Vista jusante com sistema implementado (Kinematics, 2017); b) Análise das frequências naturais para várias cotas de água; c) sistema implementado na barragem (Oliveira & Silvestre, 2016).	27
Figura 2.19 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Cahora Bassa: a) Barragem de Cahora Bassa; b) Localização dos acelerómetros: dez acelerómetros uniaxiais no corpo da barragem (na galeria do coroamento) e três triaxiais na rocha.	28
Figura 2.20 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Baixo Sabor (Pereira, Magalhães, Gomes, Cunha, & V.Lemos, 2017): a) Barragem de Baixo Sabor; b) Resultados do Sistema de monitorização: controlo de frequências naturais e controlo do nível de água; c) sistema de acelerómetros instalados.	29
Figura 2.21 – Sistema de monitorização de vibrações em barragens da Coreia do Sul (GeoSIG, 2017): a) Vibrações registadas; b) Localização das barragens monitorizadas.	30

Capítulo 3

Figura 3.1 – Caso de estudo (oscilador com 3 GL) (adaptado de (Oliveira S. , 2013)).....	35
Figura 3.2 – Construção da matriz de rigidez da estrutura (adaptado de (Oliveira S. , 2013) e (Oliveira S. , 2007)): a) Rigidez de um pilar; b) Deformada auxiliar para construir a matriz de rigidez da estrutura.	35
Figura 3.3 – Representação gráfica conjunta dos parâmetros fundamentais do oscilador com 3 GL em estudo.....	39
Figura 3.4 – Discretização temporal de forças constantes em cada intervalo de tempo (Mendes, 2010).	47
Figura 3.5 – Oscilador de 3 GL quando solicitado por um sismo: a) Acelerograma sísmico considerado. b) Amplitude de deslocamento máximo obtidos no topo do oscilador	48
Figura 3.6 – Análise sísmica de um edifício de 3 pisos. Teste comparativo entre as formulações clássica e a formulação de estado com uma sub-matriz de estado e com duas sub-matrizes de estado.....	50
Figura 3.7 – Teste comparativo para três valores de massa diferentes. Comparação dos deslocamentos máximos no topo do edifício.....	52

Capítulo 4

Figura 4.1 – Equações fundamentais da mecânica dos sólidos (adaptado de (Oliveira S. , 2016)).	56
Figura 4.2 – Modelação do comportamento de sistemas barragem-fundação-albufeira sob ações estáticas e dinâmicas: equações fundamentais. Representação esquemática de uma barragem (Ω) com indicação das fronteiras Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas) e Γ_2 (em que se aplicam tensões normais correspondentes às pressões hidrostática e hidrodinâmica) (adaptado de (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014))......	57
Figura 4.3 – Definição de projeto para o sismo base de projeto (SBP) e para o sismo máximo de projeto (SMP): Espectros de resposta obtidos para um amortecimento relativo de 5%, para o caso da barragem de Ribeiradio (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014).	62
Figura 4.4 – Acelerograma sísmico obtido através de espectro de resposta para o projeto da barragem de Ribeiradio, considerando SBP.	62
Figura 4.5 – Representação esquemática do modelo de rotura de falha.....	63
Figura 4.6 – Comparação dos espectros de resposta envolventes (a utilizar nas verificações para o SMP e SBP) com os espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas sísmicos gerados por intermédio de um modelo de rotura de falha (Carvalho, 2007), para o caso da barragem de Ribeiradio.	63

Figura 4.7 – Acelerograma sísmico obtidos através do modelo de rotura de falha para a barragem de Ribeiradio.	64
Figura 4.8 – Mapa de risco sísmico mundial (MarkedbyTeachers, 2017).	64
Figura 4.9 – Acelerogramas sísmicos obtidos através de registos medidos <i>in situ</i> : a) Sismo de Kobe 1995); b) Sismo de ChiChi (1999); c) Sismo de Nórchia (2016).	65
Figura 4.10 – Tipos de modelos utilizados para análise da interação dinâmica água-estrutura.	68
Figura 4.11 – Barragem com paramento vertical para descrever a solução analítica de Westergaard e representação da distribuição de pressões hidrodinâmicas calculadas para acelerações constantes ao longo do tempo (Alegre, Oliveira, Espada, Câmara, & Lemos, 2016).	69
Figura 4.12 – Comportamento dinâmico de sistemas Barragem-Fundação-Albufeira: Modelo com massas de água associadas. Integração temporal utilizando a formulação em deslocamentos (adaptado de (Oliveira, Espada, & Câmara, 2012)).	70
Figura 4.13 – Programa DynDam1.0 em MATLAB. Ficheiro em Excel com os dados de entrada no programa, script em MATLAB e uma das figuras geradas pelo programa.	72

Capítulo 5

Figura 5.1 – Barragem do Cabril (CNPGB, 2017); a) Vista de montante (alçado planificado); b) Vista de perfil; c) Planta; d) Localização geográfica da barragem do Cabril.	81
Figura 5.2 – Fissuração no paramento de jusante na barragem do Cabril. Evolução após os trabalhos de reabilitação (adaptado de (Oliveira S. , 2000); (Oliveira, Espada, & Silvestre, 2016)).	82
Figura 5.3 – Malha de EF3D do sistema barragem-fundação: a) Representação da malha da barragem e da fundação; b) Tipo de elemento finito considerado (com 20 pontos nodais).	83
Figura 5.4 – Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas: a) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 1\%$ na frequência do 1º modo; b) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 5\%$ na frequência do 1º modo.	84
Figura 5.5 – Representação das principais ações estáticas: PP e PH297. Destaque para o aparecimento de trações na base a montante e compressões na a jusante.	85
Figura 5.6 – Deslocamentos e tensões principais devido ao peso próprio: a) Deslocamentos; b) Tensões no paramento de montante; c) Tensões no paramento de jusante.	87
Figura 5.7 – Deslocamentos e tensões principais devido à pressão hidrostática para a água à cota do coroamento: a) Deslocamentos; b) Tensões no paramento de montante; c) Tensões no paramento de jusante.	89
Figura 5.8 – Deslocamentos e tensões principais devido à combinação de ações (PP+PH297) : a) Deslocamentos; b) Tensões no paramento de montante; c) Tensões no paramento de jusante.	91
Figura 5.9 – Variação em função da cota de água das frequências naturais dos primeiros seis modos de vibração da barragem do Cabril (as frequências diminuem com o aumento da cota de água). ...	93

Figura 5.10 – Deslocamentos sísmicos máximos na consola central. a) Vista em perspetiva da barragem; b) Deformada da consola central para a combinação PP+PH (preto) e para as situações de deslocamento sísmico máximo para jusante (vermelho escuro) e deslocamento sísmico máximo para montante (verde); c) História de deslocamentos radiais no topo da consola central com indicação dos instantes em que ocorre o deslocamento sísmico máximo para jusante (ponto vermelho escuro) e para montante (ponto verde).....	95
Figura 5.11 – Consideração do coeficiente de amplificação da aceleração entre a base e o topo da consola central.....	96
Figura 5.12 – Sismo gerado a partir do espectro de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). No gráfico espectral apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril (linhas verticais) para a cota de água máxima de 297 m e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).....	96
Figura 5.13 – Influência da cota de água no valor da amplitude máxima do deslocamento sísmico. Interpretação dos resultados tendo em conta a coincidência entre os picos espectrais do acelerograma sísmico (montante-jusante) e as frequências naturais dos modos simétricos (elevado fator de participação modal para sismos atuantes na direção montante-jusante).	97
Figura 5.14 – Sismos gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).....	102
Figura 5.15 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) gerados a partir de um espectro de resposta (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central.	103
Figura 5.16 – Sismos gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).....	104
Figura 5.17 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) gerados a partir de um espectro de resposta (Luzzone), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em	

mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central,	105
Figura 5.18 – Sismos gerados a partir do modelo de rotura de falha para barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espetro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).....	106
Figura 5.19 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) gerados com base num modelo de rotura de falha (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central,	107
Figura 5.20 – Sismos recolhidos <i>in situ</i> e calibrados (acelerograma e respetivo espetro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).	108
Figura 5.21 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) registados <i>in situ</i> , considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central,	109
Figura 5.22 – Sismos gerados a partir de espetros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espetro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem).....	112
Figura 5.23 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) gerados a partir de um espetro de resposta (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central.	113
Figura 5.24 – Sismos gerados a partir de espetros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone (acelerograma e respetivo espetro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem).....	114

Figura 5.25 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) gerados a partir de um espectro de resposta (Luzzone), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central. 115

Figura 5.26 – Sismos gerados a partir do modelo de rotura de falha para barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). 116

Figura 5.27 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) gerados com base num modelo de rotura de falha (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central. 117

Figura 5.28 – Sismos recolhidos *in situ* e calibrados (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). 118

Figura 5.29 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) registados *in situ*, considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central. 119

Simbologia

Latinas maiúsculas

\underline{A}	Matriz de estado que contém as matrizes de massa e amortecimento (para oscilador de N Grau de liberdade)
$\underline{\underline{A}}$	Sub-matriz de estado que envolve as propriedades do sistema (massa e amortecimento)
\underline{B}	Matriz que contém as derivadas das funções de interpolação ($\underline{B} = \underline{LN}$)
$\underline{\underline{B}}$	Sub-matriz de estado que envolve as propriedades do sistema (massa e rigidez)
C_{MMA}	Coefficiente de massas de água associadas
\underline{D}	Matriz de elasticidade
E	Módulo de elasticidade
E_{bet}	Módulo de elasticidade estático do betão
E_{din}	Módulo de elasticidade dinâmico do betão
E_{Fund}	Módulo de elasticidade estático da fundação
\underline{G}	Módulo de distorção
\underline{I}	Matriz Identidade
\underline{K}	Matriz de rigidez modal ($\underline{K} = \underline{\phi}^T \underline{k} \underline{\phi}$)
\underline{L}	Vetor dos fatores de participação modal
$\underline{\underline{L}}$	Operador diferencial ($\underline{\varepsilon} = \underline{\underline{L}} \underline{u}$)
\underline{M}	Matriz de massa modal
N_{GL}	Número de graus de liberdade de um modelo numérico de elementos finitos
\underline{N}	Matriz das funções de interpolação
\underline{S}	Matriz que envolve o a distribuição espacial das forças pelos graus de liberdade

Latinas minúsculas

\underline{a}_S	Vetor de aceleração sísmica
c	Amortecimento
\underline{C}	Matriz de amortecimento global
c_{cr}	Amortecimento crítico
\underline{C}_M	Matriz de amortecimento modal
$\underline{C}_{M_{NGL}}$	Matriz de amortecimento modal no N grau de liberdade
\underline{c}^e	Matriz de amortecimento elementar
\underline{f}	Vetor das forças nodais
\underline{f}	Vetor das forças mássicas $\underline{f} = \underline{f}(x_1, x_2, x_3, t)$ (3x1)
\underline{f}_M	Vetor das histórias de cargas modais
g	Força da gravidade ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
k	Rigidez
\underline{k}	Matriz de rigidez
\underline{k}_M	Matriz de rigidez modal
$\underline{k}_{M_{NGL}}$	Matriz de rigidez modal no N grau de liberdade
\underline{k}^e	Matriz de rigidez de um elemento finito
m	Massa específica (kg/m^3)
\underline{m}	Matriz de massa
\underline{m}_M	Matriz de massa modal
$\underline{m}_{M_{NGL}}$	Matriz de massa modal no N grau de liberdade
\underline{m}^e	Matriz de massa elementar
\underline{r}	Vetor das coordenadas modais de estado
\underline{u}	Campo de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(x_1, x_2, x_3, t)$
\underline{u}	Vetor de deslocamentos
\underline{u}^e	Vetor elementar de deslocamentos
$\underline{\dot{u}}$	Vetor de velocidades
$\underline{\ddot{u}}$	Vetor de acelerações
\underline{v}	Vetor de velocidades na formulação de estado
$\underline{\dot{v}}$	Vetor de acelerações na formulação de estado
\underline{x}	Vetor de estado (deslocamentos e velocidades)

z	Vetor das coordenadas modais de estado
\dot{z}	Vetor das coordenadas modais de estado derivadas em ordem ao tempo

Gregas maiúsculas

Φ	Matriz modal
$\dot{\Phi}$	Matriz com as derivadas dos modos em ordem ao tempo (velocidades modais)
Φ_E	Matriz modal no espaço de estados
Γ_1	Fronteira rocha-rocha com deslocamentos nulos (base do bloco de fundação)
Γ_2	Fronteira betão-água (face de montante da barragem)

Gregas minúsculas

α	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i>
β	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i>
ξ	Vetor das deformações
ϕ	Vetor modal
ϕ_E	Vetor modal no espaço de estados
ν	Coeficiente de Poisson
γ	Peso volúmico de um material (kN/m ³)
λ	Valores próprios de um sistema estrutural
$\underline{\lambda}$	Matriz de valores próprios de um sistema estrutural (diagonal)
$\overline{\lambda}$	Conjugado da matriz de valores próprios de um sistema
λ_E	Valores próprios da matriz de estado
$\underline{\lambda}_E$	Matriz diagonal com os valores próprios de um sistema no espaço de estados
ω_n	Frequência angular natural de um modo n (em rad/s)
ω_A	Frequência angular amortecida de um modo n (em rad/s)
σ	Vetor das tensões
ξ	Coeficiente de amortecimento relativo $\left(\xi = c/c_{cr} = c/2\sqrt{km} \right)$

Abreviaturas (siglas)

APA	Agencia Portuguesa do Ambiente
CNPGB	Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens
EC8	Eurocódigo 8
EF	Elemento Finito
EF3D	Elemento finito 3D
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i>
FMM	Filtro de Médias Móveis
GL	Graus de Liberdade
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LFCV	Lema Fundamental do Cálculo Variacional
MEF	Método dos Elementos Finitos
MAA	Massas de água associadas
PH	Pressão hidrostática
PP	Peso Próprio
SBP	Sismo Base de Projeto
SMP	Sismo Máximo de Projeto
TDF	Transformada Discreta de Fourier

1

Introdução

1.1 Justificação e enquadramento do tema

Muitas das grandes barragens atualmente em exploração estão situadas em zonas sísmicas (Figura 1.1), e, por vezes em zonas de elevada sismicidade. Nestas obras, e nas futuras obras ainda em fase de projeto ou construção, um aspeto fundamental a ter em conta no controlo da segurança é precisamente a necessidade de garantir uma boa capacidade de resistência a eventos sísmicos. Para tal é necessário desenvolver modelos que permitam simular a resposta sísmica de sistemas barragem-fundação-albufeira, os quais devem ser devidamente testados através da comparação com resultados experimentais obtidos com base na monitorização da resposta sísmica das obras existentes. Por esta razão têm vindo a ser instalados sistemas de monitorização sísmica em diversas grandes barragens.

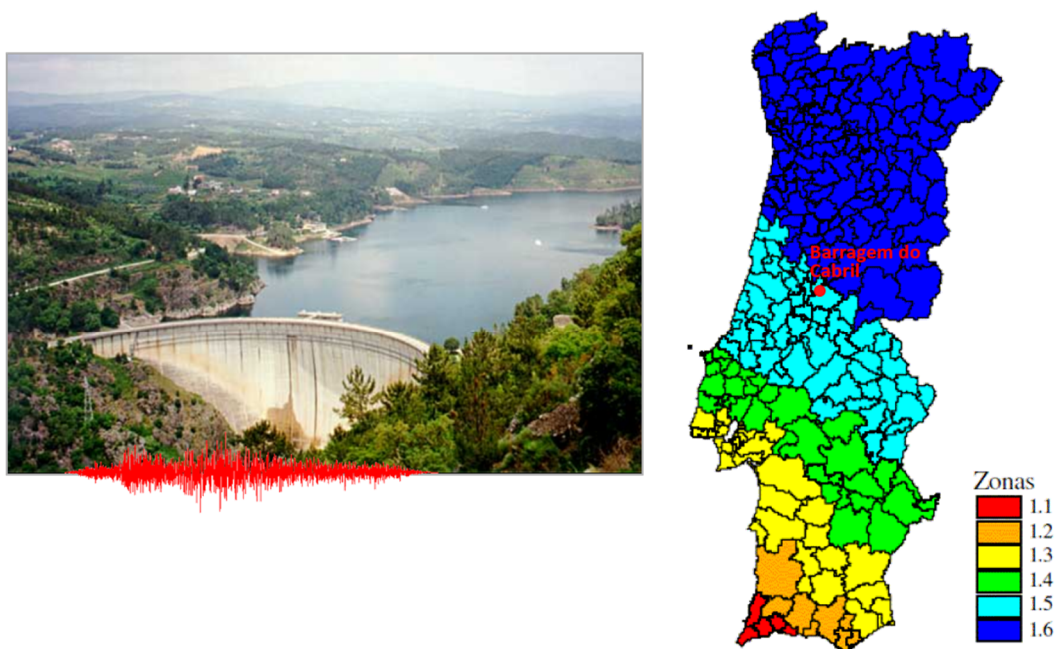


Figura 1.1 – Barragem do Cabril. Localização no mapa de sismicidade do EC8 (ação sísmica tipo I) (adaptado de (NP EN 1998-1, 2010)).

No caso das barragens, esta necessária comparação entre a resposta sísmica calculada numericamente e a resposta sísmica medida durante um dado evento sísmico, exige que, na modelação, seja considerado o acelerograma sísmico que efetivamente atingiu a obra (medido na fundação rochosa, junto à inserção: caracterizado pela respetiva duração, amplitude e conteúdo em frequência), assim como o valor exato da cota de água na albufeira registada no momento da ocorrência do sismo. Efetuando estas comparações para vários eventos sísmicos registados em obra, torna-se possível melhorar e aumentar a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados na simulação da resposta sísmica de grandes barragens.

Este trabalho é precisamente desenvolvido na perspetiva de contribuir para os estudos de simulação numérica da resposta sísmica de grandes barragens abóbada sendo conhecido o acelerograma sísmico atuante e a cota de água na albufeira água (Figura 1.2). Neste trabalho analisa-se, em particular, a influência da cota de água na resposta sísmica de uma dada obra submetida a um dado acelerograma sísmico, recorrendo à modelação numérica da resposta sísmica no domínio do tempo utilizando elementos finitos 3D para discretizar a barragem e a fundação, e considerando que as pressões hidrodinâmicas podem ser adequadamente simuladas com base na técnica de massas de água associadas de Westergaard.

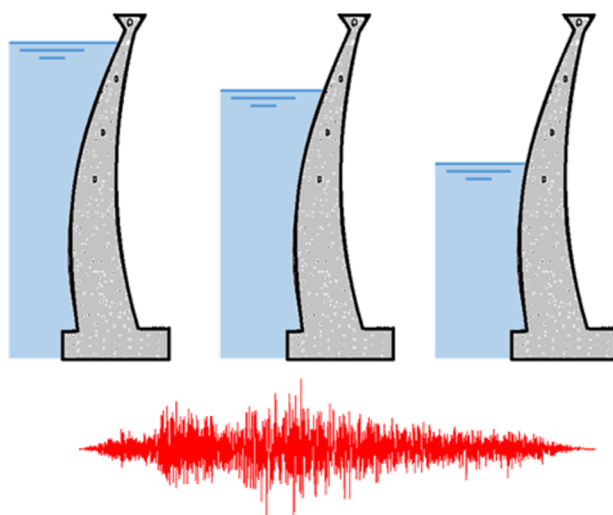


Figura 1.2 – Variação da cota de água numa barragem submetida a um determinado sismo.

1.2 Objetivos da dissertação

O principal objetivo da dissertação é analisar a resposta sísmica de barragens abóbada para diferentes cotas de água recorrendo a modelos numéricos de elementos finitos tridimensionais (Figura 1.3), com vista a calcular, para um qualquer acelerograma sísmico dado, de que forma varia a amplitude máxima da resposta sísmica em função da cota de água na albufeira.

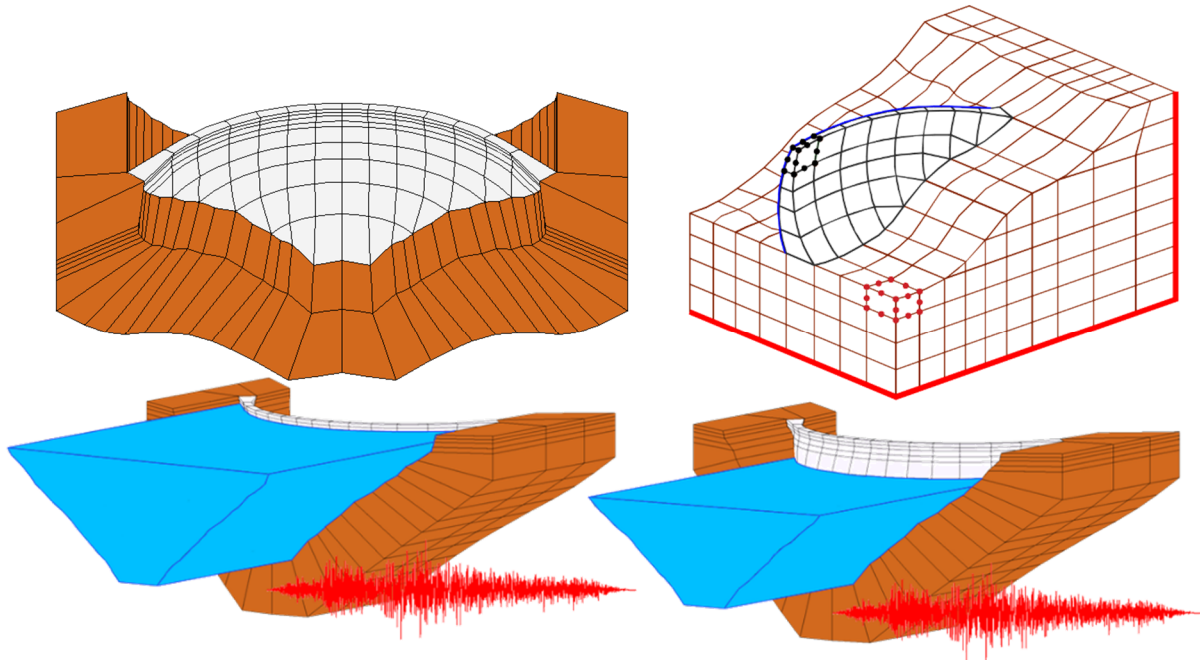


Figura 1.3 – Discretização em EF3D da barragem do Cabril. Modelo adotado no estudo numérico da resposta sísmica da barragem para diferentes cotas de água.

Para tal será utilizado um programa em MATLAB, de elementos finitos 3D, que permite efetuar a análise sísmica de barragens no domínio do tempo (em regime elástico-linear), para várias cotas de água, adotando a hipótese de massas de água associadas de Westergaard para simular as pressões hidrodinâmicas (Figura 1.4).

Apresentam-se resultados referentes à análise sísmica da barragem do Cabril para vários acelerogramas sísmicos escalados para uma aceleração de pico de 0,2g, com diferentes conteúdos em frequência. Utilizaram-se três tipos de acelerogramas sísmicos: i) gerados com base num modelo de rotura de falha desenvolvido no LNEC; ii) gerados através do programa SIMQKE, diretamente a partir de espetros de resposta (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014); e iii) acelerogramas sísmicos correspondentes a sismos reais medidos.

Além do objetivo principal referido, pretende-se ainda na dissertação:

- i) Apresentar uma comparação da formulação numérica clássica e uma formulação de estado, com uma e duas sub-matrizes de estado. Comparação com recurso a um exemplo prático;
- ii) Apresentar resumidamente os fundamentos do MEF (Método dos elementos finitos) tendo em vista a modelação numérica do comportamento estático e dinâmico de estruturas (problema de valores de fronteira);
- iii) Confirmar a importância e o interesse da utilização de modelos numéricos, recorrendo ao MEF, para o conhecimento das características e comportamento das estruturas, por forma a contribuir para o controlo da segurança das estruturas;
- iv) Estudar a interação dinâmica água-estrutura para o caso do sistema barragem-fundação-albufera da barragem de Cabril, recorrendo a um programa de EF3D, considerando o modelo de massas de água associadas (usando uma formulação clássica em deslocamentos de Westergaard);
- v) Apresentar resumidamente diferentes metodologias para obtenção de acelerogramas sísmicos. Aplicação de acelerogramas obtidos de diferentes maneiras no teste da barragem do Cabril para diferentes cotas de água;
- vi) Efetuar a análise dinâmica e a análise sísmica da barragem do Cabril, apresentando os resultados obtidos: frequências naturais e modos de vibração; campos de deslocamentos no corpo da barragem; campo de tensões no interior e nos paramentos da barragem.

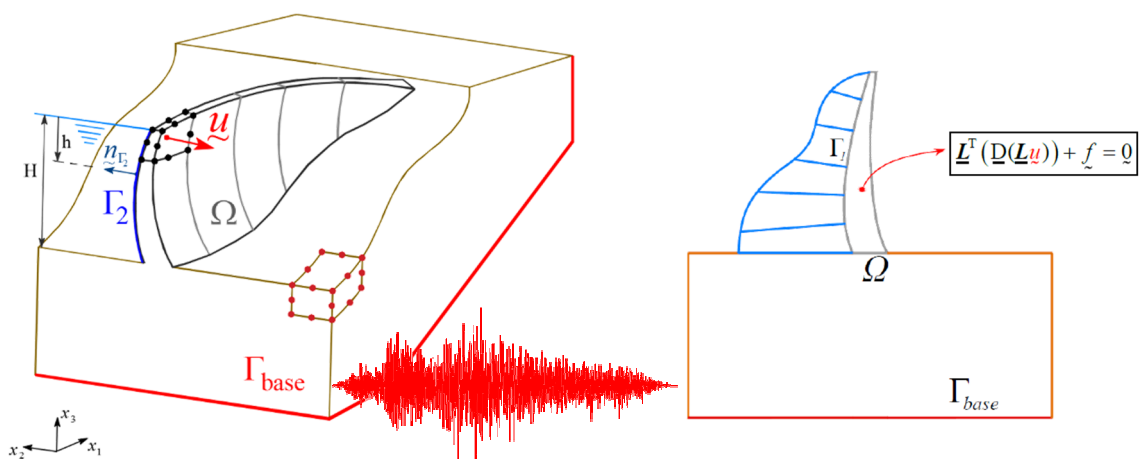


Figura 1.4 – Modelos numéricos de EF3D para análise sísmica de barragens. Simulação do efeito da pressão hidrodinâmica com base num modelo de massas de água associadas (Westergaard, 1933).

1.3 Estrutura do trabalho

A presente dissertação está estruturada com seis capítulos, incluindo o presente capítulo introdutório. Será apresentada de seguida a restante estruturação do trabalho.

- *Capítulo 2 – Barragens de betão. Sistemas de monitorização do comportamento sísmico*

O segundo capítulo aborda o estado de arte relativamente a barragens de betão, considerando quais são as principais tipologias de construção (materiais e técnicas) assim como as principais finalidades das mesmas. Aborda ainda as principais vantagens sobre a monitorização de barragens, começando por dar a conhecer alguns incidentes que ocorreram devido a eventos sísmicos em barragens de betão. Posteriormente são estudadas algumas barragens que possuem sistemas de monitorização de vibrações em tempo real.

- *Capítulo 3 – Modelação do comportamento dinâmico de estruturas*

Neste capítulo será exposto um exemplo de um oscilador com 3 GL com um sismo aplicado ao nível da base, onde é elaborada uma comparação entre a formulação clássica e a formulação de estado (com uma ou duas sub-matrizes de estado). Neste contexto serão abordados temas como os fatores de amortecimento de Rayleigh.

Para finalizar o capítulo são feitos dois testes no modelo de 3 GL, primeiramente um teste que compara os resultados com recurso às três formulações numéricas distintas (formulação clássica, formulação de estado com uma sub-matriz de estado e formulação de estado com duas sub-matrizes de estado). Por fim será feito um estudo que consiste em modificar as massas da estrutura de teste, considerando a sua análise no domínio da frequência (com recurso a espetros de amplitude de Fourier), para compreender o impacto que a massa tem na resposta da estrutura, quando submetida a um determinado sismo.

- *Capítulo 4 – Desenvolvimento de uma aplicação em MATLAB para análise sísmica de barragens de betão*

O quarto capítulo começa por fazer uma abordagem ao Método dos Elementos Finitos (MEF) que vem completar as formulações estudadas anteriormente, na perspetiva de otimizar os programas de cálculo.

Posteriormente são apresentadas várias metodologias existentes para a definição e obtenção dos valores da ação sísmica, nomeadamente, acelerogramas gerados por espetros de

resposta, acelerogramas gerados através do modelo de rotura de falha e acelerogramas registados e calibrados *in situ*.

Seguidamente são estudados os modelos numéricos utilizados para a análise dos sistemas barragem-fundação-albufeira, dando particular destaque ao modelo clássico de massas de água associadas (proposto por Westergaard), que assume um amortecimento de Rayleigh e a hipótese de regime elástico-linear dos materiais, que fundamentam o programa desenvolvido.

Para finalizar o capítulo é apresentado o programa utilizado (**DynDam1.0**), fazendo uma apresentação das suas principais funcionalidades e posteriormente mostrando o algoritmo do programa.

- *Capítulo 5 – Análise sísmica da barragem do Cabril para diferentes cotas de água*

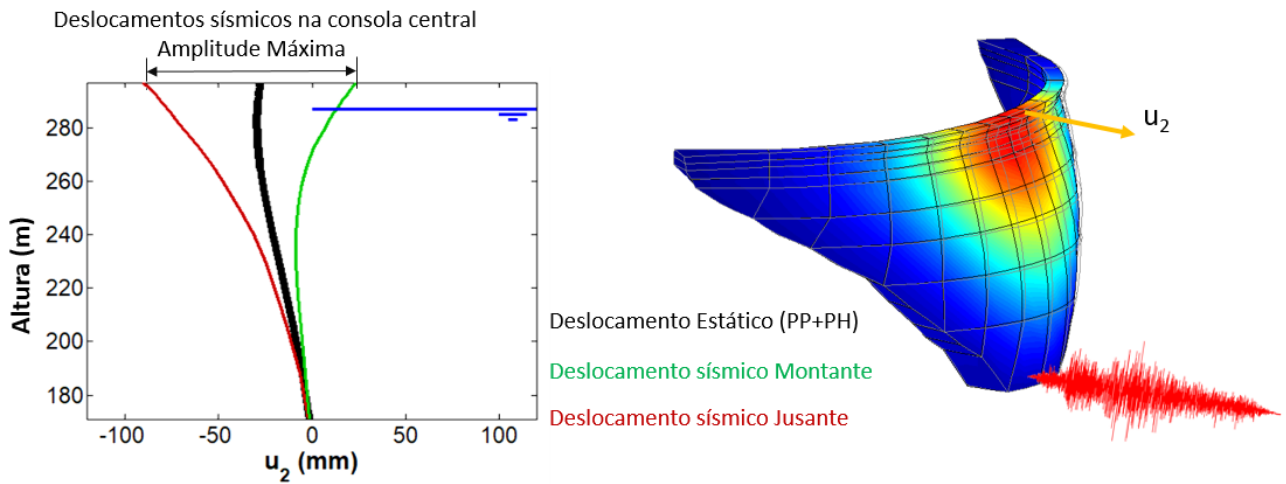
Neste capítulo primeiramente será apresentada a modelação do comportamento dinâmico das estruturas e feita uma breve descrição do caso de estudo (Barragem do Cabril), sendo posteriormente feita uma análise estática da barragem em termos do campo de tensões e deslocamentos, considerando o efeito das ações (peso próprio, pressão hidrostática) individualmente e em simultâneo.

Seguidamente é apresentada uma análise dinâmica da barragem, onde serão analisadas as frequências naturais de vibração, os seus respetivos modos e os fatores de participação modal.

Segue-se uma análise sísmica da barragem. Será apresentada a análise da amplitude de deslocamentos e do coeficiente de amplificação de acelerações, na consola central da barragem, quando solicitada por um sismo na direção montante-jusante. Este estudo é realizado para cotas de água que variam desde a albufeira cheia até a albufeira vazia (Figura 1.5) e considerando duas leis de amortecimentos diferentes:

- i. Coeficiente de amortecimento aproximadamente igual a 1% na primeira frequência da barragem
- ii. Coeficiente de amortecimento aproximadamente igual a 5% na primeira frequência da barragem

Estes estudos são apresentados para 12 sismos, obtidos através das metodologias analisadas no capítulo 4.



Varição da amplitude máxima de deslocamentos sísmicos no topo da consola central para diferentes cotas de água

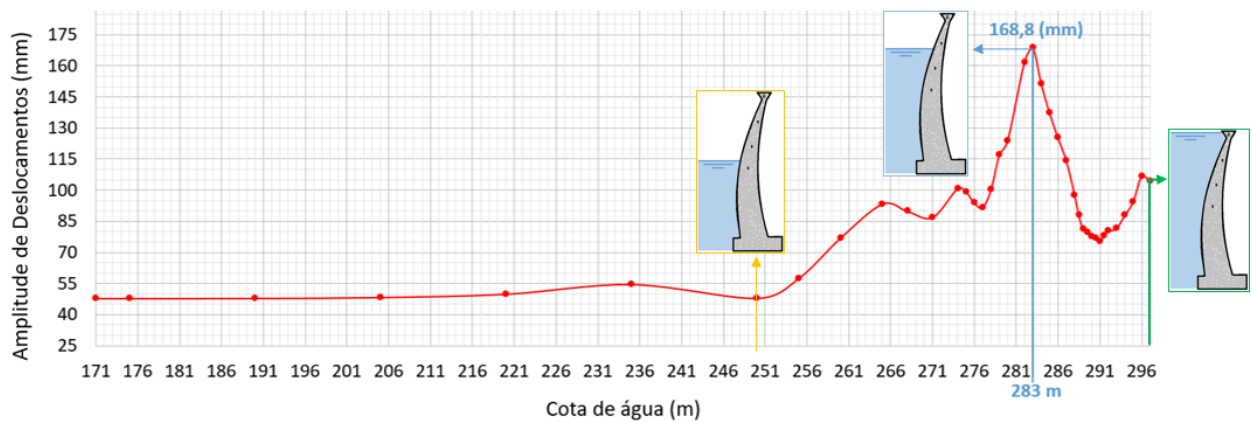


Figura 1.5 – Análise do comportamento sísmico da barragem do Cabril para um acelerograma sísmico aplicado na base. Variação da amplitude máxima de deslocamentos sísmicos no topo da consola central para diferentes cotas de água. Neste caso, a situação de albufeira cheia não é a mais gravosa: os deslocamentos máximos ocorrem para uma cota de água de 14 m abaixo do coroamento.

- *Capítulo 6 – Conclusões e perspectivas futuras*

No último capítulo é apresentada uma síntese do trabalho desenvolvido, apresentando as principais conclusões obtidas. Apresentam-se ainda as principais contribuições do trabalho e salientam-se as perspectivas de desenvolvimentos futuros.

2

Barragens de betão. Sistemas de monitorização do comportamento sísmico

2.1 Considerações iniciais

A observação e análise do comportamento dinâmico de barragens de betão tem assumido uma importância crescente tendo em vista, especialmente, o controlo de segurança relativamente às ações sísmicas.

Apesar de não existirem dados que indiquem os efeitos sísmicos como principal motivo de colapso de muitas barragens, a verdade é que, nalguns casos, esse foi o principal motivo da rotura. Contudo, um evento sísmico tem sempre um impacto numa estrutura e apesar de não existir, normalmente, um colapso global, as barragens podem sofrer danos (como deslocamentos permanentes, fissuras, percolações excessivas na fundação, etc.) que precisam de ser analisados com cuidado. Para controlar a resposta das barragens, tem-se implementado cada vez mais sistemas de monitorização, que permitem em tempo real ter acesso a dados sobre o comportamento dinâmico. Este controlo é de grande importância em barragens de betão, devido ao elevado risco que representam e devido ao facto de muitas delas terem sido projetadas e construídas com metodologias de análise sísmica que hoje se consideram inadequadas.

Neste capítulo apresentam-se as tipologias de barragens mais correntes e as principais funcionalidades a que se destinam. Analisam-se alguns casos de barragens submetidas a eventos sísmicos e as consequências dos mesmos. Por fim apresentam-se ainda alguns sistemas de monitorização instalados a nível nacional e mundial, tendo em conta a sua finalidade no que diz respeito ao controlo dos parâmetros dinâmicos da barragem.

2.2 Classificação de barragens

Uma barragem é uma interrupção do curso natural da água de um rio, acumulando-a para diversas finalidades. As barragens têm classificações diferentes entre si considerando a altura do paramento vertical e o volume de água que permitem armazenar.

As barragens são estruturas complexas e de grande importância social e económica. A sua exploração está associada a um risco potencial. O risco potencial é a quantificação das consequências de um acidente e é dado pela probabilidade de ocorrência de acidente, definido na regulamentação portuguesa de segurança de barragens.

A ICOLD (*International Commission on Large Dams*) (ICOLD, 2017) define que as barragens podem ser classificadas como dois tipos, sendo eles, pequenas barragens ou grandes barragens (Figura 2.1). Uma barragem com altura superior a 15 m, ou que possua uma altura entre 5 a 15 m e consiga armazenar três milhões de metros cúbicos de água, é considerada uma grande barragem. Qualquer barragem mais pequena em altura ou em capacidade é designada pequena barragem.

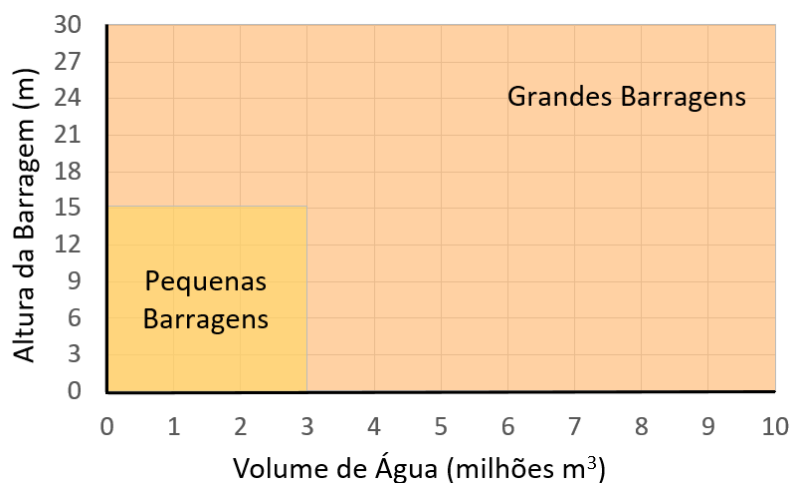


Figura 2.1 – Classificação das barragens segundo a ICOLD: Grandes barragens e Pequenas barragens (adaptado de (IST, 2017)).

Existem dois regulamentos distintos para as barragens portuguesas (APA, 2017) sendo um para barragens em geral, *Regulamento de segurança de barragens (Dec. Lei 344/2007 de 15.10.2007)* e um específico para pequenas barragens, *Regulamento de pequenas barragens (Dec. Lei 409/93 de 14.12.1993)*.

As barragens podem ainda ser classificadas quanto aos materiais utilizados na sua construção, sendo que o mais comum é serem utilizados materiais soltos, terra ou betão.

2.2.1 Tipos de barragens

As barragens são classificadas de acordo com o seu material e o tipo de concepção estrutural. Segundo um estudo da ICOLD (ICOLD, 2017) que considera uma amostra com 58519 barragens registadas, é possível constatar que, mundialmente, as barragens de terra são as mais comuns (Figura 2.2). Existem ainda uma grande incidência sobre barragens de enrocamento (materiais soltos) e de betão, sendo que, as barragens de betão têm vários tipos, de acordo com a funcionalidade para a qual estão a ser desenhadas.

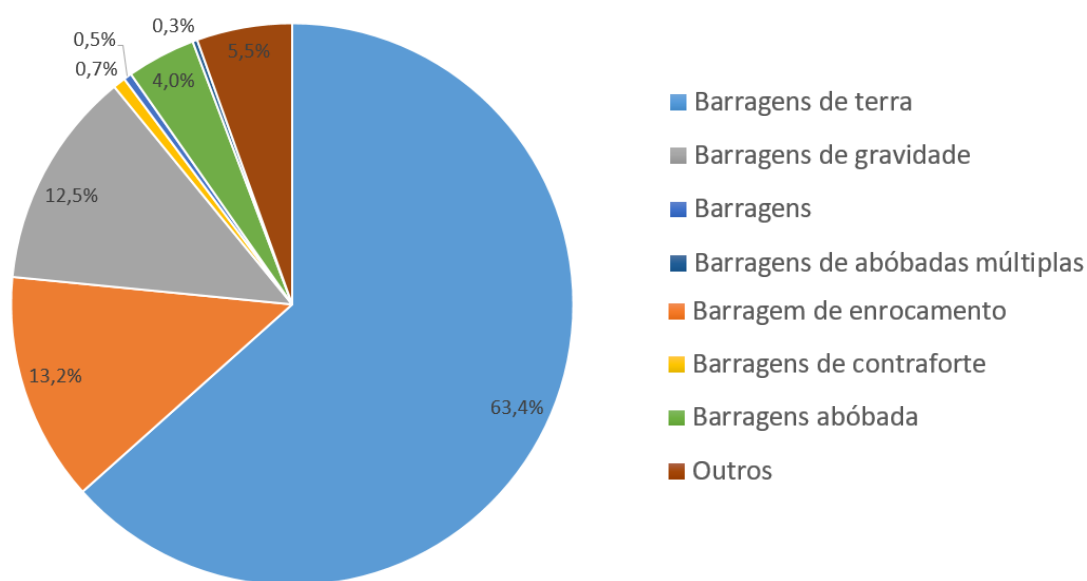


Figura 2.2 – Quantificação de barragens quanto ao tipo de materiais utilizados (adaptado de (ICOLD, 2017)).

2.2.1.1 Barragens de materiais soltos

As barragens de terra e de enrocamento, como se pode observar na Figura 2.3, são as mais comuns mundialmente e destacam-se pelas suas dimensões, uma vez que funcionam por aterro e os materiais que a compõem são mais leves que o betão. Isto leva a que seja necessária uma maior quantidade de materiais na estrutura, para obter uma boa compactação.

A não utilização de um ligante, na maior parte das vezes, faz com que exista uma necessidade em criar um efeito trapezoidal na construção, sendo criada uma base com grandes dimensões, diminuindo a secção transversal quando se aproxima do coroamento. São um tipo de barragens que requerem uma especial atenção, uma vez que necessitam de estanquidade e estabilidade estrutural especial para cada tipo de material utilizado na construção.



a)



b)

Figura 2.3 – Exemplos de barragens de materiais soltos em Portugal (CNPGB, 2017): a) Barragem de Terra (Barragem de Prada); b) Barragem de Enrocamento (Barragem de Bastelos).

2.2.1.2 Barragens de betão

As barragens de betão podem ser de diferentes tipos.

Barragens de gravidade (como é o caso da barragem de Rebordelo, presente na Figura 2.4a) são estruturas de betão que fazem uso da sua secção transversal numa perspetiva de que o seu peso próprio seja suficiente para resistir aos impulsos hidrostáticos de modo a transmitir os esforços à fundação. Este tipo de barragens pode apresentar em planta uma forma retilínea, curva ou uma forma quebrada. A escolha da forma em planta depende essencialmente das condições do subsolo, do sistema construtivo previsto e das condições topográficas (forma dos vales). As barragens de gravidade são adequadas para regiões em que a topografia é suave, com vales largos e sobretudo quando a fundação está em rocha compacta.

Barragens de contraforte (tendo como exemplo a barragem de Pracana presente na Figura 2.4b) são uma variante das barragens de gravidade, que se distinguem pelo facto de serem aligeiradas e aproveitarem elementos transversais à secção do vale (contrafortes) para resistir aos impulsos das massas de água no paramento vertical, aumentando a estabilidade da estrutura. Este tipo de barragens apresenta várias formas, sendo comum as constituídas por lajes com alinhamentos retos ou por vários arcos apoiados a montante nos contrafortes e as constituídas apenas por contrafortes. São obras mais económicas do ponto de vista da quantidade de betão necessário para a sua construção, comparativamente às barragens típicas de gravidade, no entanto, exigem grandes áreas de cofragem e um maior reforço de armadura na zona dos contrafortes. As barragens de contrafortes geralmente são adequadas para regiões de topografia suave com vales amplos e com rocha muito resistente para a fundação.

Barragens tipo abóbada são geralmente construídas em vales mais apertados, tirando proveito da altura da barragem em vez da largura, como é usual nas barragens de gravidade. A principal particularidade é o facto de que as curvaturas distribuem os impulsos da água para as margens e não para a zona da fundação. Em termos construtivos as barragens podem apresentar curvaturas em planta e em perfil, como é caso da barragem do Cabril (Figura 2.4c), ou apresentar apenas uma das curvaturas. Existem barragens que apresentam mais do que uma abóbada, como é o caso da barragem da Aqueira (Figura 2.4d), que se denominam barragens de abóbadas múltiplas. A transmissão dos esforços neste tipo de barragens é semelhante às barragens de apenas uma abóbada, porém, como existe mais do que um arco, os esforços são transmitidos à fundação geralmente por contrafortes maciços que ligam as abóbadas.

Existem ainda barragens de arco e gravidade simultaneamente, designadas de barragens mistas como é o caso de barragem de Alto Rabagão (Figura 2.4e).

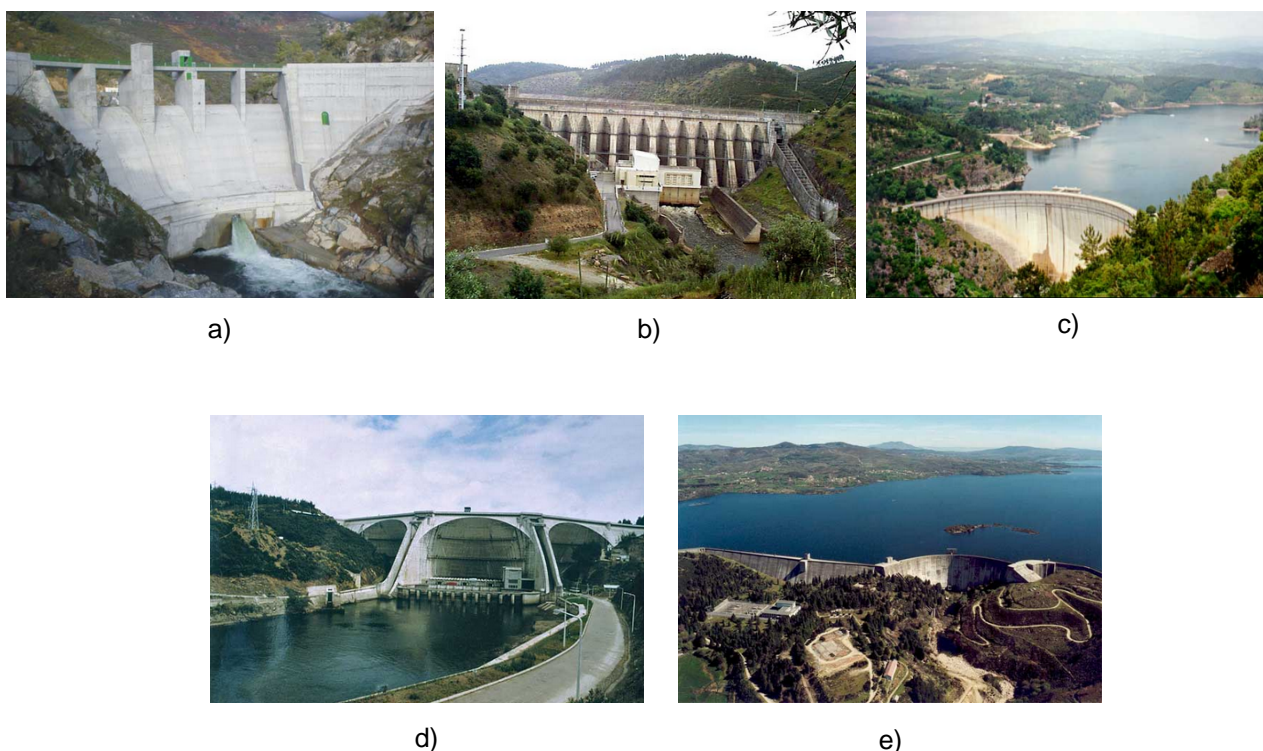


Figura 2.4 – Exemplos de barragens de betão em Portugal (CNPGB, 2017): a) Barragem de Gravidade (Barragem de Rebordelo); Barragem de Contraforte (Barragem de Pracana); c) Barragem em Abóbada (Barragem do Cabril); d) Barragem de abóbadas múltiplas (Barragem da Aqueira); e) Barragem mista (Barragem do Alto Rabagão).

2.2.2 Principais funcionalidades

As barragens são construídas com um propósito, seja ele único ou não. Numa amostra global da ICOLD (ICOLD, 2017) com 58519 barragens registadas, é possível constatar (Figura 2.5) que a rega e produção de energia elétrica são os motivos únicos mais comuns para a construção de uma barragem. Para além da funcionalidade principal, as barragens podem ainda ser utilizadas para outros fins definidos logo em projeto ou numa fase posterior (como é o caso dos fins recreativos e da pesca).

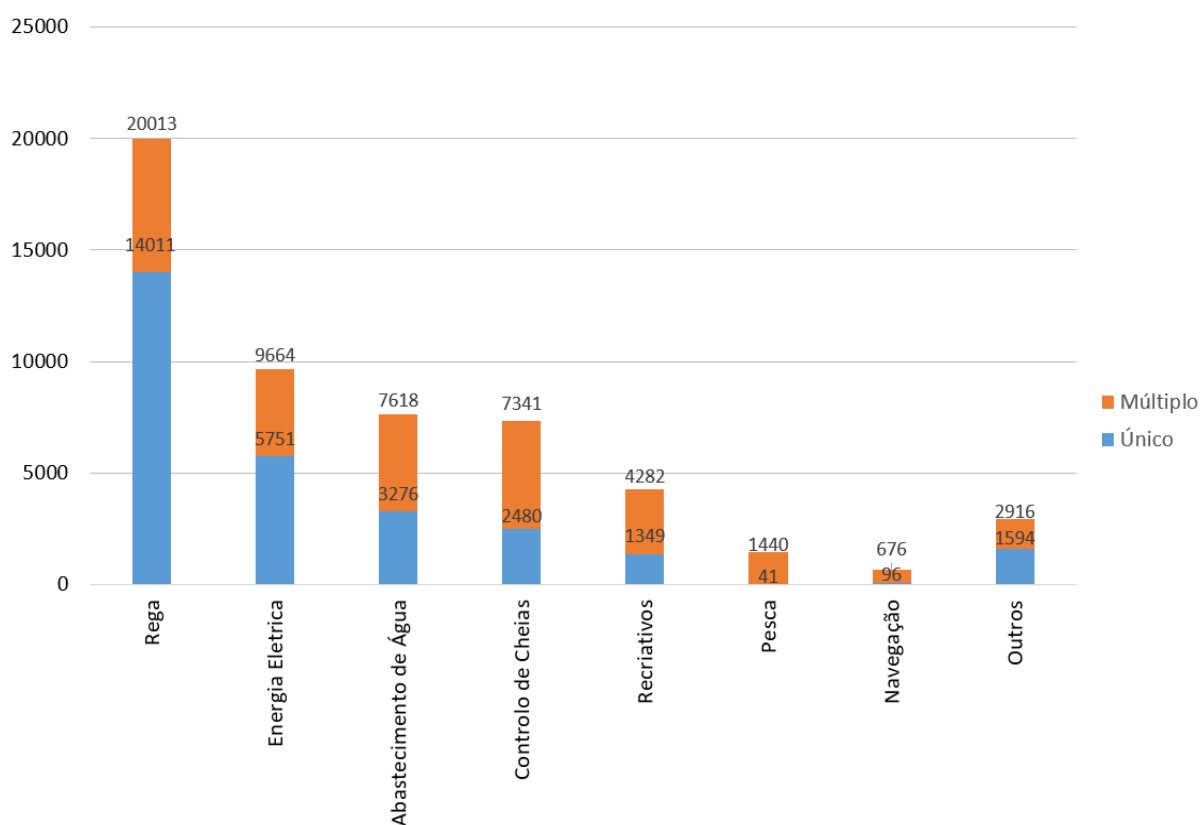


Figura 2.5 – Principais utilizações das barragens (adaptado de (ICOLD, 2017)).

O tipo de utilização das barragens depende das necessidades que a zona enfrenta.

A energia hidroelétrica é um dos tipos de energia renovável com maior importância a nível mundial, pelo que muitos países aproveitam a força das águas dos rios, através de barragens, para a sua produção, como é o caso da barragem do Alto Lindoso que se apresenta na Figura 2.6a.

O abastecimento de água nas zonas urbanas e industriais é normalmente feito com recurso a barragens, que armazenam grandes quantidades de água de forma a satisfazer as

necessidades de grandes populações, como é o caso da barragem de Castelo de Bode, presente na Figura 2.6b.

Este tipo de abastecimento de água é muito importante, mas utilizado de forma diferente em meios rurais, uma vez que muitas das vezes a água é utilizada na rega de produções agrícolas, como é o caso da barragem do Alqueva, localizada no Alentejo (Figura 2.6c).

Existem barragens que foram construídas com objetivos bastante diferentes das anteriores, como é o caso da barragem da Aguieira (Figura 2.4d) que foi construída com vista a controlar as águas da chuva, protegendo os territórios a jusante das mesmas.

Muitas das barragens que foram construídas para um fim específico, acabam por aproveitar as suas albufeiras Figura 2.6c para oferecer atividades náuticas às populações como pesca, navegação e praias fluviais.



a)



b)



c)

Figura 2.6 – Barragens com tipos de utilização particulares em Portugal (CNPGB, 2017): a) Produção de energia elétrica (Barragem do Alto Lindoso); b) Abastecimento de água e atividades recreativas (Barragem de Castelo de Bode); c) Rega e abastecimento rural (Barragem do Alqueva).

2.3 Monitorização sísmica de grandes barragens

A monitorização é uma atividade fundamental para o controlo da segurança de barragens e inclui atividades como:

- i) Inspeções visuais da barragem e das estruturas dependentes. Inclui também a avaliação do funcionamento dos elementos de controlo de cheias, como por exemplo as descargas e as válvulas das descargas inferiores, assim como a fonte de alimentação de emergência.
- ii) Medição de quantidades físicas (maioritariamente deformações, pressões, volumes do fluxo de água e descargas, temperaturas, etc.) que descrevem as propriedades da barragem e da fundação. As medições dependem do tipo de barragem assim como das condições locais.

A monitorização oferece uma visão profunda na segurança dos sistemas barragem-fundação. Com modernos sistemas de aquisição de dados em tempo real, a monitorização torna-se possível, podendo-se registar as mudanças nas condições inicialmente consideradas. A instrumentalização da monitorização, se for sistematicamente recolhida, consegue detetar comportamento anómalos, contudo, só é possível essa deteção nos locais com equipamentos instalados (piezómetros, fios de prumo, etc.). Noutros locais cuja instrumentação não exista terão de ser realizadas inspeções visuais para identificação de anomalias (Wieland, 2014).

Infelizmente, existem ainda muitas barragens que não possuem nenhum tipo de aparelho de monitorização. Hoje em dia, alguns dos proprietários de barragens são ainda relutantes à instalação de aparelhos de monitorização em novas barragens se não for exigido pelas autoridades competentes.

Os dados recolhidos com os sistemas de monitorização devem ser analisados em detalhe com base em gráficos, que representem a evolução das grandezas medidas, para que sejam facilmente identificáveis eventuais anomalias causadas por deficiências estruturais, resultados de medições errados ou deficiências nos equipamentos. A continuidade das medições é um conceito muito importante na monitorização estrutural. Segundo Wieland, na Suíça, por exemplo, o controlo de segurança de barragens inclui as seguintes atividades:

- i) Monitorização da segurança da barragem e inspeções visuais feitas pelo proprietário.
- ii) Inspeções anuais da segurança da barragem por um engenheiro.
- iii) Inspeções de segurança da barragem a cada 5 anos por um engenheiro de barragens e um geólogo. Durante a inspeção, as mudanças na segurança e nos critérios de projeto, assim como novas informações sobre os perigos que afetam a barragem são também revistos. Caso sejam observadas alterações significativas, é necessária uma nova avaliação da segurança. No passado as avaliações de segurança incluíam maioritariamente controlo de cheias e segurança a sismos (Wieland, 2014).

2.3.1 Incidentes devido a eventos sísmicos

Com os instrumentos para monitorização de sismos colocados perto das barragens, o conhecimento sobre a magnitude de vibração a que as barragens são sujeitas aumentou. Barragens que foram severamente afetadas por sismos proporcionam conhecimentos positivos e benéficos na projeção de barragens futuras (Hansen & Nuss, 2011) .

Apresentam-se alguns casos, em que foram registados eventos sísmicos em barragens, que contribuíram para o estudo da sismicidade destas estruturas.

- **Barragem de Lower Crystal Springs – Estados Unidos da América**

A barragem de Lower Crystal Springs (Figura 2.7a) é uma barragem de arco-gravidade em funcionamento desde 1888 (Rogers, 2012). A barragem tem uma altura de 38,5 m acima da fundação e um desenvolvimento de aproximadamente 180 m no coroamento. A estrutura foi projetada como um monolítico, formado através de blocos interligados em que as juntas verticais e horizontais não se cruzam (Figura 2.7b).

A barragem é um dos principais objetos de referência no estudo sísmico de barragens de betão (Mendes, 2010), uma vez que foi a primeira a ser construída em cimento Portland. Para além disso, está muito perto da falha de San Andreas (Figura 2.7c), tendo sido solicitada por vários sismos no passado, incluindo o sismo de San Francisco em 1906 com uma magnitude estimada de 8,3 e o sismo de Loma Prieta em 1989 com uma magnitude estimada de 6,9, sem apresentar danos estruturais.

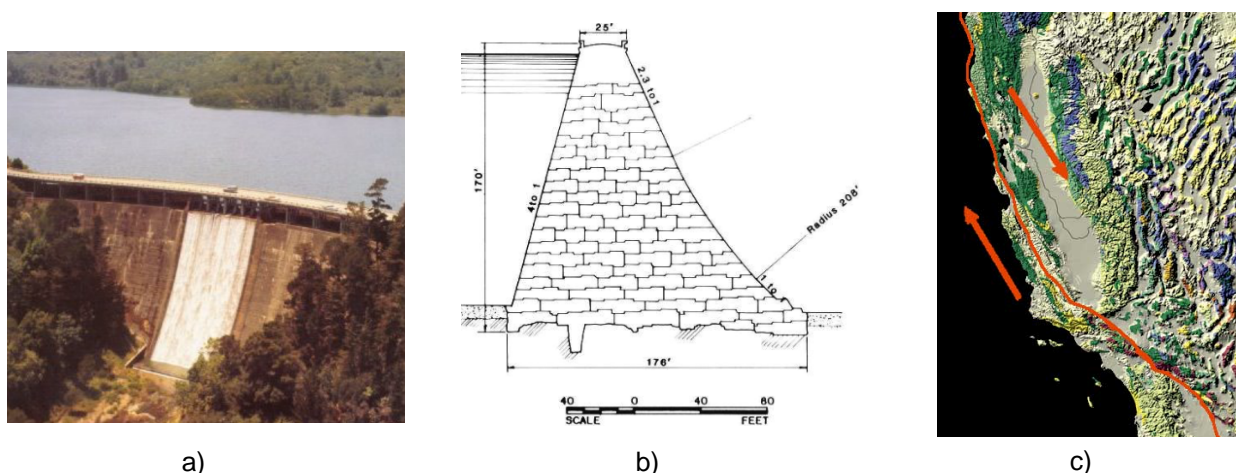


Figura 2.7 – Barragem de Lower Crystal Springs (Rogers, 2012): a) Corpo da barragem; b) Esquema dos blocos montados na barragem; c) Movimento Relativo da falha de San Andreas (Wikipédia, 2017).

- **Barragem de Koyna – Índia**

A barragem de Koyna (Figura 2.8) é uma das maiores barragens em Maharashtra, Índia (Wikipédia, 2017). Entrou em funcionamento em 1964, com o principal propósito de produzir energia hidroelétrica e para rega de áreas vizinhas. Desempenha ainda um papel fundamental no controlo das cheias. Tem um desenvolvimento de 807 m e uma altura de 103 m e é designada como barragem de gravidade.

A barragem já foi solicitada por vários sismos no passado, incluindo o sismo de Koynanagar em 1967 que registou uma magnitude de 6,6, provocando o aparecimento de algumas fissuras na barragem. As fissuras foram tapadas e foram abertos buracos de modo a aliviar as tensões hidrostáticas presentes no corpo da barragem. Em 1973 uma parte da barragem foi reforçada, sendo que posteriormente, em 2006, também se reforçou a zona de descarga.



Figura 2.8 – Barragem de Koyna (WordPress, 2017).

- **Barragem de Pacoima – Estados Unidos da América**

A barragem de Pacoima (Figura 2.9) construída entre 1925 e 1928, localiza-se no sul da Califórnia (Estados Unidos da América) e é uma barragem de grande interesse, uma vez que já suportou dois sismos extremos. O primeiro, em 1971, o sismo de San Fernando (magnitude 6,6) e posteriormente, em 1994, o sismo de Northridge (magnitude 6,8). A barragem tem um desenvolvimento de 200 m e uma altura de 113 m e é designada de barragem abóbada. Após o sismo de 1971 foi implementado um sistema de monitorização e o maciço esquerdo foi estabilizado com recurso a 35 cabos de pré-esforço uma vez que ficou fissurado com o abalo.

Os resultados do primeiro sismo foram contestados devido ao valor da aceleração de pico superior a 1g ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$), contudo os registos do sismo de Northridge atingiram valores de aceleração de pico na ordem dos 2,3g no topo da consola central, pelo que as dúvidas sobre o primeiro sismo foram dissipadas (Hansen & Nuss, 2011).

Apesar de sujeita a acelerações elevadas, a barragem abóbada suportou o sismo de Northridge tendo apenas criado uma junta de contração entre o arco e o bloco esquerdo do maciço. O nível da água no momento do sismo era de aproximadamente dois terços da profundidade máxima da barragem e cerca de 4 m acima do que existia no sismo de 1971.

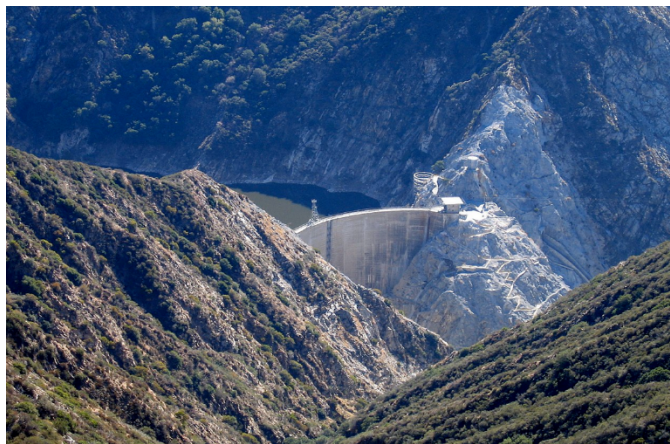


Figura 2.9 – Barragem de Pacoima (Wikipédia, 2017).

- ***Barragem de Shihgang – Taiwan***

A barragem de Shihgang (Figura 2.10) é uma barragem de betão do tipo gravidade, localizada em Taiwan (China). A barragem foi construída entre 1974 e 1977 com o objetivo de controlo de cheias e rega. Possui 35,2 m de altura e um desenvolvimento de 357 m.

A barragem foi gravemente afetada no sismo Jiji de 1999, causando o colapso do maciço norte. Na sequência do colapso, construiu-se um aterro de enrocamento para prevenir que a água não fluísse, enquanto se manteve a parte colapsada como memorial do acidente. Desde então a capacidade de armazenamento da barragem está reduzida, pelo que deixou de ser utilizada como meio de prevenção das cheias, sendo apenas utilizada para regas agrícolas (Wikipédia, 2017).



Figura 2.10 – Barragem de Shihgang (Wikipédia, 2017).

- ***Barragem de Shapai – China***

A barragem de Shapai (Figura 2.11) é a primeira barragem abóbada em betão compactado que foi abalada por um sismo (Hansen & Nuss, 2011). A barragem ficou completa em 2003, tendo uma altura de 132 m e um desenvolvimento de 230 m no coroamento. A barragem foi abalada pelo sismo Wenchuan que ocorreu em 2008, com uma magnitude de 8.

As acelerações de pico atingiram a ordem dos 0,8g na barragem, contrastando com os 0,13g considerados em projeto. O reservatório esteve praticamente cheio na altura do sismo e a barragem ficou praticamente intacta. Um dos descarregadores ficou ligeiramente danificado, contudo foi possível abrir as comportas após o abalo. A estação energética ficou bastante danificada quando grandes blocos de rocha desmoronaram pela montanha, embatendo contra o edifício (Hansen & Nuss, 2011).



Figura 2.11 – Barragem de Shapai (ChengduEngineeringCorporation, 2017).

2.3.2 Sistemas de monitorização de vibrações em barragens

Com o intuito de tentar prever o comportamento das estruturas e reduzir os efeitos dos danos provocados por acidentes, têm sido implementados ao longo do tempo sistemas de monitorização (Figura 2.12) de grandes barragens, existindo centenas de barragens a serem monitorizadas em regime contínuo atualmente (GeoSIG, 2017). A monitorização em permanência do comportamento dinâmico das barragens de betão permite observar e interpretar a resposta dinâmica destas obras durante a ocorrência de eventuais sismos, identificar mais facilmente as alterações do comportamento estrutural ao longo do tempo (eventualmente correlacionáveis com efeitos de deterioração), e também possibilita a calibração dos modelos numéricos de interpretação e previsão do comportamento dinâmico destas obras (Mendes, 2010) (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2014).

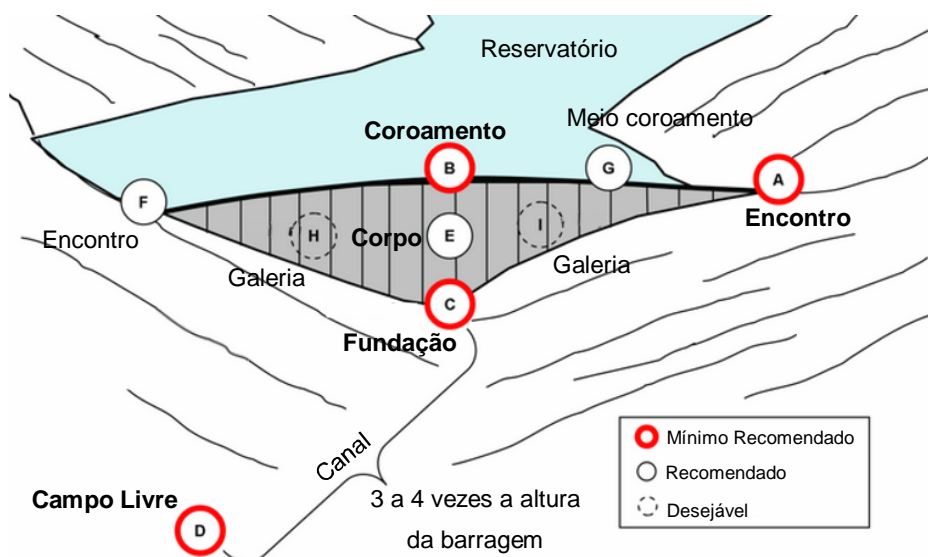


Figura 2.12 – Esquema ideal de localização de sensores de monitorização em barragens para análise de monitorização em regime contínuo (adaptado de (GeoSIG, 2017)).

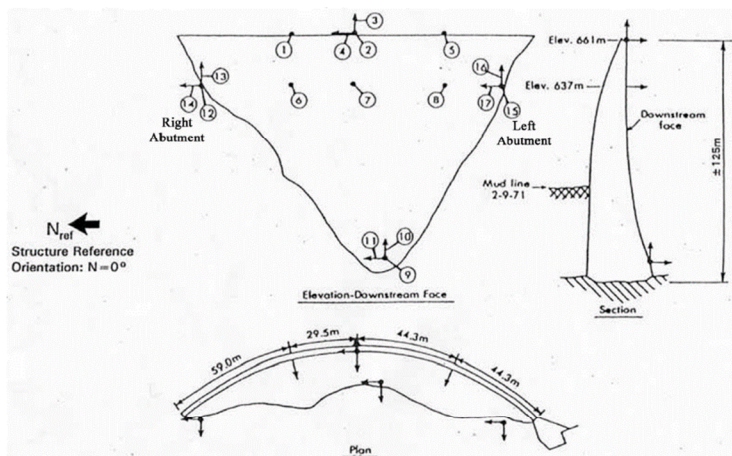
Em seguida apresentam-se algumas das barragens dotadas de sistemas de monitorização (temporário ou permanente) à escala mundial, realçando barragens em Portugal que estão neste momento com sistemas de monitorização de vibrações em regime contínuo.

- **Barragem de Pacoima, Estados Unidos da América**

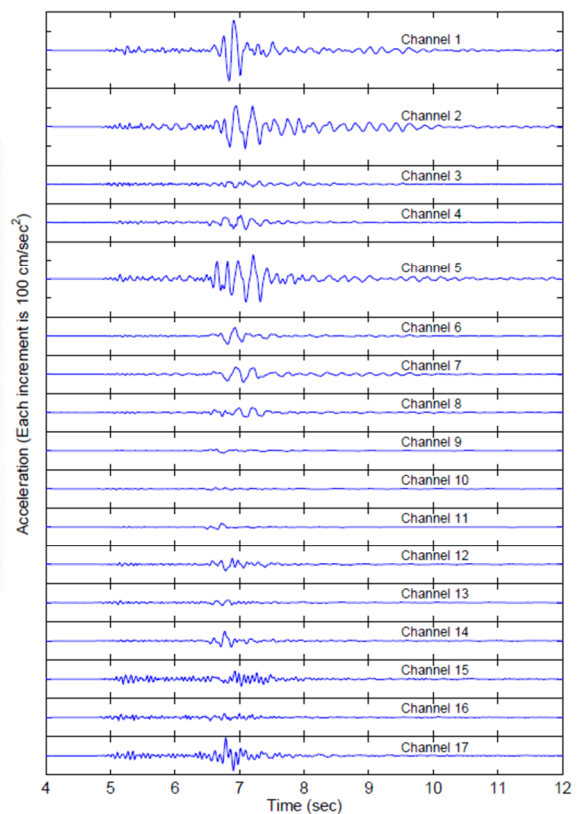
A barragem de Pacoima (Figura 2.9), apresentada anteriormente, após o sismo de San Francisco (1971) expôs a necessidade de instalar um sistema de monitorização de vibrações na barragem (Alves, 2004). O sistema consiste em 17 canais de medida, conseguidos através da utilização de 4 acelerómetros triaxiais e 5 acelerómetros uniaxiais (Figura 2.13a).

Este sistema conseguiu registar algumas das acelerações de pico do sismo de Northridge em 1994, contudo nem todos os canais conseguiram processar os registos corretamente, devido às largas amplitudes registadas e às altas frequências de registo (Alves, 2004); (Mendes, 2010).

Este sistema de monitorização conseguiu, em 2001, durante um sismo de magnitude 4,3, registar os valores de acelerações (Figura 2.13b) de pico com cerca de 0,16g na zona do coroamento e de 0,01g na zona de inserção da fundação.



a)



b)

Figura 2.13 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Pacoima: a) Localização dos acelerómetros (Gutierrez, 2001); (Alves, 2004); b) Acelerogramas recolhidos a 13 Janeiro de 2001 (Alves, 2004).

- **Barragem de Mauvoisin, Suíça**

A barragem de Mauvoisin (Figura 2.14a) encontra-se em funcionamento na Suíça desde 1958, sendo designada como barragem abóbada com dupla curvatura. Tem uma altura de 250 m e um desenvolvimento de 520 m entre encontros (Wikipédia, 2017).

Foi instalado um sistema de monitorização em 1994 e registaram-se acelerações de um sismo local a 1 Novembro, sendo que se registou também em 1996 o abalo de Valpenne (Darbre, 2000). Nesta obra foram realizados vários ensaios para a caracterização dinâmica, considerando várias cotas de água, assim como uma monitorização em regime contínuo de vibrações durante 6 meses (desde dezembro de 1998 a junho de 1999). Neste período foram registadas medições duas vezes por dia utilizando sensores (Figura 2.14c) localizados no corpo da barragem.

Com base no estudo dos dados recolhidos foi possível obter as linhas de influência experimentais das duas primeiras frequências naturais para os ensaios de vibração ambiental e de observação em contínuo. A partir da análise dos resultados (Figura 2.14b) é possível verificar que as frequências naturais dos dois primeiros modos de vibração variam significativamente com o aumento da cota de água: com o início da subida da água as frequências aumentam devido ao aumento da rigidez global da obra associado ao fecho das juntas de contração e na fase final da subida da água, as frequências naturais tendem a diminuir devido ao efeito de aumento da massa (de água) ser dominante para cotas de água elevadas.

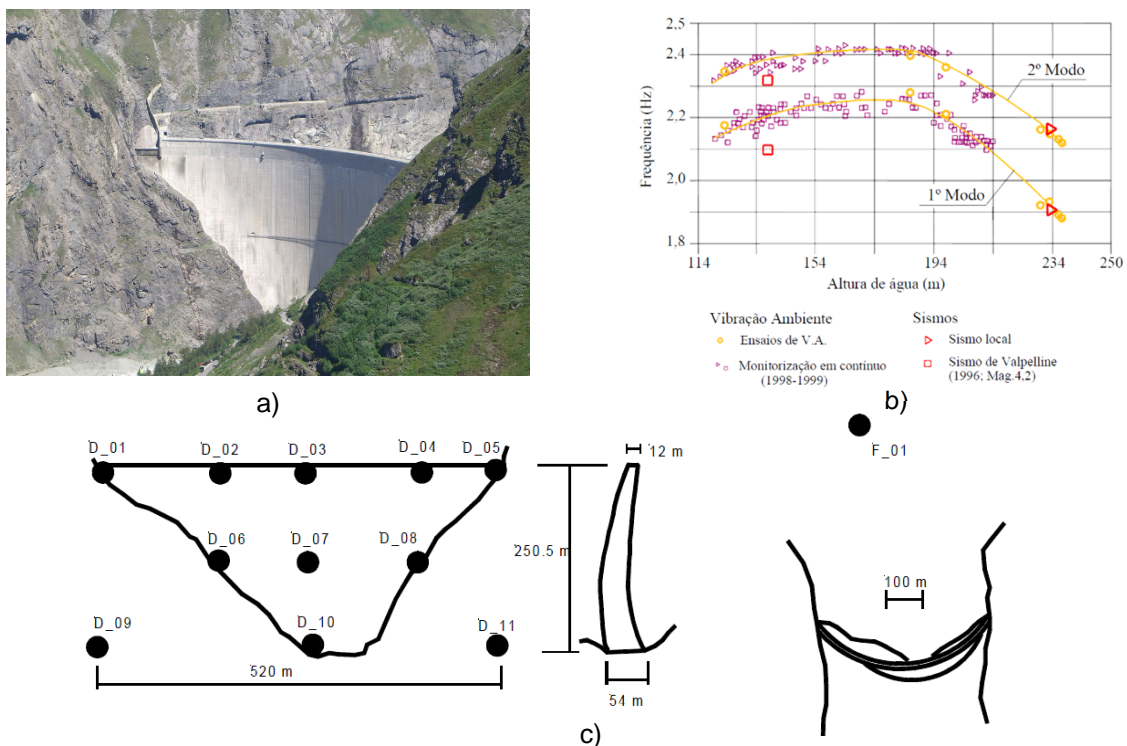


Figura 2.14 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Mauvoisin: a) Barragem de Mauvoisin (Wikipédia, 2017); b) Resultados experimentais de ensaios na barragem (Mendes, 2010); Sistema de acelerogramas instalados na barragem (Darbre, 2000).

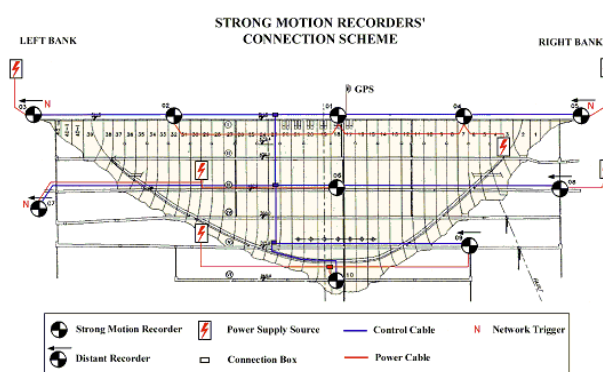
- **Barragem de Enguri – Geórgia**

A barragem de Enguri (Figura 2.15a) encontra-se em funcionamento desde 1978 na Geórgia. É uma das barragens abóbada mais altas do mundo, com uma altura de 271,5 m e um desenvolvimento de 728 m na zona do coroamento.

Existe um sistema de medição de vibrações instalado desde 2000 representado na Figura 2.15b, com o objetivo de fazer o registo das vibrações sísmicas e das vibrações devidas a excitação ambiente/operacional, com o objetivo de acompanhar continuamente a resposta dinâmica da barragem (GeoSIG, 2017).



a)



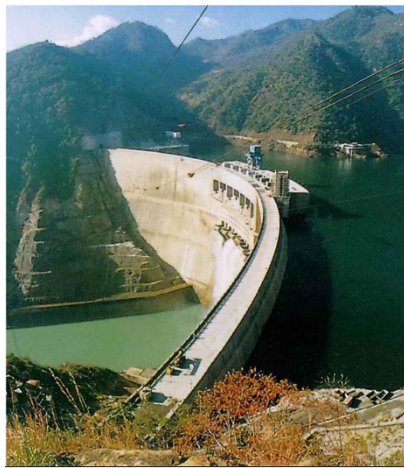
b)

Figura 2.15 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Enguri: a) Barragem de Enguri (Wikipédia, 2017); b) Sistema de monitorização instalado na barragem (GeoSIG, 2017).

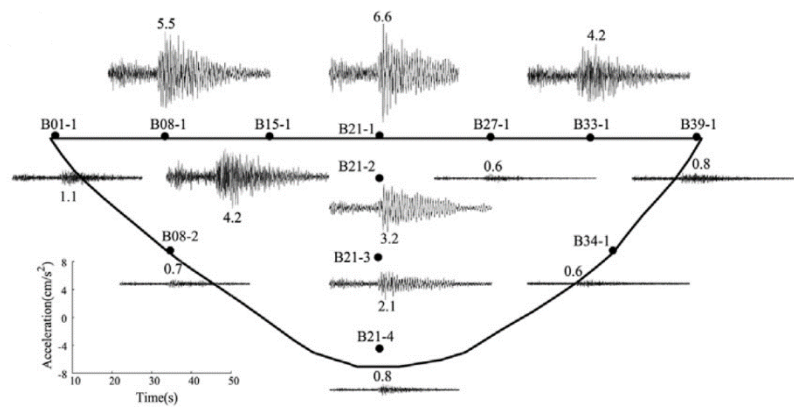
- **Barragem de Ertan – China**

A barragem de Ertan Figura 2.16a, situada na China foi inaugurada em 1999. É uma barragem abóbada com dupla curvatura, tendo uma altura de 240 m e um desenvolvimento de aproximadamente 775 m no coroamento.

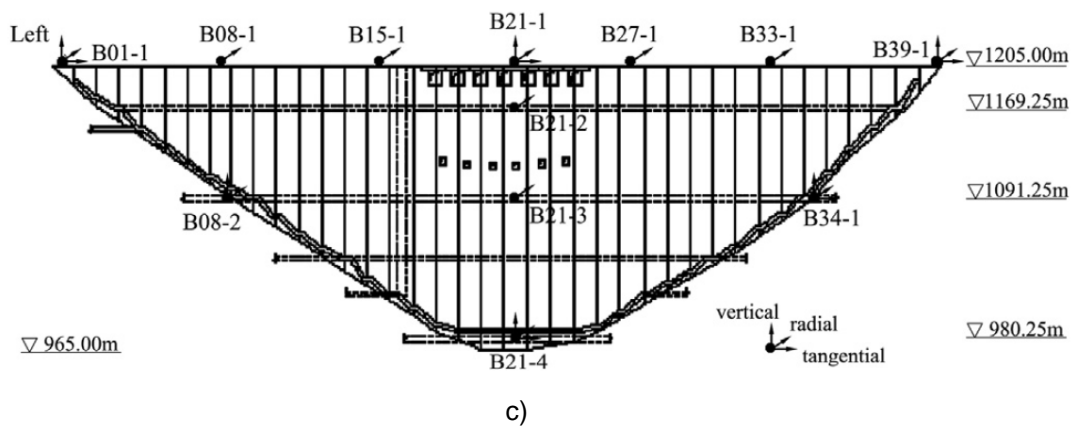
A barragem está instrumentada com vários acelerómetros. O sistema de monitorização, registou cerca de 20 eventos sísmicos (Figura 2.16b), entre 2001 e 2008. O sistema é constituído por 6 acelerómetros triaxiais e 6 acelerómetros uniaxiais (Yang, Jin, Wang, & Kou, 2017), como se podem observar na Figura 2.16c.



a)



b)



c)

Figura 2.16 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Ertan (Yang, Jin, Wang, & Kou, 2017): a) Barragem de Ertan; b) Resultados de medições sísmicas; c) Sistema de acelerómetros instalados.

- **Barragem de Hitotsuse – Japão**

A barragem de Hitotsuse (Figura 2.17a), situada no Japão, encontra-se em funcionamento desde 1963. É uma barragem abóbada, com uma altura de 130 m e um desenvolvimento de 418 m no coroamento (Wikipédia, 2017).

Realizaram-se na barragem dois tipos de ensaios de vibração ambiente (Okuma, Ikeda, Mazda, Kanazawa, & Nagata, 2012):

- Ensaio com medição de acelerações em 97 pontos (Figura 2.17c) utilizando dois acelerómetros fixos e 8 acelerómetros móveis (ensaio realizado nos dias 21 e 22 de Fevereiro de 2007). Neste ensaio realizaram-se medições com uma frequência de amostragem de 200 Hz, com duração de 10 minutos para cada posição dos acelerómetros móveis.

- ii. Ensaio de longa-duração com medição de vibrações em contínuo durante cerca de 5 anos (de Agosto de 2006 a setembro de 2011), utilizando dois acelerómetros triaxiais (Figura 2.17c). Com este ensaio de longa duração o objetivo foi analisar a correlação entre as variações das frequências naturais dos primeiros modos de vibração e as variações do nível da água e da temperatura (onda térmica anual).

Do primeiro ensaio podem retirar-se resultados (Figura 2.17b) que permitem determinar os modos de vibração com base nos dados obtidos pelos sensores. Do segundo ensaio retira-se a influência que a cota de água tem nas frequências naturais da estrutura, e o impacto da temperatura.

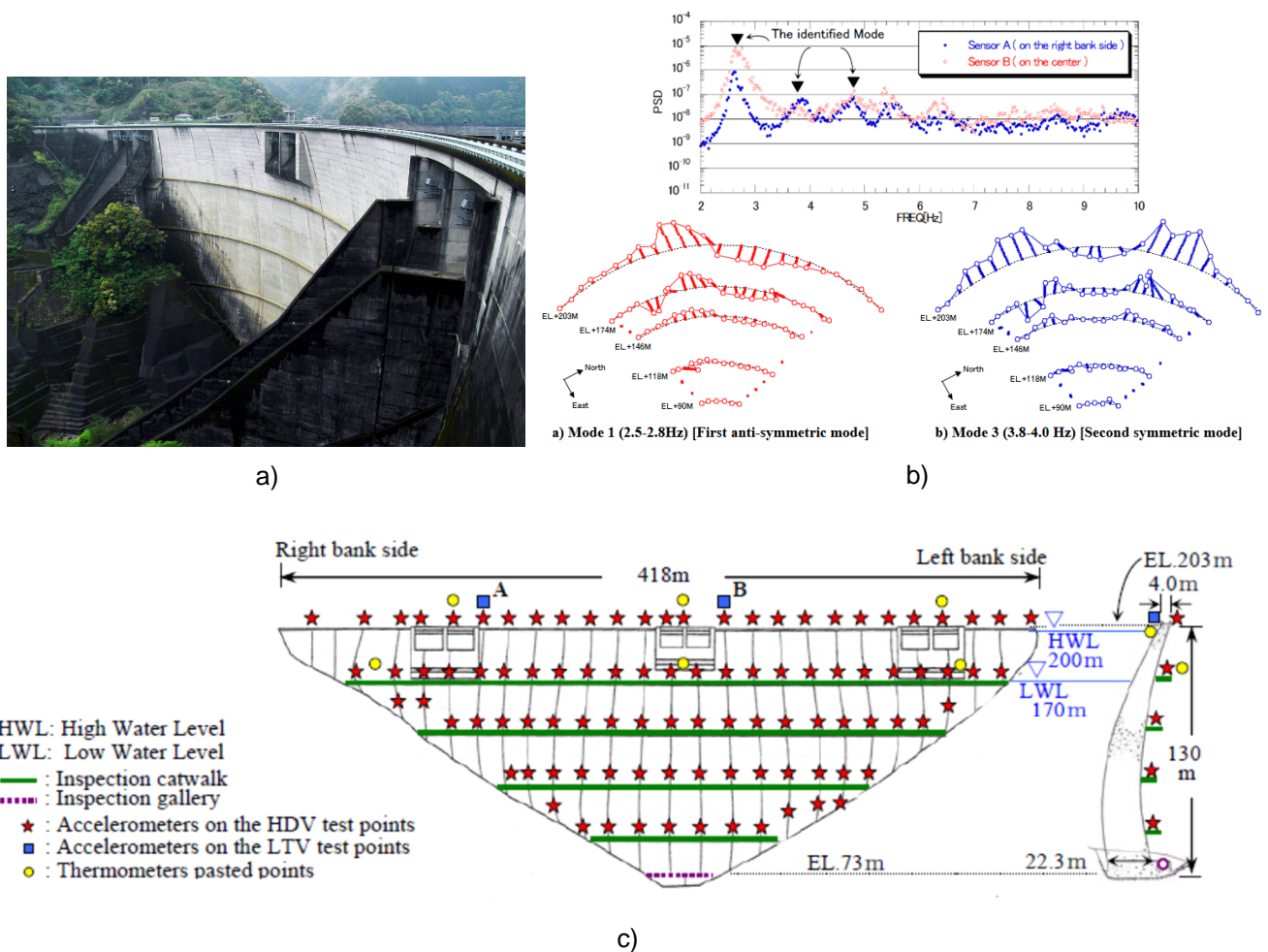


Figura 2.17 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Hitotsuse: a) Barragem de Hitotsuse (Wikipédia, 2017); b) Identificação modal com recurso a espectros de densidade espectral de potência (adaptado de (Okuma, Ikeda, Mazda, Kanazawa, & Nagata, 2012)); c) Sistema de acelerómetros instalados (Okuma, Ikeda, Mazda, Kanazawa, & Nagata, 2012).

- **Barragem do Cabril – Portugal**

A barragem do Cabril encontra-se em funcionamento desde 1954, e é uma barragem de betão em arco com dupla curvatura (CNPGB, 2017). Nesta obra existe uma extensa zona fendilhada, na parte superior da obra (numa faixa entre 15 m e 20 m abaixo do coroamento), que apareceu logo na fase de primeiro enchimento.

Em 2008 foi instalado na barragem do Cabril (Figura 2.18) um sistema para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da obra, com o apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT - Plano Nacional de Reequipamento Científico (Oliveira S. , 2002); (Mendes, 2010) e da EDP. Este sistema é constituído por 16 acelerómetros uniaxiais e 3 triaxiais que permitem a medição de acelerações em contínuo, com uma frequência de amostragem de 1000 Hz (em geral efetua-se a decimação para 50 Hz com vista à análise espectral e armazenamento). Os acelerómetros uniaxiais estão configurados para medir acelerações máximas de 0,25g e foram colocados na zona superior da obra com vista à medição de acelerações na direção radial. Quanto aos acelerómetros triaxiais, estes foram configurados para medir acelerações máximas de 1g, estando um colocado no topo da consola central e outros dois junto à inserção nos encontros. (Oliveira, Espada, & Silvestre, 2016)

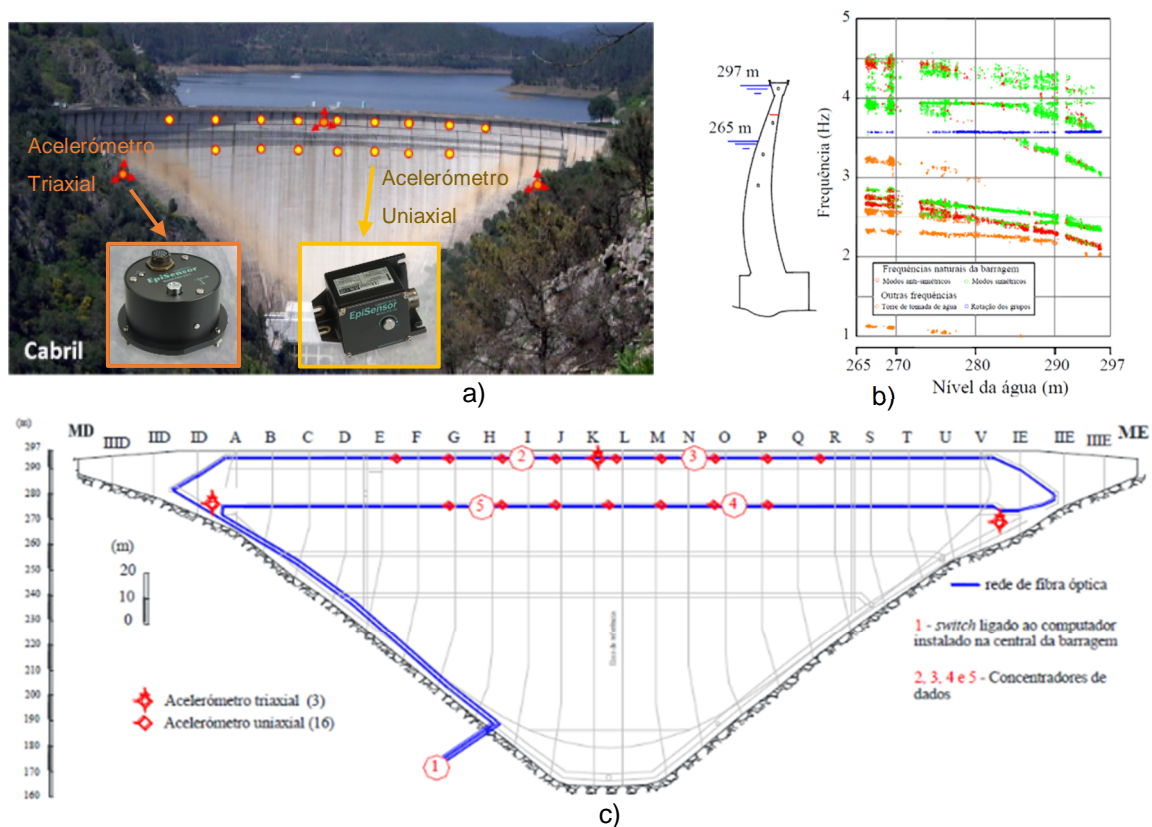
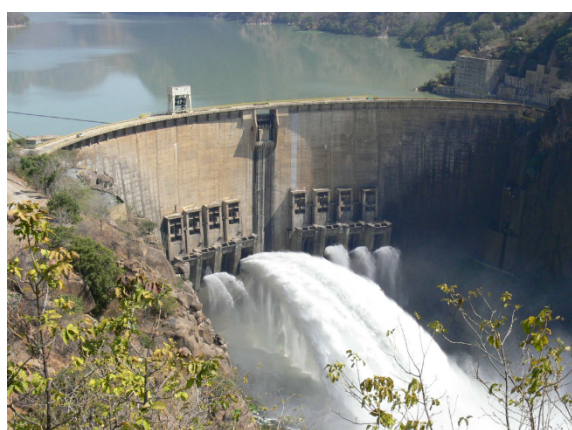


Figura 2.18 – Sistema de monitorização implementado na barragem do Cabril: a) Vista jusante com sistema implementado (Kinematics, 2017); b) Análise das frequências naturais para várias cotas de água; c) sistema implementado na barragem (Oliveira & Silvestre, 2016).

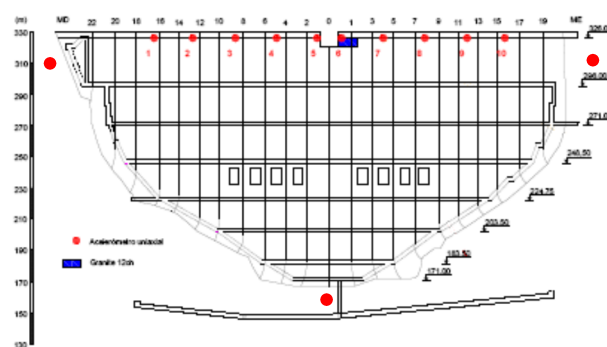
- **Barragem de Cahora Bassa – Moçambique**

A barragem de Cahora Bassa, em funcionamento desde 1974 em Moçambique é uma barragem abóbada de dupla curvatura (Figura 2.19a), muito esbelta, com uma altura de 170 m e um desenvolvimento de 303 m entre encontros. Foram feitos inicialmente ensaios de vibração forçada (Gomes & Carvalho, 2014) para determinar o comportamento dinâmico da barragem (Figura 2.19b).

O sistema de monitorização em contínuo instalado em obra (em funcionamento desde 2010) é constituído por um conjunto de 10 acelerómetros uniaxiais (que medem acelerações na direção radial), dispostos ao longo de uma galeria de visita, junto ao coroamento (Figura 2.19b) e 3 acelerómetros triaxiais para medição de acelerações na rocha, junto à barragem, dois na zona superior (na rocha, junto aos encontros) e um junto à base.



a)



b)

Figura 2.19 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Cahora Bassa: a) Barragem de Cahora Bassa; b) Localização dos acelerómetros: dez acelerómetros uniaxiais no corpo da barragem (na galeria do coroamento) e três triaxiais na rocha.

- **Barragem de Baixo Sabor – Portugal**

A barragem do Baixo Sabor (Figura 2.20a) é uma barragem abóbada com dupla curvatura, em funcionamento desde 2016, com 123 m de altura acima da fundação e um desenvolvimento de 505 m no coroamento (CNPGB, 2017). A barragem tem 6 galerias que podem ser visitadas.

O sistema de monitorização está a cargo da ViBest/FEUP e do LNEC, com a perspetiva de identificar as características dinâmicas da estrutura e avaliar a sua evolução ao longo do tempo (Figura 2.20b).

Para garantir uma boa caracterização da resposta dinâmica da estrutura, estão instalados 20 acelerómetros, radialmente nas três galerias mais perto do coroamento (como se pode ver na Figura 2.20c). Na primeira galeria 12 acelerómetros estão divididos em dois grupos de 6, estando cada um deles ligado a um monitor de recolha, que estão ligados a um computador. Os restantes 8 acelerómetros nas duas galerias inferiores estão ligados a outros dois monitores de recolha de dados. Todos os aparelhos estão ligados através de fibra ótica e a sincronização dos dados é feita pelos monitores assegurados pelas antenas de GPS. O computador local está ligado por fibra ótica à barragem (Pereira, Magalhães, Gomes, Cunha, & V.Lemos, 2017). Os acelerómetros estão configurados para permitirem registar sinais muito baixos (tendo uma amplitude de medição entre -0,25g e 0,25g).

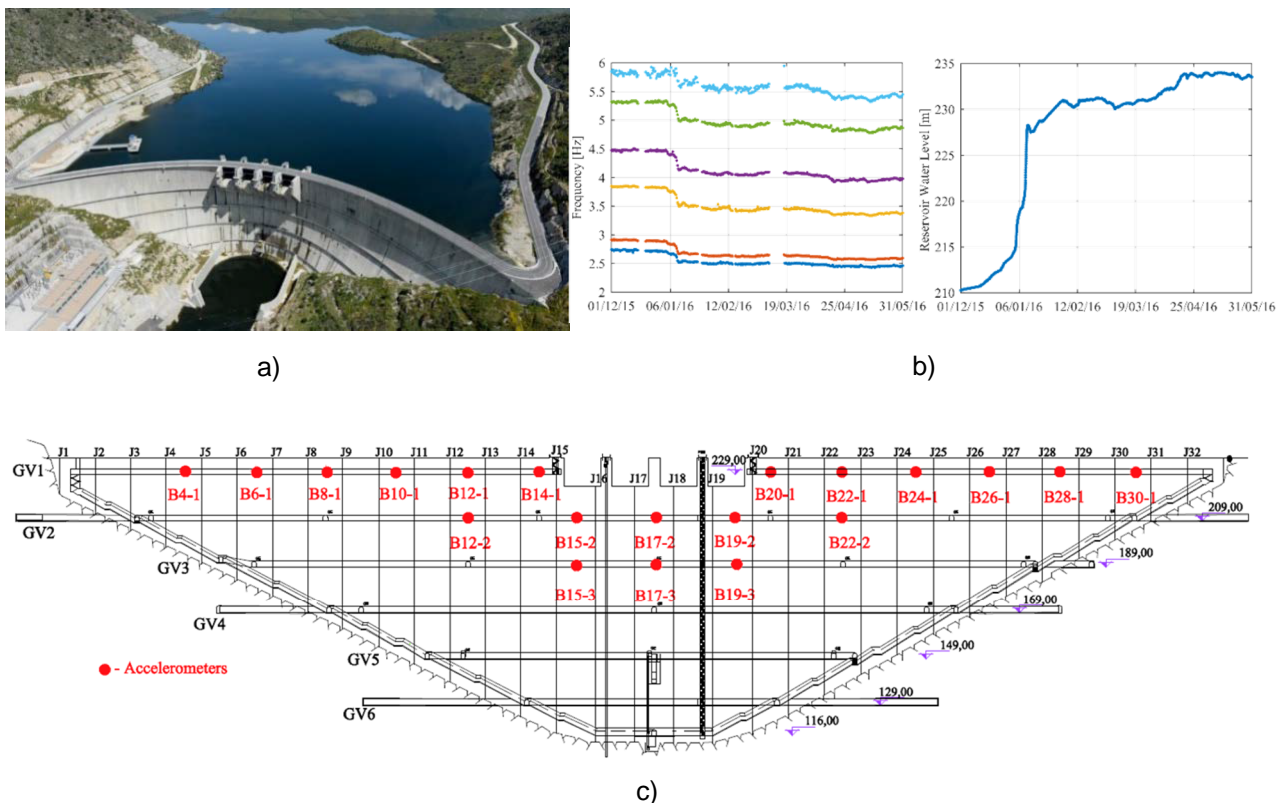


Figura 2.20 – Sistema de monitorização implementado na barragem de Baixo Sabor (Pereira, Magalhães, Gomes, Cunha, & V.Lemos, 2017): a) Barragem de Baixo Sabor; b) Resultados do Sistema de monitorização: controlo de frequências naturais e controlo do nível de água; c) sistema de acelerómetros instalados.

- **Monitorização de vibrações em barragens na Coreia do Sul**

Na Coreia do Sul foi implementado um projeto para a monitorização de vibrações em 32 barragens (Figura 2.21b), sendo que foi concebido para a medição da resposta sísmica de cada

barragem, para monitorização contínua da estrutura e para deteção de sismos em tempo real (Figura 2.21a).

Quando ocorre um sismo de 0,01g ou superior, é emitido um aviso que desencadeia um plano de ação, que envolve inspeções para deteção de eventuais danos nas obras após a ocorrência dos eventos sísmicos (Salvado, 2014) ; (GeoSIG, 2017).

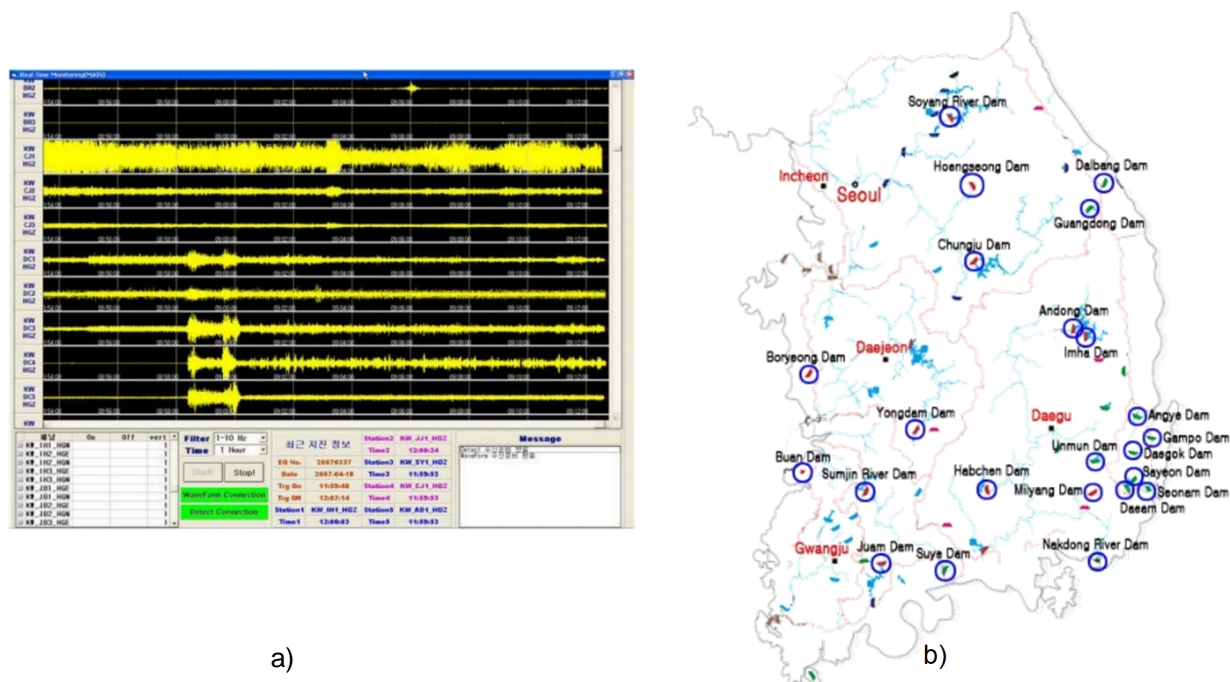


Figura 2.21 – Sistema de monitorização de vibrações em barragens da Coreia do Sul (GeoSIG, 2017): a) Vibrações registadas; b) Localização das barragens monitorizadas.

Para além dos sistemas de monitorização apresentados existem outros dados sobre monitorização contínua de barragens destacando-se:

- Existem mais de 230 sistemas de monitorização instalados em barragens, por todo o mundo (GeoSIG, 2017). Na Califórnia, em 2001, existiam já cerca de 100 barragens monitorizadas (Gutierrez, 2001).
- As barragens de Caren e Ovejeria (Chile) estão com sistemas de monitorização instalados e têm registado sismos com elevadas intensidades (GeoSIG, 2017).
- Existem outras barragens de interesse de estudo, como a barragem de Beli Iskar (Bulgária) (GeoSIG, 2017) e as barragens de Qyrsaqi e Ulza (Albânia) (Duni, Kuka, Hoxha, & Kuka, 2008) devido à sismicidade do país onde estão inseridas e às suas dimensões.

2.4 Considerações finais

Neste capítulo descreveram-se os principais tipos de barragens que são habitualmente construídas, realçando as principais diferenças entre eles.

A construção de uma estrutura tem sempre uma finalidade, pelo que foram também apresentadas as principais funcionalidades das obras, realçando o facto de que a maior parte das barragens são construídas com múltiplas finalidades, nomeadamente para abastecimento de água, não só para rega como para o abastecimento das populações. Muitas barragens são projetadas como fontes de produção de energia hidroelétrica ou apenas para o controlo de cheias.

As barragens construídas estão sujeitas a sismos com diferentes intensidades, que provocam danos (pontuais ou globais) que põem em risco toda a estrutura. Primeiramente porque põe em risco todas as zonas a jusante da barragem, mas também porque pode limitar a utilização para a qual tinha sido projetada. Conhece-se, por exemplo, o caso da barragem de Pacoima (Estados Unidos da América), que já resistiu a sismos de elevada intensidade e continua ainda ativa e o caso da barragem de Lower Crystal Springs que se encontra em funcionamento, junto à falha de San Andreas.

De forma a controlar os possíveis danos das barragens e as respostas que as mesmas têm a eventos sísmicos, instalam-se sistemas de monitorização que permitem em tempo real ter acesso a dados dinâmicos da barragem. Com estes dados é possível detetar atempadamente eventuais anomalias, permitindo também, calibrar os modelos numéricos, desenvolvidos para simular o comportamento das estruturas. Estes sistemas calibrados são uma mais-valia para estudos de comportamento dinâmico e sísmico das barragens em exploração, mas também em fase de projeto, uma vez que um modelo calibrado pode ser utilizado para projetar outras barragens. Contudo apesar de ter um modelo calibrado para uma determinada barragem, esse modelo não descreve o comportamento de todas as barragens, devido a vários fatores, sendo essa a principal razão da necessidade de ter o maior número de barragens monitorizadas possíveis, uma vez que quantos mais dados existirem, mais modelos calibrados são possíveis obter e maior será o conhecimento sobre a resposta deste tipo de estruturas.

3

Modelação do comportamento dinâmico de estruturas

3.1 Considerações iniciais

As estruturas estão sujeitas a ações dinâmicas que variam ao longo do tempo. Os efeitos destas ações podem ser quantificados com recurso a ensaios *in situ*, ou podem ser estimados através de modelos numéricos. Estes modelos podem ser desenvolvidos numa fase inicial, para apoiar o projeto, e serem posteriormente utilizados para efetuar o controlo de segurança sob ações dinâmicas, nomeadamente sob ações sísmicas, preferencialmente após calibração com base em resultados experimentais disponíveis.

Com os avanços computacionais é possível, hoje em dia, desenvolver modelos numéricos cada vez mais complexos e implementar metodologias de cálculo mais sofisticadas, com tempos de cálculo bastante razoáveis.

Neste capítulo será analisado inicialmente um sistema com 3 GL considerando três formulações distintas: formulação clássica em deslocamentos; formulação de estado com uma sub-matriz de estado e formulação de estado com duas sub-matrizes de estado.

Como exemplo ilustrativo usa-se o caso de um oscilador de 3 GL, utilizado para:

- i. Comparar os resultados obtidos através das três formulações referidas.
- ii. Realizar uma análise sísmica, estudando a influência que a massa tem na resposta da estrutura em termos de deslocamentos máximos (comparando as frequências da estrutura com os picos do espectro de amplitudes de Fourier do acelerograma sísmico).

3.2 Fundamentos de análise dinâmica de estruturas

A análise dinâmica de estruturas, considerando forças exteriores aplicadas, baseia-se na seguinte expressão:

$$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{f}(t) \quad , \text{ com } \underline{u} = \underline{u}(t) \quad (3.1)$$

Contudo, na análise sísmica admite-se que não há forças aplicadas, existindo apenas acelerações impostas na base da estrutura, vindo:

$$\underline{m} (\ddot{\underline{u}} + \underline{a}) + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = 0 \quad (3.2)$$

ou:

$$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = -\underline{m} \underline{a} \quad (3.3)$$

Considerando como exemplo um modelo de um edifício de 3 GL, apresentado na Figura 3.1, o vetor das acelerações \underline{a} é usualmente escrito da seguinte forma:

$$\underline{a} = \underline{\xi} \cdot \underbrace{a_s}_{\underline{a}_s} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} a_s \quad , \text{ com } a_s = a_s(t) \quad (3.4)$$

Sendo $a_s = a_s(t)$ as acelerações sísmicas na base e $\underline{\xi}$ um vetor unitário que indica como as acelerações na base são distribuídas em altura (na hipótese de movimento de corpo rígido).

Considera-se o modelo de 3 GL apresentado na Figura 3.1 como caso de estudo para a comparação entre a formulação clássica, em deslocamentos, e a formulação de estado, em deslocamentos e velocidades (com uma sub-matriz de estado ou duas sub-matrizes de estado).

A massa da estrutura é distribuída igualmente por todos os pisos, de valor igual a 5 kg. Deste modo, a matriz de massas do modelo de 3 GL é dada por:

$$\underline{m} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5 & 0 & 0 \\ 0 & 5 & 0 \\ 0 & 0 & 5 \end{bmatrix} \text{ kg} \quad (3.5)$$

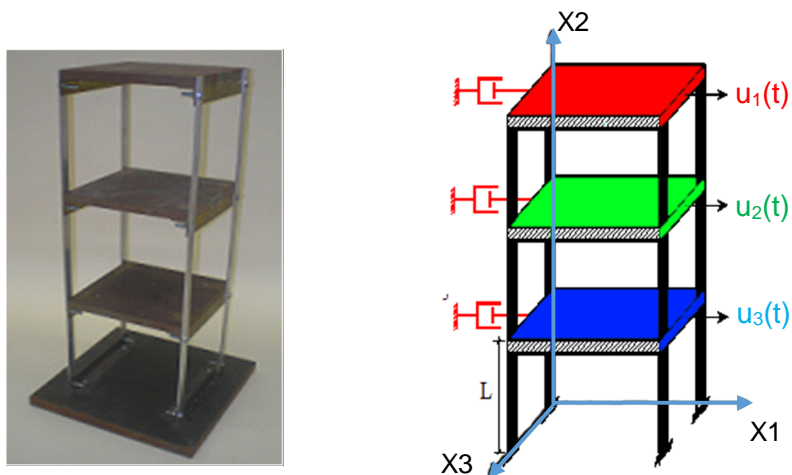


Figura 3.1 – Caso de estudo (oscilador com 3 GL) (adaptado de (Oliveira S. , 2013)).

Em termos de rigidez global da estrutura, sabe-se que neste sistema um pilar é considerado como encastrado em ambas as extremidades, como se pode ver pela Figura 3.2.

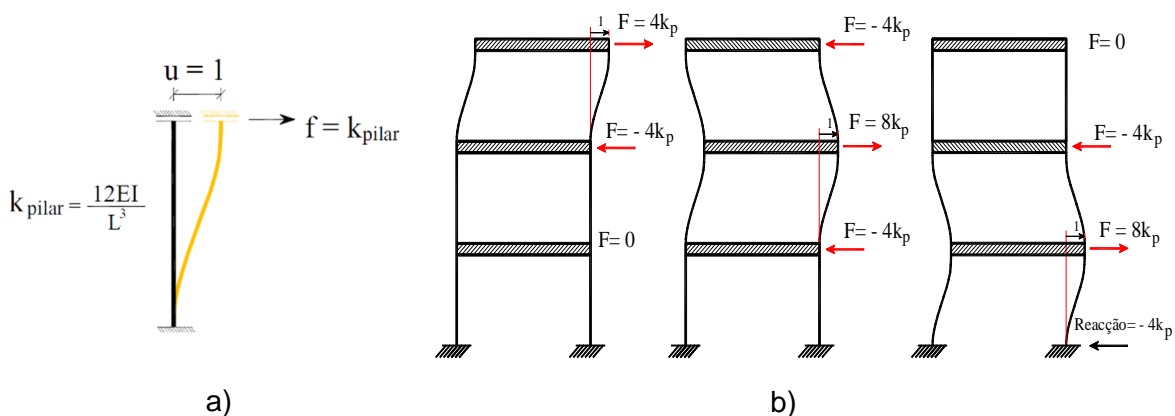


Figura 3.2 – Construção da matriz de rigidez da estrutura (adaptado de (Oliveira S. , 2013) e (Oliveira S. , 2007)): a) Rigidez de um pilar; b) Deformada auxiliar para construir a matriz de rigidez da estrutura.

Tendo em conta que a rigidez de um pilar isolado é dada pela expressão (3.6), a matriz global do modelo de 3 GL pode ser escrita da seguinte forma:

$$k_{\text{pilar}} = \frac{12EI}{L^3} = 4500 \text{ N/m} \quad (3.6)$$

$$\underline{k} = \begin{bmatrix} 4k_p & -4k_p & 0 \\ -4k_p & 8k_p & -4k_p \\ 0 & -4k_p & 8k_p \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 18000 & -18000 & 0 \\ -18000 & 36000 & -18000 \\ 0 & -18000 & 36000 \end{bmatrix} \text{ N/m} \quad (3.7)$$

Nas próximas secções, apresentam-se as três formulações para o caso de estudo do oscilador de 3 GL.

3.3 Formulação clássica

Partindo da fórmula fundamental da dinâmica, para um sistema de N_{GL} (3.1) e no caso de estruturas em que se considere aceitável adotar a hipótese de amortecimento proporcional (hipótese de Rayleigh: $\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k}$, ou amortecimento nulo $\underline{c} = 0$), sem forças exteriores aplicadas, o cálculo das frequências próprias e dos modos de vibração de uma estrutura, descrita pela equação (3.2), é dado por:

$$[\underline{k} - \lambda \cdot \underline{m}] \cdot \underline{\phi}_n = \underline{0} \quad , \text{ onde } \lambda = \omega_n^2 \quad (3.8)$$

Onde é possível determinar a matriz modal clássica, dada por:

$$\underline{\Phi} = [\underline{\phi}_1 \dots \underline{\phi}_n \dots \underline{\phi}_{nGL}] \quad (3.9)$$

Com recurso à matriz modal (3.9), é possível fazer a diagonalização da matriz de massa e de rigidez e chegar às seguintes relações de massa e rigidez modais (\underline{m}_M e \underline{k}_M respetivamente):

$$\underline{m}_M = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} 1 & & \\ & \ddots & \\ & & 1 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

$$\underline{k}_M = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \ddots & \\ & & \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

É também possível, diagonalizar a matriz de amortecimento, tendo em consideração a hipótese de amortecimento de Rayleigh dada pela expressão (3.12), como foi assumido inicialmente, obtendo-se a matriz de amortecimento modal \underline{c}_M :

$$\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k} \quad (3.12)$$

$$\underline{c}_M = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} \alpha + \beta \omega_1^2 & & \\ & \ddots & \\ & & \alpha + \beta \omega_n^2 \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

O principal interesse na verificação da ortogonalidade das matrizes é o facto de poderem ser usadas para transformar a equação fundamental da dinâmica, correspondente ao sistema de equações diferenciais (3.3) num sistema diagonal de N_{GL} equações independentes entre si.

No caso geral de vibração forçada e amortecimento não nulo (3.1) o movimento de qualquer estrutura é sempre determinado pelos seus modos de vibração e respetivas frequências naturais. De facto, os deslocamentos estruturais em cada instante, podem ser determinados a partir de uma combinação linear dos modos de vibração, cujos coeficientes (funções do tempo), são denominados por coordenadas modais.

Verifica-se para o edifício com 3 GL que os deslocamentos num instante de tempo $u(t)$ podem ser escritos como uma combinação linear dos modos de vibração do sistema:

$$\begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ u_3(t) \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \phi_{31} \end{bmatrix}}_{1^\circ \text{ Modo Vib.}} \times r_1(t) + \underbrace{\begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \phi_{32} \end{bmatrix}}_{2^\circ \text{ Modo Vib.}} \times r_2(t) + \underbrace{\begin{bmatrix} \phi_{13} \\ \phi_{23} \\ \phi_{33} \end{bmatrix}}_{3^\circ \text{ Modo Vib.}} \times r_3(t) \quad (3.14)$$

$$u(t) = \phi_1 \times r_1(t) + \phi_2 \times r_2(t) + \phi_3 \times r_3(t) \quad (3.15)$$

ou, matricialmente:

$$u(t) = \underline{\Phi} \cdot \underline{r}(t) \quad (3.16)$$

A equação (3.1) , ou equação da dinâmica, pode ser diagonalizada recorrendo à matriz modal e às coordenadas modais para coordenadas modais $\underline{r} = \underline{r}(t)$. De facto recorrendo à fórmula anterior (3.16), a equação (3.3), para o caso geral de N_{GL} vem:

$$\underline{m} \underline{\Phi} \ddot{\underline{r}} + \underline{c} \underline{\Phi} \dot{\underline{r}} + \underline{k} \underline{\Phi} \underline{r} = - \underline{m} \underline{s} a_s \quad (3.17)$$

Multiplicando todos os termos da equação pela transposta da matriz modal, $\underline{\Phi}^T$, tem-se:

$$\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} \ddot{\underline{r}} + \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} \dot{\underline{r}} + \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \underline{r} = - \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{s} a_s \quad (3.18)$$

Ou simplificadamente:

$$\underline{m}_M \ddot{\underline{r}} + \underline{c}_M \dot{\underline{r}} + \underline{k}_M \underline{r} = \underline{f}_M \quad (3.19)$$

onde $\underline{m}_M = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi}$, $\underline{c}_M = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi}$, $\underline{k}_M = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi}$ são denominadas, respetivamente, matrizes de massa modal, amortecimento modal e rigidez modal, ambas com dimensão $(N_{GL} \times N_{GL})$. O vetor \underline{f}_M é o vetor das histórias de carga modais, podendo ser escrito em termos do vetor dos fatores de participação modal \underline{L} de dimensão $(N_{GL} \times 1)$:

$$\underline{f}_M = - \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{s} a_s , \quad a_s = a_s(t) \quad (3.20)$$

$$\underline{\tilde{f}}_M = - \underbrace{\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{s}}_{\underline{L}} \underline{a}_s \Leftrightarrow \underline{\tilde{f}}_M = \underline{L} \underline{a}_s \quad (3.21)$$

Nestas condições a anterior equação matricial (3.19), diagonalizada, corresponde ao seguinte sistema de equações diferenciais desacopladas (em condições modais), de fácil resolução:

$$\begin{cases} \underline{m}_{M_1} \ddot{\underline{r}} + \underline{c}_{M_1} \dot{\underline{r}} + \underline{k}_{M_1} \underline{r} = \underline{f}_{M_1} \\ \vdots \\ \underline{m}_{M_{NGL}} \ddot{\underline{r}} + \underline{c}_{M_{NGL}} \dot{\underline{r}} + \underline{k}_{M_{NGL}} \underline{r} = \underline{f}_{M_{NGL}} \end{cases} \quad (3.22)$$

3.3.1 Fator de amortecimento de Rayleigh

Para a hipótese em que se assume o amortecimento de Rayleigh (3.12) verifica-se que, para cada modo j , o amortecimento modal relativo ($\xi_j = c_{M_j} / c_{M_j}^{\text{critico}}$) pode ser escrito na forma seguinte (Oliveira & Espada, 2012):

$$\xi_j = \frac{c_{M_j}}{c_{M_j}^{\text{critico}}} = \frac{c_{M_j}}{2\sqrt{k_{M_j} \cdot m_{M_j}}} = \frac{\alpha \cdot m_{M_j} + \beta \cdot \omega_j^2}{2 \cdot \omega_j \cdot m_{M_j}} \stackrel{m_{M_j}=1}{=} \frac{\alpha + \beta \cdot \omega_j^2}{2 \cdot \omega_j} = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_j} + \beta \cdot \omega_j \right) \quad (3.23)$$

É possível, com recurso à expressão anterior, desenhar graficamente os amortecimentos modais relativos ξ_j , considerando os parâmetros de Rayleigh escolhidos. Na Figura 3.3, encontra-se representada a curva de Rayleigh (representada a azul), definida pelos parâmetros $\alpha = 0,1$ e $\beta = 0,001$, onde se pode observar a variação linear dos amortecimentos modais em função das frequências naturais.

Para o oscilador de 3 GL e considerando o coeficiente de amortecimento de Rayleigh, é possível verificar que a Figura 3.3 permite obter, para cada modo de vibração, os parâmetros referentes às frequências naturais, aos coeficientes de amortecimento e à participação modal. Através da resolução numérica do sistema de equações (3.18) que, diagonalizado, corresponde ao sistema de equações diferenciais desacopladas apresentado na equação (3.22) e que permite conhecer os parâmetros modais apresentados pela Figura 3.3, obtém-se:

$$\underbrace{\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi}}_{\underline{I} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}} \ddot{\underline{r}} + \underbrace{\underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi}}_{\underline{\xi} = \begin{bmatrix} \xi_1 & 0 & 0 \\ 0 & \xi_2 & 0 \\ 0 & 0 & \xi_3 \end{bmatrix}} \dot{\underline{r}} + \underbrace{\underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi}}_{\omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & 0 & 0 \\ 0 & \omega_2^2 & 0 \\ 0 & 0 & \omega_3^2 \end{bmatrix}} \underline{r} = - \underbrace{\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{s}}_{\underline{L} = \begin{bmatrix} L_1 \\ L_2 \\ L_3 \end{bmatrix}} \underline{a}_s \quad (3.24)$$

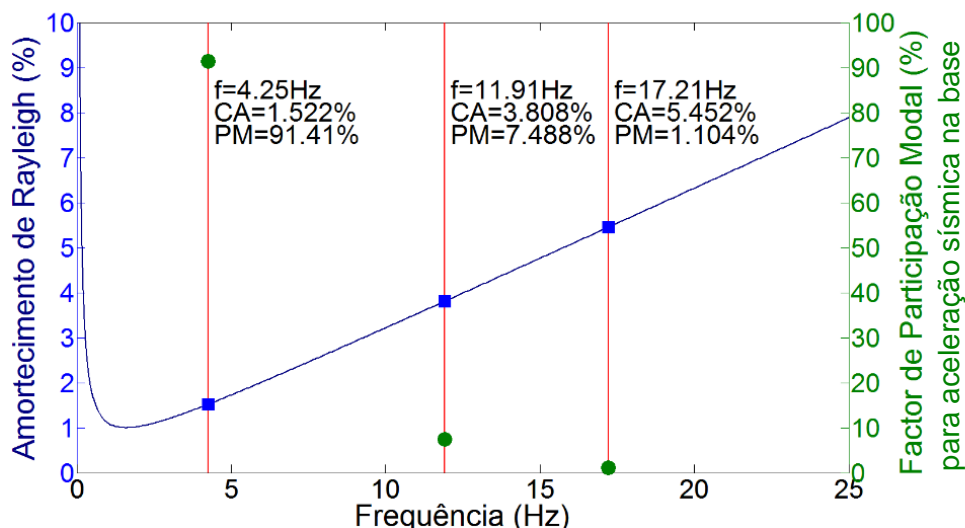


Figura 3.3 – Representação gráfica conjunta dos parâmetros fundamentais do oscilador com 3 GL em estudo.

Na Figura 3.3 é possível notar que, para cada modo de vibração, existe uma frequência associada f_n (f), marcada no eixo das abcissas a cor vermelha. Para o mesmo modo de vibração é ainda representado o coeficiente de amortecimento ξ (CA), representado no gráfico com uma marca de cor azul, e o fator de participação modal Γ (PM), realçado com recurso a uma marca verde. Uma vez assumida a hipótese de amortecimento de Rayleigh, é de notar que o amortecimento é proporcional em todos os modos, ou seja, o coeficiente de amortecimento varia linearmente. O fator de participação modal, segue uma tendência decrescente, contrariamente à tendência crescente do amortecimento, isto é, um modo com um amortecimento mais elevado, é um modo que tem uma menor participação modal, e por consequência, um modo que tem menos influência no comportamento da estrutura (ou que tem um efeito menos significativo).

3.4 Formulação de estado

No caso geral de estruturas deterioradas ou estruturas como barragens em que o comportamento é condicionado pela interação água-estrutura, poderá não ser aceitável adotar a hipótese de amortecimento Rayleigh apresentada na equação (3.12). No caso não se adotar esta hipótese de Rayleigh, ou seja, caso de amortecimento generalizado (não proporcional à massa e à rigidez) não é possível proceder à diagonalização do sistema de equações diferenciais $\underline{m}\ddot{\underline{u}} + \underline{c}\dot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{f}$ na forma em que ele se apresenta, ou seja, na forma de um sistema N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem.

No caso de amortecimento generalizado é possível obter a pretendida diagonalização se for adotada a representação de estado que, como se referiu, consiste em adotar 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 $\underline{v} = \underline{v}(t)$. Assim, implica trabalhar com um sistema de $2N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem (em termos computacionais, a resolução de equações de 1ª ordem é muito vantajosa), equivalente ao sistema original de N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem (Oliveira S. , 2013).

3.4.1 Consideração de uma sub-matriz de estado A

Para obter o pretendido sistema de equações diferenciais de 1ª ordem a partir do sistema original basta considerar a mudança de variável $\underline{\dot{u}} = \underline{v}(t)$ 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 $\underline{f} = \underline{s} \underline{f}_R$, ou seja, admitindo um número reduzido de histórias de forças $\underline{f}_R = \underline{a}_s(t)$ (n_I histórias de forças como “input”), distribuídas pelos N_{GL} graus de liberdade de acordo com os coeficientes dados nas n_I colunas da matriz \underline{s} , a formulação de estado assume a forma (Oliveira S. , 2013):

$$\underline{m} (\underline{\ddot{u}} + \underline{a}) + \underline{c} \underline{\dot{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{0} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} \underline{\dot{u}} = \underline{v} \\ \underline{m} \underline{\dot{v}} + \underline{c} \underline{v} + \underline{k} \underline{u} = -\underline{m} \underline{s} \underline{a}_s(t) \end{cases} \quad (3.25)$$

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

$$\begin{cases} \underline{\dot{u}} = \underline{v} \\ \underline{\dot{v}}(t) + \underline{m}^{-1} \underline{c} \underline{v}(t) + \underline{m}^{-1} \underline{k} \underline{u}(t) = -\underline{s} \underline{a}_s(t) \end{cases} \quad (3.26)$$

Que pode ser então escrito em função das variáveis de estado (deslocamento e velocidade), que representam o movimento de um modelo discretizado espacialmente (Mendes, 2010):

$$\begin{cases} \underline{\dot{u}}(t) = \underline{v}(t) \\ \underline{\dot{v}}(t) = -\underline{m}^{-1} \underline{c} \underline{v}(t) - \underline{m}^{-1} \underline{k} \underline{u}(t) - \underline{s} \underline{a}_s(t) \end{cases} \quad (3.27)$$

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

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\dot{u}}(t) \\ \underline{\dot{v}}(t) \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\dot{x}} \\ (2N_{GL} \times 1)}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1} \underline{k} & -\underline{m}^{-1} \underline{c} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{A} \\ (2N_{GL} \times 2N_{GL})}} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{u}(t) \\ \underline{v}(t) \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{x} \\ (2N_{GL} \times 1)}} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} \\ -\underline{s} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{S} \\ (2N_{GL} \times n_I)}} \underbrace{\underline{a}_s(t)}_{(n_I \times 1)} \quad (3.28)$$

É possível escrever a equação anterior numa forma mais compacta, usualmente escrita em termos do denominado vetor de estado (3.29) e das matrizes \underline{A} e \underline{S} , obtendo-se então a conhecida representação de estado do movimento de um modelo estrutural discretizado espacialmente (Oliveira S. , 2013):

$$\underline{x} = \begin{bmatrix} \underline{u}(t) \\ \underline{y}(t) \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

$(2N_{GL} \times 1)$

$$\dot{\underline{x}} = \underline{A} \underline{x} + \underline{S} \underline{a}_s(t) \quad (3.30)$$

Em que:

$$\underline{A} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix} \quad \text{- Matriz de Estado } (2N_{GL} \times 2N_{GL}) \text{ que envolve as propriedades do sistema discretizado, referentes à distribuição de massa, amortecimento e rigidez do elemento.}$$

$$\underline{S} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ -\underline{s} \end{bmatrix} \quad \text{- Matriz } (2N_{GL} \times n_1) \text{ que envolve um vetor de zeros e a matriz com a distribuição espacial das histórias de acelerações aplicadas pelos graus de liberdade do modelo.}$$

3.4.1.1 Diagonalização da matriz de estado para obter um conjunto de soluções independentes

Com o objetivo de obter a diagonalização da equação $\dot{\underline{x}} = \underline{A}\underline{x} + \underline{F}$, correspondente à representação de estado do movimento oscilatório de um modelo estrutural discretizado espacialmente, pode ser feita uma transformação de coordenadas, semelhante à utilizada na modelação clássica (3.16), envolvendo neste caso, uma matriz modal $\underline{\Phi}_E$ (denominada de matriz modal para representação de estado ou matriz modal de estado) de dimensão $2N_{GL} \times 2N_{GL}$ (Oliveira S. , 2013):

$$\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{z} \quad (3.31)$$

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

$$\underline{A}\underline{\Phi}_E = \lambda_E \underline{\Phi}_E \Leftrightarrow [\underline{A} - \lambda_E \underline{I}]\underline{\Phi}_E = 0 \quad (3.32)$$

Que fornece para além dos $2N_{GL}$ vetores próprios que constituem as colunas da matriz $\underline{\Phi}_E = [\underline{\Phi}_{E1} \dots \underline{\Phi}_{En} \dots \underline{\Phi}_{E2N_{GL}}]$, os restantes $2N_{GL}$ valores próprios (de estado) λ_E . Dado que a matriz de estado \underline{A} não é simétrica verifica-se que os seus valores próprios são complexos:

$$\lambda_E = \begin{bmatrix} \underline{\lambda} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{\lambda} \end{bmatrix}, \text{ com } \underline{\lambda} = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \lambda_n & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

$$\lambda_n = -\xi_n \omega_n + i\omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2}, \quad n=1, \dots, 2N_{GL} \quad (3.34)$$

$$\underline{\Phi}_E = \begin{bmatrix} \underline{\Phi}_{uE} & \underline{\bar{\Phi}}_{uE} \\ \underline{\Phi}_{uE} \underline{\lambda} & \underline{\bar{\Phi}}_{uE} \underline{\lambda} \end{bmatrix} \quad (3.35)$$

Em que $\underline{\Phi}_{uE} = [\dots \phi_n \dots]$, ($n=1, 2, \dots, N_{GL}$), considerando que ϕ_n são coordenadas complexas. Como se vê, a partir dos valores próprios λ_n da matriz de estado, obtêm-se facilmente as frequências modais (ω_n) e os amortecimentos modais (ξ_n), onde:

$$\omega_n = |\lambda_n| \quad (3.36)$$

$$\xi_n = -\frac{\text{Re}(\lambda_n)}{\omega_n} \quad (3.37)$$

Dado que a matriz de estado não é simétrica, verificou-se anteriormente que os seus valores próprios são complexos, assim como as componentes dos correspondentes vetores próprios.

Partindo da equação de estado (3.30) efetua-se a substituição de coordenadas da estrutura (3.31) obtendo-se:

$$\underline{\Phi}_E \dot{z} = \underline{A} \underline{\Phi}_E z + \underline{S} \underline{a}_s(t) \quad (3.38)$$

Multiplicando ambos os membros da equação por $\underline{\Phi}_E^{-1}$ para obter a forma diagonalizada da equação de estado em coordenadas modais (que corresponde a um sistema de $2 \times N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem):

$$\underbrace{\underline{\Phi}_E^{-1} \underline{\Phi}_E}_{\underline{I}} \dot{z}(t) = \underbrace{\underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A} \underline{\Phi}_E}_{\underline{\lambda}} z(t) + \underbrace{\underline{\Phi}_E^{-1} \underline{S}}_{\underline{L}} \underline{a}_s(t) \quad (3.39)$$

Podendo então a equação anterior ser escrita como:

$$\dot{z} = \underline{\lambda} z + \underline{L} \underline{a}_s(t) \quad (3.40)$$

Onde:

$\underline{z} = \underline{z}(t)$ - Vetor ($2N_{GL} \times 1$) das coordenadas modais de estado (o vetor $\dot{\underline{z}}$ contém as correspondentes derivadas em ordem ao tempo).

$\underline{\lambda}_E$ - Matriz diagonal ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$) com os alores próprios da matriz de estado (matriz de estado diagonalizada).

\underline{L} - Vetor ($2N_{GL} \times n_I$) que contempla o fator de participação modal da estrutura ($\underline{L}_E = -\underline{\Phi}^{-1}\underline{S}_{IS}$) na representação de estado.

$\underline{a}_s(t)$ - Vetor ($n_I \times 1$) com as n_I histórias de acelerações aplicadas (em apenas n_I GL, considerando $n_I \ll 2N_{GL}$).

3.4.2 Consideração de duas sub-matrizes de estado

A utilização direta da inversa da matriz modal ($\underline{\Phi}^{-1}$) envolve, geralmente, um elevado esforço computacional para sistemas com N_{GL} . Nesta secção apresenta-se então uma modificação da formulação anterior, com uma sub-matriz de estado, com o objetivo de melhorar o desempenho computacional.

Considerando uma formulação de estado, equivalente à anterior, baseada agora na utilização de duas sub-matrizes de estado (separando os parâmetros do amortecimento e da rigidez). A partir da equivalência dada no sistema (3.25), é facilmente verificável que a representação de estado da equação dinâmica de sistemas estruturais discretos (de N_{GL}), também pode assumir a forma matricial, equivalente ao sistema de equações (3.28), envolvendo agora duas “sub-matrizes” de estado (ambas de dimensão ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$), tal como a matriz de estado \underline{A} anterior):

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{c} & \underline{m} \\ \underline{m}^T & \underline{0} \end{bmatrix}}_{\underline{A} \quad (2N_{GL} \times 2N_{GL})} \underbrace{\begin{bmatrix} \dot{\underline{u}} \\ \dot{\underline{v}} \end{bmatrix}}_{\dot{\underline{x}} \quad (2N_{GL} \times 2N_{GL})} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{k} & \underline{0} \\ \underline{0} & -\underline{m}^T \end{bmatrix}}_{\underline{B} \quad (2N_{GL} \times 2N_{GL})} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{v} \end{bmatrix}}_{\underline{x} \quad (2N_{GL} \times 2N_{GL})} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{s} \\ \underline{0} \end{bmatrix}}_{\underline{S} \quad (2N_{GL} \times n_I)} \underbrace{\underline{a}_s(t)}_{(n_I \times 1)} \quad (3.41)$$

Ou, de uma forma matricialmente mais compacta:

$$\underline{A}\dot{\underline{x}} + \underline{B}\underline{x} = \underline{S}\underline{a}_s(t) \quad (3.42)$$

Onde :

$\underline{A} = \begin{bmatrix} \underline{c} & \underline{m} \\ \underline{m}^T & \underline{0} \end{bmatrix}$ - “Sub-matriz” de estado ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$) que envolve as propriedades do sistema estrutural discretizado, referentes à distribuição de massa e de amortecimento.

$\underline{\mathbf{B}} = \begin{bmatrix} \underline{\mathbf{k}} & \underline{\mathbf{0}} \\ \underline{\mathbf{0}} & -\underline{\mathbf{m}}^T \end{bmatrix}$ - “Sub-matriz” de estado ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$) que envolve as propriedades do sistema estrutural discretizado, referentes à distribuição de massa e de rigidez.

$\underline{\mathbf{S}} = \begin{bmatrix} \underline{\mathbf{s}} \\ \underline{\mathbf{0}} \end{bmatrix}$ - Vetor ($2N_{GL} \times n_I$) que envolve as distribuições espaciais das histórias de forças aplicadas pelos GL do modelo discretizado e valores nulos.

$\underline{a}_s(t)$ - Vetor ($n_I \times 1$) com as n_I histórias de acelerações aplicadas (em apenas n_I GL, considerando $n_I \ll 2N_{GL}$).

Considerando a multiplicação da equação (3.42) por $\underline{\mathbf{A}}^{-1}$ é possível chegar à equação de estado (3.30), originalmente escrita para uma sub-matriz de estado:

$$\underbrace{\underline{\mathbf{A}}^{-1}\underline{\mathbf{A}}}_{\underline{\mathbf{I}}}\dot{\underline{\mathbf{x}}} + \underbrace{\underline{\mathbf{A}}^{-1}\underline{\mathbf{B}}}_{-\underline{\mathbf{A}}}\underline{\mathbf{x}} = \underbrace{\underline{\mathbf{A}}^{-1}\underline{\mathbf{S}}}_{\underline{\mathbf{S}}}\underline{a}_s(t) \quad (3.43)$$

Isto permite chegar às relações de igualdade entre a formulação com uma e duas sub-matrizes de estado, em que se verifica:

$$\begin{cases} -\underline{\mathbf{A}} = \underline{\mathbf{A}}^{-1}\underline{\mathbf{B}} \\ \underline{\mathbf{S}} = \underline{\mathbf{A}}^{-1}\underline{\mathbf{S}} \end{cases} \quad (3.44)$$

3.4.2.1 Diagonalização com duas sub-matrizes de estado para obter um conjunto de soluções independentes

Tendo em consideração a metodologia alternativa, com recurso às duas sub-matrizes de estado $\underline{\mathbf{A}}$ e $\underline{\mathbf{B}}$, a diagonalização é obtida diretamente com base na matriz modal de estado $\underline{\Phi}_E$ e na sua transposta. A solução do problema de valores e vetores próprios associados à equação de estado (3.42) pode ser escrita da seguinte forma:

$$[\underline{\mathbf{B}} + \underline{\lambda}_E \underline{\mathbf{A}}]\underline{\Phi}_E = \underline{\mathbf{0}} \quad (3.45)$$

Que conduz à determinação da mesma matriz modal de estado $\underline{\Phi}_E$ ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$) e da mesma matriz diagonal de valores próprios $\underline{\lambda}_E$. A diagonalização da equação de estado, escrita nesta forma, obtém-se com base nas duas seguintes condições de ortogonalidade (sem necessidade de recorrer à inversa de $\underline{\Phi}_E$):

$$\underline{\Phi}_E^T \underline{\mathbf{A}} \underline{\Phi}_E = \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & a_j & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} = \underline{\mathbf{A}}_M, \quad j=1, 2, \dots, 2N_{GL} \quad (3.46)$$

$$\underline{\Phi}_E^T \underline{\mathbf{B}} \underline{\Phi}_E = \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & b_j & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} = \underline{\mathbf{B}}_M, \quad j=1, 2, \dots, 2N_{GL} \quad (3.47)$$

Sendo que as matrizes $\underline{\mathbf{A}}_M$ e $\underline{\mathbf{B}}_M$ são designadas de sub-matrizes de estado diagonalizadas. Desta forma a diagonalização da equação de estado (3.42) obtém-se utilizando a transformação para coordenadas modais $\underline{\mathbf{x}} = \underline{\Phi}_E \underline{\mathbf{z}}$ e multiplicando ambos os membros por $\underline{\Phi}_E^T$ obtendo-se então como pretendido, a forma diagonalizada da equação, sem recorrer a inversão matricial, é dada por:

$$\underline{\mathbf{A}}_M \dot{\underline{\mathbf{x}}} + \underline{\mathbf{B}}_M \underline{\mathbf{x}} = \underline{\Phi}_E^T \underline{\mathbf{S}} \underline{\mathbf{a}}_s(t) \quad (3.48)$$

Pode-se ainda multiplicar ambos os membros da equação pela inversa da matriz diagonal $\underline{\mathbf{A}}_M$, obtendo-se a equação de estado diagonalizada:

$$\underbrace{\underline{\mathbf{A}}_M^{-1} \underline{\mathbf{A}}_M}_I \dot{\underline{\mathbf{x}}} + \underbrace{\underline{\mathbf{A}}_M^{-1} \underline{\mathbf{B}}_M}_{-A=\lambda_E} \underline{\mathbf{x}} = \underbrace{\underline{\mathbf{A}}_M^{-1} \underline{\Phi}_E^T \underline{\mathbf{S}}}_L \underline{\mathbf{a}}_s(t) \quad (3.49)$$

Verificando-se então que:

$$-\underline{\mathbf{A}}^{-1} \underline{\mathbf{B}} = \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & 1/a_j & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & b_j & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda_{E_n} & & & \\ & \ddots & & \\ & & \ddots & \\ & & & \bar{\lambda}_{E_n} \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

(j=1,2, ..., 2N_{GL}) (n=1,2, ..., N_{GL})

Considerando que:

$$\lambda_{E_n} = -\xi_n \omega_n + i \omega_n \sqrt{1-\xi^2} \quad (3.51)$$

Ou seja, em qualquer uma das formulações de estado, os resultados conduzem a valores complexos, contudo, computacionalmente mais viáveis para estruturas com elevado número de GL.

Na Tabela 3.1 apresentam-se os principais resultados obtidos anteriormente. É dado particular importância à forma como se determinam os parâmetros dinâmicos da estrutura e às metodologias referentes à diagonalização das equações do movimento com as formulações clássica e de estado.

Tabela 3.1 - Comparação do estudo do comportamento dinâmico de sistemas estruturais espacialmente discretos, recorrendo ao uso de coordenadas modais para a diagonalização.

Formulação Clássica (Equações de 2ª ordem e matrizes $N_{GL} \times N_{GL}$)	
$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = -\underline{m} \underline{s} a_s$ $\underline{u} = \underline{\Phi} \underline{r}$ $[\underline{k} - \lambda \cdot \underline{m}] \cdot \underline{\phi}_n = 0 \quad (\lambda \text{ e } \underline{\phi} \text{ reais})$ <p style="text-align: center;"><u>Matrizes Diagonalizadas</u></p> $\underline{m}_M = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} \quad , \quad \underline{k}_M = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \quad , \quad \underline{c}_M = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} \quad (\text{diagonal se } \underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k})$ <p style="text-align: center;"><u>Sistema Diagonalizado</u></p> $\underline{m}_M \ddot{\underline{r}} + \underline{c}_M \dot{\underline{r}} + \underline{k}_M \underline{r} = - \underbrace{\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{s}}_{\underline{L}} a_s$	
Formulação de Estado (Equações de 1ª ordem e matrizes $2N_{GL} \times 2N_{GL}$)	
Com base na matriz de Estado \underline{A}	Com base nas matrizes de Estado \underline{A} e \underline{B}
$\underline{A} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1} \underline{k} & -\underline{m}^{-1} \underline{c} \end{bmatrix}$ $\dot{\underline{x}} = \underline{A} \underline{x} + \underline{S} a_s(t)$ $\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{z}$ $[\underline{A} - \lambda_E \underline{I}] \underline{\Phi}_E = 0 \quad (\lambda_E \text{ e } \underline{\Phi}_E \text{ complexos})$ <p style="text-align: center;"><u>Matriz Diagonalizada</u></p> $\underline{A}_M = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A} \underline{\Phi}_E = \underline{\lambda}_E$ <p style="text-align: center;"><u>Sistema Diagonalizado</u></p> $\dot{\underline{z}}(t) = \underline{A}_M \underline{z} + \underbrace{\underline{\Phi}_E^{-1} \underline{S}}_{\underline{L}} a_s(t)$ $\underline{A}_M = \underline{\lambda}_E$	$\underline{A} = \begin{bmatrix} \underline{c} & \underline{m} \\ \underline{m}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \quad , \quad \underline{B} = \begin{bmatrix} \underline{k} & \underline{0} \\ \underline{0} & -\underline{m}^T \end{bmatrix}$ $\underline{A} \dot{\underline{x}} + \underline{B} \underline{x} = \underline{S} a_s(t)$ $\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{z}$ $[\underline{B} + \lambda_E \underline{A}] \underline{\Phi}_E = 0 \quad (\lambda_E \text{ e } \underline{\Phi}_E \text{ complexos})$ <p style="text-align: center;"><u>Matriz Diagonalizada</u></p> $\underline{A}_M = \underline{\Phi}_E^T \underline{A} \underline{\Phi}_E \quad , \quad \underline{B}_M = \underline{\Phi}_E^T \underline{B} \underline{\Phi}_E$ <p style="text-align: center;"><u>Sistema Diagonalizado</u></p> $\dot{\underline{z}} + \underbrace{\underline{A}_M^{-1} \underline{B}_M}_{-A = \lambda_E} \underline{z} = \underbrace{\underline{A}_M^{-1} \underline{\Phi}_E^T \underline{S}}_{\underline{L}} a_s(t)$ $\underline{\lambda}_E = -\underline{A}^{-1} \underline{B}$

3.4.3 Fórmula recursiva para o cálculo da resposta em coordenadas modais

O problema de análise dinâmica de estruturas, num modelo de N_{GL} , no espaço de estados pode ser reduzido à resolução do seguinte conjunto de $2N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem, desacopladas:

$$\dot{z}_n(t) = \lambda_n z_n(t) + F_n(t) \quad (n = 1, 2, \dots, 2N_{GL}) \quad (3.52)$$

Existe a necessidade de determinar uma fórmula computacionalmente eficiente que permita obter a solução numérica das equações modais, considerando uma discretização do tempo ($0 \leq t \leq t_f$) em intervalos constantes de comprimento Δt . Tendo como condição inicial $z(0) = z_0$, a solução de qualquer equação modal n é dada por:

$$z(t) = z_0 e^{\lambda_E t} + \int_0^t e^{\lambda_E(t-\tau)} F(\tau) d\tau \quad (3.53)$$

Para uma dada discretização temporal, pode-se admitir que a força é constante em cada intervalo de tempo ou que varia linearmente. No caso em que a força é constante em cada intervalo Δt (Figura 3.4) pode-se obter uma fórmula recursiva, que leva a uma elevada eficiência computacional, em que:

$$z(t_{i+1}) = e^{\lambda_E \Delta t} z(t_i) + \frac{1}{\lambda_E} (e^{\lambda_E \Delta t} - 1) F(t_i) \quad (3.54)$$

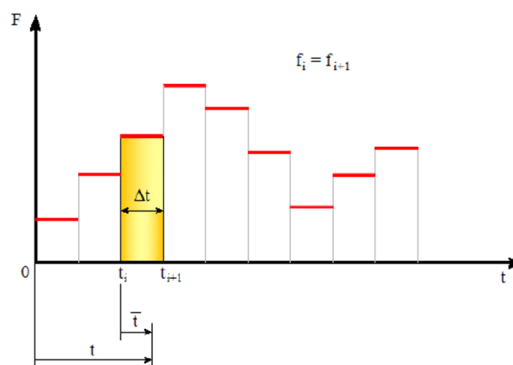


Figura 3.4 – Discretização temporal de forças constantes em cada intervalo de tempo (Mendes, 2010).

3.5 Exemplo de aplicação

Com o objetivo de analisar o comportamento da estrutura apresentada na Figura 3.1 foram considerados dois estudos distintos, implementados em MATLAB. Nestes estudos foi considerada a hipótese de amortecimento de Rayleigh ($\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k}$).

Primeiramente é realizada a comparação entre os três tipos de formulação dando particular ênfase à criação das matrizes de estado, de modo a poder tirar conclusões no que diz respeito à convergência dos resultados da formulação de estado (em deslocamentos e velocidades) para a formulação clássica (em deslocamentos).

Posteriormente é apresentada uma análise considerando a metodologia de estado¹, com duas sub-matrizes de estado, onde é estudada a resposta da estrutura considerando uma variação da massa ao nível dos pisos. Este estudo é de particular interesse para compreender a amplitude da resposta (Figura 3.5) em deslocamentos da estrutura, quando solicitada por um evento sísmico na base. Apresenta-se também a análise espectral do acelerograma sísmico considerado, com base no cálculo das transformadas de Fourier.

O estudo da resposta estrutural para forças dinâmicas com variação arbitrária, apoia-se em grande parte na denominada análise de Fourier (Oliveira S. , 2013), que permite decompor as funções em ondas sinusoidais. O estudo foi implementado com recurso ao módulo computacional para o cálculo das transformadas de Fourier, baseados no algoritmo FFT (Fast Fourier Transform) do MATLAB. Elabora-se este estudo de variação das massas, para ilustrar como são afetadas as frequências naturais e como a resposta sísmica da estrutura é influenciada. Este efeito é semelhante ao que se verifica em estudos sísmicos de barragens para diferentes cotas de água, como se apresenta no capítulo 5.

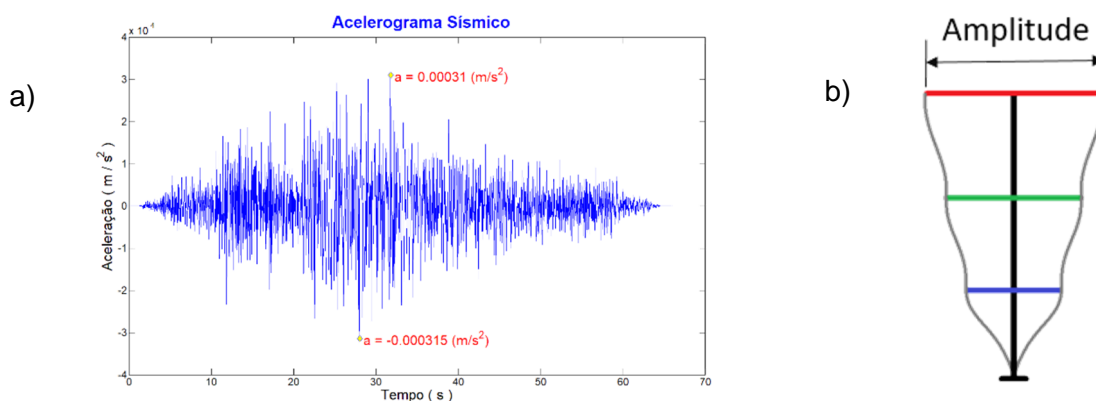


Figura 3.5 – Oscilador de 3 GL quando solicitado por um sismo: a) Acelerograma sísmico considerado. b) Amplitude de deslocamento máximo obtidos no topo do oscilador

¹ Os dados relativos ao primeiro exemplo permitem que seja feita a análise dos resultados considerando a abordagem de estado, com vista ao melhor desenvolvimento computacional.

3.5.1 Comparação dos resultados das três formulações

Na Figura 3.6 apresenta-se a comparação dos resultados obtidos para o edifício de 3 pisos recorrendo à formulação clássica e às formulações de estado estudadas anteriormente.

Pode-se observar que a resposta em termos de deslocamentos entre as modelações de estado são exatamente iguais. Os valores máximos obtidos para a formulação clássica são ligeiramente diferentes dos anteriores, no entanto podem considerar-se como aceitáveis. Esta diferença deve-se à implementação da fórmula recursiva (Chopra, 1995) na abordagem clássica. Na abordagem de estado foi implementada a fórmula apresentada na secção 3.4.

Tal como expectável, os valores das frequências naturais são idênticos nas três formulações.

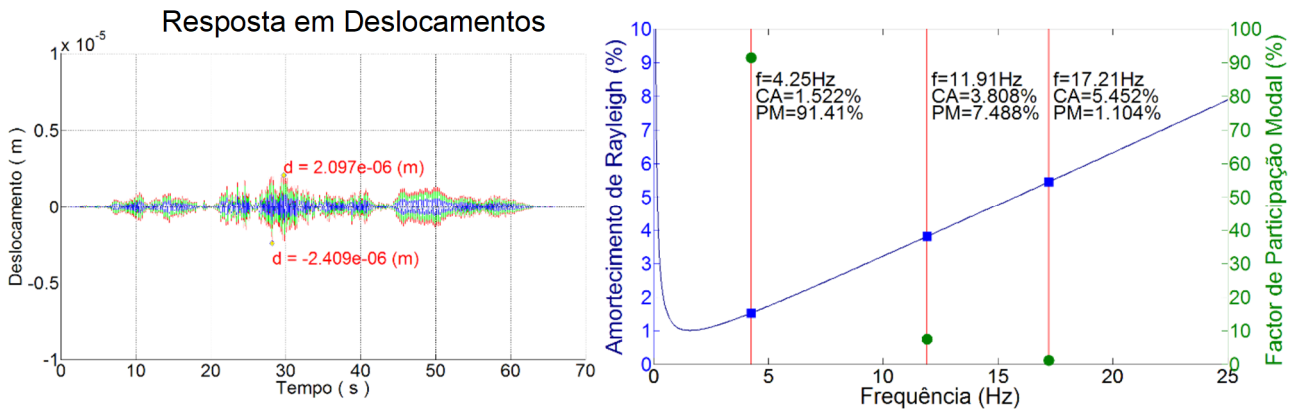
A grande diferença nos resultados entre a formulação clássica e a formulação de estado está nos parâmetros de participação modal, uma vez que a formulação de estado tem uma designada matriz modal de estado, com valores complexos. Apesar destes valores não serem iguais em nenhuma das formulações, existe ainda assim, entre elas, uma relação de proporcionalidade semelhante. Esta variação dos valores deve-se sobretudo ao facto de que em qualquer um dos casos existe uma matriz modal diferente, resultante da sua formulação inicial e dos parâmetros inicialmente considerados.

Com base na Figura 3.6 é possível concluir que as formulações de estado conduzem a valores próximos da formulação clássica em termos de deslocamentos, e valores idênticos de frequências naturais e coeficientes de amortecimento. As formulações de estado devido ao seu desempenho computacional são frequentemente utilizadas para resolver problemas de estruturas que envolvem bastantes graus de liberdade.

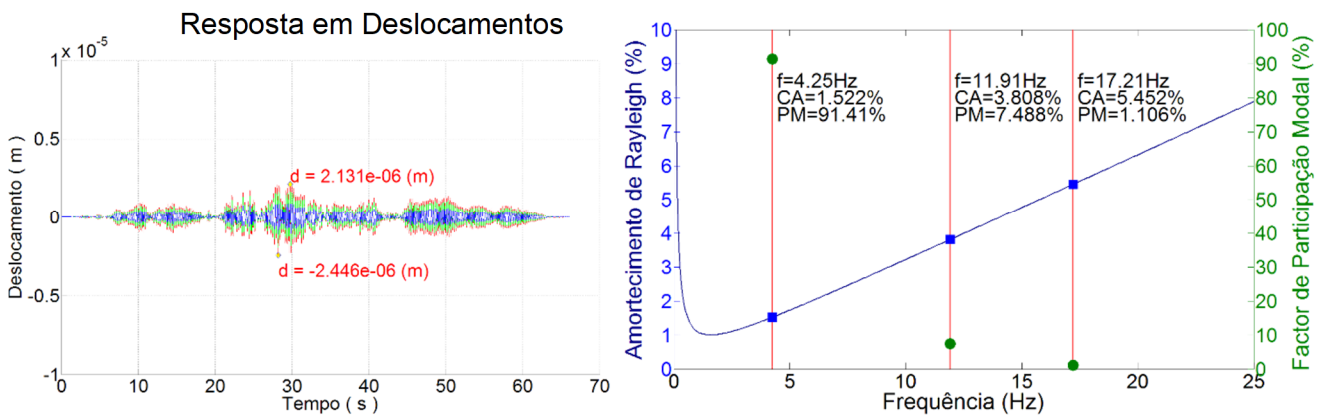
Os resultados em termos de deslocamentos podem ainda ser validados, com recurso a ensaios numa estrutura modelo em laboratório (para ser possível ter conhecimento completo das características do oscilador) permitindo a calibração do modelo numérico.

Nesta secção mostrou-se que os resultados das três formulações são muito semelhantes. Tendo em conta que a formulação de estado apresenta um maior desempenho computacional, comparativamente com a formulação clássica (uma vez que esta envolve inverter a matriz modal), esta formulação, considerando as duas sub-matrizes de estado, será utilizada na secção seguinte.

Formulação Clássica



Formulação de Estado (uma sub-matriz)



Formulação de Estado (duas sub-matrizes)

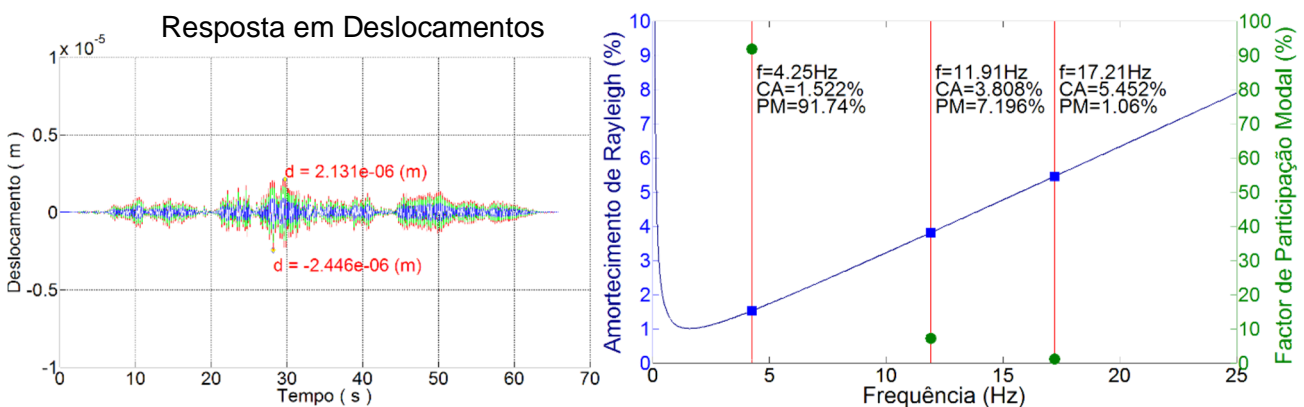


Figura 3.6 – Análise sísmica de um edifício de 3 pisos. Teste comparativo entre as formulações clássica e a formulação de estado com uma sub-matriz de estado e com duas sub-matrizes de estado.

3.5.2 Teste com variação da massa da estrutura ao nível dos pisos

A frequência natural de vibração de uma estrutura é um parâmetro de grande importância na engenharia sísmica. Uma estrutura que atinge frequências próprias de vibração coincidentes com os picos máximos do espectro de amplitudes de Fourier do acelerograma sísmico, atinge para essas mesmas frequências os seus deslocamentos máximos (Figura 3.5).

A Figura 3.7 mostra os resultados do estudo realizado para o edifício de 3 GL, considerando uma variação na massa, simultaneamente em todos os pisos, e solicitado por um sismo² (como se pode ver na Figura 3.5a) e utilizando a formulação de estado com duas sub-matrizes de estado.

É possível verificar que ao alterar o parâmetro da massa, existe uma relação direta com as frequências de vibração da estrutura e que, para o exemplo, valores de massa entre 13,4 kg, e 9,4 kg são valores que ficam numa zona crítica espectro de amplitudes de Fourier. Quando se considera a massa de 10,8 Kg, o valor da primeira frequência natural coincide com o pico do espectro de resposta, criando uma amplificação da resposta em deslocamentos, como seria expectável. O intervalo estabelecido refere-se a pontos ligeiramente acima e abaixo dos 10,8 Kg, cujas frequências naturais já estão fora do pico máximo do espectro, com o objetivo de verificar que os deslocamentos obtidos são inferiores aos anteriores.

Note-se que, os limites estabelecidos para a massa sobrepõem e primeira frequência natural com zonas baixas do espectro de amplitudes de Fourier, mas em termos de deslocamentos os valores são substancialmente diferentes, sendo que, esse aspeto é traduzido devido à coincidência da segunda frequência própria de vibração da estrutura num outro pico do espectro e apesar de ser um pico menos importante, continua a causar deslocamentos substanciais na estrutura, devido à participação modal do 2º modo de vibração.

Os fatores de participação modal não sofrem alterações significativas em termos da parcela real³, uma vez que, como é possível constatar pela equação (3.49), é influenciada diretamente pela matriz modal de estado $\underline{\Phi}_E$, sendo esta proporcional à massa da estrutura (as alterações na massa são substancialmente pequenas).

² Sismo com aceleração máxima de $a_s=0,000315 \text{ m/s}^2$

³ Como se trata de uma abordagem de estado, os parâmetros modais da estrutura são sempre complexos, devido à não simetria das matrizes de estado.

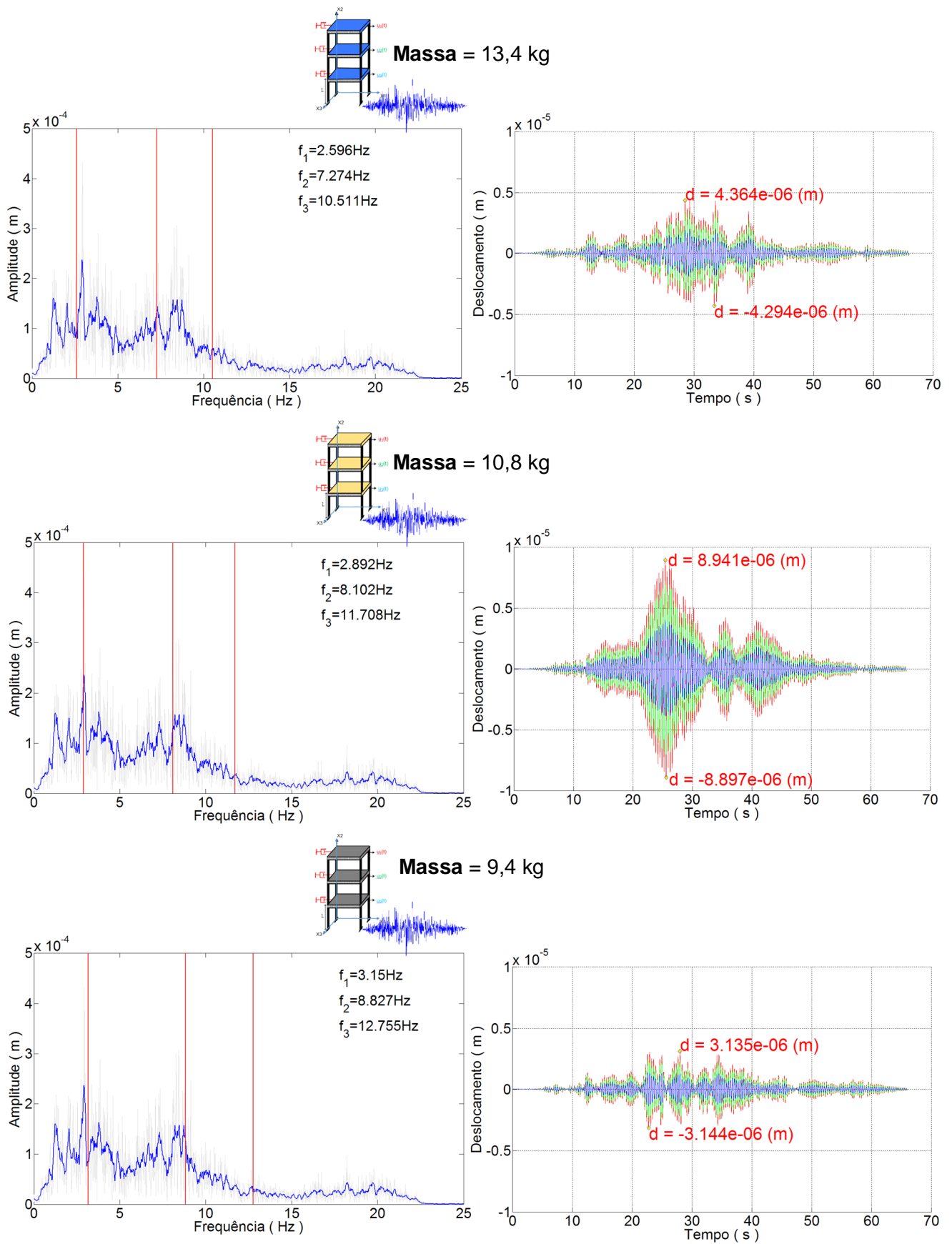


Figura 3.7 – Teste comparativo para três valores de massa diferentes. Comparação dos deslocamentos máximos no topo do edifício.

3.6 Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se as principais formulações numéricas utilizadas para análise do comportamento dinâmico de estruturas, nomeadamente:

- i. Formulação clássica (em deslocamentos)
- ii. Formulação no espaço de estados (em velocidades e deslocamentos).

Relativamente à formulação clássica referiu-se a utilidade de se considerar a hipótese de Rayleigh para ter em conta o amortecimento.

A formulação de estado, por seu lado, para além de permitir considerar a hipótese de amortecimento não proporcional, resultando em parâmetros modais complexos, pode ser formulada com base em duas abordagens distintas: pode-se considerar uma matriz de estado A que engloba todos os parâmetros da estrutura, ou podem ser consideradas duas sub-matrizes de estado A e B , onde na primeira matriz se encontram os parâmetros relativos à distribuição da matriz de massa e amortecimento da estrutura e na segunda matriz se encontram os parâmetros relativos à distribuição da massa e da rigidez da estrutura.

No âmbito deste trabalho foram implementadas computacionalmente, em MATLAB, as duas referidas formulações de estado e a formulação clássica para o caso de um edifício de 3 pisos tendo-se confirmado o bom desempenho computacional das três formulações.

Neste capítulo foi ainda elaborado um estudo paramétrico sobre a resposta sísmica do referido edifício de 3 pisos em que se fez variar a massa dos pisos, tendo-se concluído que:

- i. Quanto menor massa da estrutura, maiores serão as frequências naturais;
- ii. Os fatores de participação modal têm um grande impacto na amplitude da resposta em deslocamentos;
- iii. Quando sobrepostas as frequências com os picos do espectro de amplitudes de Fourier, para um determinado sismo, constata-se que a amplificação da resposta é bastante acentuada, quando a frequência com maior participação modal coincide com um pico espectral.

4

Desenvolvimento de uma aplicação em MATLAB para análise sísmica de barragens de betão

4.1 Considerações iniciais

Os avanços na capacidade computacional que se têm verificado nestes últimos anos, possibilitam o desenvolvimento de modelos numéricos cada vez mais sofisticados para simular o comportamento estático e dinâmico de grandes barragens, com tempos de cálculo perfeitamente razoáveis. Deste modo, a utilização de modelos numéricos sofisticados para apoio ao controlo da segurança de barragens tem vindo a generalizar-se.

Com estes avanços computacionais, os programas de cálculo para análise da resposta estrutural de sistemas barragem-fundação-albufeira têm vindo a ser desenvolvidos na perspetiva de:

- Melhorar a capacidade para simular com precisão e fiabilidade o comportamento dinâmico real da barragem (comparação com o comportamento observado).
- Adotar formulações e modelos matemáticos robustos, mas simples, que permitam a obtenção de resultados numéricos estáveis e precisos.
- Utilizar parâmetros conhecidos, com valores bem definidos e significado físico claro, devendo ser utilizado o menor número de parâmetros possível (dependendo do tipo de problema a analisar).
- Adotar procedimentos e metodologias de cálculo que promovam a eficiência computacional, em termos de memória utilizada e tempo de cálculo.
- Utilizar modelos de fácil implementação e aplicação em linguagem matemática, utilizando plataformas (como o MATLAB) que garantam alta performance numérica e ferramentas gráficas de alta qualidade.

- Permitir a interação e a fácil compreensão, por parte do utilizador, das metodologias e dos cálculos efetuados.

Neste capítulo apresenta-se o programa **DynDam1.0**, um programa de EF3D desenvolvido em MATLAB para análise dinâmica de barragens, e referem-se sinteticamente os fundamentos do método dos elementos finitos, utilizado no referido programa para resolução numérica da equação fundamental da mecânica dos sólidos (Figura 4.1), para solicitações estáticas e dinâmicas.

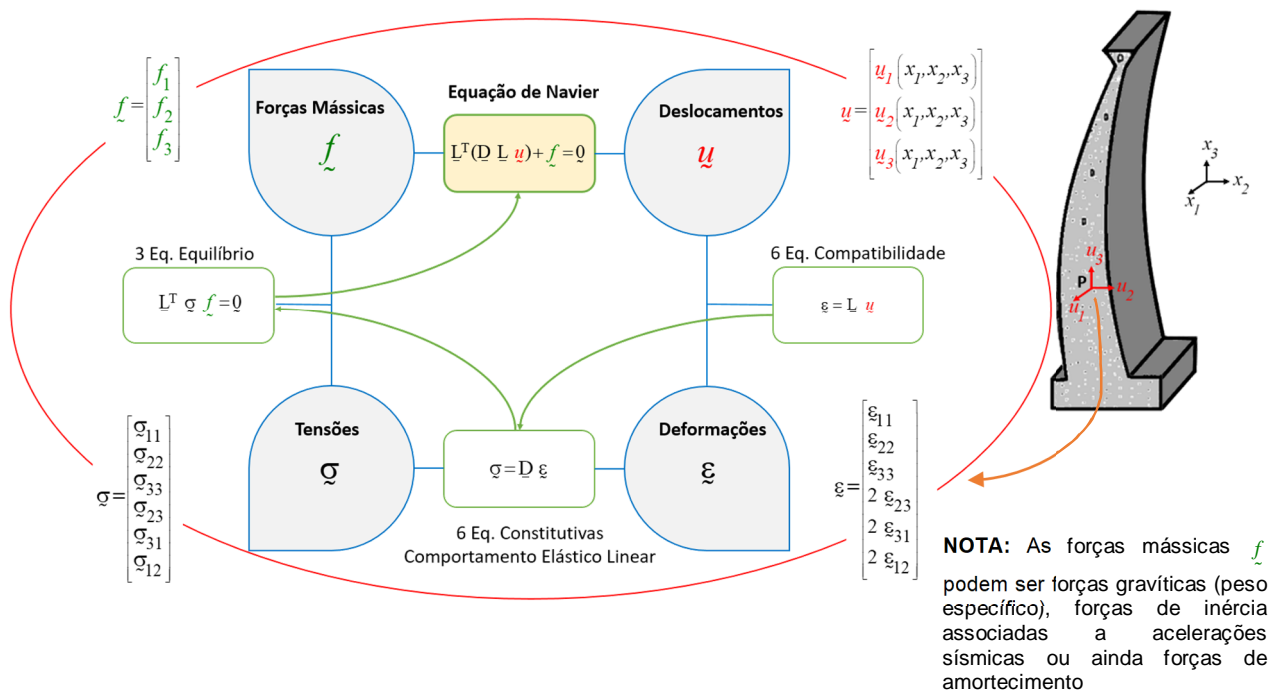


Figura 4.1 – Equações fundamentais da mecânica dos sólidos (adaptado de (Oliveira S. , 2016)).

Posteriormente serão abordadas metodologias para a obtenção de acelerogramas sísmicos. Estes acelerogramas podem ser obtidos a partir de espectros de resposta de projeto, a partir de modelos de rotura de falha (Carvalho, 2007) ou a partir de medições registadas *in situ*, com recurso a sistemas de monitorização.

Neste capítulo descrevem-se ainda os vários tipos de formulações existentes para estudo da interação dinâmica água-estrutura, de sistemas barragem-fundação-albufeira, descrevendo com detalhe formulação de massas de água associada, implementada no programa **DynDam1.0**.

4.2 Método dos elementos finitos na análise de barragens

Nesta secção apresenta-se sinteticamente a formulação implementada no programa **DynDam1.0**, utilizado nesta dissertação para análise numérica do comportamento sísmico de barragens com base no método dos elementos finitos (elementos finitos 3D, tipo cubo de 20, isoparamétricos, de pontos nodais). Trata-se de um programa em que se admite a hipótese de materiais isotrópicos com comportamento elástico linear e que permite simular o comportamento de sistemas barragem-fundação-albufeira sob diversas solicitações, estáticas e dinâmicas, nomeadamente sob ações sísmicas. A formulação implementada no **DynDam1.0** na resolução numérica pelo método dos elementos finitos (Zienkiewicz, Taylor, & Zhu, 2005) do problema de valores de fronteira apresentado em (4.1), resultante da aplicação da equação de Navier à análise conjunto barragem-fundação-albufeira (Figura 4.2).

$$\underline{\underline{u}} = \begin{bmatrix} u_1(x_1, x_2, x_3, t) \\ u_2(x_1, x_2, x_3, t) \\ u_3(x_1, x_2, x_3, t) \end{bmatrix} \quad (3 \times 1)$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{23} \\ 2\varepsilon_{31} \\ 2\varepsilon_{12} \end{bmatrix} \quad (6 \times 1)$$

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{31} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} \quad (6 \times 1)$$

Relação deformações-deslocamentos

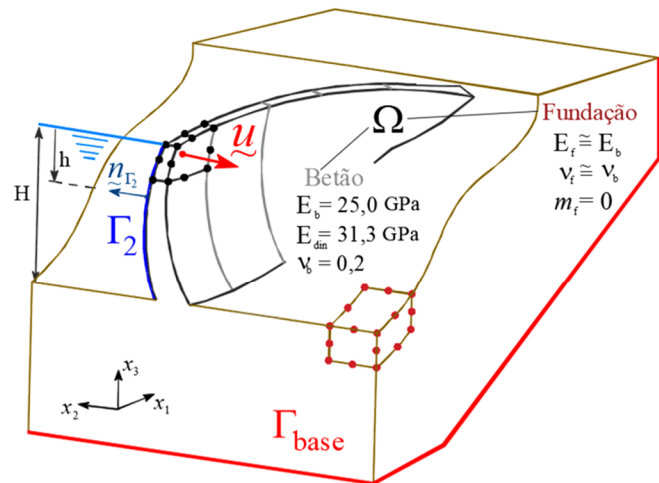
$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{u}} \quad (\text{pequenas deformações})$$

Equação Constitutiva

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{D}} \underline{\underline{\varepsilon}}$$

Equação de Equilíbrio (ações estáticas e dinâmicas)

$$\underline{\underline{L}} \underline{\underline{\sigma}} + \underline{\underline{f}} = \underline{\underline{0}}, \quad \underline{\underline{f}} = m \underline{\underline{g}} - m (\underline{\underline{\ddot{u}}} + \underline{\underline{a}}_s) - c \underline{\underline{\dot{u}}}$$



Matriz Elasticidade (material isotrópico)

$$\underline{\underline{D}} = \begin{bmatrix} K_v + \frac{4}{3}G & K_v - \frac{2}{3}G & K_v - \frac{2}{3}G & & & \\ & K_v + \frac{4}{3}G & K_v - \frac{2}{3}G & & & \\ \text{sim.} & & K_v + \frac{4}{3}G & & & \\ & & & G & & \\ & & & & G & \\ & & & & & G \end{bmatrix}$$

$$K_v = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Operador Diferencial

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

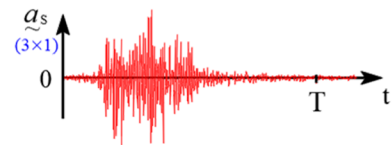


Figura 4.2 – Modelação do comportamento de sistemas barragem-fundação-albufeira sob ações estáticas e dinâmicas: equações fundamentais. Representação esquemática de uma barragem (Ω) com indicação das fronteiras Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas) e Γ_2 (em que se aplicam tensões normais correspondentes às pressões hidrostática e hidrodinâmica) (adaptado de (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014)).

Neste caso há que ter em conta as condições de fronteira Γ_1 e Γ_2 , como se pode ver na figura. A primeira (Γ_1) refere-se à base da fundação em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas. Na fronteira Γ_2 , no paramento de montante da barragem são aplicadas tensões normais correspondentes às pressões hidrostática e hidrodinâmica (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014):

$$\begin{cases} \underline{L}^T(\underline{D}\underline{L}u - \underline{D}\underline{\xi}_0) + \underline{f} = \underline{0} & , \quad \forall P \in \Omega \\ \underline{u} = \underline{0} & , \quad \underline{\ddot{u}} = \underline{a}_s & , \quad \text{em } \Gamma_1 \\ \underline{\sigma}_N = \underline{n}_{\Gamma_2} p_H + \underline{n}_{\Gamma_2} p_{HDin} & , \quad \text{em } \Gamma_2 \end{cases} \quad (4.1)$$

Onde:

- \underline{L} - Operador diferencial (operador de Laplace, matricial) definido na Figura 4.2.
- \underline{D} - Matriz de elasticidade (6x6) definida na Figura 4.2 para materiais isotrópicos (depende do modulo de elasticidade E e do Coeficiente de Poisson ν , como indicado na figura).
- \underline{u} - Vetor (3x1) com as três componentes de deslocamento em cada ponte da estrutura correspondente ao campo de deslocamentos e é a incógnita principal do problema (depende da posição do ponto e, no caso, varia ao longo do tempo).
- $\underline{\xi}_0$ - Deformações impostas em P (seis componentes do tensor das deformações dispostos num vetor coluna 6x1): No caso de variações térmicas é $\underline{\xi}_0^T = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0] \alpha_T \Delta T$, em que α_T é o coeficiente de dilatação térmica linear dos materiais e ΔT é a variação da temperatura em P.
- \underline{f} - Vetor (3x1) com as três componentes das forças mássicas em P; no caso geral em que atuam a força gravítica e forças de inércia e amortecimento associadas às ações sísmicas, envolve:
 - i) O vetor (3x1) da força gravítica $\underline{f}_g = m \underline{g}$.
Em que m é a massa específica dos materiais e \underline{g} é o vetor $[0 \ 0 \ -9,81]^T$ (m/s²) da aceleração gravítica;
 - ii) O vetor (3x1) das forças de inércia $\underline{f}_I = -m(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_s)$.
Em que m é a massa específica dos materiais, $\underline{\ddot{u}}$ é a aceleração relativamente à base, em P, e \underline{a}_s é a aceleração sísmica na base.
 - iii) O vetor (3x1) da força gravítica $\underline{f}_A = -c \underline{\dot{u}}$.
Em que c é o coeficiente de amortecimento específico dos materiais e $\underline{\dot{u}}$ é a velocidade relativamente à base, em P,
 $\underline{f} = \underline{f}_g + \underline{f}_I + \underline{f}_A = m \underline{g} - m(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_s) - c \underline{\dot{u}}$.

- $\underline{\sigma}_N$ - Vetor com as três componentes da tensão normal no paramento de montante (\underline{n}_{Γ_2} é o vetor unitário com a direção da normal ao paramento de montante).
- p_H - Pressão hidrostática $p_H = m_a g h$, em que h é a altura de água acima do ponto de cálculo.
- p_{HDin} - Pressão hidrodinâmica (formula de Westergaard), $p_{HDin} = 7 / 8 m_a \sqrt{H \cdot h} \|(\ddot{u} + \underline{a}_s)_N\|$, em que m_a é a massa especifica da água, H é a altura de água acima da fundação (variável de consola para consola de acordo com a respetiva cota da inserção), h é a profundidade (Figura 4.2) e $\|(\ddot{u} + \underline{a}_s)_N\|$ é o modulo da aceleração total na direção normal ao paramento.

Com recurso ao lema fundamental do cálculo variacional (LFCV) e ao teorema de Green-Gauss é possível a partir da anterior forma forte da equação (4.1), estabelecida através do equilíbrio de forças num volume infinitesimal, obter a correspondente forma fraca (ou forma integral) que traduz o equilíbrio de um qualquer volume finito, e que é a forma mais conveniente para obter a pretendida equação de equilíbrio para uma dada discretização de elementos finitos. Assim, considerando a aproximação do campo de deslocamentos com base na conhecida fórmula de interpolação do MEF (permite calcular o deslocamento \underline{u} num ponto P do interior de um elemento finito como uma média ponderada dos deslocamentos nodais \underline{u}^e , cujos pesos dados na matriz \underline{N} , correspondem aos valores das funções de interpolação em P), obtém-se diretamente de (4.1) a seguinte equação que traduz o equilíbrio dinâmico de um elemento finito de volume V, com uma face de área S contida na fronteira Γ_2 (paramento de montante):

$$\underline{m}^e \ddot{\underline{u}}^e + \underline{c}^e \dot{\underline{u}}^e + \underline{k}^e \underline{u}^e = \underline{f}_g^e + \underline{f}_{PH}^e + \underline{f}_{Sismo}^e + \underline{f}_{PHdin}^e + \underline{f}_{Temp}^e \quad (4.2)$$

Onde a força relacionada com a pressão hidrodinâmica pode ser escrita como a massa de água associada e a força das pressões hidrodinâmicas devido ao sismo:

$$\underline{f}_{PHdin}^e = -\underline{m}_a^e (\ddot{\underline{u}}^e + \underline{a}_s^e) \Leftrightarrow \underline{f}_{PHdin}^e = -\underline{m}_a^e \ddot{\underline{u}}^e - \underbrace{\underline{m}_a^e \underline{a}_s^e}_{\underline{f}_{PHdinas}^e} \quad (4.3)$$

Pelo que a equação (4.2) pode ser escrita da seguinte forma:

$$(\underline{m}^e + \underline{m}_a^e) \ddot{\underline{u}}^e + \underline{c}^e \dot{\underline{u}}^e + \underline{k}^e \underline{u}^e = \underline{f}_g^e + \underline{f}_{PH}^e + \underline{f}_{Sismo}^e + \underline{f}_{PHdinas}^e + \underline{f}_{Temp}^e \quad (4.4)$$

Em que:

$$\underline{m}^e = \int_V \underline{N}^T m \underline{N} dV$$

$$\underline{\underline{m}}_a^e = \int_S \underline{\underline{N}}^T \alpha_{PHdin} \underline{\underline{n}}_{\Gamma_2}^T \underline{\underline{n}}_{\Gamma_2} \underline{\underline{N}} dS, \quad \alpha_{PHdin} = \frac{7}{8} m_a \sqrt{H.h}$$

$$\underline{\underline{c}}^e = \int_V \underline{\underline{N}}^T c \underline{\underline{N}} dV, \quad c \text{ é o amortecimento específico}$$

Nota: esta matriz de amortecimento elementar só é considerada quando se pretende considerar amortecimento generalizado; correntemente considera-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh proporcional às matrizes globais de rigidez e de massa, como é o caso do presente trabalho.

$$\underline{\underline{k}}^e = \int_V \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{B}} dV, \quad \underline{\underline{B}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{N}} \text{ (matriz com as derivadas das funções de interpolação)}$$

$$\underline{\underline{f}}_g^e = \int_V \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{f}}_g dV, \quad \underline{\underline{f}}_g = m \underline{\underline{g}}$$

$$\underline{\underline{f}}_{PH}^e = \int_V \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{s}}_{PH} dV, \quad \underline{\underline{s}}_{PH} = \underline{\underline{n}}_{\Gamma_2}^T m_a \underline{\underline{g}} h$$

$$\underline{\underline{f}}_{Sismo}^e = -\underline{\underline{m}}^e \underline{\underline{a}}_S^e$$

$$\underline{\underline{f}}_{PHdin}^e = -\underline{\underline{m}}_a^e \underline{\underline{a}}_S^e$$

$$\underline{\underline{f}}_{Temp}^e = \int_V \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{\xi}}_0 dV, \quad \underline{\underline{\xi}}_0^T = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0] \alpha_T \Delta T \quad (\text{betão: } \alpha_T = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1})$$

Efetuada a sobreposição (“assemblagem”) das anteriores matrizes elementares obtém-se a equação diferencial ordinária (só com derivadas em ordem ao tempo) que traduz o equilíbrio global da estrutura sob ações dinâmicas (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014).

A assemblagem da matriz de rigidez é feita considerando as matrizes elementares, sobrepondo-as nos graus de liberdade da matriz global. A rigidez nos apoios é considerada, atribuindo um valor muito elevado nos nós que estão ligados à fundação.

A assemblagem da matriz de massa é feita num processo idêntico, contudo primeiro é feito o procedimento para a matriz de massas da estrutura, e posteriormente são calculadas as pressões hidrodinâmicas, que são consideradas como massas de água associadas ao paramento de montante.

Analisado o método da resolução numérica dos valores de fronteira da equação (4.1), sabe-se que são consideradas forças de inércia resultantes das ações sísmicas. Estas ações podem ser obtidas através de diversas metodologias, como será apresentado na secção seguinte.

4.3 Metodologias para definição da ação sísmica

As ações sísmicas são ações importantes a ter em conta na análise de barragens de betão e devem ser definidas consoante a zona sísmica em que a obras se localizam. Portugal, por exemplo, considera-se um país com sismicidade média/elevada (Figura 4.8).

De uma maneira geral as barragens de betão apresentam uma boa resistência estrutural a eventos sísmicos, essencialmente por serem projetadas para as elevadas forças horizontais devidas à pressão hidrostática e pelo facto de serem das primeiras estruturas em que existe uma sistematização dos processos de projeto em relação às ações sísmicas (Westergaard, 1933); (Wieland, 2008). Contudo, como referido no capítulo 2, existem referências a alguns incidentes em barragens devido a ações sísmicas, que envolveram o aparecimento de fissuras e deslocamentos permanentes, bem como a problemas associados à fundação, tais como percolação anómala por rotura das cortinas de impermeabilização, escorregamento de blocos do maciço rochoso de fundação, etc. Estes casos mostram que, para sismos com valores de aceleração de pico elevados, as barragens de betão podem sofrer danos consideráveis, podendo mesmo ser posta em causa a funcionalidade e a estabilidade estrutural das obras.

Existem diferentes metodologias para a obtenção de acelerogramas sísmicos, com vista à sua utilização em fase de projeto para desenvolver estudos de simulação da resposta sísmica das obras, geralmente com recurso a modelos numéricos de elementos finitos.

O tipo de sismo a utilizar depende da análise que se pretende realizar, isto é, numa análise onde se pretende avaliar a segurança para ações correntes é comum utilizar-se um sismo base de projeto (SBP). Numa situação em que se estudam cenários de rotura, utiliza-se por norma, o sismo máximo de projeto (SMP). Apresentam-se nas próximas seções as diversas metodologias para obtenção de acelerogramas sísmicos.

4.3.1 Acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta

Por norma, em contexto de projeto de estruturas, são utilizados espectros de resposta retirados das normas nacionais, como é o caso do EC8 em Portugal (NP EN 1998-1, 2010).

Para as barragens de betão, as ações sísmica são definidas em projeto por intermédio de espectros de resposta considerando o sismo base de projeto (SBP) e o sismo máximo de projeto (SMP). Na Figura 4.3 mostram-se os espectros de resposta para o caso da barragem de Ribeiradio, em que foram calculados considerando um coeficiente de amortecimento de 5%. Para o SMP foi prescrito uma aceleração de pico de 0,14 g e para o SBP uma aceleração de pico de 0,06 g (como se indica na Figura 4.3).

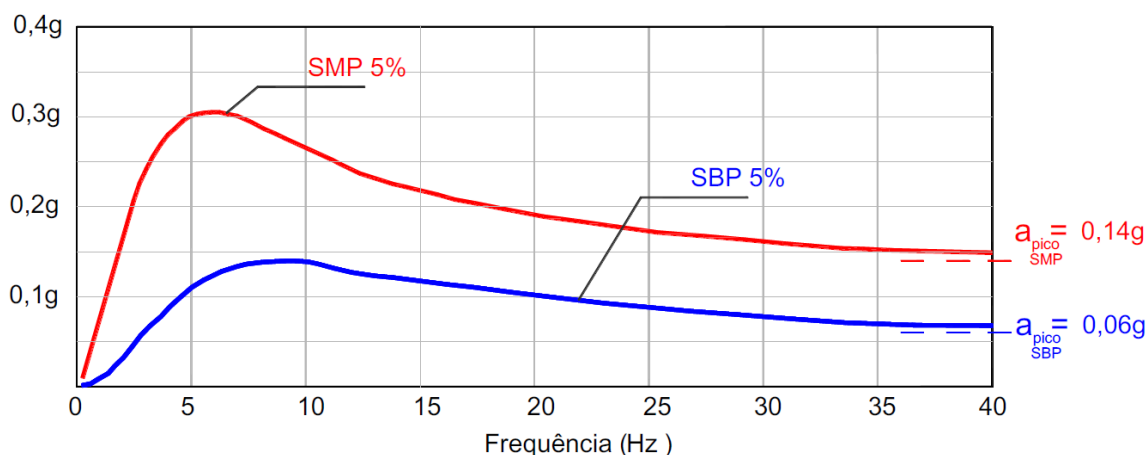


Figura 4.3 – Definição de projeto para o sismo base de projeto (SBP) e para o sismo máximo de projeto (SMP): Espectros de resposta obtidos para um amortecimento relativo de 5%, para o caso da barragem de Ribeiradio (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014).

Na Figura 4.4 pode-se observar um exemplo de acelerograma sísmico obtidos através de espectros de resposta de projeto para barragem de Ribeiradio, considerando um SBP.

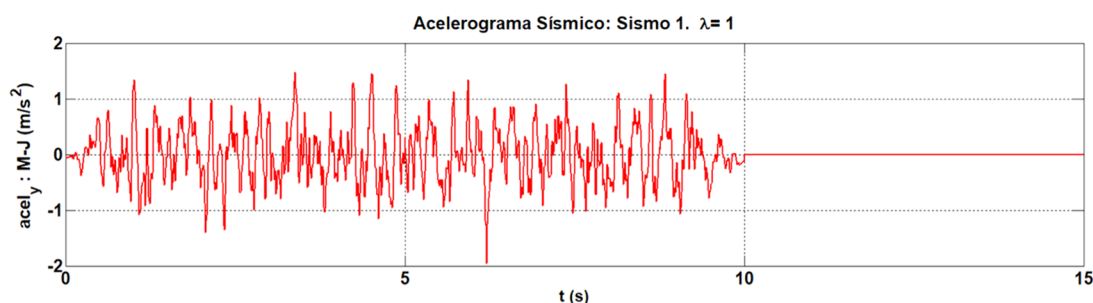


Figura 4.4 – Acelerograma sísmico obtido através de espectro de resposta para o projeto da barragem de Ribeiradio, considerando SBP.

4.3.2 Acelerogramas gerados com modelos de rotura de falha

O modelo de rotura de falha desenvolvido no LNEC admite que, para uma dada falha (idealizada geralmente como um plano cuja distância à obra e posicionamento espacial são estimados a partir de estudos geotectónicos do local) existente na proximidade da obra, podem ser associadas potenciais área de rotura, às quais corresponde uma dada energia libertada, e, portanto, uma dada magnitude sísmica. Aos sismos a que correspondem maiores áreas de rotura de falha estão associados grandes intervalos de recorrência, ou seja, são sismos a que correspondem elevados períodos de retorno.

Os modelos de rotura de falha (Carvalho, 2007) permitem a geração de acelerogramas sísmicos não estacionários no local da obra, considerando diferentes sequências temporais e espaciais para caracterizar o processo de propagação da rotura no plano da falha (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014). Assim, de acordo com as definições do projetista são gerados acelerogramas para uma falha tectónica a uma distância definida da obra, considerando uma área de rotura envolvente e uma direção de propagação das ondas sísmicas, como se pode ver na Figura 4.5. Para o caso da barragem de Ribeiradio são adotadas leis de atenuação para a hipótese de propagação em rocha.

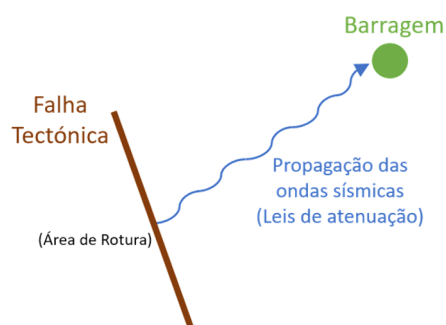


Figura 4.5 – Representação esquemática do modelo de rotura de falha.

Na Figura 4.6 mostram-se os espectros de resposta obtidos com base no modelo de rotura de falha para o caso da barragem de Ribeiradio. A partir da análise da desta figura pode-se concluir que os espectros de resposta definidos pelo projetista para o SMP e SBP constituem uma boa envolvente dos espectros de resposta obtidos com base no modelo de rotura de falha do LNEC, o que permite concluir que se trata de espectros adequados para os estudos de verificação da segurança sísmica da barragem (note-se que os valores da aceleração de pico previstos com o modelo de rotura de falha do LNEC tendem para os valores de projeto: 0,14g para o SMP e 0,06g para o SBP) (Oliveira, Silvestre, & Câmara, 2014).

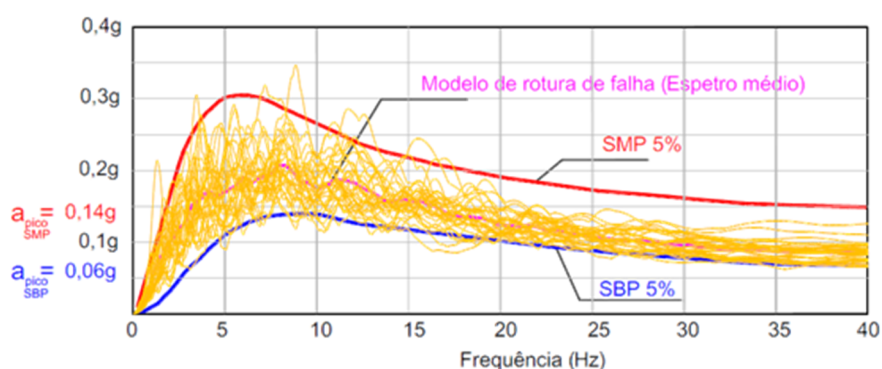


Figura 4.6 – Comparação dos espectros de resposta envolventes (a utilizar nas verificações para o SMP e SBP) com os espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas sísmicos gerados por intermédio de um modelo de rotura de falha (Carvalho, 2007), para o caso da barragem de Ribeiradio.

Na Figura 4.7 apresenta-se um acelerograma sísmico gerado pelo modelo de rotura de falha desenvolvido no LNEC para a barragem de Ribeiradio.

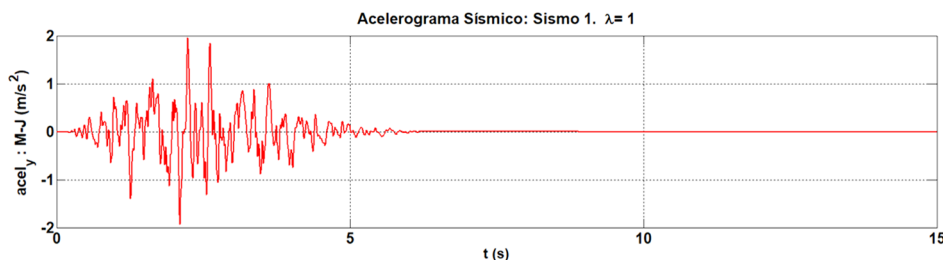


Figura 4.7 – Acelerograma sísmico obtidos através do modelo de rotura de falha para a barragem de Ribeiradio.

4.3.3 Acelerogramas registados *in situ* e escalados

Um sismo pode ser causado por fenómenos naturais, como rotura de falhas geológicas, atividades vulcânicas ou qualquer outro tipo que gere ondas sísmicas. Contudo também pode ser causado por humanos, como é o caso de explosões de minas, testes nucleares, etc.

O registo de eventos sísmicos que ocorrem no planeta terra (Figura 4.8) é uma atividade importante, uma vez que as zonas tectónicas mais ativas tendem a gerar um maior número de sismos e de intensidades mais elevadas.

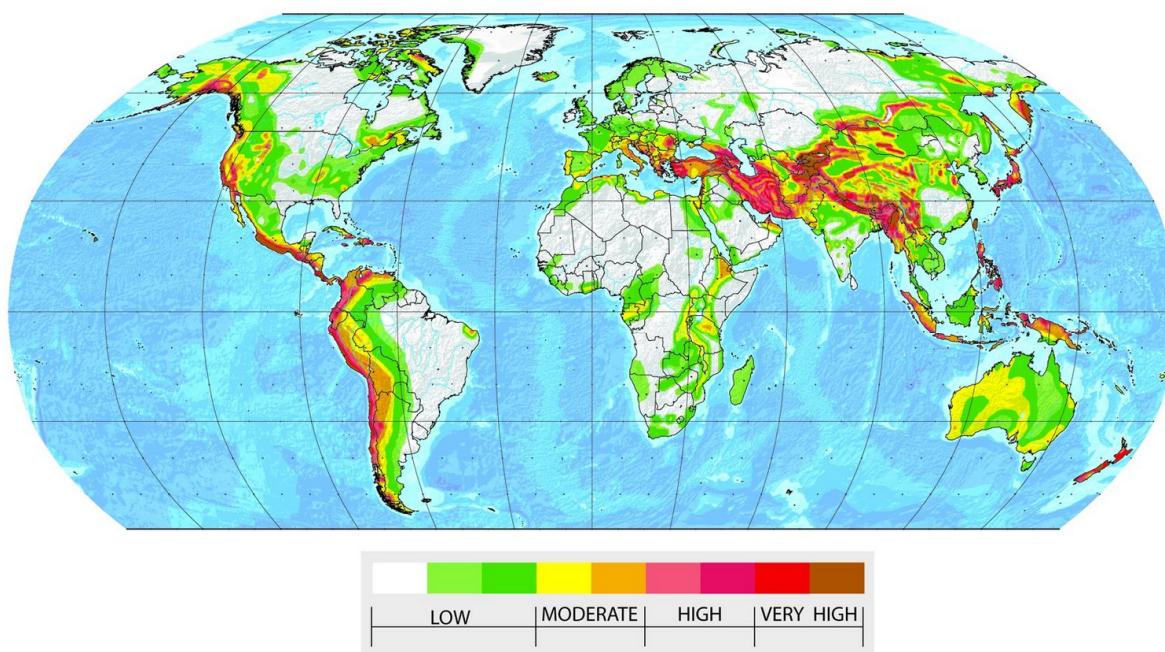


Figura 4.8 – Mapa de risco sísmico mundial (MarkedbyTeachers, 2017).

Para o estudo da análise sísmica da barragem do Cabril que será apresentado no próximo capítulo, foram utilizados sismos registados em vários locais diferentes, nomeadamente o sismo de Kobe que ocorreu no Japão em 1995, o sismo de ChiChi que ocorreu em Taiwan em 1999 e o sismo de Nórchia que ocorreu em Itália em 2016, que se apresentam na Figura 4.9.

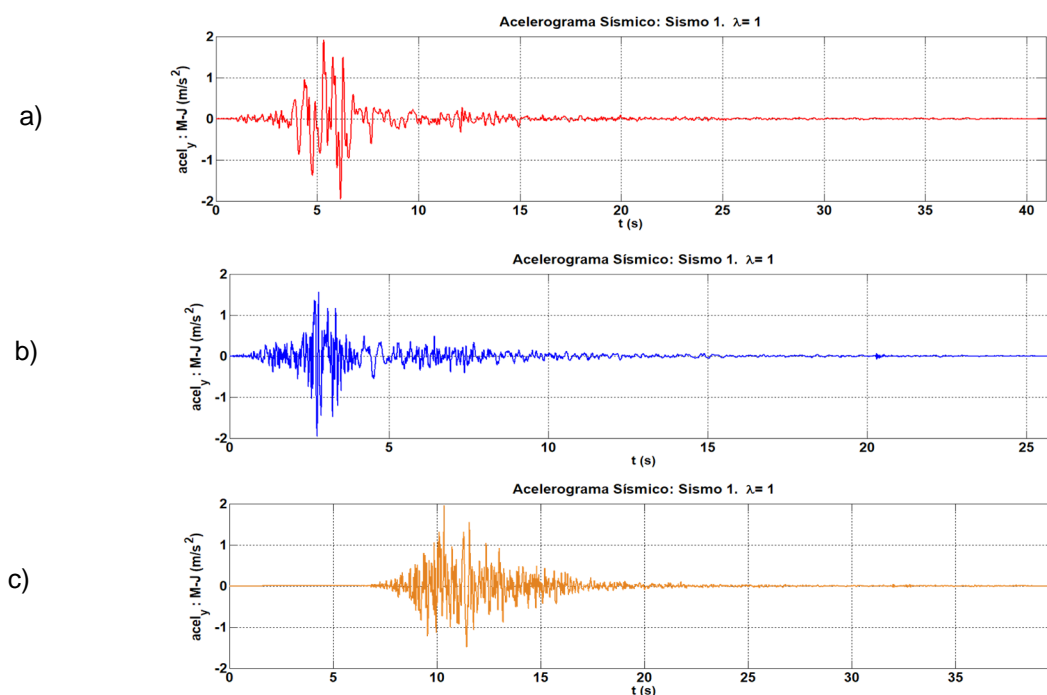


Figura 4.9 – Acelerogramas sísmicos obtidos através de registos medidos *in situ*: a) Sismo de Kobe 1995); b) Sismo de ChiChi (1999); c) Sismo de Nórchia (2016).

A metodologia para obtenção dos acelerogramas sísmicos é de facto relevante, uma vez que no próximo capítulo serão estudados vários sismos, obtidos pelos métodos apresentados.

É de realçar que todos os acelerogramas sísmicos apresentados na secção 4.3 estão escalados para uma aceleração de pico de 0,2g de forma a existir uma comparação direta de resultados na análise sísmica que será apresentada no próximo capítulo.

4.4 Modelos numéricos para análise de sistemas barragem-fundação-albufeira

Até à data não se registaram casos de colapso global de barragens de betão quando sujeitas a uma ação sísmica. Apesar de ser um dado reconfortante, também significa que os modos de rotura de barragens não são completamente conhecidos e compreendidos. Contudo, existem algumas barragens que já foram submetidas a eventos sísmicos e é possível aprender com o comportamento registado durante a sua resposta ao sismo (Anderson, Mohorovic, Mogck, Cohen, & Scott, 1998).

Existem dois fatores principais que condicionam o valor das tensões em barragens de betão durante um sismo:

- i) As acelerações no corpo da barragem.
- ii) Alterações nas pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas (Westergaard, 1933).

Uma das grandes preocupações em termos de modelação de sistemas barragem-fundação-albufeira é a forma de representar a albufeira e a sua interação com a estrutura. Existem várias teorias, que foram evoluindo ao longo do tempo, de forma a conseguir representar da melhor maneira o comportamento que realmente é observado e todos os fatores adjacentes que são difíceis de identificar e quantificar, como é o caso dos coeficientes de amortecimento.

Na sua modelação é necessário fazer opções, que com recurso à monitorização instalada em algumas barragens, comprovam se essas opções são de facto viáveis, como admitir inicialmente coeficientes de amortecimento de Rayleigh, proporcionais à rigidez e à massa da estrutura, assim como um regime elástico linear dos materiais.

A monitorização de barragens é muito importante porque ajuda a calibrar os modelos numéricos através dos resultados obtidos *in situ*. É vantajoso pelo facto de dar a conhecer o comportamento estrutural da obra em tempo real, assim como, calibrados os modelos, é possível prever certos comportamentos futuros e a necessidade de algum tipo de intervenção na estrutura.

Para além do controlo da obra já construída, modelos que estejam calibrados e validados podem ser bastante úteis para apoiar o projeto de outras barragens.

Com o intuito de ter um modelo calibrado, é necessário adotar uma modelação que permita simular a interação dinâmica entre a água-estrutura. Apresentam-se em seguida os três tipos de modelos para simular a interação água-estrutura, realçando as particularidades que cada um deles apresenta.

4.4.1 Tipo de modelos para simular a interação dinâmica água-estrutura

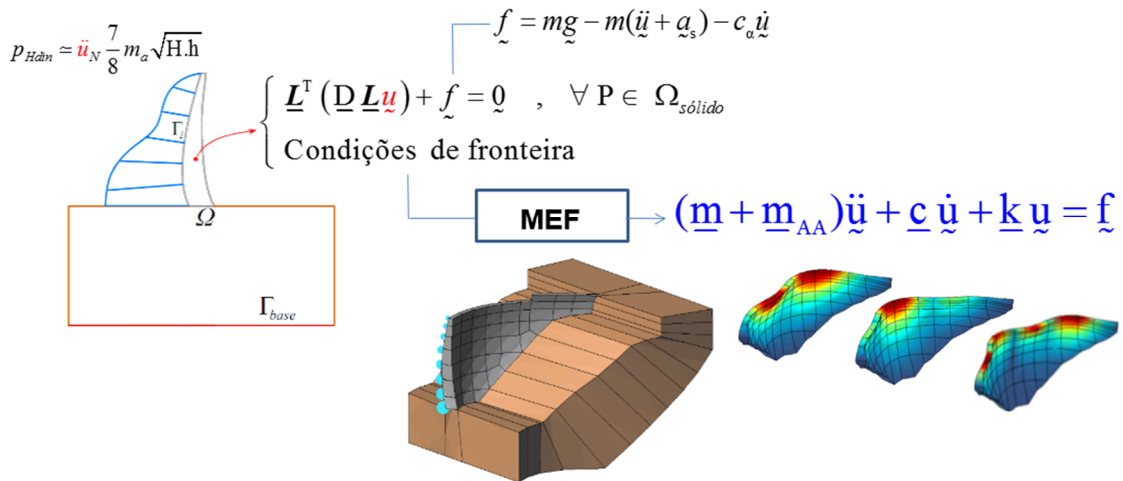
Na análise numérica do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufera com modelos de elementos finitos (Chopra, 1994); (Chopra, 2008); (Chopra & Wang, 2012) podem ser utilizados três tipos de formulações para simular a interação dinâmica água-estrutura (Figura 4.10). Os modelos têm associadas formulações clássicas e formulações de estado, como abordado no capítulo 3:

- i) **Tipo I:** Modelos clássicos de massas de água associadas (MAA), baseado na hipótese de Westergaard (Westergaard, 1933); (Zangar, 1952);
Este tipo de modelação assume a pressão hidrodinâmica simulada através de uma massa de água associada à massa do paramento de montante, tendo particular atenção à inclinação do paramento no ajuste dos resultados.
- ii) **Tipo II:** A albufera é simulada como um sólido degenerado ($G = 0$);
Este modelo assume que a albufera é discretizada com elementos finitos de água semelhantes a elementos sólidos, com módulo de distorção nulo. Existem no entanto problemas de interpretação de resultados, uma vez que é possível obter vários modos de vibração da estrutura, mas não se consegue perceber à partida qual deles são derivados ao efeito da água. Este conhecimento precisa sempre de ter por base outro modelo em que seja possível diferenciar os modos de vibração da água e da estrutura isoladamente.
- iii) **Tipo III:** Albufera discretizada em elementos finitos de pressão;
As formulações recentemente desenvolvidas levam a um problema de condições de fronteiras diferentes, assumindo que os elementos finitos podem ser completamente diferenciados; é conduzida a uma abordagem de estado com uma formulação “*coupled*” em deslocamentos (sólidos) e pressões (água) onde é tida em consideração a propagação das ondas de pressão na albufera.

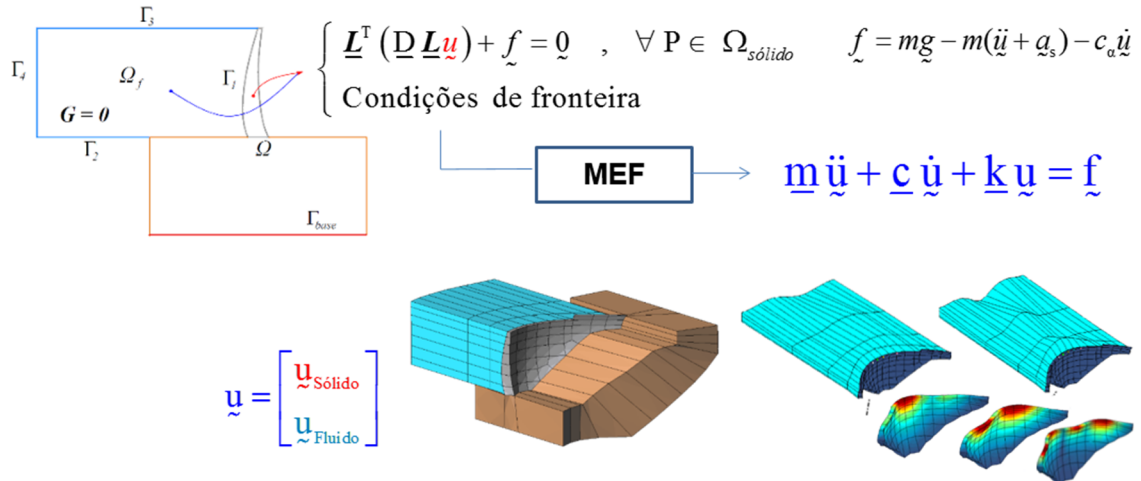
Os resultados obtidos pelo LNEC na monitorização em contínuo da barragem do Cabril têm conduzido a importantes avanços ao nível da modelação numérica, nomeadamente têm mostrado a importância da utilização de formulações “*coupled*” (em pressões e deslocamentos) e de uma abordagem de estado que permita a consideração de amortecimento generalizado e a consequente determinação de modos de vibração não estacionários (complexos) tal como tem sido observado (Alegre, Oliveira, Espada, Câmara, & Lemos, 2016).

Contudo, na presente dissertação, será utilizado o modelo **Tipo I**, proposto por Westergaard, uma vez que com o modelo de pressões e deslocamentos não é possível gerar automaticamente a malha da albufera considerando várias cotas de água.

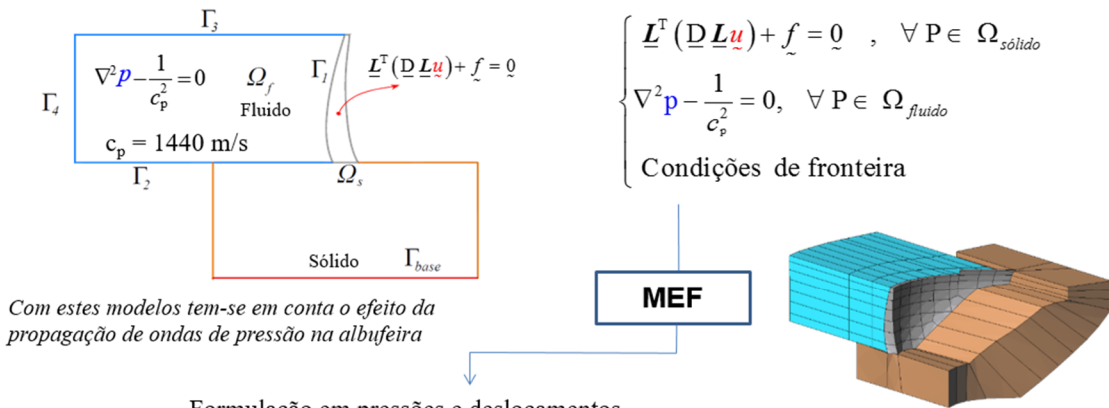
Modelos tipo I: Modelo clássico de massas de água associadas (MAA)



Modelos tipo II: A albufera é simulada como um sólido degenerado (G = 0)



Modelos tipo III: Albufera discretizada em elementos finitos de pressão



$$\begin{bmatrix} \underline{m} & \underline{0} \\ m_a \underline{Q}^T & \underline{S} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\underline{u}} \\ \ddot{\underline{p}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{c} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{C}_R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\underline{u}} \\ \dot{\underline{p}} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{k} & -\underline{Q} \\ \underline{0} & \underline{H} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{p} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{F}_S \\ \underline{F}_F \end{bmatrix}, \quad \underline{q} = \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{p} \end{bmatrix}$$

Deslocamentos na barragem
Pressões hidrodinâmicas na albufera

Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. and Zhu.J.Z. (2005). The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals: Sixth ed., Elsevier.

Figura 4.10 – Tipos de modelos utilizados para análise da interação dinâmica água-estrutura.

4.4.2 Modelo clássico de massas de água associadas

Tal como se referiu anteriormente, neste trabalho vai ser utilizada a abordagem clássica com a consideração de massas de água associadas no paramento montante, com vista a analisar o comportamento sísmico de uma barragem para diferentes cotas de água. O modelo analítico proposto por Westergaard para paramentos verticais rígidos (Westergaard, 1933) permite calcular o valor exato da pressão hidrodinâmica em qualquer ponto da albufeira (Figura 4.11):

$$P_{\text{HDin}}(x_1, x_2, t) = a_s(t) \rho_w H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{[(2n-1)\pi]^2} e^{\frac{(2n-1)x_1}{4H}} \cos\left[\frac{(2n-1)x_2}{4H}\right] \quad (4.5)$$

Alguns autores propõem a utilização de fórmulas aproximadas para a pressão hidrodinâmica (como apresentada na secção 4.2):

$$P_{\text{HDin}} = \frac{7}{8} \times m_a \times \sqrt{H \cdot h} \times C_{\text{MAA}} \quad (4.6)$$

Existe uma metodologia experimental (Zangar, 1952) que mostra os resultados com uma distribuição das pressões hidrodinâmicas em barragens de gravidade, com diferentes inclinações do paramento de montante, obtidos com base numa analogia elétrica. As pressões hidrodinâmicas em barragens abóbada (paramentos curvos e deformáveis) são significativamente inferiores às previstas com modelo de Westergaard (para paramentos verticais indeformáveis). Este resultado permite explicar o fator de redução (C_{MAA}) de 50% a aplicar às massas de água de Westergaard que é recomendado, empiricamente, por vários autores, para a análise dinâmica de barragens abóbada (Alegre, Oliveira, Espada, Câmara, & Lemos, 2016).

Na Figura 4.12 apresenta-se um resumo da formulação teórica do modelo de massas de água associadas.

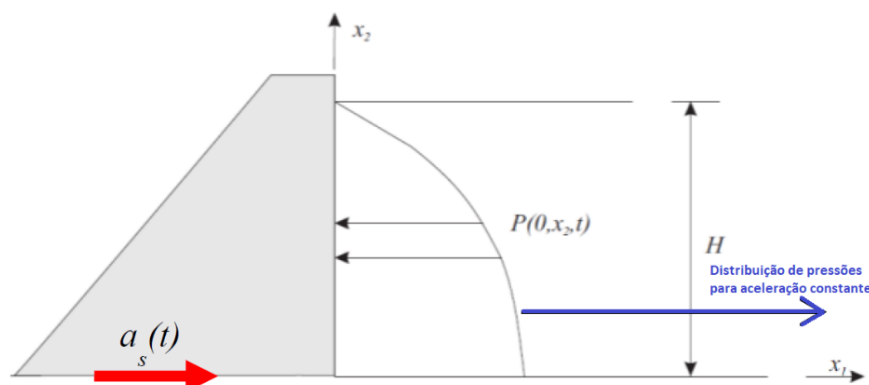


Figura 4.11 – Barragem com paramento vertical para descrever a solução analítica de Westergaard e representação da distribuição de pressões hidrodinâmicas calculadas para acelerações constantes ao longo do tempo (Alegre, Oliveira, Espada, Câmara, & Lemos, 2016).

Formulação Clássica em deslocamentos considerando massa de água associadas para simular a pressão hidrodinâmica

Matriz Elasticidade (material isotrópico)

$$\underline{D} = \begin{bmatrix} K_{\tau} \frac{4}{3} G & K_{\tau} \frac{2}{3} G & K_{\tau} \frac{2}{3} G & 0 \\ 0 & K_{\tau} \frac{4}{3} G & K_{\tau} \frac{2}{3} G & 0 \\ \text{sim.} & 0 & K_{\tau} \frac{4}{3} G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix}$$

$K_{\nu} = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ [Chen; Saleeb 1994]

Operador Diferencial

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

Equação de Compatibilidade

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u}$$

Equação Constitutiva

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{\varepsilon}$$

Equação de Equilíbrio

$$\underline{L} \underline{\sigma} + \underline{f} = \underline{0}$$

Equilíbrio de forças num ponto P

Forma diferencial ou forma forte

$$\begin{cases} \underline{L}^T (\underline{D} \underline{L} \underline{u}) + \underline{f} = \underline{0} & \text{em } V \\ \underline{u} = \underline{0}, \quad \underline{\ddot{u}} = \underline{a}_s & \text{em } \Gamma_{\text{base}} \\ \underline{\sigma}_N = n_{\tau_1} P_H + n_{\tau_2} P_{HDin} & \text{em } \Gamma_2 \\ \underline{f} = \underline{m} \underline{\ddot{u}} - \underline{m} (\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_s) - \underline{c} \underline{\dot{u}} \end{cases}$$

LFCV

Teorema dos pontos de Gauss

Forma integral ou forma fraca ($c_p = 0$)

$$\int_V (\underline{L} \underline{u})^T \underline{D} (\underline{L} \underline{\varphi}) dV = \int_V \underline{f} \underline{\varphi} dV, \quad \forall \underline{\varphi} \in \mathcal{D}$$

Condições iniciais ou de fronteira

Forma usada no MEF

1º Passo. Integração Espacial: Aplicação do Método dos Elementos Finitos.

1) Para cada elemento finito de Volume V_e

$$\begin{cases} \underline{m}^e = \int_{V_e} \underline{N}^T \underline{m} \underline{N} dV \\ \underline{k}^e = \int_{V_e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV \\ \underline{c}^e = \int_{V_e} \underline{N}^T \underline{c} \underline{N} dV \\ \underline{m}_s^e = \int_{\Gamma_{HDin}} \underline{\alpha}_{PHDin} n_{\tau_2}^T n_{\tau_2} \underline{N} dS \\ \underline{f}_s^e = \int_{\Gamma_{HDin}} \underline{N}^T \underline{m} \underline{g} dS, \quad \underline{f}_{PH}^e = \int_{\Gamma_{PH}} \underline{N}^T \underline{s}_{PH} dS \\ \underline{f}_{Simo}^e = -\underline{m}^e \underline{a}_s, \quad \underline{f}_{HDIn}^e = -\underline{m}^e \underline{a}_s \\ \underline{f}_{Temp}^e = \int_{V_e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{\varepsilon}_0 dV \end{cases}$$

2) Para a estrutura Ω de volume V

$$\begin{cases} \underline{m} = \sum \underline{m}^e, \quad \underline{f}_G = \sum \underline{f}^e \\ \underline{k} = \sum \underline{k}^e, \quad V = \sum V_e \\ \underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k} \quad (\text{A amortecimento de Rayleigh}) \end{cases}$$

Representação clássica (em deslocamentos)

$$\underline{m} \underline{\ddot{u}}(t) + \underline{c} \underline{\dot{u}}(t) + \underline{k} \underline{u}(t) = \underline{f}_G(t)$$

Condições Iniciais

Sistema com N_{GL} de Eq diferenciais de 2ª ordem

O campo dos deslocamentos e as funções teste φ (ou deslc. virtuais) são aproximadas por interpolação:
 $\underline{u} = \underline{N} \underline{u}^e, \quad \varphi = \underline{N} \varphi$

2º Passo. Integração Temporal. Formulação clássica em deslocamentos.

2.1 Admitindo amortecimento nulo ou de Rayleigh, o cálculo das frequências próprias e dos modos de vibração de uma dada estrutura discretizada com N_{GL} , efetua-se resolvendo o sistema de valores e vetores próprios: $[\underline{k} - \lambda \underline{m}] \Phi = \underline{0}$

Movimento Oscilatório do ponto 1 e 2

Ondas sincronizadas

$$\underline{\lambda} = \begin{bmatrix} \vdots \\ \alpha_1^2 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} \vdots \\ \dots \phi_i \dots \\ \vdots \end{bmatrix}$$

$(N_{GL} \times N_{GL})$ $(N_{GL} \times N_{GL})$ $(n=1, 2, \dots, N_{GL})$

2.2 Utilizando a matriz modal Φ , podemos aplicar as relações de ortogonalidade que permitem obter as matrizes de massa, rigidez e amortecimento normalizadas ($\underline{m}_M, \underline{c}_M, \underline{k}_M$). A integração no tempo pode ser efetuada utilizando coordenadas modais, por forma a obter um sistema de N_{GL} equações diferenciais independentes, que permite determinar a resposta estrutural em deslocamentos, nos 3 graus de liberdade de cada ponto da barragem:

$$\underline{m} \underline{\ddot{u}}(t) + \underline{c} \underline{\dot{u}}(t) + \underline{k} \underline{u}(t) = \underline{f}_G(t)$$

$$\underline{m}_M \underline{\ddot{r}} + \underline{c}_M \underline{\dot{r}} + \underline{k}_M \underline{r} = \underline{f}_M(t) = \underline{L} \underline{f}(t)$$

$$\underline{u}(t) = \underline{\Phi} \underline{r}(t)$$

$$\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} \ddot{\underline{r}}(t) + \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} \dot{\underline{r}}(t) + \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \underline{r}(t) = -\underline{\Phi}^T \underline{s} \underline{f}(t)$$

$(n_1 \times n_1)$ $(n_1 \times 1)$

$$\underline{L} = \underline{\Phi}^T \underline{s}$$

$(N_{GL} \times 1)$ $(N_{GL} \times n_1)$

Factores de Participação Modal Matriz de distribuição das forças

Figura 4.12 – Comportamento dinâmico de sistemas Barragem-Fundação-Albufeira: Modelo com massas de água associadas. Integração temporal utilizando a formulação em deslocamentos (adaptado de (Oliveira, Espada, & Câmara, 2012)).

4.5 Programa para análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira

Neste trabalho foi utilizado o programa *DynDam1.0* desenvolvido em MATLAB (Oliveira & Espada, 2013) que permite modelar o comportamento estático e dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, tendo em conta a formulação de Westergaard. Este programa permite ao utilizador escolher a cota de água da albufeira a considerar no cálculo. O programa já foi exaustivamente testado para o caso da barragem do Cabril e calibrado com base nos resultados experimentais provenientes do sistema de monitorização instalado.

4.5.1 Considerações gerais

O programa *DynDam1.0* permite efetuar cálculos considerando a formulação clássica de Westergaard, em deslocamentos, recorrendo à técnica de sobreposição modal (diagonalizando as equações (4.1) e considerando apenas alguns modos com frequências baixas). Para o amortecimento, tal como no capítulo 3, considera-se um amortecimento de Rayleigh (distribuição proporcional à massa e à rigidez global do conjunto: $\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k}$) que dá origem ao aparecimento de modos de vibração estacionários (não complexos). Para a presente dissertação, o modelo de massas de água associadas no paramento montante foi utilizado aplicando um coeficiente de redução das massas de água de: $C_{MAA} = 0.5$.

Em termos da fundação, o programa permite considerar a hipótese de comportamento elástico-linear⁴ dos materiais isotrópicos e efeitos dinâmicos desprezáveis, admitindo a hipótese de massa nula (Alegre, 2015). Desta forma é possível adotar a técnica para a condensação de matriz de rigidez da fundação ao nível dos graus de liberdade da inserção. A fundação e os elementos da estrutura foram discretizados com elementos finitos tridimensionais do tipo cubo, isoparamétricos do 2º grau, com 20 pontos nodais (Figura 4.11).

A grande vantagem deste programa é a sua grande eficiência computacional, mas também a sua interface gráfica (Figura 4.13), bastante versátil e onde é possível obter gráficos 3D com diferentes representações de campos de deslocamentos e tensões, modos de vibração dinâmicos e as representações dos deslocamentos e acelerações (devidas ao sismo). A utilização de documentos em formatos comuns (Excel, txt) é bastante útil, uma vez que o programa funcionará em qualquer tipo de sistema operativo, desde que consiga ler os ficheiros de entrada, que contêm toda a informação da estrutura, fundação, e ações exteriores.

⁴ Apesar de se considerarem as juntas de contração fechadas e a inexistência de eventuais fissuras no corpo da barragem, o ficheiro de dados do programa permite considerar a existência dessas juntas no cálculo.

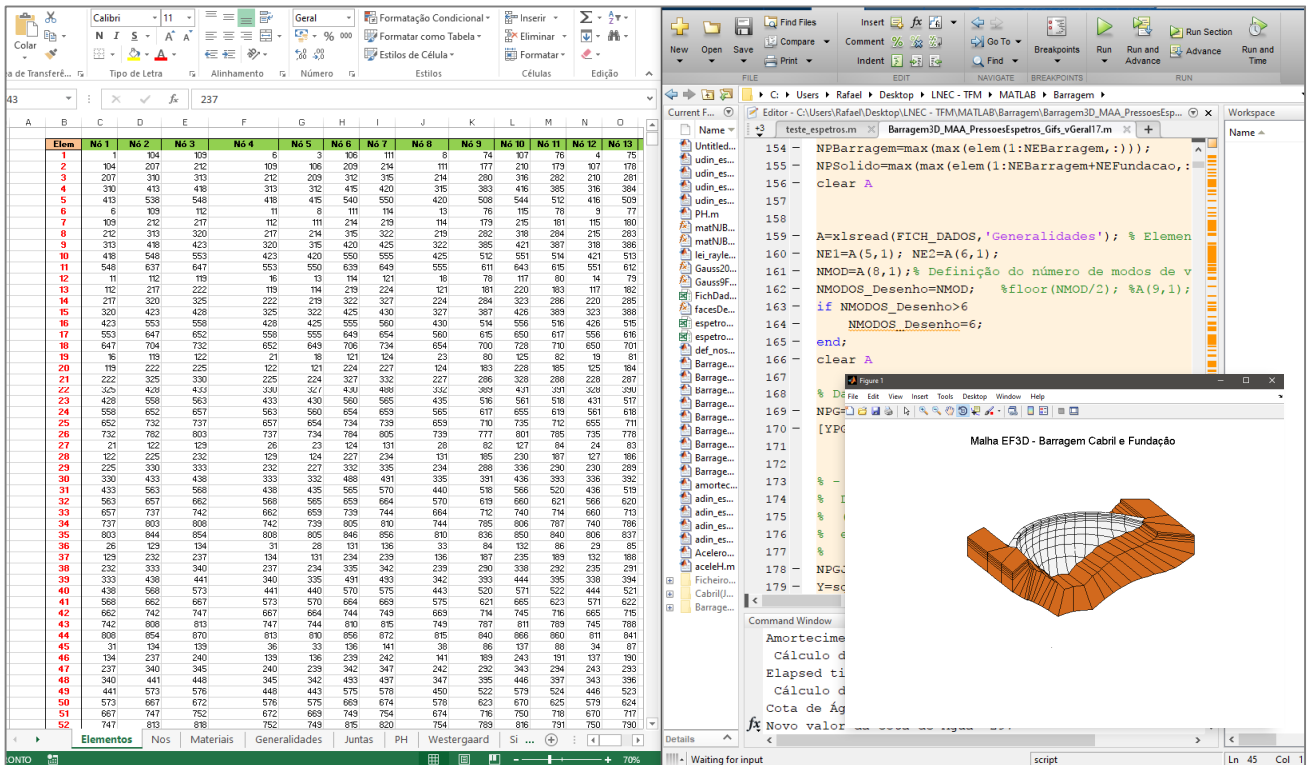


Figura 4.13 – Programa DynDam1.0 em MATLAB. Ficheiro em Excel com os dados de entrada no programa, script em MATLAB e uma das figuras geradas pelo programa.

4.5.2 Estrutura do programa DynDam1.0

I. Geometria e propriedades da barragem

1. Leitura de dados
 - a) Escolha do ficheiro de dados
 - b) Escolha do tipo de barragem (gravidade ou abóbada)
 - c) Leitura dos dados do ficheiro
2. Desenho da malha de EF3D da barragem e da fundação
3. Leitura das propriedades dos materiais
 - a) Coeficiente do módulo de elasticidade dinâmico
 - b) Coeficiente de correção das MAA
 - c) Módulo de elasticidade estático do betão
4. Cálculo dos parâmetros de amortecimento
5. Leitura das propriedades das juntas

6. Análise da fundação
 - a) Cálculo da matriz de rigidez
 - b) Condensação da matriz de rigidez
7. Montagem das matrizes de rigidez dos elementos e dos vetores elementares de forças nodais equivalente ao peso próprio
8. Introdução da rigidez das juntas sólido-sólido (fenda)
9. Massas de água associadas
 - a) Leitura e desenho da linha da inserção a montante para o cálculo das massas de água associadas
 - Definição da cota de água em estudo
 - b) Leitura de dados referentes à pressão hidrostática
 - Cálculo de massas de água com Fórmula aproximada de Westergaard
 - Cálculo de massas de água com a Fórmula exata (FLAC) – Série de Fourier
 - Cálculo de massas de água com a distribuição de referência do modelo “*coupled*” (MPD)
 - c) Assemblagem das matrizes de massa de água

II. Definição de elementos e nós para representação gráfica de resultados

1. Representação dos elementos
2. Desenho das tensões
3. Desenho de metade do paramento da barragem para representação da deformada
4. Definição da malha (sem fundação) – para representar os modos de vibração
5. Definição dos nós do paramento de montante

III. Análise estática

1. Definição das forças aplicadas
2. Definição da variação de temperatura
3. Combinação de ações a considerar na análise estática
 - a) PP (Peso Próprio);
 - b) PH (Pressão Hidrostática);
 - c) PSed (Pressão dos Sedimentos);
 - d) dTS (Variação de temperatura);
 - e) PP + PH;
 - f) PH + PSed;
 - g) PP + PH + PSed;
 - h) PP + PH + PSed + dTS;

- i) PH + PSed + dTS;
- 4. Cálculo da resposta estrutural sob ações estáticas
 - a) Desenho da malha deformada para a combinação de ações estáticas
 - b) Cálculo de direções principais de tensão (vetores próprios) e tensões principais (valores próprios)
 - c) Representação dos resultados máximos

IV. Análise Dinâmica

- 1. Cálculo da matriz de amortecimento
- 2. Cálculo dinâmico da barragem
 - a) Definição das matrizes de estado
 - b) Cálculo dos valores e vetores próprios
 - c) Reordenação das matrizes dos valores e vetores próprios
 - d) Cálculo das frequências naturais
- 3. Forças nos graus de liberdade para a aceleração unitária na base
- 4. Cálculo das matrizes modais de estado
- 5. Cálculo dos fatores de participação modal
- 6. Modos de vibração da barragem
- 7. Animação dos modos de vibração (com possibilidade de serem amortecidos)
- 8. Cálculo da energia cinética e potencial dos modos de vibração da barragem
 - a) Representação da EC e EP em função da frequência

V. Análise Sísmica

- 1. Cálculo da resposta sísmica ao longo do tempo
 - a) Escolha do tipo de ação dinâmica (História de acelerações impostas na base)
 - b) Representação gráfica da ação dinâmica
 - c) Representação do acelerograma e respetivo espetro de amplitudes
 - d) Representação do amortecimento e fatores de participação modal para cada frequência
 - e) Representação de gráfico com amplitudes, amortecimentos e frequências
 - f) Representação de gráfico com fatores de participação modal, amortecimentos e frequências
- 2. Integração no tempo e representação da resposta estrutural
 - a) Cálculo da resposta em coordenadas modais (complexas)
 - Representação da resposta do modo n em coordenadas modais ao longo do tempo

- Representação dos gráficos z_n-z_{n+1}
 - Cálculo e desenho dos máximos da resposta em coordenadas modais para cada modo
- b) Cálculo e representação da resposta sísmica em coordenadas da estrutura
 - Combinação dinâmica a utilizar (deslocamentos)
 - Desenho da resposta ao longo do tempo em deslocamentos (no nó de controlo)
3. História de deslocamentos ao longo do tempo no nó de controlo (com peso próprio)
 - a) Cálculo dos deslocamentos máximos e mínimos globais
 - b) Desenho do acelerograma e da resposta em acelerações ao longo do tempo
 - c) Desenho da envolvente de acelerações ao longo da altura (análise da amplificação das acelerações)
 4. Representação ao longo do tempo da resposta sísmica da barragem
 - a) Definição do instante a considerar para a representação da resposta dinâmica do sistema
 - b) Representação dos deslocamentos no corpo da barragem durante o sismo (em filme)
 - c) Representação das acelerações no corpo da barragem durante o sismo (em filme)
 - d) Representação das tensões principais durante o sismo (em filme)
 5. Cálculo das tensões máximas e mínimas
 - a) Filme das tensões ao longo do tempo
 - b) Tensões no instante em que deslocamento é máximo (montante-jusante)

VI. Pressões hidrodinâmicas

1. Pressões hidrodinâmicas no paramento de montante e espectros de resposta
2. Estudo das pressões hidrodinâmicas ao longo da altura do paramento
 - a) Determinação dos nós no paramento de montante para efetuar cálculos
 - b) Pressão hidrodinâmica (t) – desenho das pressões ao longo do tempo
 - c) Pressão hidrodinâmica (H) – desenho das pressões estabilizadas ao longo da altura da barragem
3. Pressões calculadas utilizando o modelo de Westergaard (1993) para paramento vertical
 - a) Representação das figuras das pressões hidrodinâmicas
 - b) Cálculo da distribuição de pressões hidrodinâmicas no paramento montante e representação gráfica

VII. Espectros de resposta (deslocamentos, acelerações e pressões hidrodinâmicas)

- i. Cálculo dos espectros de resposta
 - a) Gráfico com a lei de amortecimento de Rayleigh
 - b) Cálculo dos espectros de resposta
 - Determinação dos nós para cálculo dos espectros
 - Cálculo do espectro para o nó
 - c) Guardar os valores para comparar com outros modelos (MPD nomeadamente)
 - d) Desenho dos espectros de resposta (para barragens de Gravidade ou Abóbada)

VIII. Envolventes e histórias (Deslocamentos e tensões)

1. Deslocamentos estáticos e dinâmicos
 - a) Cálculo de deslocamentos radiais (direção montante-jusante) nos nós das faces de montante e jusante
 - b) Envolvente de deslocamentos radiais (direção montante-jusante) na linha média de cada secção transversal
 - Representação das envolventes
 - c) História de deslocamentos ao longo do tempo no nó de controlo (com ação do peso próprio)
2. Tensões
 - a) Cálculo das tensões principais (máxima e mínima) nos nós das faces de montante e jusante
 - Cálculo do tensor das tensões em cada nó do paramento montante e jusante (ação estática)
 - Cálculo do tensor das tensões em cada nó do paramento montante e jusante (ação estática e dinâmica)
 - História de tensões principais máximas ao longo do tempo nos nós de controlo
 - b) Envolvente de tensões máxima e mínima na direção do arco e da consola nas secções de controlo
 - Representação gráfica das secções
 - Cálculo do tensor das tensões em cada nó do paramento montante e jusante (ação estática)
 - Cálculo do tensor das tensões em cada nó do paramento montante e jusante (ação estática e dinâmica)

4.6 Considerações finais

Neste capítulo salientou-se a importância da utilização de modelos numéricos para analisar o comportamento das obras existentes com vista ao controlo da segurança. Destacou-se a importância da calibração destes modelos com base em resultados experimentais, provenientes de sistemas de monitorização instalados em obras existentes. Os modelos devidamente calibrados e testados poderão ser posteriormente utilizados na simulação e previsão do comportamento de novas obras a construir futuramente.

Apresentou-se uma breve descrição do método dos elementos finitos (MEF) na perspetiva da sua utilização na análise sísmica de sistemas barragem-fundação-albufeira, e apresentaram-se diversas metodologias para a geração de acelerogramas sísmicos. A primeira metodologia apresentada refere-se à obtenção de acelerogramas sísmicos com base em espectros de resposta regulamentares (NP EN 1998-1, 2010). Na segunda metodologia apresentada, referem-se as potencialidades dos modelos de rotura de falha (Carvalho, 2007) para geração de acelerogramas sísmicos. Por fim, refere-se a possibilidade de utilizar acelerogramas correspondentes a sismos reais, os quais podem ser escalados tendo em conta a aceleração de pico pretendida.

O interesse de conhecer as várias metodologias que podem ser consideradas para simular a interação dinâmica barragem-albufeira foi evidenciado neste capítulo, e foram referidas as vantagens de utilizar a metodologia clássica de massas de água associadas.

Por fim, apresentou-se o programa EF3D, *DynDam1.0*, que tem vindo a ser desenvolvido no LNEC. A grande vantagem deste programa (comparativamente a outros que consideram outras metodologias para a interação do sistema barragem-albufeira) é a sua capacidade para efetuar de forma eficiente a análise sísmica de barragens para várias cotas de água.

5

Análise sísmica da barragem do Cabril para diferentes cotas de água

5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo o objetivo é contribuir para o estudo da influência da cota de água na resposta sísmica de barragens de betão (Sarkar, Paul, & Stempniewski, 2007). Considera-se como exemplo a barragem do Cabril e utilizam-se vários tipos de acelerogramas sísmicos. Utiliza-se o programa **DynDam1.0** com o qual se efetua a modelação numérica da resposta sísmica no domínio do tempo, em regime elástico-linear, utilizando elementos finitos 3D para discretizar a barragem e a fundação, e considerando que as pressões hidrodinâmicas podem ser adequadamente simuladas com base na técnica de massas de água associadas de Westergaard. Considera-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh: matriz de amortecimento proporcional às matrizes de massa e de rigidez. Foram efetuados estudos sísmicos para duas leis de amortecimento de Rayleigh: inicialmente apresentam-se estudos para amortecimento relativamente baixo (amortecimento modal de 1% para a frequência do primeiro modo de vibração) e em seguida para amortecimento mais elevado como é usualmente considerado em estudos de segurança sob ações sísmicas de grande intensidade (amortecimento modal de 5% para a frequência do primeiro modo de vibração).

Quanto aos acelerogramas sísmicos optou-se por efetuar estudos recorrendo a acelerogramas escalados para uma aceleração de pico de 0,2g, tendo sido considerados três tipos de acelerogramas: i) Três acelerogramas correspondentes a sismos reais; ii) Três acelerogramas sísmicos gerados com base no modelo de rotura de falha; iii) Seis acelerogramas sísmicos gerados a partir de espetros de resposta de projeto.

Para cada um destes acelerogramas sísmicos a resposta da barragem é analisada para diversas cotas de água, variando desde a situação de albufeira vazia até à situação de albufeira cheia, sendo elaborados gráficos com o objetivo de analisar a amplitude máxima do deslocamento sísmico no topo da consola central em função da cota de água na albufeira. Para cada acelerograma sísmico analisa-se o respetivo espetro de amplitudes de Fourier (conteúdo em

frequência) comparando as respectivas frequências espectrais de pico com as frequências naturais de vibração da barragem para as diversas cotas de água: mostra-se que a amplitude máxima da resposta em termos de deslocamentos é maior quando as principais frequências naturais do sistema barragem-albufeira coincidem com os picos espectrais do espectro de amplitudes de Fourier.

Para cada acelerograma sísmico analisa-se também o fator de amplificação entre as acelerações sísmicas na base e no topo da consola central para as diferentes cotas de água.

5.2 Barragem do Cabril

A barragem do Cabril, já apresentada na Figura 2.18, encontra-se em funcionamento desde 1954 e é atualmente a barragem portuguesa de maior altura acima da fundação (132 m). Trata-se de uma barragem de betão, de dupla curvatura (em planta e em perfil), localizada no rio Zêzere, como se mostra na Figura 5.1.

A cota do coroamento da barragem é 297 m e o desenvolvimento entre encontros é de 290 m. A fundação é um maciço granítico. Nesta obra existe uma extensa zona com fendilhação horizontal, na parte superior da obra que apareceu logo na fase de primeiro enchimento.

O aproveitamento hidroelétrico do Cabril envolve quatro elementos principais: a barragem, a central, a torre das tomadas de água (Espada, 2010) e o sistema de evacuação de cheias.

A zona do coroamento da barragem tem uma maior espessura o que provocou o aparecimento de fendilhação significativa no paramento de jusante, na direção horizontal. Como pode ser observado na Figura 5.2, as fendas surgiram numa faixa entre os 15 e os 30 m abaixo do coroamento, devido a trações na face de jusante provocadas pelo aumento de espessura do coroamento (Oliveira S. , 2000).

Como se referiu no capítulo 2, foi instalado em 2008 um sistema de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da barragem Cabril, que se ilustra na Figura 2.18. O principal objetivo deste sistema consiste em identificar a evolução ao longo do tempo dos principais parâmetros modais, determinados recorrendo a técnicas de identificação modal sob excitação ambiente/operacional. O sistema permitiu obter dados experimentais com base nos quais é possível correlacionar eventuais processos de deterioração com alterações dos parâmetros modais ao longo do tempo (Oliveira, Rodrigues, Mendes, & Costa, 2003); (Oliveira & Toader, 2010) (Oliveira & Toader, 2012).

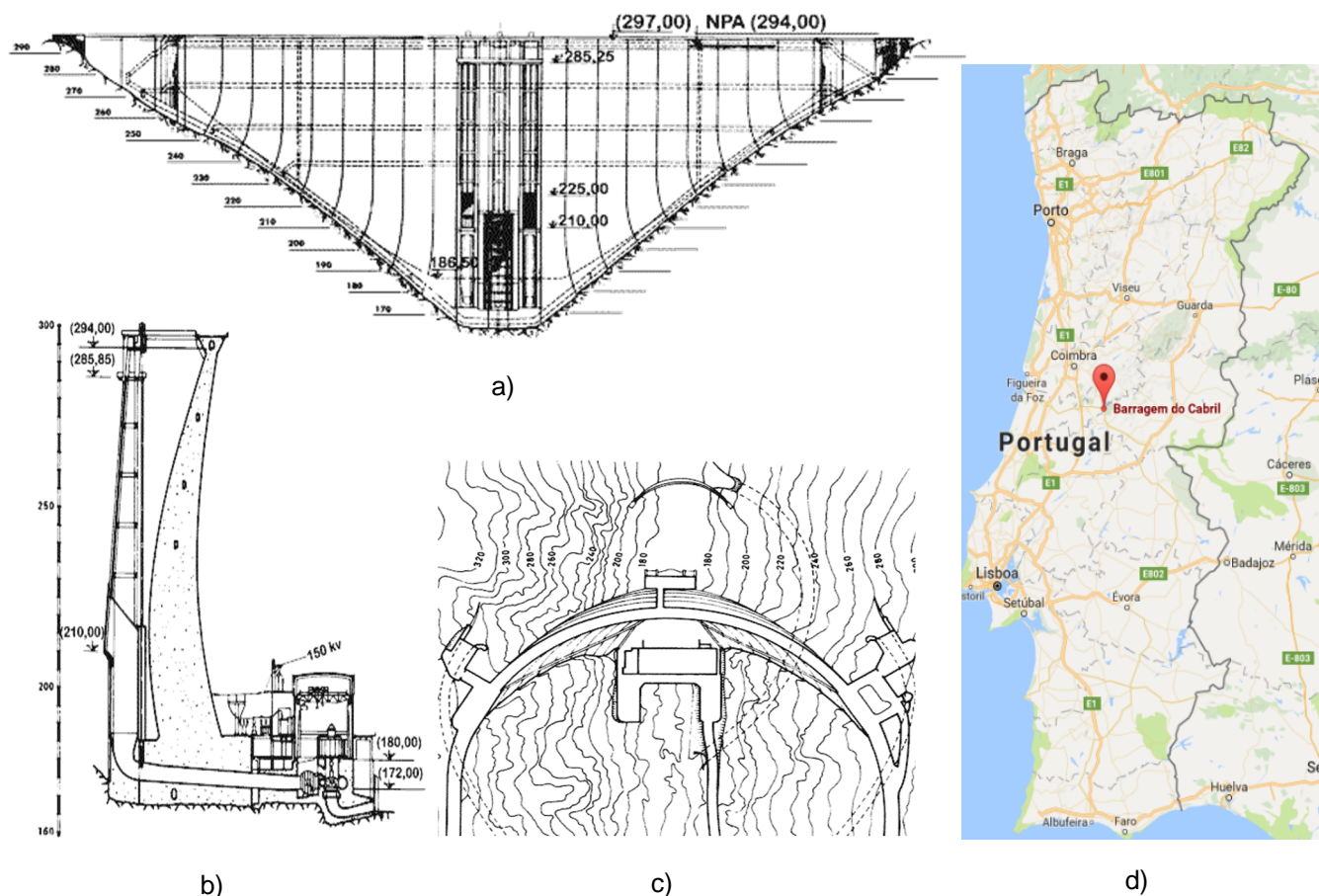


Figura 5.1 – Barragem do Cabril (CNPGB, 2017); a) Vista de montante (alçado planificado); b) Vista de perfil; c) Planta; d) Localização geográfica da barragem do Cabril.

Com o sistema instalado também se tinha como objetivo medir a resposta da obra sob ações sísmicas, razão pela qual foram colocados acelerómetros triaxiais junto à rocha (na zona dos encontros) e no topo da consola central, assim como acelerómetros uniaxiais distribuídos pelo corpo da barragem (Figura 2.18).

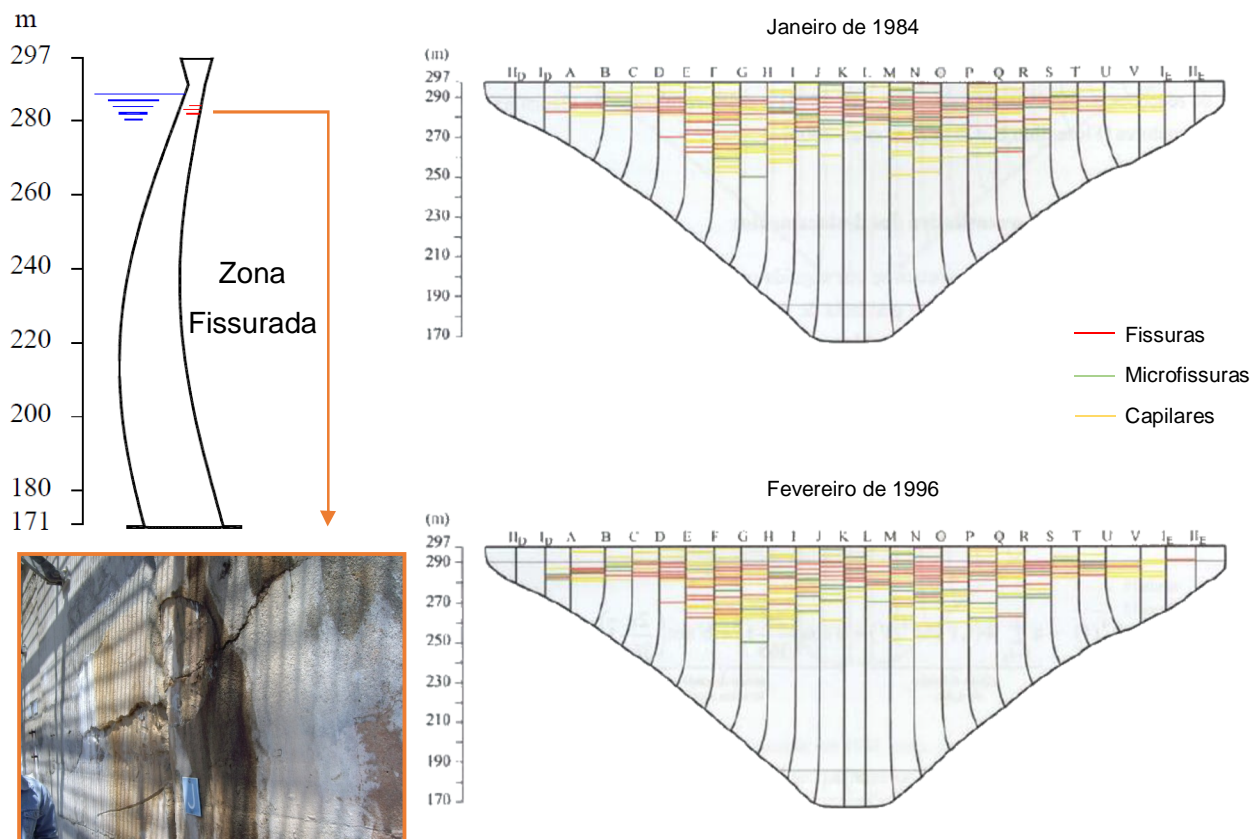


Figura 5.2 – Fissuração no paramento de jusante na barragem do Cabril. Evolução após os trabalhos de reabilitação (adaptado de (Oliveira S. , 2000); (Oliveira, Espada, & Silvestre, 2016)).

5.3 Descrição do modelo de EF3D para análise do comportamento dinâmico

Para análise do comportamento dinâmico da barragem do Cabril foi utilizado o programa **DynDam1.0** desenvolvido em MATLAB. Neste programa, a interação dinâmica água-estrutura é simulada através da técnica de massas de água associadas de Westergaard (modelo **Tipo I** referido na secção 4.4.2)

O modelo de elementos finitos adotado para estudar o comportamento sísmico para diversas cotas de água envolve uma discretização da barragem e de um bloco de fundação adjacente como se mostra na Figura 5.3a. Neste modelo, optou-se, simplificada, por não considerar eventuais alterações de rigidez devidas à fendilhação existente. Na discretização considerada utilizaram-se elementos tipo cubo com 20 pontos nodais tanto para a barragem como para a fundação (Figura 5.3b), sendo a malha de EF constituída por um total de 202 elementos (106 da barragem e 96 da fundação) e por 1569 pontos nodais. Admitiu-se a hipótese de comportamento elástico-linear dos materiais e a hipótese de continuidade, ou seja, não foram considerados

elementos de junta para simular as juntas de contração verticais. Esta hipótese é válida para estudos sísmicos em que não ocorre descompressão dos arcos, o que geralmente acontece para sismos de pequena e média intensidade. Apenas para sismos de muito grande intensidade interessa considerar que as juntas de contração apresentam aberturas importantes (descompressão dos arcos) durante a atuação do sismo.

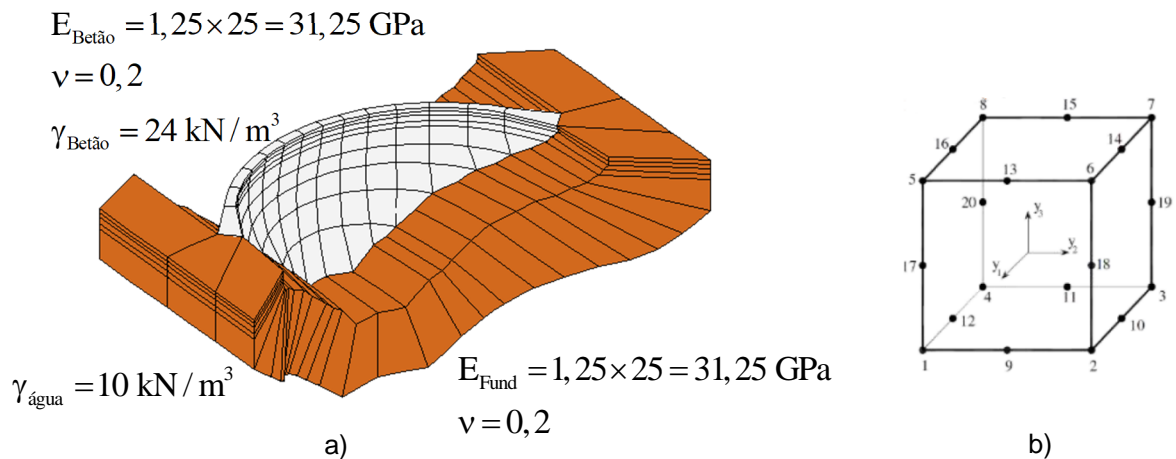


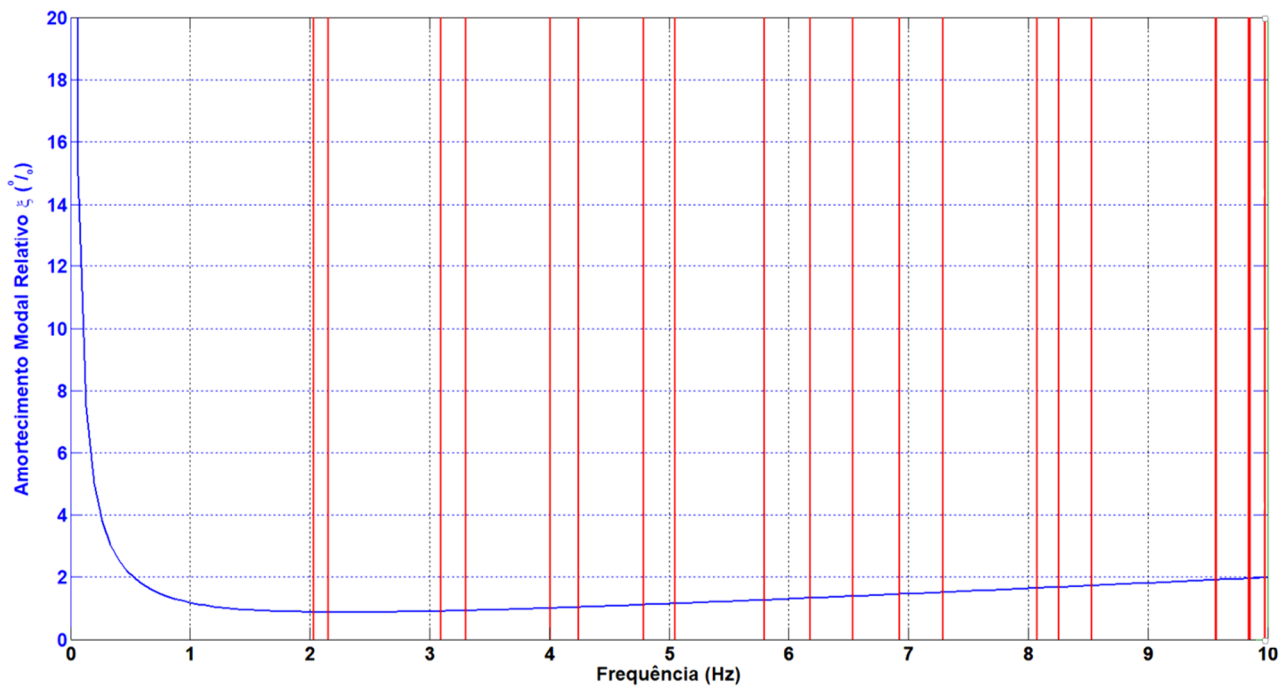
Figura 5.3 – Malha de EF3D do sistema barragem-fundação: a) Representação da malha da barragem e da fundação; b) Tipo de elemento finito considerado (com 20 pontos nodais).

Em termos de propriedades dos materiais, considerou-se no programa **DynDam1.0** :

- i. Deformabilidade sob ações estáticas:
 - Para o betão: módulo de elasticidade $E_{bet} = 25$ GPa; Coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$;
 - Para a fundação: módulo de elasticidade $E_{fund} = 25$ GPa; Coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$;
- ii. Deformabilidade sob ações dinâmicas:
 - Módulo de elasticidade dinâmico $E_{din} = 1,25 E_{bet} = 31,25$ GPa.
- iii. Amortecimento:
 - Foram consideradas duas leis de amortecimento de Rayleigh (proporcional à massa e à rigidez), como é possível ver na Figura 5.4 (as linhas verticais vermelhas representam as frequências naturais da barragem para a cota máxima), tendo uma calibração aproximada da primeira frequência natural da barragem com o amortecimento de 1% e 5%, respetivamente. Esta aproximação das frequências obteve-se alterando os parâmetros α e β de Rayleigh. Foram consideradas coordenadas modais com a sobreposição dos 80 primeiros modos de vibração.

a) **Amortecimentos modais e frequências naturais (albufeira à cota 297 m)**

Hipótese de Rayleigh com $\alpha = 0,125$ e $\beta = 0,0006$



b) **Amortecimentos modais e frequências naturais (albufeira à cota 297 m)**

Hipótese de Rayleigh com $\alpha = 1,1$ e $\beta = 0,002$

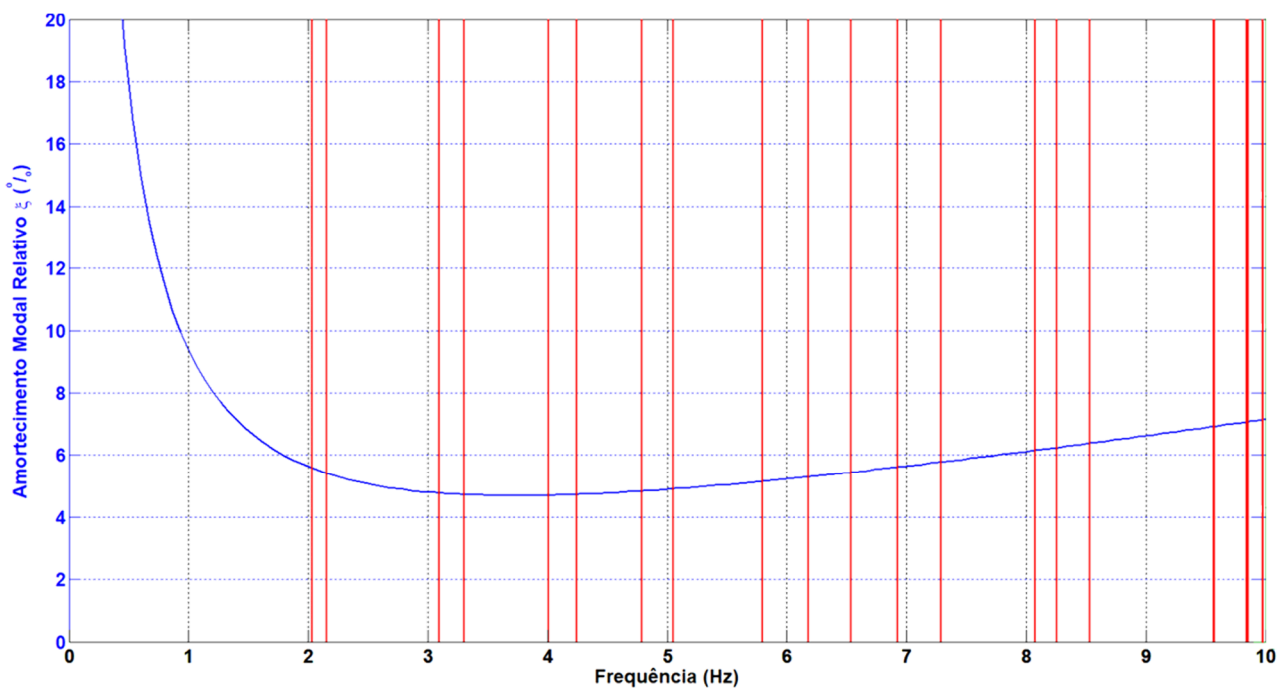


Figura 5.4 – Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas: a) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 1\%$ na frequência do 1º modo; b) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi \approx 5\%$ na frequência do 1º modo.

Quanto às pressões hidrodinâmicas adotou-se, como referido atrás, a hipótese de Westergaard com um coeficiente de redução das massas de água associadas $C_{MAA} = 0,5$.

Quanto aos acelerogramas sísmicos considerados nesta análise optou-se por adotar acelerogramas escalados para uma aceleração de pico de $0,2g$ ($a_s = 1.962 \text{ m/s}^2$) e optou-se por considerar apenas acelerogramas atuantes na direção montante-jusante. Estes acelerogramas foram obtidos com recurso às metodologias apresentadas no capítulo anterior.

5.4 Análise estática da barragem

A análise do comportamento da barragem sob ações estáticas foi efetuada considerando os efeitos do peso próprio (PP) do betão e da aplicação da pressão hidrostática (PH) no paramento de montante (Figura 5.5), considerando a água à cota do coroamento (PH297). Analisa-se a resposta para cada uma das referidas ações e para a respetiva combinação (PP+PH297), dando particular ênfase à análise dos campos de deslocamentos e de tensões.

A pressão hidrostática é uma ação que varia linearmente com a cota de água aumentando em profundidade.

A combinação das ações devidas ao peso próprio e à pressão hidrostática considerando a cota de água máxima, provoca trações no pé de montante da barragem e compressões na face jusante.

Neste estudo sob ações estáticas não foram analisados os efeitos das variações de temperatura, sendo de notar, contudo, que no cálculo das tensões totais máximas que se instalam durante a atuação de um sismo devem considerar-se, para além das tensões sísmicas de pico, as tensões devidas a todas as ações estáticas, incluindo as devidas às variações de temperatura.

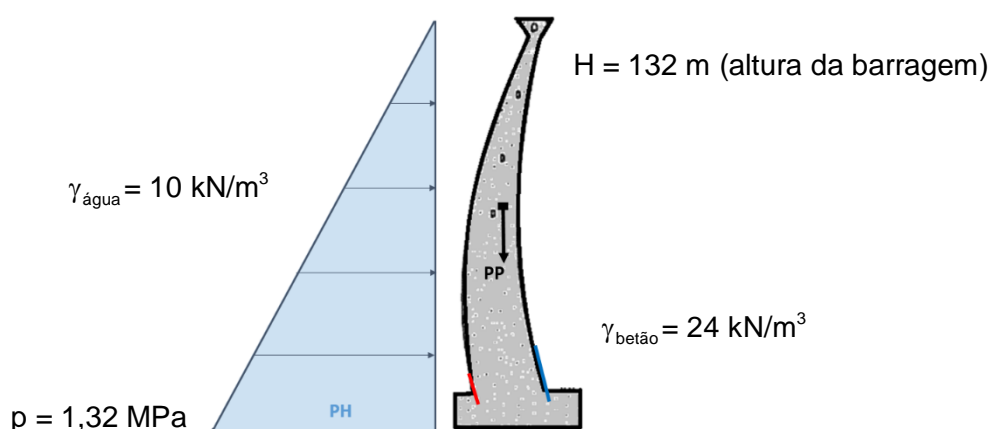


Figura 5.5 – Representação das principais ações estáticas: PP e PH297. Destaque para o aparecimento de trações na base a montante e compressões na a jusante.

5.4.1 Peso próprio (PP)

Na definição dos efeitos do peso próprio do betão ($\gamma_{\text{betão}} = 24 \text{ kN/m}^3$) considerou-se, por simplificação, que o peso próprio do betão se instala instantaneamente numa única fase. Considera-se ainda que o modelo é contínuo (sem consideração de juntas), conduzindo à determinação de um campo de deslocamentos (Figura 5.6a) e tensões (Figura 5.6b e Figura 5.6c) devido ao peso próprio que corresponde a uma aproximação do campo de tensões que efetivamente se instala na barragem (em função da sequência de betonagem).

É possível observar que os deslocamentos devidos ao peso próprio ocorrem no sentido descendente e ligeiramente para montante na horizontal (Figura 5.6a). Verificam-se deslocamentos máximos de 6,9 mm na zona central do coroamento (para baixo e para montante).

Na Figura 5.6b em que se representam as tensões principais no paramento de montante é possível notar que ocorrem compressões verticais junto à inserção (da ordem de 3 MPa) e pequenas trações segundo os arcos no corpo da barragem a meia altura (0,5 MPa). Nos arcos superiores, na zona central, surgem compressões segundo os arcos a montante.

Na Figura 5.6c em que se representam as tensões principais no paramento de jusante é possível notar que ocorrem compressões verticais na zona central a meia altura (da ordem de 1,5 MPa) e pequenas trações sub-horizontais junto à inserção da ordem de 0,7 MPa.

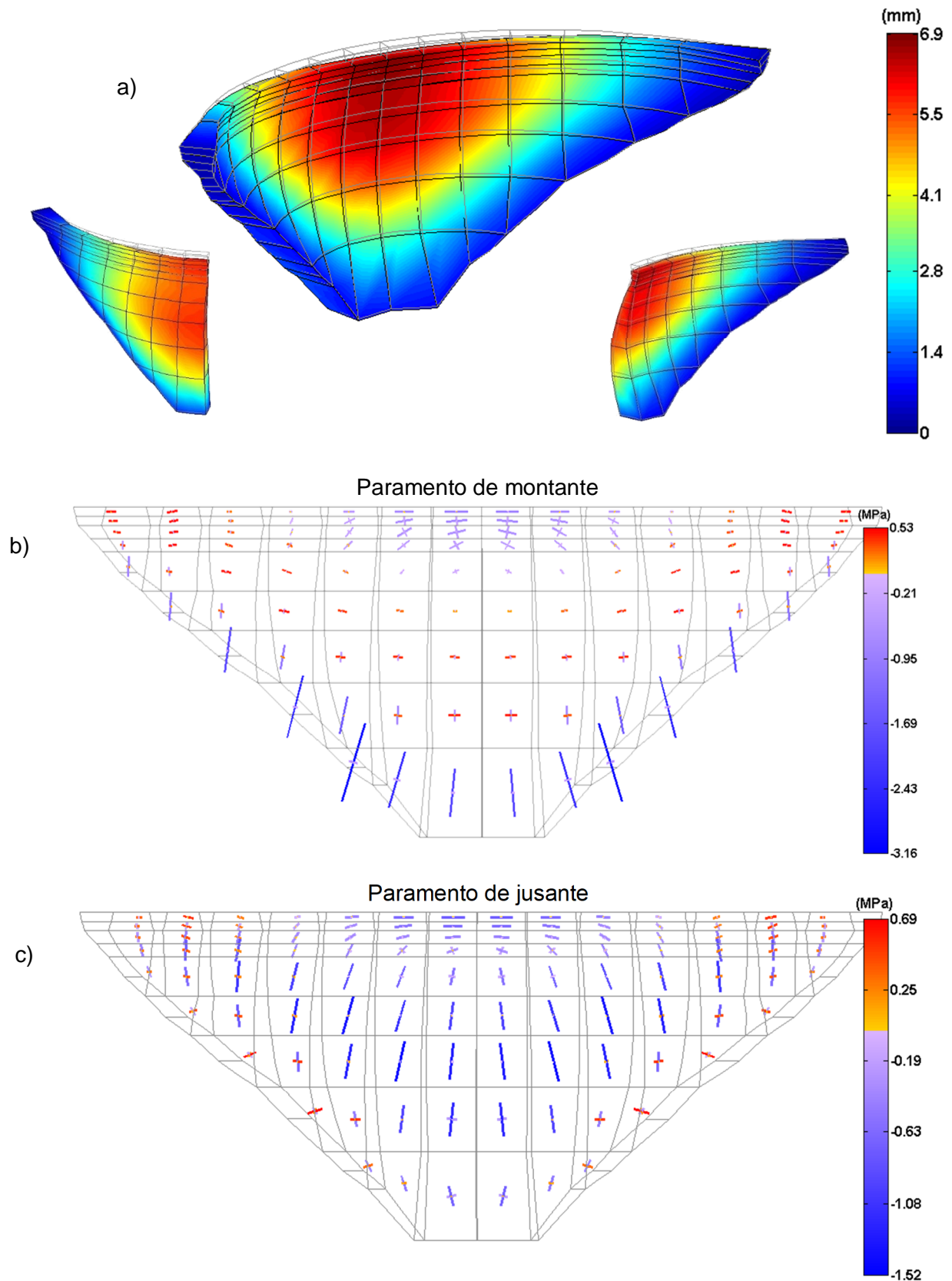


Figura 5.6 – Deslocamentos e tensões principais devido ao peso próprio: a) Deslocamentos; b) Tensões no paramento de montante; c) Tensões no paramento de jusante.

5.4.2 Pressão hidrostática (PH)

Na determinação da resposta da barragem sob a ação pressão hidrostática ($\gamma_{\text{água}}=10 \text{ kN/m}^3$) considerou-se que esta pode ser simulada através de uma pressão normal atuante no paramento de montante, variando em altura como se mostra na Figura 5.5.

Na Figura 5.7a é possível observar que os deslocamentos referentes à pressão hidrostática ocorrem maioritariamente para jusante (Figura 5.7a), como expectável, sendo notório um efeito de arco, visível sobretudo nos arcos superiores. Pode-se verificar que ocorrem deslocamentos máximos de 45,5 mm de na zona central do coroamento.

Na Figura 5.7b em que se representam as tensões principais no paramento de montante é possível notar que ocorrem importantes compressões segundo os arcos, da ordem de 5,8 MPa na zona central superior. Ao nível da inserção na fundação ocorrem trações verticais com valores máximos da ordem de 5,5 MPa.

Na Figura 5.7c em que se representam as tensões principais no paramento de jusante é possível notar que ocorrem trações verticais na zona superior da ordem de 1,5 MPa e na zona dos rins na direção normal à inserção ocorrem tensões de compressão de 6,2 MPa.

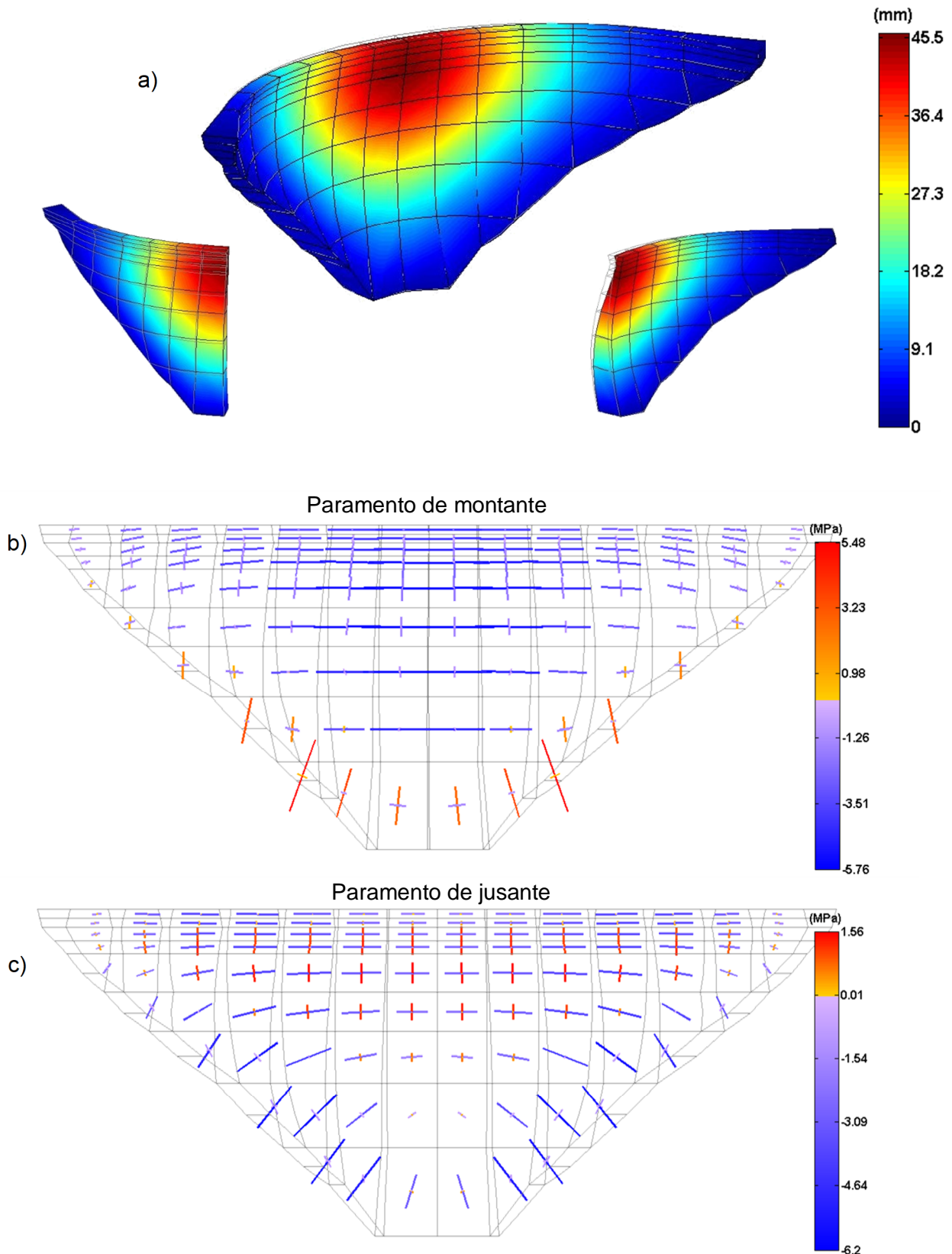


Figura 5.7 – Deslocamentos e tensões principais devido à pressão hidrostática para a água à cota do coroamento: a) Deslocamentos; b) Tensões no paramento de montante; c) Tensões no paramento de jusante.

5.4.3 Ação conjunta do peso próprio e da pressão hidrostática (PP+PH297)

Nesta secção apresentam-se os resultados em termos de deslocamentos e tensões obtidos no corpo da barragem, considerando a combinação de ações do peso próprio do betão e da pressão hidrostática, para a cota de água máxima na barragem, 297 m.

Na Figura 5.8a é possível observar que os deslocamentos, para esta combinação PP+PH297, têm valores máximos na zona superior da ordem de 44 mm.

Na Figura 5.8b em que se representam as tensões principais no paramento de montante é possível notar que ocorrem importantes compressões segundo os arcos, da ordem de 5,8 MPa na zona central superior. Ao nível da inserção na fundação ocorrem trações verticais com valores máximos da ordem de 2,4 MPa.

Na Figura 5.8c em que se representam as tensões principais no paramento de jusante é possível notar que ocorrem trações verticais na zona superior da ordem de 1 MPa e na zona dos rins na direção normal à inserção ocorrem tensões de compressão de 6 MPa.

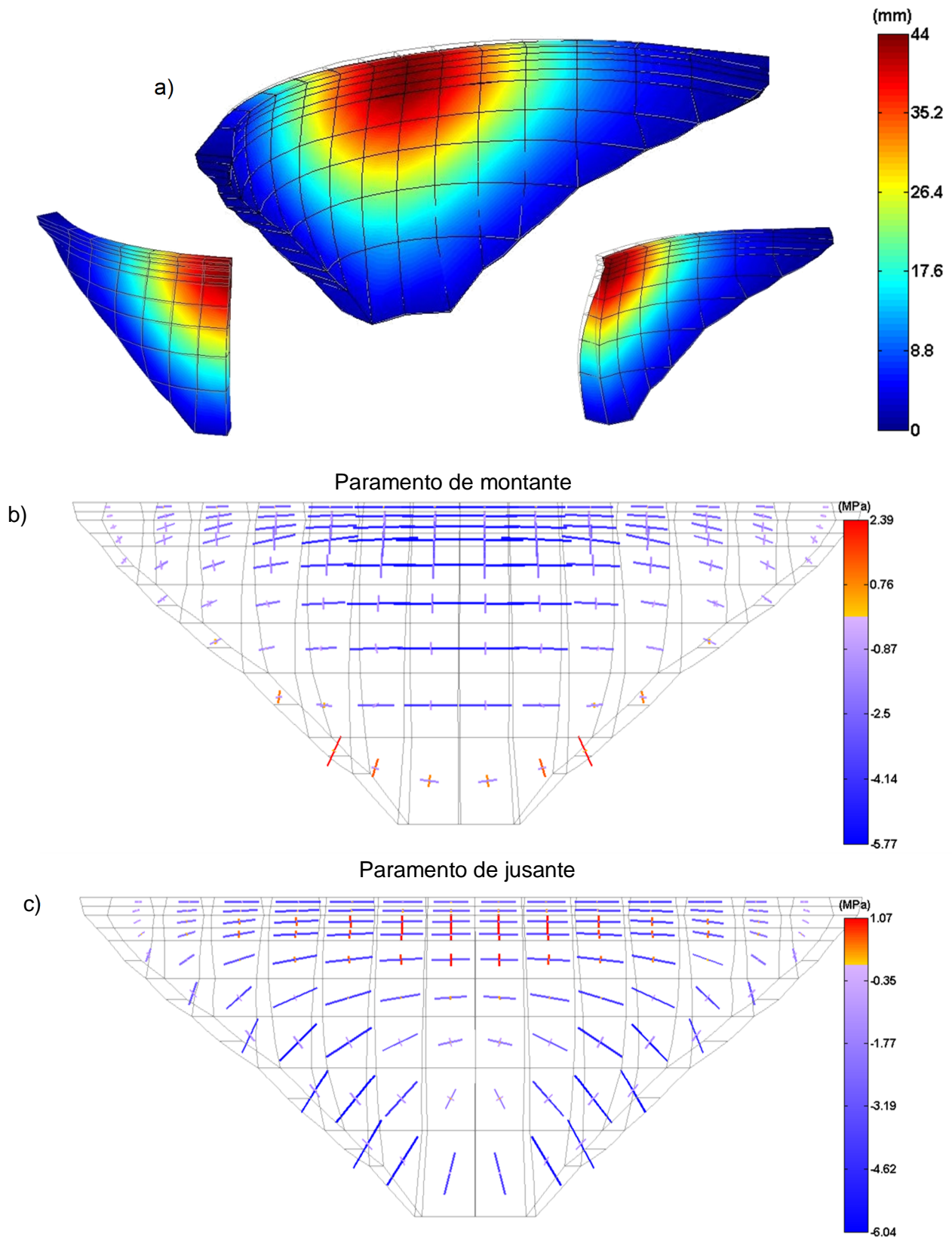


Figura 5.8 – Deslocamentos e tensões principais devido à combinação de ações (PP+PH297) : a) Deslocamentos; b) Tensões no paramento de montante; c) Tensões no paramento de jusante.

5.5 Análise dinâmica da barragem

A análise dinâmica da estrutura foi efetuada considerando o modelo clássico de massas de água associadas (Westergaard, 1933), aplicando um coeficiente de redução das massas de água de 50% ($C_{MAA} = 0,5$) e considerando um módulo de elasticidade dinâmico do betão de $E_{din} = 1,25 E_{bet} = 31,25$ GPa. Foram utilizadas as metodologias clássicas descritas no capítulo 3 para obtenção das frequências da estrutura e para o cálculo dos fatores de participação modal.

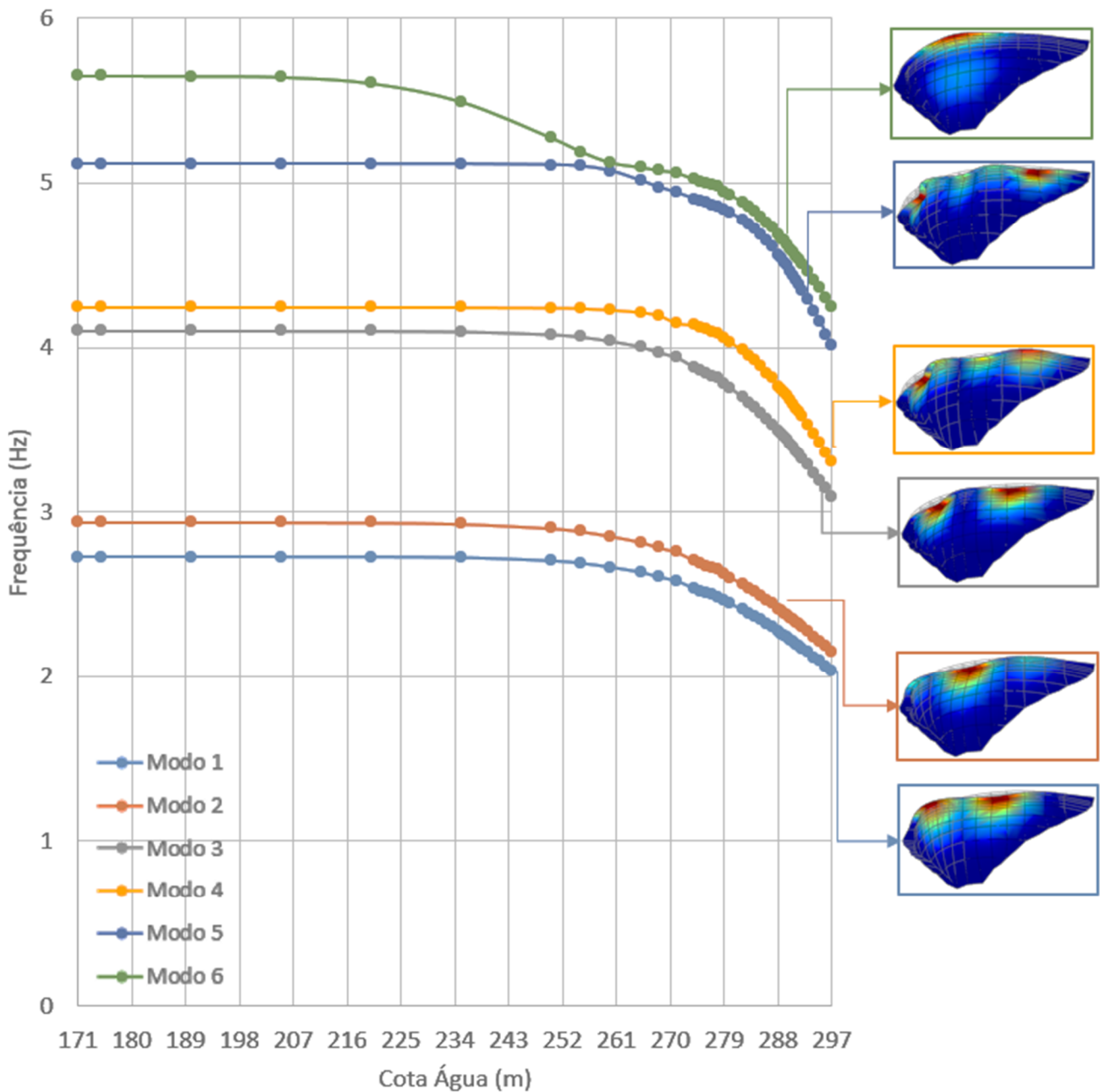
Considerando várias cotas de água (desde a situação de albufeira vazia até albufeira cheia), foram registados os valores das frequências para os primeiros seis modos de vibração da estrutura, (Figura 5.9). É possível verificar que, quanto maior é o valor da cota de água, menor é o valor da frequência, sendo esse comportamento expectável, visto que aumenta a massa do sistema. Este fenómeno é facilmente compreendido pensando num oscilador com 1 GL, onde $\omega_N = \sqrt{k/m} \rightarrow f_N = \omega_N / 2\pi$, em que o aumento da massa conduz a uma diminuição da frequência, admitindo uma rigidez constante.

Um aspeto importante a ter em conta na análise do comportamento dinâmico da barragem envolve os fatores de participação modal que se apresentam na Tabela 5.1 para a situação de albufeira cheia e para o caso de um sismo atuante apenas na direção montante-jusante. Neste caso os modos simétricos têm um fator de participação modal mais elevado e, conseqüentemente, têm um maior impacto no comportamento estrutural. Estes dados são de particular interesse para a análise sísmica, uma vez que é conveniente conhecer os modos com maior fator de participação para o tipo de ação sísmica que se considera, nomeadamente, no caso presente para ações sísmicas atuantes apenas na direção montante-jusante.

Tabela 5.1 – Barragem do Cabril com albufeira cheia. Frequências naturais dos primeiros modos de vibração e correspondentes fatores de participação modais para um sismo atuante na direção montante-jusante.

	Frequência própria (Hz)	Fator de participação modal
1º Modo (AS)	2,03	0,010
2º Modo (S)	2,15	9,369
3º Modo (S)	3,09	13,931
4º Modo (AS)	3,30	0,014
5º Modo (S)	4,01	5,426
6º Modo (S)	4,24	10,746

Quando se analisa a coincidência entre as frequências naturais da estrutura e as frequências dos principais picos do espectro de Fourier (Oliveira S. , 2013) do sismo atuante, na perspectiva de estimar de forma simplificada a amplitude da resposta global, há também que ter em conta os anteriormente referidos valores dos fatores de participação de cada modo para o sismo em análise.



$$E_{\text{Din}} = 31,25 \text{ GPa} \quad \gamma_{\text{Betão}} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad \nu = 0,2$$

Figura 5.9 – Variação em função da cota de água das frequências naturais dos primeiros seis modos de vibração da barragem do Cabril (as frequências diminuem com o aumento da cota de água).

5.6 Análise sísmica de barragens.

Cada evento sísmico é descrito por um acelerograma sísmico a que corresponde um espectro de amplitudes de Fourier único. Por esta razão acelerogramas sísmicos com a mesma aceleração de pico e com distintos conteúdos em frequência ao atuarem numa mesma barragem com uma dada cota de água deverão conduzir a respostas sísmicas distintas. Por outro lado um dado acelerograma sísmico ao atuar numa barragem irá conduzir a respostas sísmicas distintas para diferentes cotas de água na albufeira. Neste capítulo apresentam-se resultados de um estudo paramétrico efetuado com vista a analisar a influência da cota de água na resposta sísmica de barragens com base em resultados numéricos obtidos com diferentes acelerogramas sísmicos escalados para a mesma aceleração de pico (0,2g neste caso).

O acesso a resultados experimentais sobre a resposta sísmica registada em barragens, será do maior interesse para completar o presente estudo e permitirá melhorar a calibração dos modelos numéricos de previsão do comportamento sísmico de barragens.

5.6.1 Deslocamentos sísmicos numa barragem. Amplitude máxima no topo da consola central.

Um dos principais objetivos da presente dissertação é o estudo da amplitude máxima de deslocamentos da barragem quando solicitada por um sismo, para diversas cotas de água. Na Figura 5.10b apresenta-se graficamente a deformada da consola central de uma barragem abóbada para a combinação PP+PH (preto) e para as situações de deslocamento sísmico máximo para jusante (vermelho escuro) e deslocamento sísmico máximo para montante (verde). Durante a atuação de um sismo importa fixar os instantes em que ocorrem as referidas deformações máximas para montante e para jusante como se indica na Figura 5.10c. A diferença máxima entre estas duas situações de deformação ocorre geralmente no topo da consola central designando-se por amplitude máxima dos deslocamentos sísmicos na consola central para um dado acelerograma sísmico atuante.

O valor desta amplitude máxima calculada para um dado acelerograma sísmico depende do valor da cota de água na albufeira. Nesta secção pretende-se precisamente estudar esta amplitude máxima para várias situações de cota de água e para vários acelerogramas sísmicos com diferentes conteúdos em frequência e com diferentes durações (gerados com diferentes técnicas, como referido no capítulo 4).

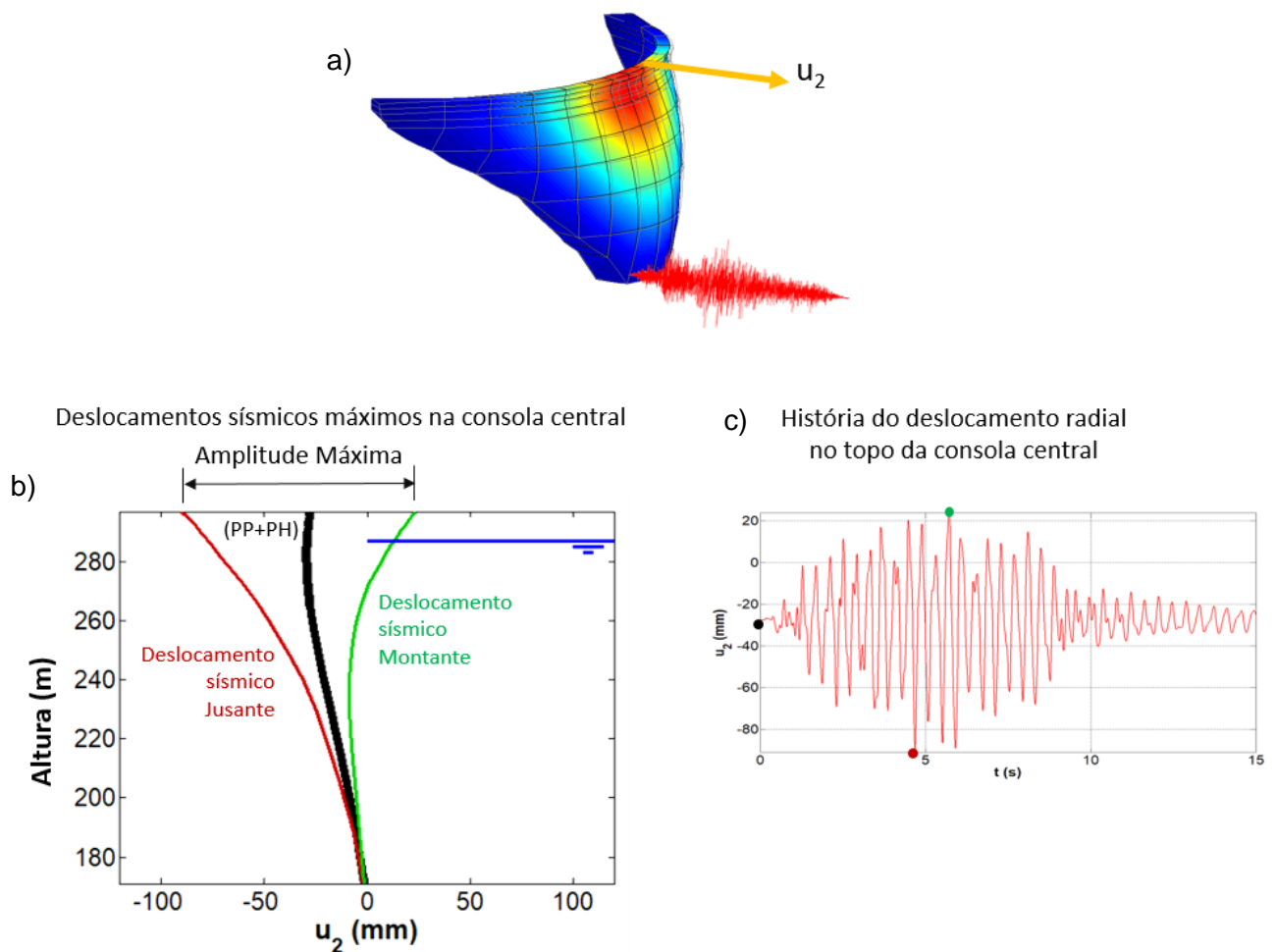


Figura 5.10 – Deslocamentos sísmicos máximos na consola central. a) Vista em perspetiva da barragem; b) Deformada da consola central para a combinação PP+PH (preto) e para as situações de deslocamento sísmico máximo para jusante (vermelho escuro) e deslocamento sísmico máximo para montante (verde); c) História de deslocamentos radiais no topo da consola central com indicação dos instantes em que ocorre o deslocamento sísmico máximo para jusante (ponto vermelho escuro) e para montante (ponto verde).

5.6.2 Coeficiente de amplificação da aceleração entre a base e o topo

Na análise sísmica de barragens, para além do estudo atrás referido sobre os deslocamentos máximos que ocorrem durante um dado sismo é também interessante analisar as acelerações máximas, nomeadamente é interessante determinar a relação entre a máxima aceleração de pico, normalmente registada na zona central superior das obras, e a aceleração de pico correspondente ao acelerograma sísmico atuante na base.

Assim é usual calcular coeficientes de amplificação de acelerações (CA_Acel) com base na expressão indicada na Figura 5.11. Nesta secção estuda-se como varia o referido CA_Acel em função da cota de água, para um dado sismo.

Coefficiente de amplificação de acelerações entre a base e o topo

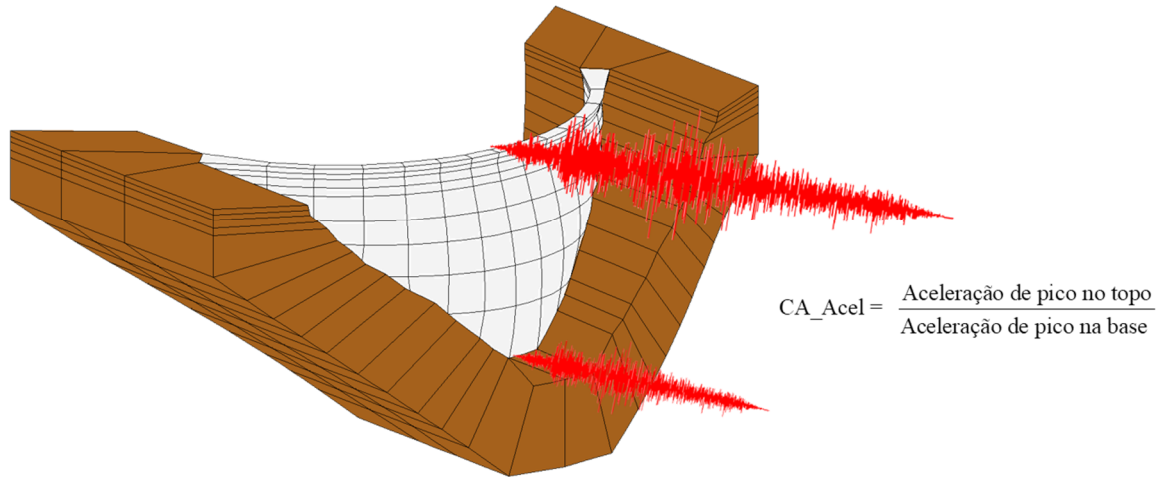


Figura 5.11 – Consideração do coeficiente de amplificação da aceleração entre a base e o topo da consola central.

5.6.3 Influência da cota de água na análise de deslocamentos

Neste trabalho analisa-se a influência da variação da cota de água na resposta sísmica da barragem do Cabril submetida a um dado acelerograma sísmico. Tal como foi apresentado no ponto 3.5.2, é também desenhado o espectro de amplitudes de Fourier para um dado sismo e sobrepostos os valores das frequências naturais da barragem no mesmo gráfico, tal como se ilustra na Figura 5.12.

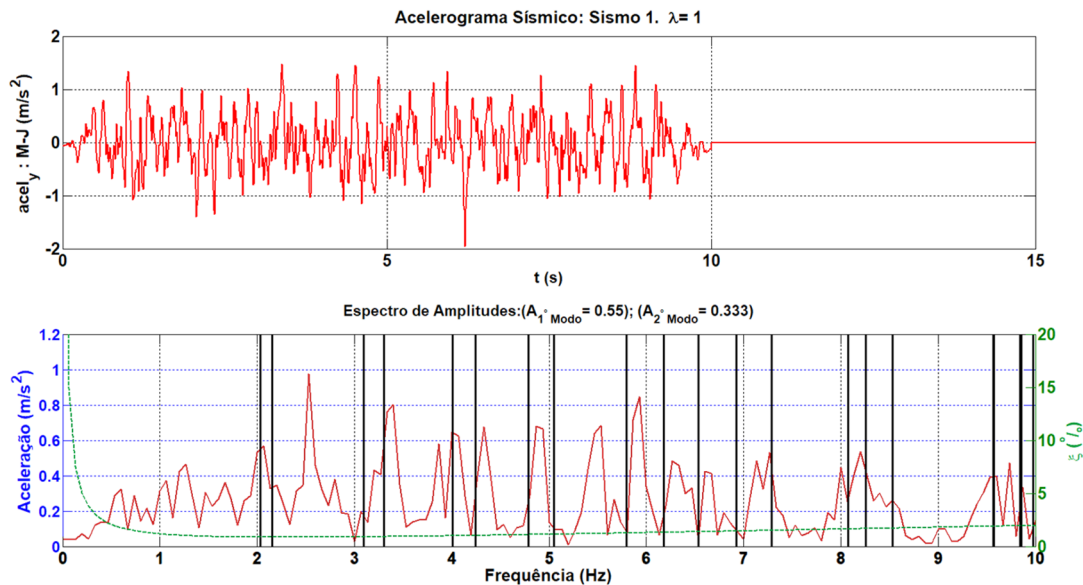


Figura 5.12 – Sismo gerado a partir do espectro de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). No gráfico espectral apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril (linhas verticais) para a cota de água máxima de 297 m e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).

Tendo em conta os fatores de participação modal, quando são sobrepostas as frequências naturais da estrutura no espectro de amplitudes de Fourier, notam-se particularidades nas respostas da estrutura, quando os modos com maior participação modal se sobrepõem com picos espectrais.

Considerando o acelerograma sísmico da Figura 5.12, apresenta-se na Figura 5.13 o espectro de amplitudes de Fourier do referido acelerograma sísmico no qual se sobrepõem linhas verticais representativas dos valores das frequências naturais da barragem do Cabril calculadas para três cotas de água distintas: 297 m, 283 m e 234 m.

Na Figura 5.13 é possível observar que o primeiro modo simétrico (que para o sismo atuante na direção montante-jusante têm um fator de participação modal muito relevante) tem uma frequência que coincide com a frequência do primeiro pico espectral importante no caso da água à cota 283 m. É precisamente por esta razão que a amplitude máxima do deslocamento sísmico é mais elevada para a cota de água de 283 m.

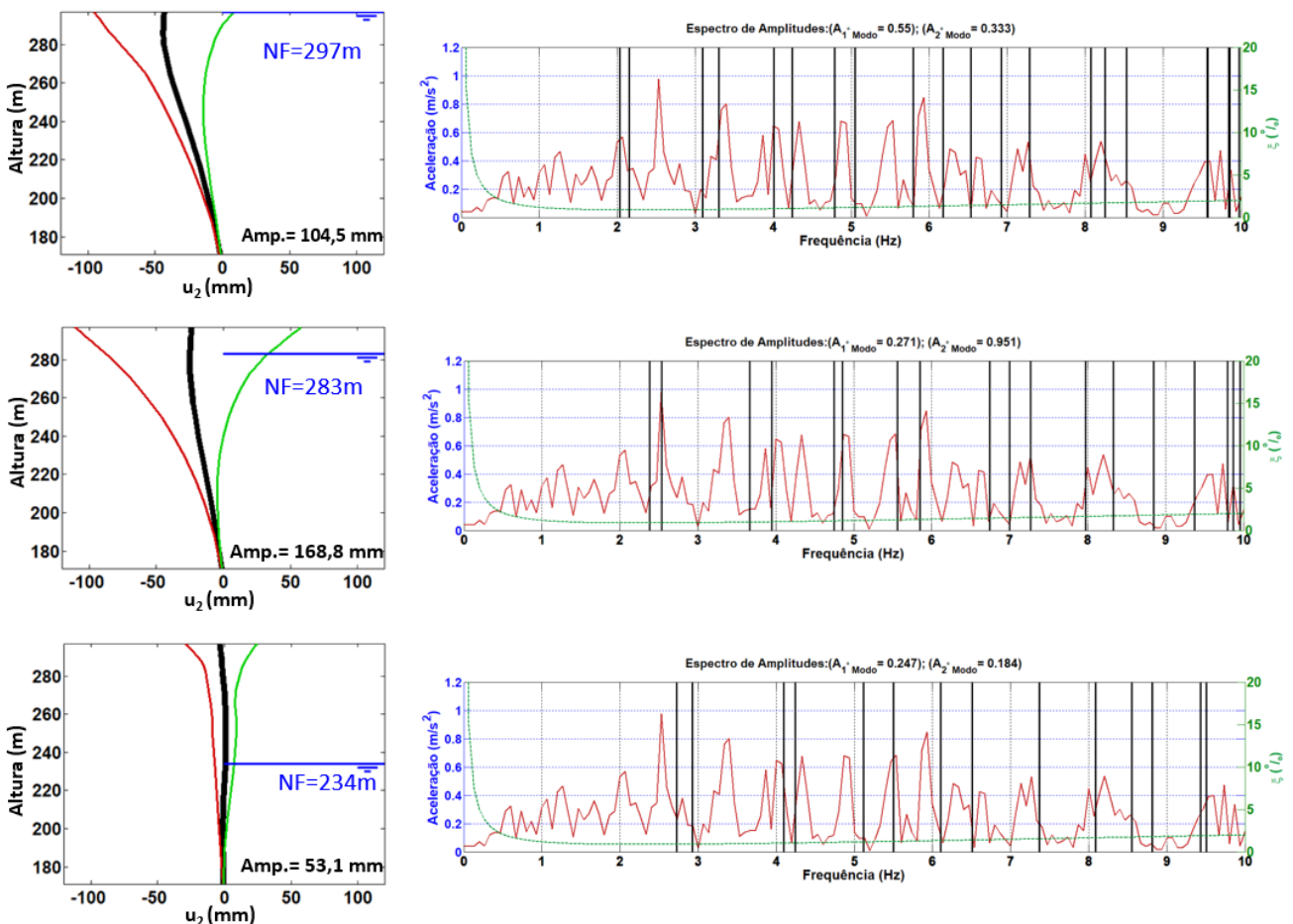


Figura 5.13 – Influência da cota de água no valor da amplitude máxima do deslocamento sísmico. Interpretação dos resultados tendo em conta a coincidência entre os picos espectrais do acelerograma sísmico (montante-jusante) e as frequências naturais dos modos simétricos (elevado fator de participação modal para sismos atuantes na direção montante-jusante).

5.7 Estudo paramétrico da resposta sísmica da barragem do Cabril para amortecimento baixo

Nesta secção apresenta-se uma análise do comportamento sísmico da barragem do Cabril para várias cotas de água, considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).

A análise é efetuada para diferentes acelerogramas sísmicos e considerando: i) a variação da amplitude da resposta em deslocamentos no topo da consola central em função da cota de água; e ii) a variação do coeficiente de amplificação das acelerações em função da cota de água.

Nesta análise consideraram-se os seguintes acelerogramas sísmicos, que foram escalados para uma aceleração máxima de $0,2\text{ g}$ ($1,962\text{ m/s}^2$) e aplicados na direção montante-jusante:

- Três acelerogramas gerados a partir do espectro de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio. Estes acelerogramas são designados por: “*Sismo_R_ERP1*”, “*Sismo_R_ERP2*” e “*Sismo_R_ERP3*”.
- Três acelerogramas gerados com base no espectro de resposta de projeto para a barragem de Luzzone. Estes acelerogramas são designados por: “*Sismo_L_ERP1*”, “*Sismo_L_ERP2*” e “*Sismo_L_ERP3*”.
- Três acelerogramas gerados a partir do método de rotura de falha desenvolvido no LNEC para a barragem de Ribeiradio. Estes acelerogramas são designados por: “*Sismo_R_MRF1*”, “*Sismo_R_MRF2*” e “*Sismo_R_MRF3*”.
- Três acelerogramas reais, registados *in situ* designados por: “*Sismo Kobe*” (ocorrido no Japão em 1995), “*Sismo ChiChi*” (ocorrido em Taiwan em 1999) e “*Sismo Nórcia*” (ocorrido em Itália em 2016).

Nas secções seguintes apresentam-se os resultados para estes quatros conjuntos de acelerogramas sísmicos.

5.7.1 Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio

Na Figura 5.14 apresentam-se os três acelerogramas sísmicos considerados nesta análise, “*Sismo_R_ERP1*” (vermelho), “*Sismo_R_ERP2*” (azul) e “*Sismo_R_ERP3*” (laranja) e os respectivos espectros de amplitudes de Fourier. Nos gráficos dos espectros sobrepõe-se a lei de amortecimento de Rayleigh, correspondente a um amortecimento baixo (da ordem de 1% na frequência do 1º modo), e indica-se, com linhas verticais, as frequências naturais da barragem para a situação de albufeira cheia.

É de notar que estes acelerogramas sísmicos gerados a partir do espectro de resposta de projeto da barragem de Ribeiradio (Portugal) têm uma duração de 10 segundos.

Para o primeiro acelerograma sísmico apresentado na Figura 5.14 (*Sismo_R_ERP1*) pode-se verificar que o pico espectral mais importante se situa aproximadamente na frequência de 2,5 Hz e que a frequência natural do primeiro modo simétrico é de 2,15 Hz para a água à cota do coroamento. Assim é de esperar que à medida que a cota de água baixe, a frequência natural deste modo suba e se aproxime da frequência do referido pico espectral, ou seja, é de esperar que a resposta sísmica da barragem seja maior para uma cota de água inferior à cota máxima. Este resultado confirma-se na Figura 5.15a onde se pode observar (curva a vermelho) que, para este sismo, a amplitude máxima do deslocamento sísmico no topo da consola central atinge o valor máximo de cerca de 170 mm para a água à cota 283 m, enquanto para a água à cota 291 m a referida amplitude é apenas de 75 mm, menos de metade do valor máximo. Quanto ao coeficiente de amplificação das acelerações entre a base e o topo (Figura 5.15b) obtêm-se resultados do mesmo tipo, verificando-se que para este sismo se tem uma amplificação máxima da ordem de 23 vezes para a água à cota 286 m enquanto para a água à cota 293 m a amplificação é de apenas 14 vezes. Para os dois outros sismos analisados ocorrem resultados do mesmo tipo embora as variações não sejam tão acentuadas. Contudo confirma-se que, para todos os acelerogramas, há uma tendência evidente de diminuição da resposta sísmica à medida que a cota de água diminui e se aproxima de valores da ordem de 50% da altura total da barragem.

5.7.2 Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone

Na Figura 5.16 estão representados os três acelerogramas sísmicos considerados nesta análise, *Sismo_L_ERP1* (vermelho), *Sismo_L_ERP2* (azul) e *Sismo_L_ERP3* (laranja) e os respectivos espectros de amplitudes de Fourier. É de notar que estes acelerogramas sísmicos gerados a partir do espectro de resposta de projeto da barragem de Luzzone (Suíça) têm uma duração de 20 segundos, que é o dobro da duração dos acelerogramas considerados na seção anterior.

Para o primeiro acelerograma sísmico deste conjunto (*Sismo_L_ERP1*) obtém-se uma amplitude máxima dos deslocamentos sísmicos no topo da consola central da ordem de quase 300 mm (Figura 5.17a) para uma cota de água próxima da cota do coroamento. É de assinalar este resultado em que para cotas de água semelhantes, se obtém um valor para a amplitude máxima de deslocamento que é cerca de 4 vezes superior ao obtido com o acelerograma *Sismo_R_ERP1* (com a mesma aceleração de pico). Quanto aos coeficientes de amplificação das acelerações, também para este sismo, se obtém valores maiores, agora na ordem de 30 vezes (Figura 5.17b).

5.7.3 Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir do modelo de rotura de falha para a barragem de Ribeiradio

Na Figura 5.18 estão representados três acelerogramas sísmicos *Sismo_R_MRF1* (vermelho), *Sismo_R_MRF2* (azul) e *Sismo_R_MRF3* (laranja) e os respectivos espectros de amplitudes de Fourier que serão utilizados nesta análise. Estes acelerogramas sísmicos gerados com base num modelo de rotura de falha para a zona da barragem de Ribeiradio (Portugal) têm uma duração de cerca de 5 segundos.

Para este conjunto de acelerogramas a resposta sísmica obtida (Figura 5.19) é significativamente inferior à dos dois conjuntos anteriores. Neste caso a amplitude máxima do deslocamento no topo da consola central atinge o valor de apenas 140 mm para o *Sismo_R_MRF2* para a água à cota 290 m.

5.7.4 Análise da resposta sísmica para acelerogramas recolhidos in situ e escalados para aceleração de pico de 0,2g

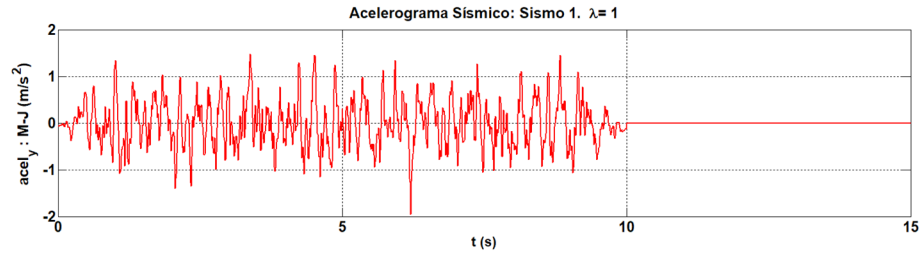
Na Figura 5.20 estão representados os três acelerogramas sísmicos considerados na análise. O “*Sismo Kobe*” (vermelho), o “*Sismo ChiChi*” (azul) e o “*Sismo Nórchia*” (laranja) e os respetivos espetros de amplitudes de Fourier. Estes sismos têm uma particularidade em relação aos anteriores que é o facto de serem sismos reais, pelo que apresentam durações diferentes.

Para a situação de albufeira cheia a resposta para o sismo de Kobe (Japão) é a de maior amplitude de entre todos os sismos analisados neste trabalho (amplitude máxima de deslocamento de cerca de 300 mm), à medida que a cota de água diminui a resposta para este sismo também diminui de forma acentuada logo para os primeiros metros de descida da cota de água.

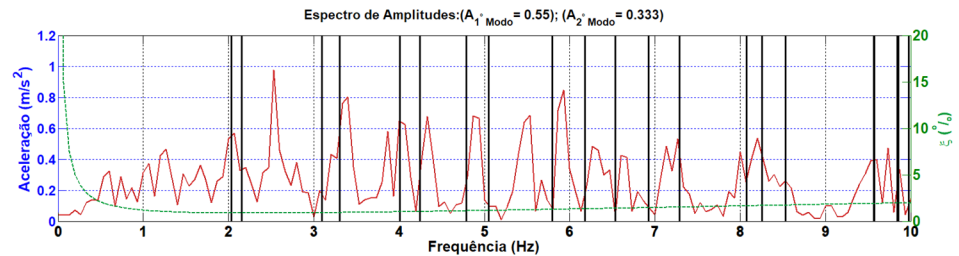
Para o sismo de Nórchia (Itália) o deslocamento máximo (≈ 150 mm) ocorre para a cota de água de 278 m bem inferior à cota máxima.

Para o sismo de ChiChi (Taiwan) a resposta sísmica em termos da amplitude máxima dos deslocamentos é das menores de entre todos os acelerogramas sísmicos analisados. Em termos do coeficiente de amplificação das acelerações máximas é de referir que este sismo de ChiChi apresenta uma amplificação da ordem de 24 vezes para a água à cota 274 m.

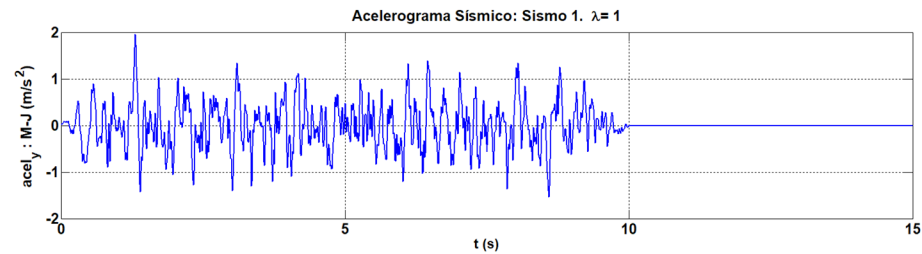
Acelerograma
Sísmico R_ERP1
— Sismo R_ERP1



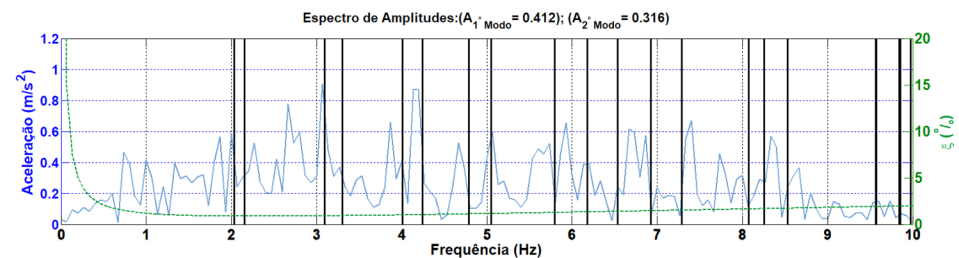
Espectro de
Amplitudes de
Fourier



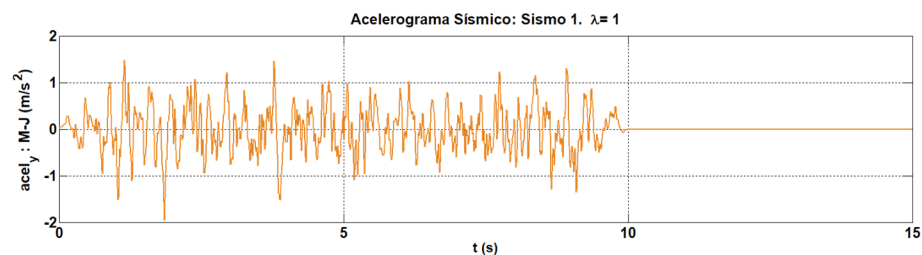
Acelerograma
Sísmico R_ERP2
— Sismo R_ERP2



Espectro de
Amplitudes de
Fourier



Acelerograma
Sísmico R_ERP3
— Sismo R_ERP3



Espectro de
Amplitudes de
Fourier

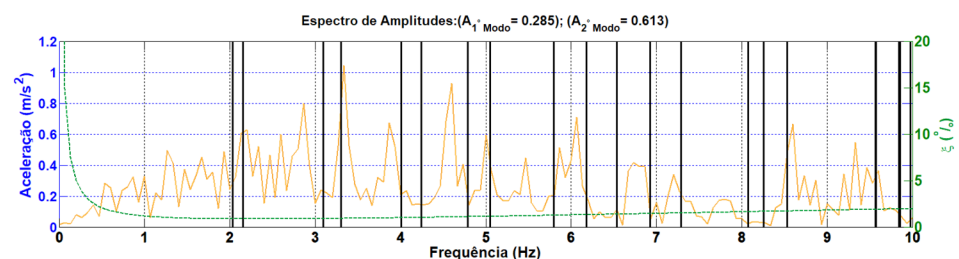


Figura 5.14 – Sísmos gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).

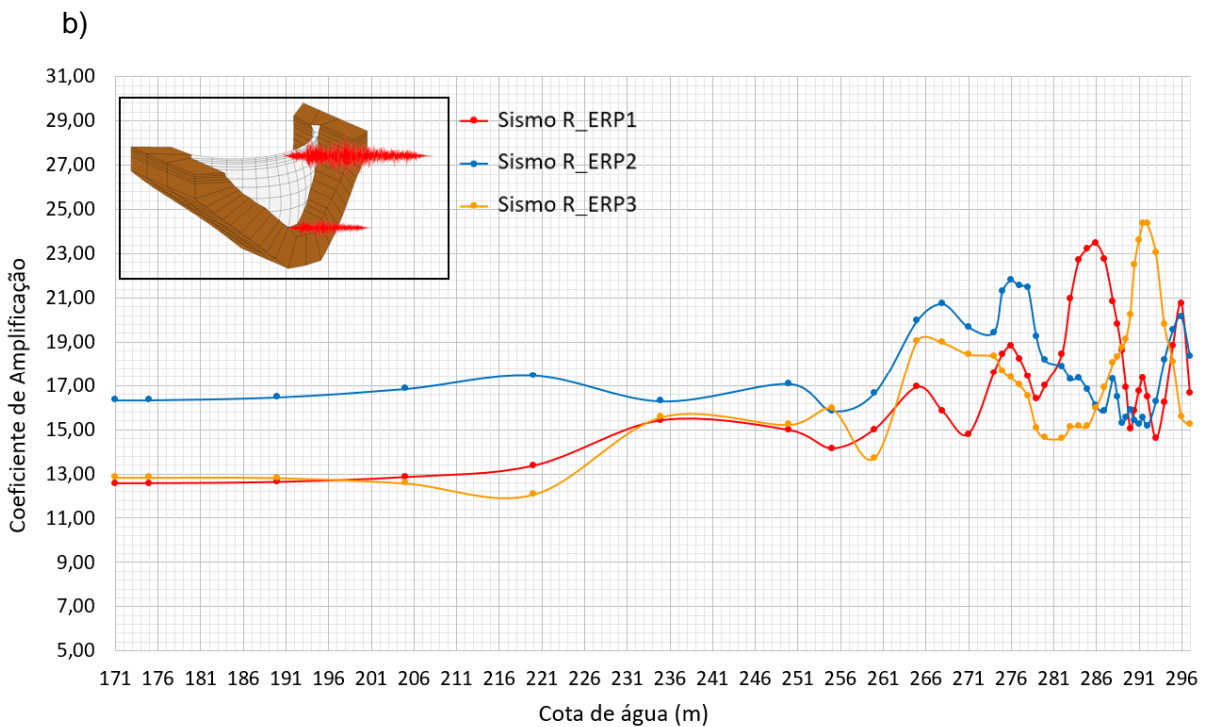
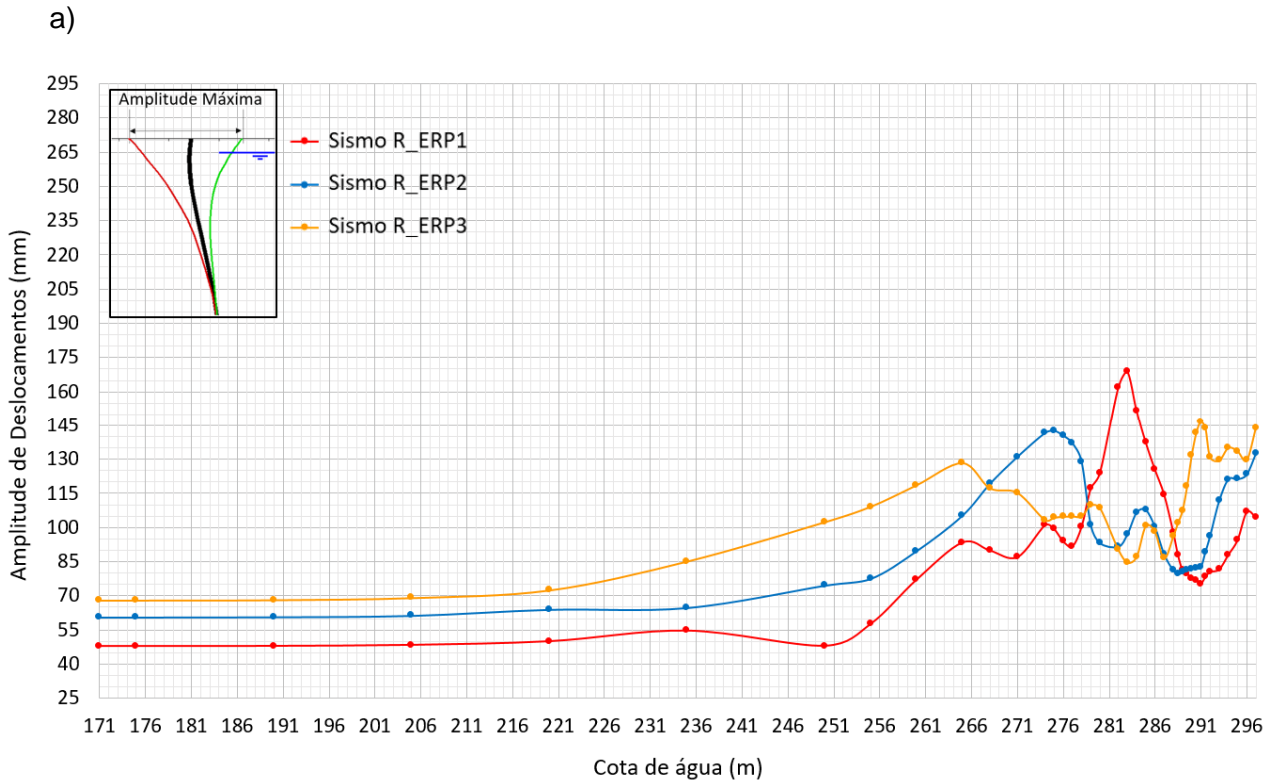
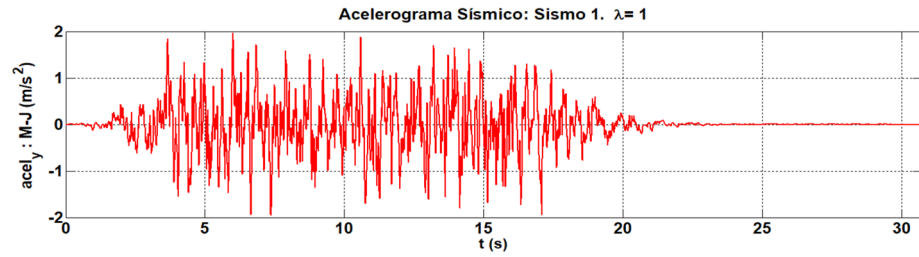
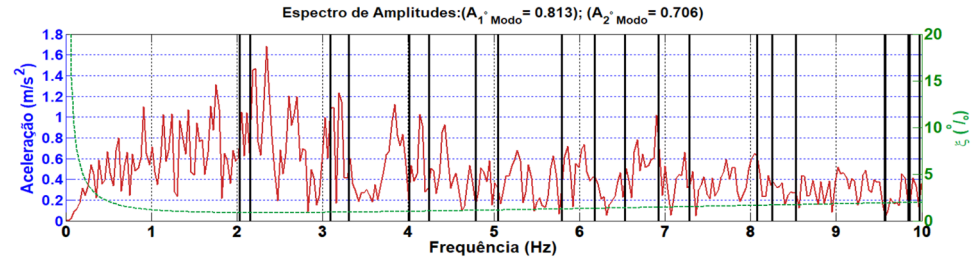


Figura 5.15 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{pico}=0,2g$) gerados a partir de um espectro de resposta (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central.

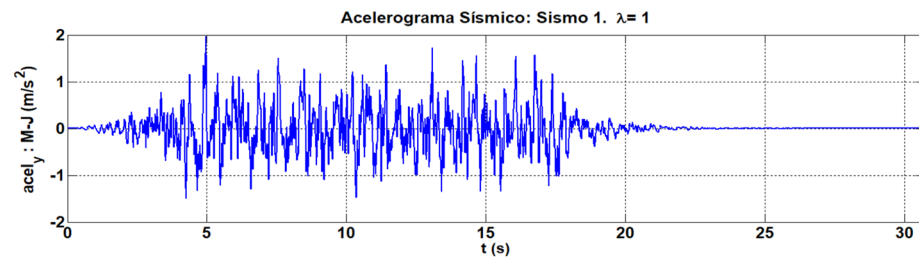
Acelerograma
 Sísmico L_ERP1
 — Sismo L_ERP1



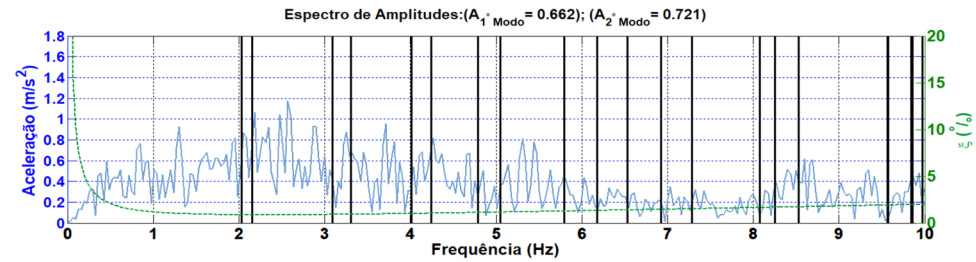
Espectro de
 Amplitudes de
 Fourier



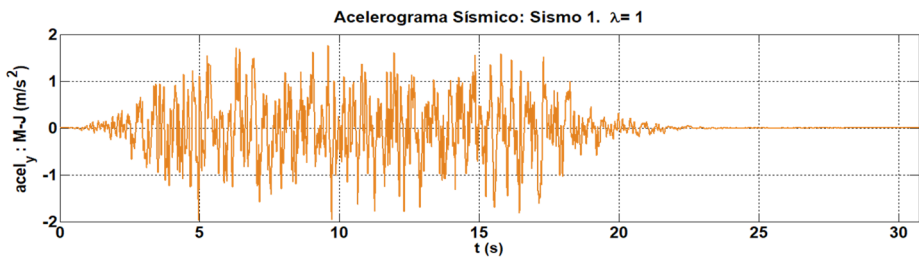
Acelerograma
 Sísmico L_ERP2
 — Sismo L_ERP2



Espectro de
 Amplitudes de
 Fourier



Acelerograma
 Sísmico L_ERP3
 — Sismo L_ERP3



Espectro de
 Amplitudes de
 Fourier

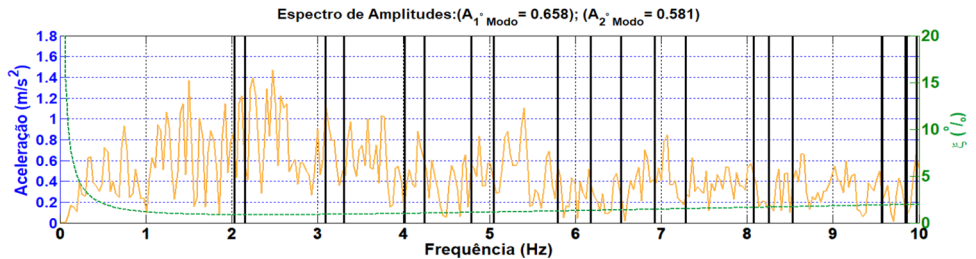


Figura 5.16 – Sismos gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).

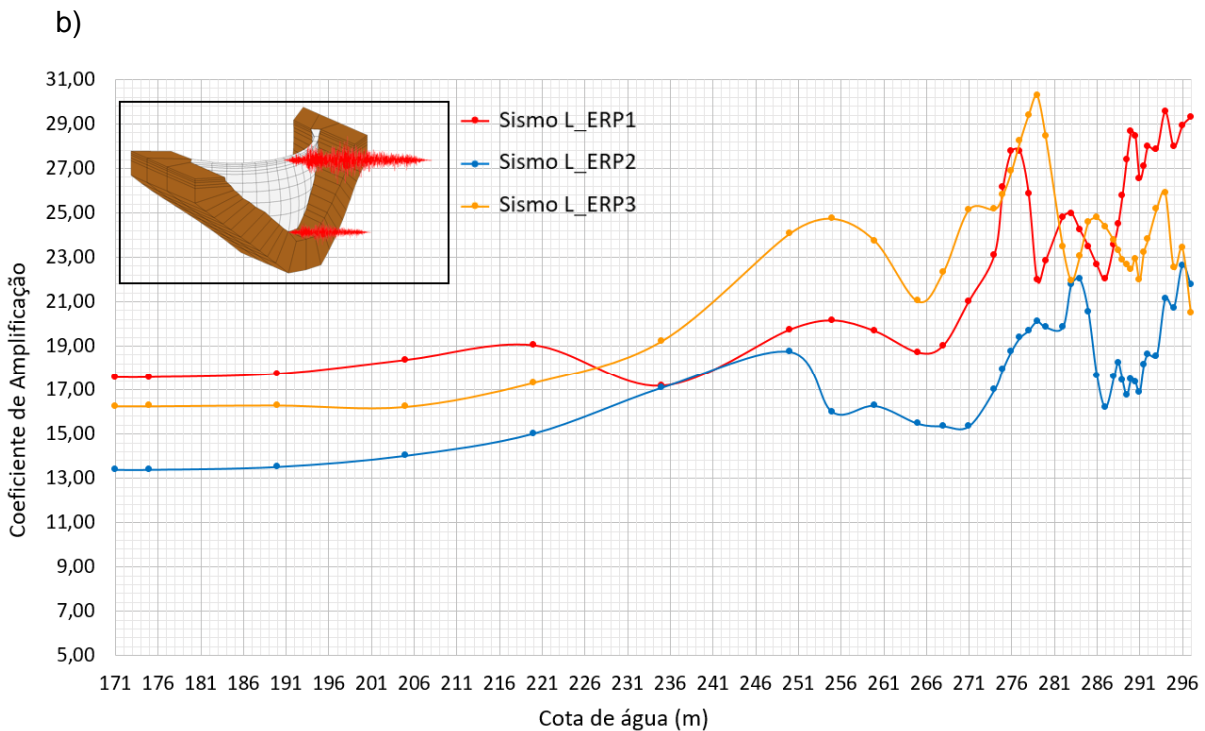
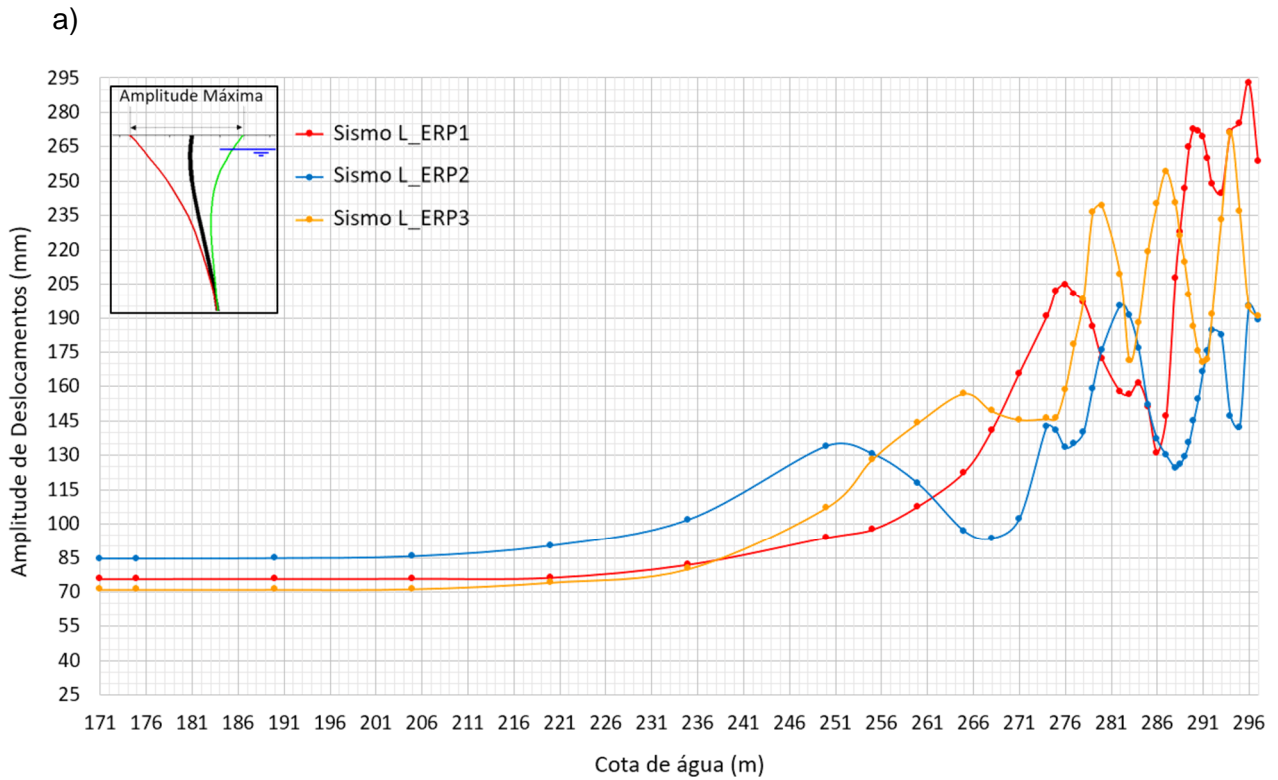
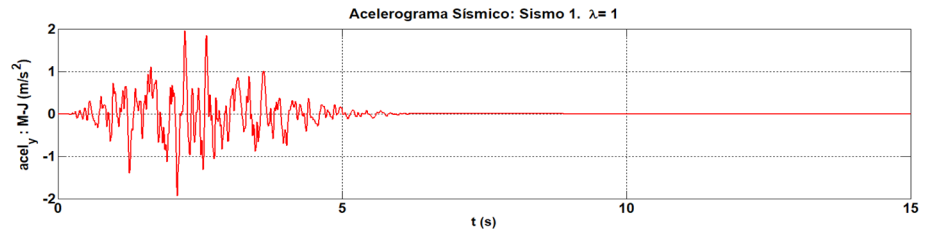


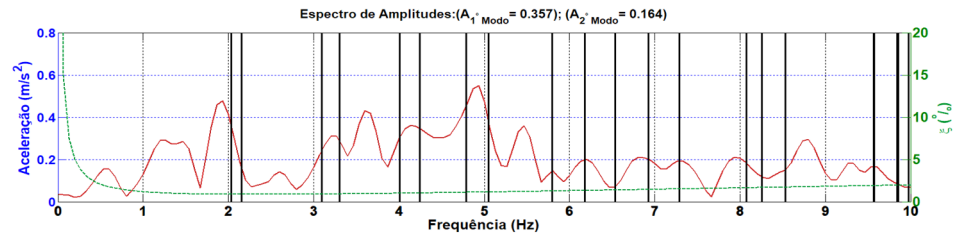
Figura 5.17 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{pico}=0,2g$) gerados a partir de um espectro de resposta (Luzzone), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central,

Acelerograma
Sísmico R_MRF1

— Sismo R_MRF1

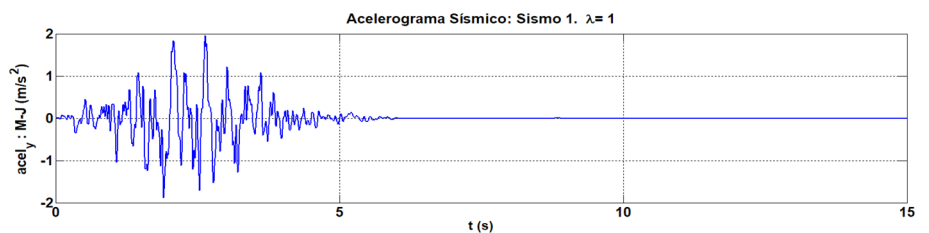


Espectro de
Amplitudes de
Fourier

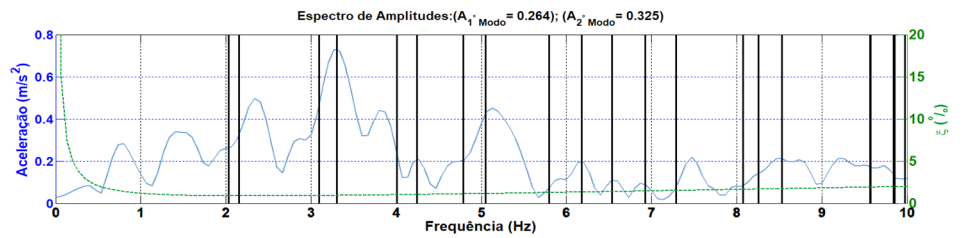


Acelerograma
Sísmico R_MRF2

— Sismo R_MRF2

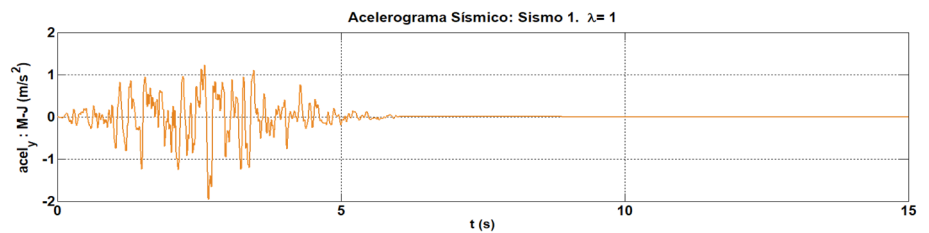


Espectro de
Amplitudes de
Fourier



Acelerograma
Sísmico R_MRF3

— Sismo R_MRF3



Espectro de
Amplitudes de
Fourier

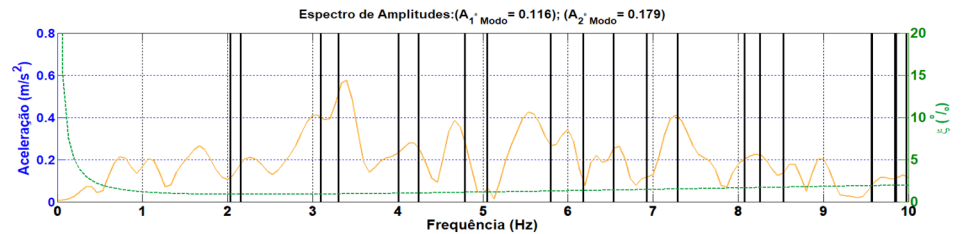


Figura 5.18 – Sísmos gerados a partir do modelo de rotura de falha para barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).

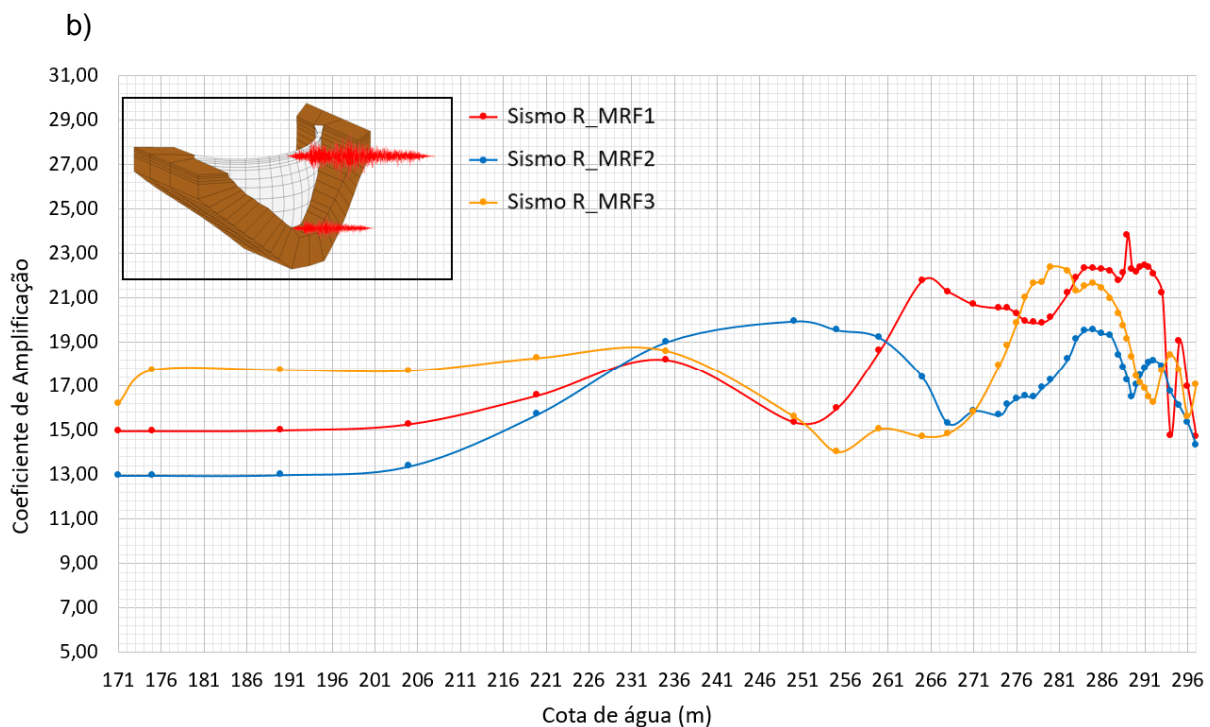
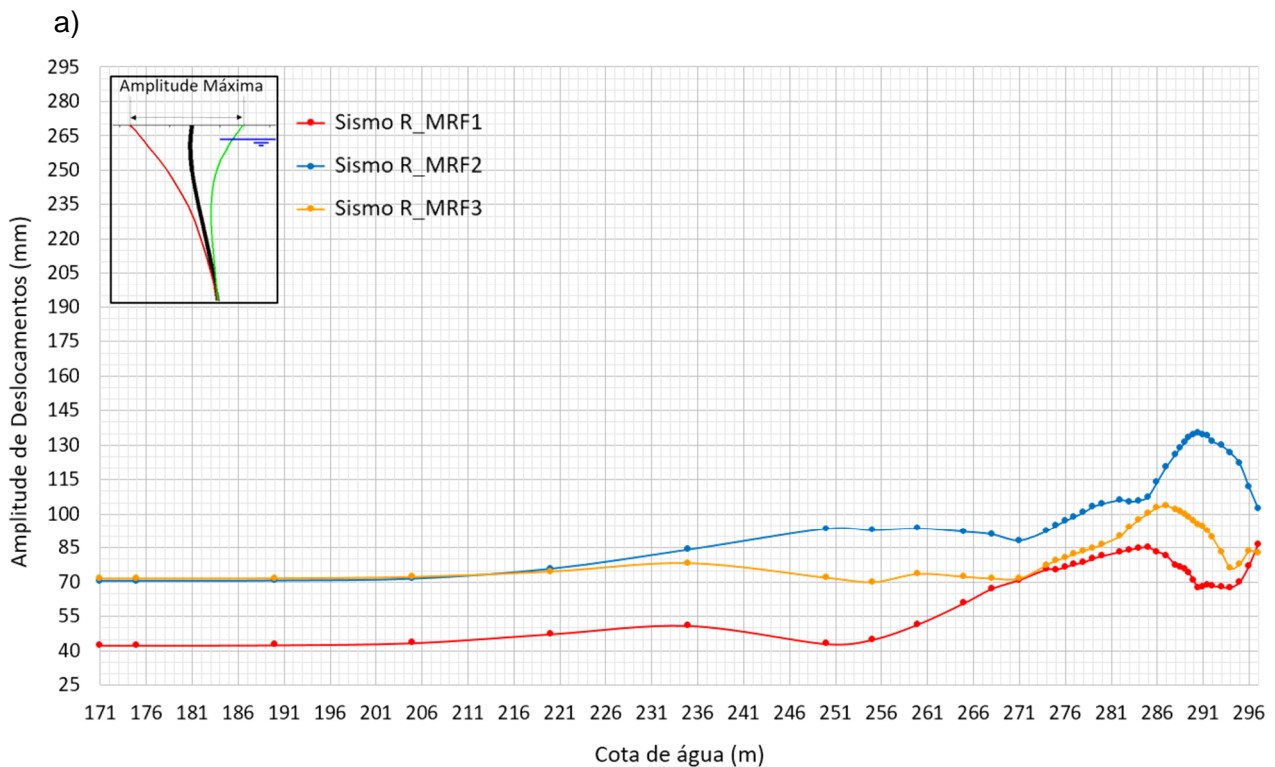
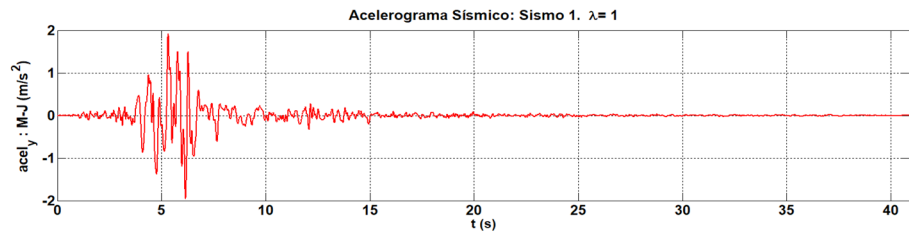
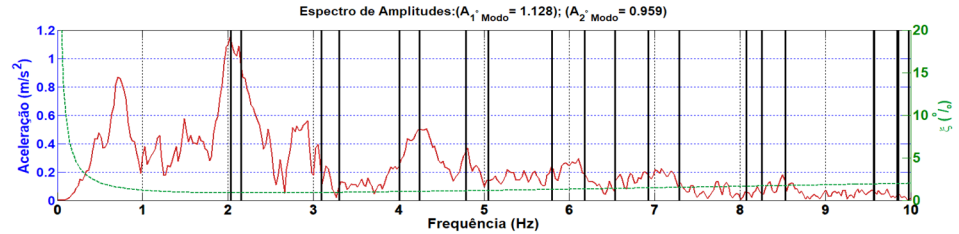


Figura 5.19 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{pico}=0,2g$) gerados com base num modelo de rotura de falha (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central,

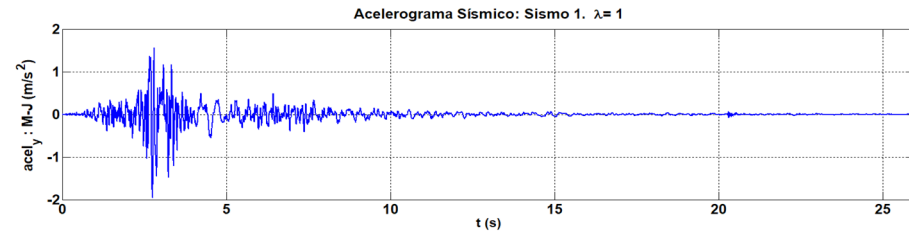
Acelerograma
Sísmico de Kobe
— Sismo Kobe



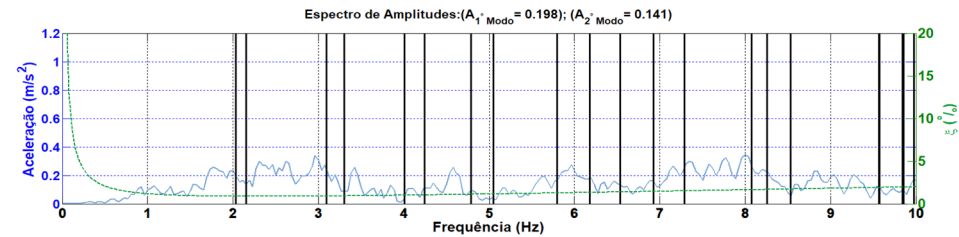
Espectro de
Amplitudes de
Fourier



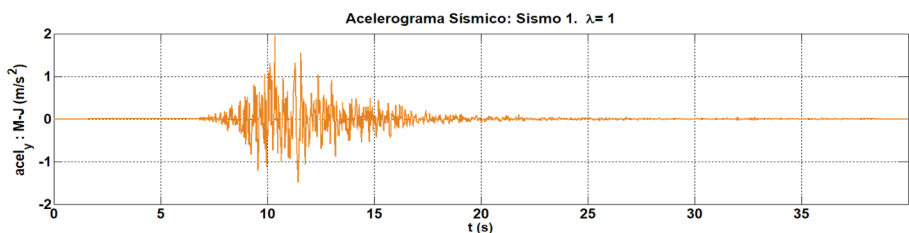
Acelerograma
Sísmico de ChiChi
— Sismo ChiChi



Espectro de
Amplitudes de
Fourier



Acelerograma
Sísmico de Nórcia
— Sismo Nórcia



Espectro de
Amplitudes de
Fourier

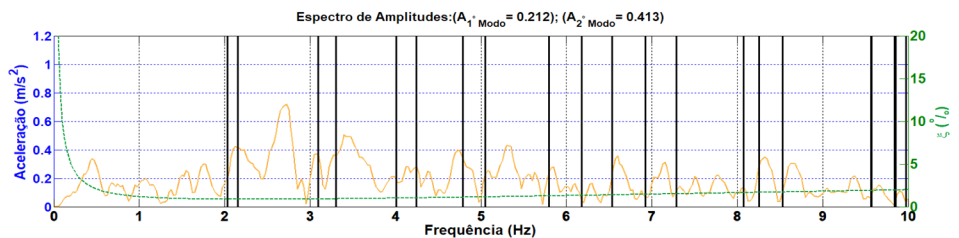


Figura 5.20 – Sismos recolhidos *in situ* e calibrados (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espetrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem).

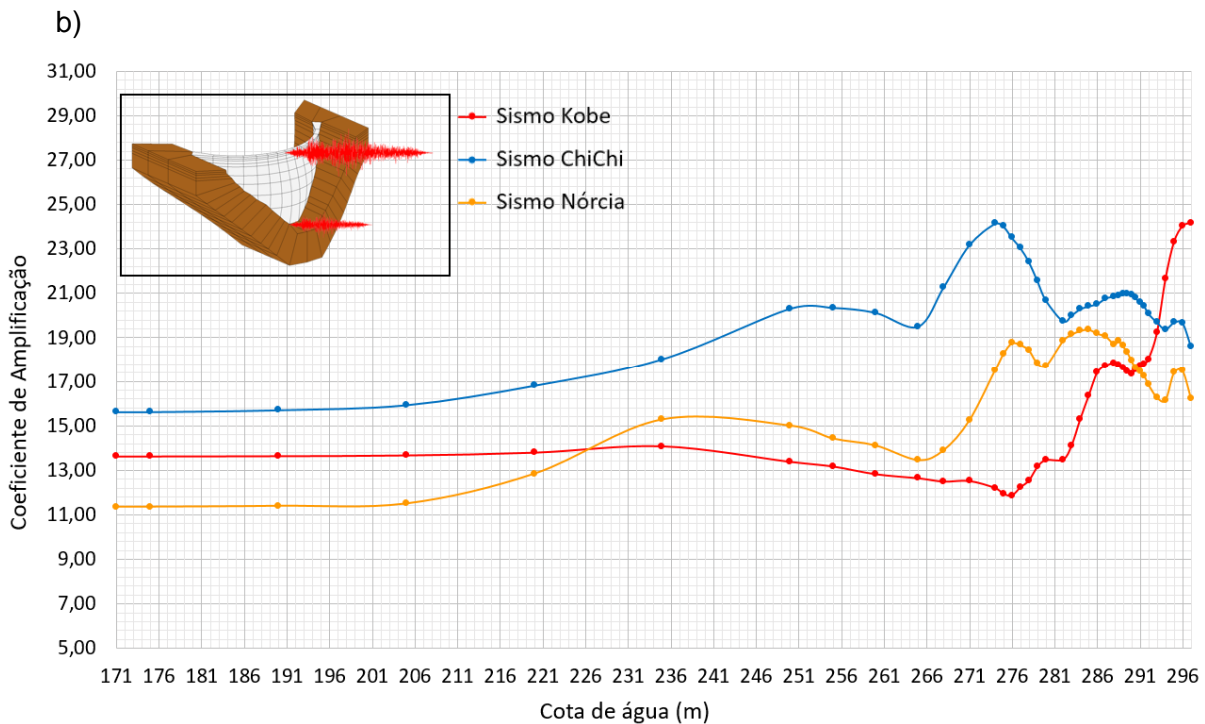
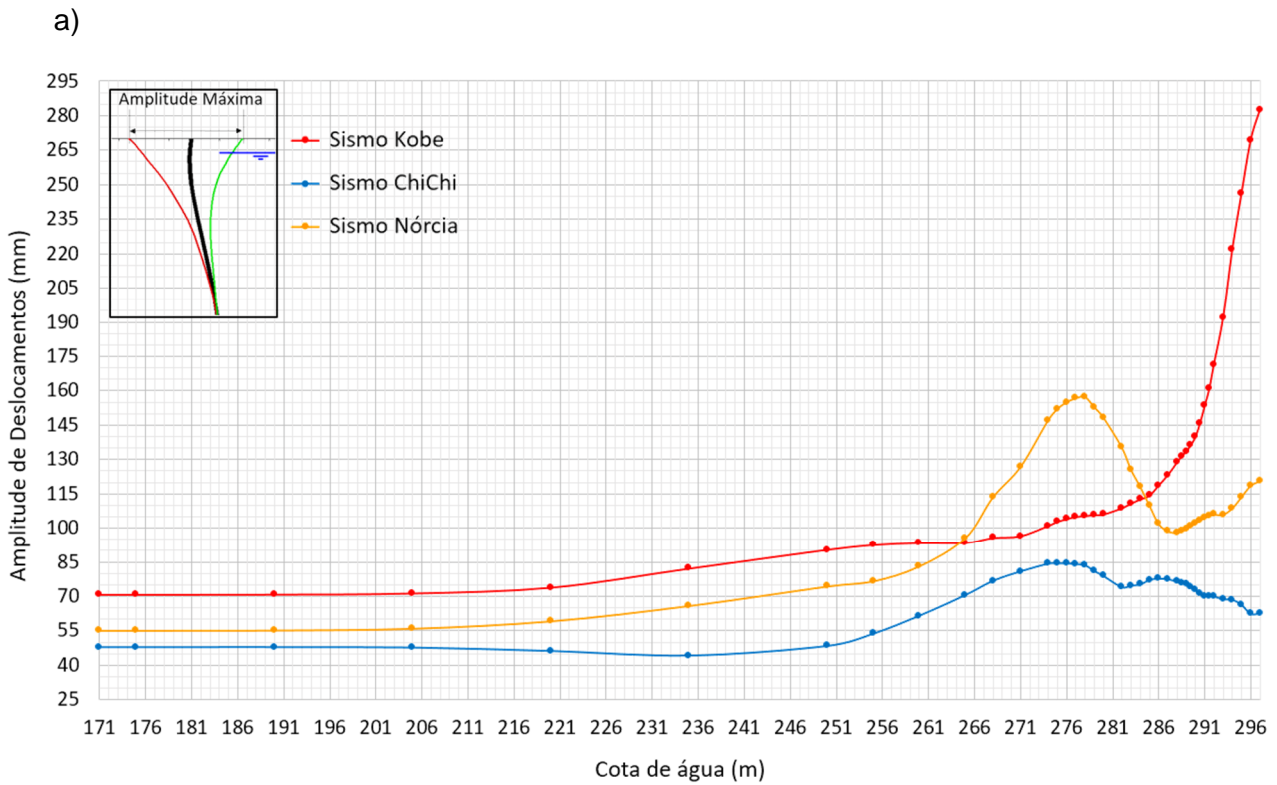


Figura 5.21 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) registrados *in situ*, considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=0,125$ e $\beta=0,0006$ (amortecimento de $\approx 1\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central,

5.8 Estudo paramétrico da resposta sísmica da barragem do Cabril para amortecimento elevado

Nesta secção apresenta-se uma análise semelhante à da anterior secção 5.7, referente ao comportamento sísmico da barragem do Cabril para várias cotas de água, considerando agora um amortecimento mais elevado: uma lei de amortecimento de Rayleigh com amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem (com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$). Da mesma forma que para o estudo realizado anteriormente, será analisada resposta para os mesmos acelerogramas sísmicos, igualmente escalados para a aceleração de pico de $0,2 g$.

5.8.1 Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio

Na Figura 5.22 apresentam-se os três acelerogramas sísmicos considerados nesta análise, “*Sismo_R_ERP1*” (vermelho), “*Sismo_R_ERP2*” (azul) e “*Sismo_R_ERP3*” (laranja) e os respetivos espectros de amplitudes de Fourier, nos quais se sobrepõe a lei de amortecimento de Rayleigh atrás referida, com amortecimento elevado, e onde se indicam, com linhas verticais, as frequências naturais da barragem para a situação de albufeira cheia.

Na Figura 5.23a pode-se observar que o valor máximo da amplitude de deslocamentos para o *Sismo_R_ERP1* ocorre para a cota 280 m com uma amplitude da ordem dos 57 mm. Contrariamente ao que acontecia anteriormente, para um amortecimento mais elevado, o *Sismo_R_ERP2* é o que apresenta o maior valor de amplitude de deslocamentos (63 mm à cota 278 m). É possível na Figura 5.23b perceber que, neste caso, o fator de amplificação da resposta, contrariamente às amplitudes de deslocamentos, atinge os valores máximos para as mesmas cotas de água na albufeira. Os valores, devido ao amortecimento, são contudo, mais baixos.

5.8.2 Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone

Na Figura 5.24 estão representados os três acelerogramas sísmicos considerados nesta análise, *Sismo_L_ERP1*” (vermelho), “*Sismo_L_ERP2*” (azul) e “*Sismo_L_ERP3*” (laranja) e os respetivos espectros de amplitudes de Fourier, nos quais se sobrepõe a lei de amortecimento de Rayleigh atrás referida, com amortecimento elevado, e onde se indicam, com linhas verticais, as frequências naturais da barragem para a situação de albufeira cheia.

Na Figura 5.25 é possível observar que o valor de amortecimento influencia diretamente a cota a que se observa a amplitude de deslocamentos máxima. Para o caso do *Sismo_L_ERP1* verifica-se que com um valor de amortecimento mais elevado, a amplitude máxima de deslocamentos é de cerca de 102 mm, ocorridos no topo da consola central (cota 297 m).

5.8.3 Análise da resposta sísmica para acelerogramas gerados a partir do modelo de rotura de falha para a barragem de Ribeiradio

Na Figura 5.26 apresentam-se três acelerogramas sísmicos “*Sismo_R_MRF1*” (vermelho), “*Sismo_R_MRF2*” (azul) e “*Sismo_R_MRF3*” (laranja) e os respetivos espectros de amplitudes de Fourier que serão utilizados nesta análise.

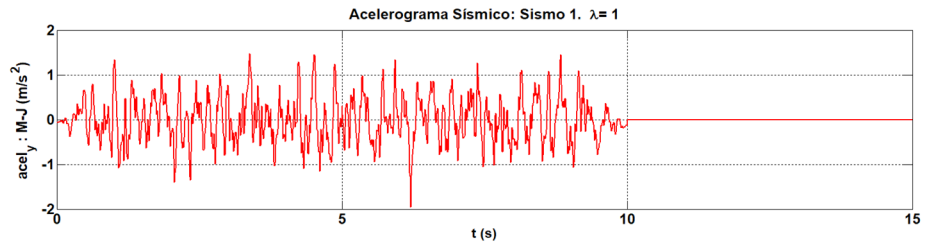
Na Figura 5.27 é possível verificar que existe uma diminuição dos valores máximos das amplitudes de deslocamentos, contudo o comportamento da estrutura para estes sismos mantém-se constante.

5.8.4 Análise da resposta sísmica para acelerogramas recolhidos in situ e escalados para aceleração de pico de 0,2g

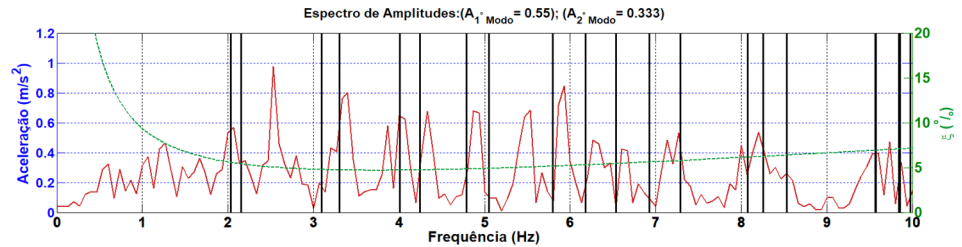
Na Figura 5.28 estão representados os três acelerogramas sísmicos considerados na análise O “*Sismo Kobe*” (vermelho), o “*Sismo ChiChi*” (azul) e o “*Sismo Nórcia*” (laranja) e os respetivos espectros de amplitudes de Fourier. Estes sismos têm uma particularidade em relação aos anteriores que é o facto de serem sismos reais, pelo que apresentam durações diferentes.

Na Figura 5.29 é possível observar que o sismo de Kobe tem um comportamento semelhante com ambas as leis de amortecimento, registando neste caso para a situação de albufeira cheia, no topo da consola central, uma amplitude de deslocamentos máximos, na ordem de 146 mm.

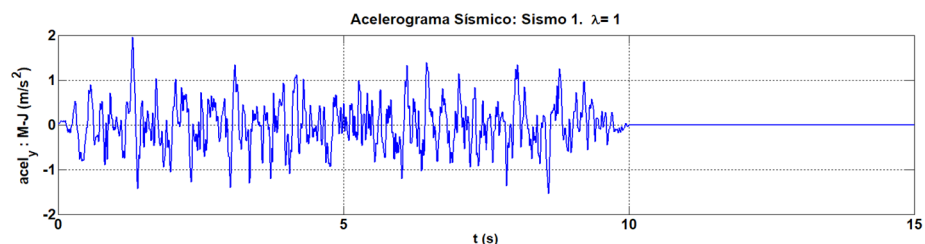
Acelerograma
Sísmico R_ERP1
— Sismo R_ERP1



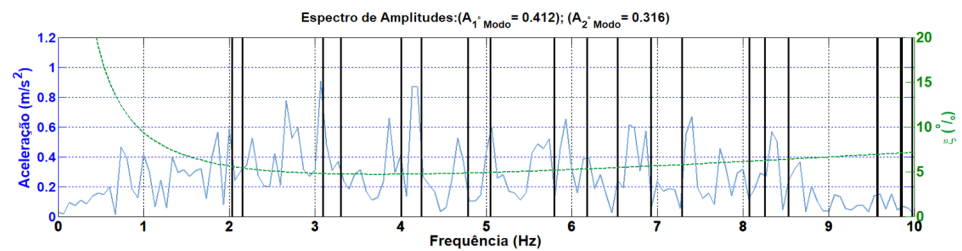
Espectro de
Amplitudes de
Fourier



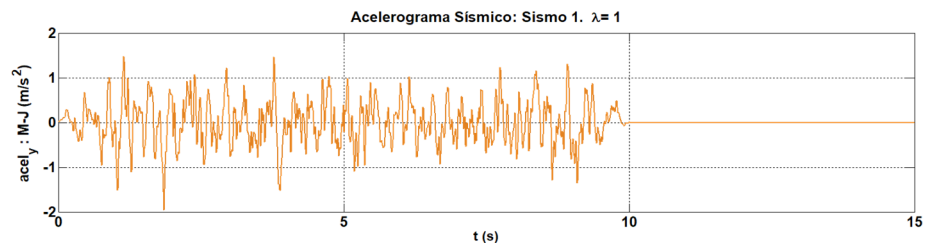
Acelerograma
Sísmico R_ERP2
— Sismo R_ERP2



Espectro de
Amplitudes de
Fourier



Acelerograma
Sísmico R_ERP3
— Sismo R_ERP3



Espectro de
Amplitudes de
Fourier

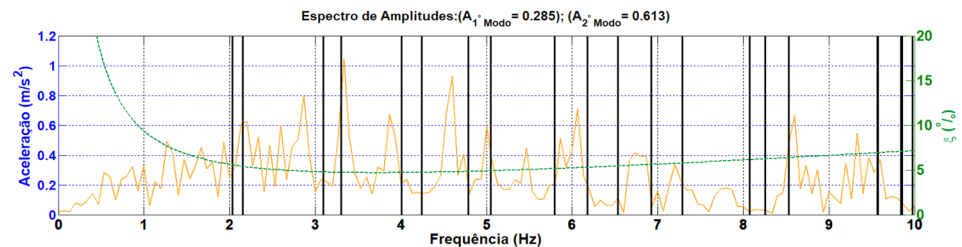


Figura 5.22 – Sísmos gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem).

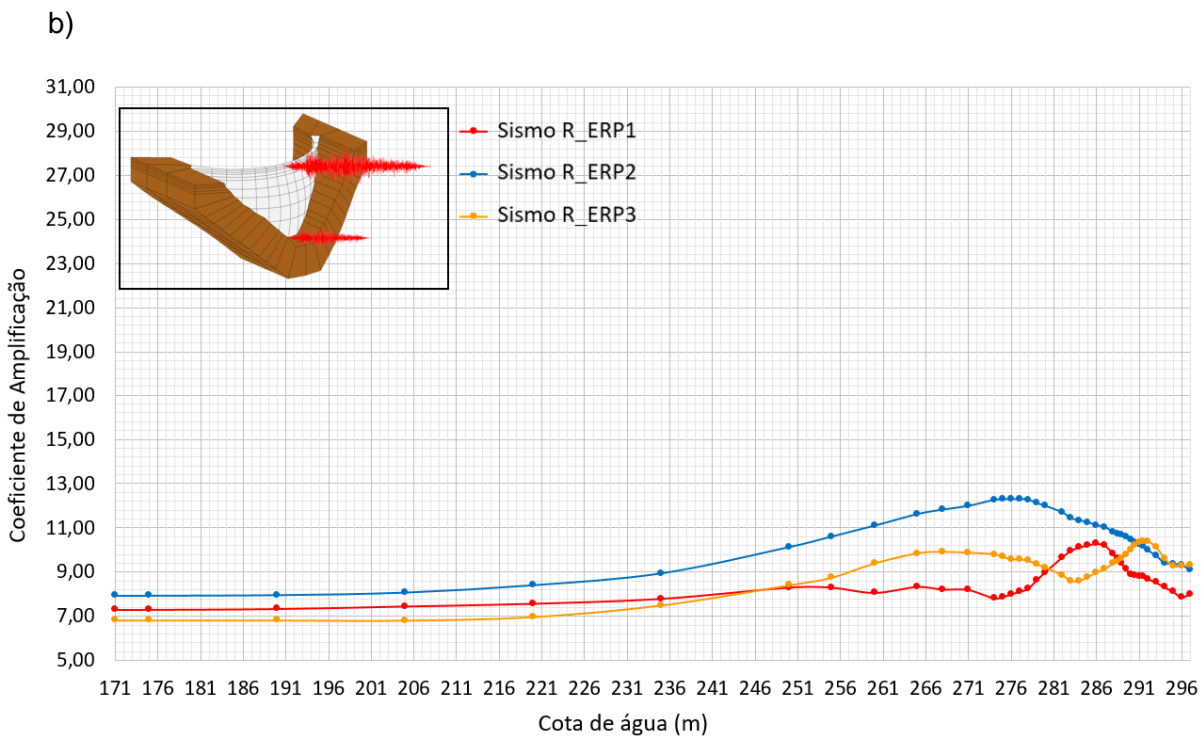
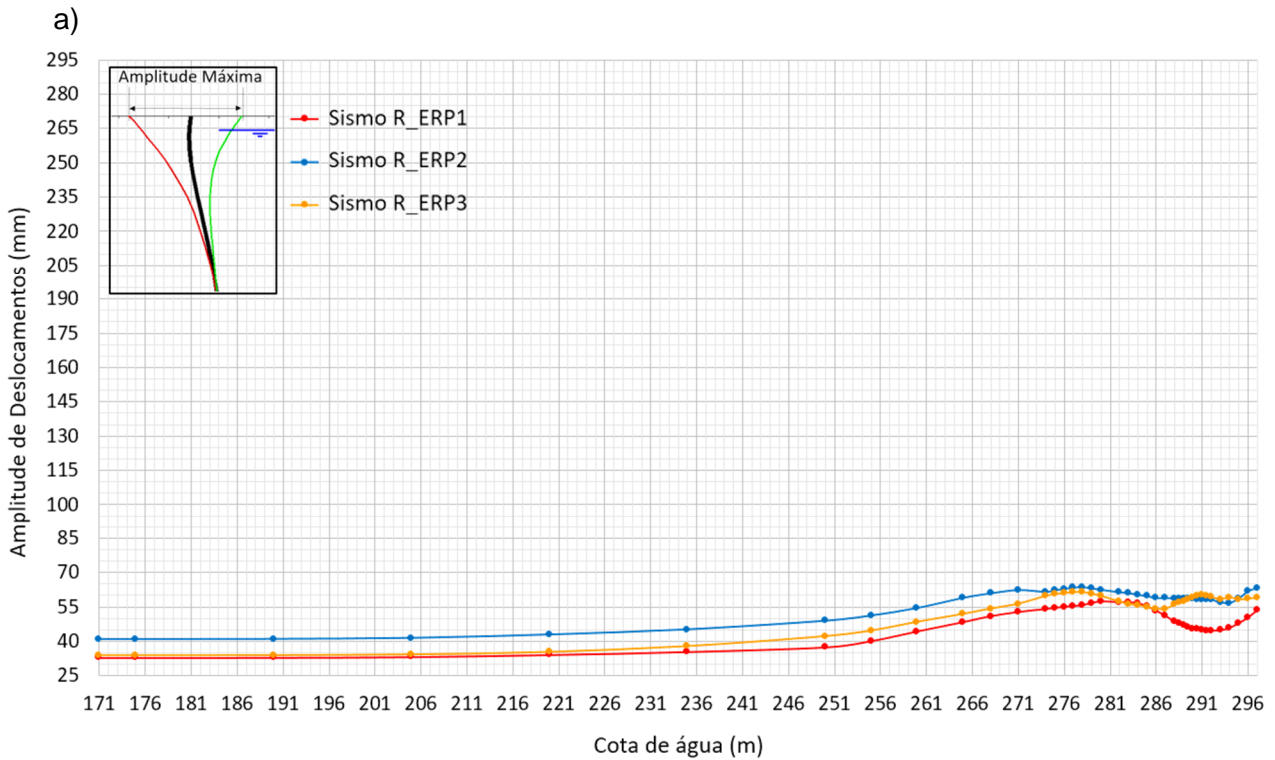
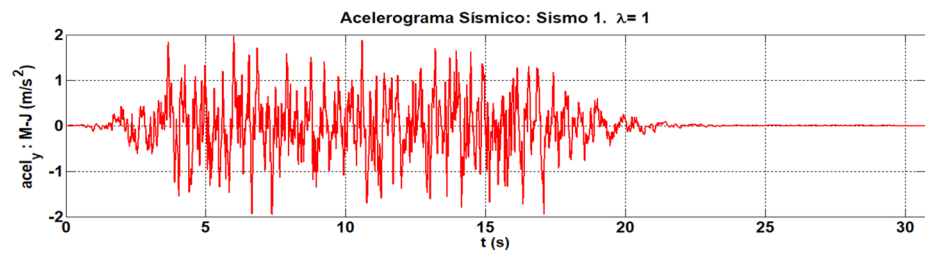
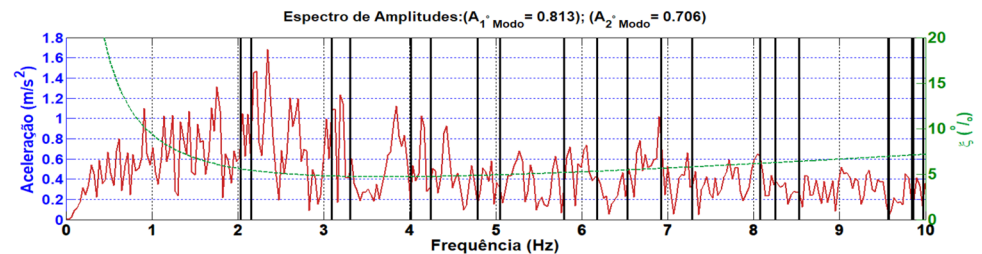


Figura 5.23 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{pico}=0,2g$) gerados a partir de um espectro de resposta (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central.

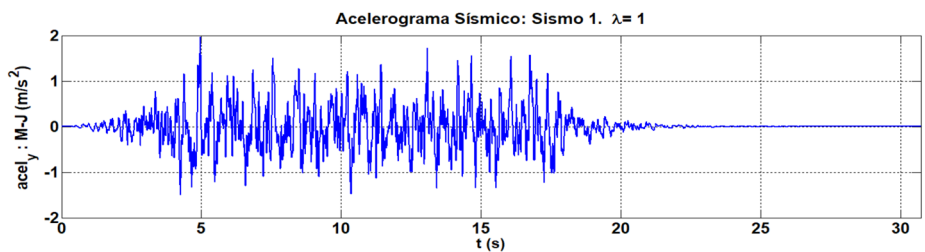
Acelerograma
Sísmico L_ERP1
— Sismo L_ERP1



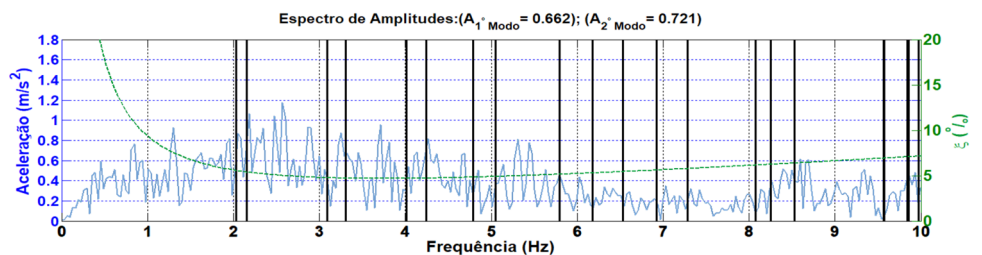
Espectro de
Amplitudes de
Fourier



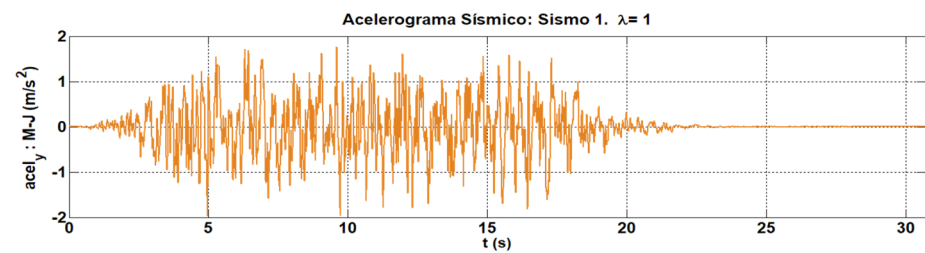
Acelerograma
Sísmico L_ERP2
— Sismo L_ERP2



Espectro de
Amplitudes de
Fourier



Acelerograma
Sísmico L_ERP3
— Sismo L_ERP3



Espectro de
Amplitudes de
Fourier

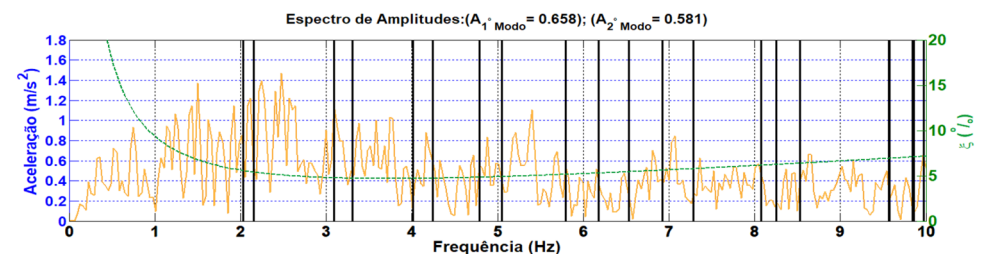


Figura 5.24 – Sismos gerados a partir de espectros de resposta de projeto para a barragem de Luzzone (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espectrais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem).

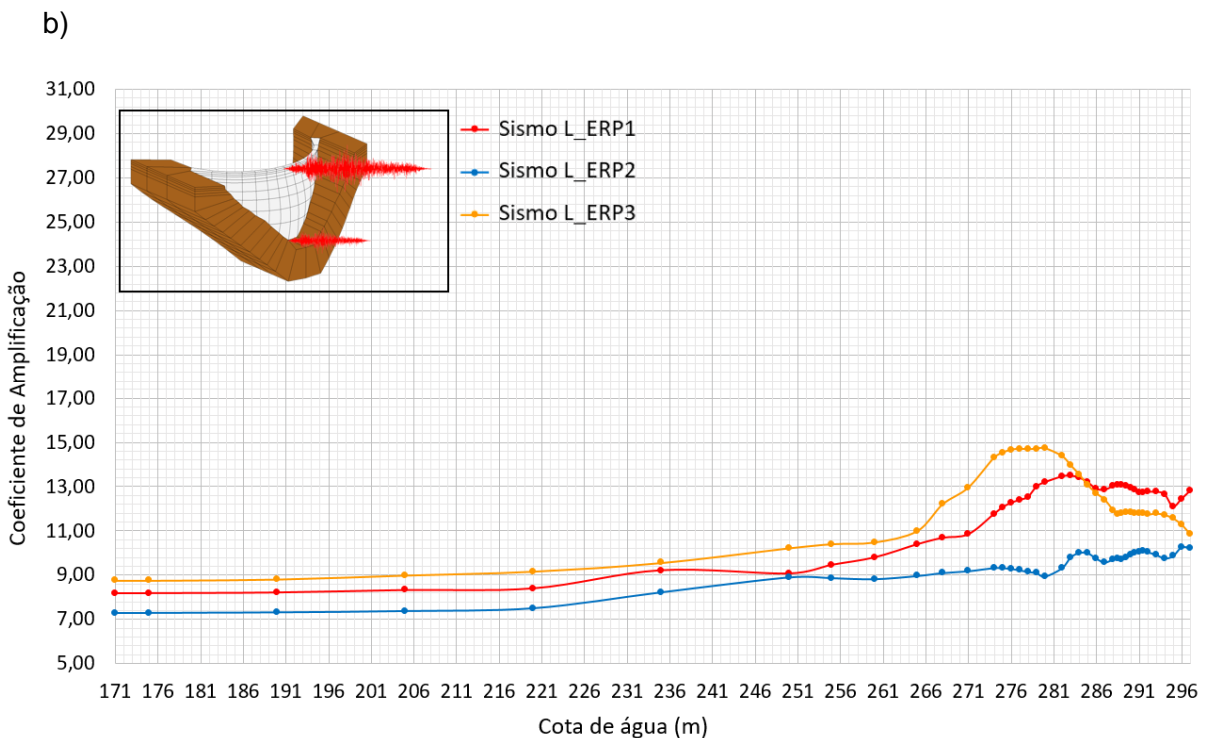
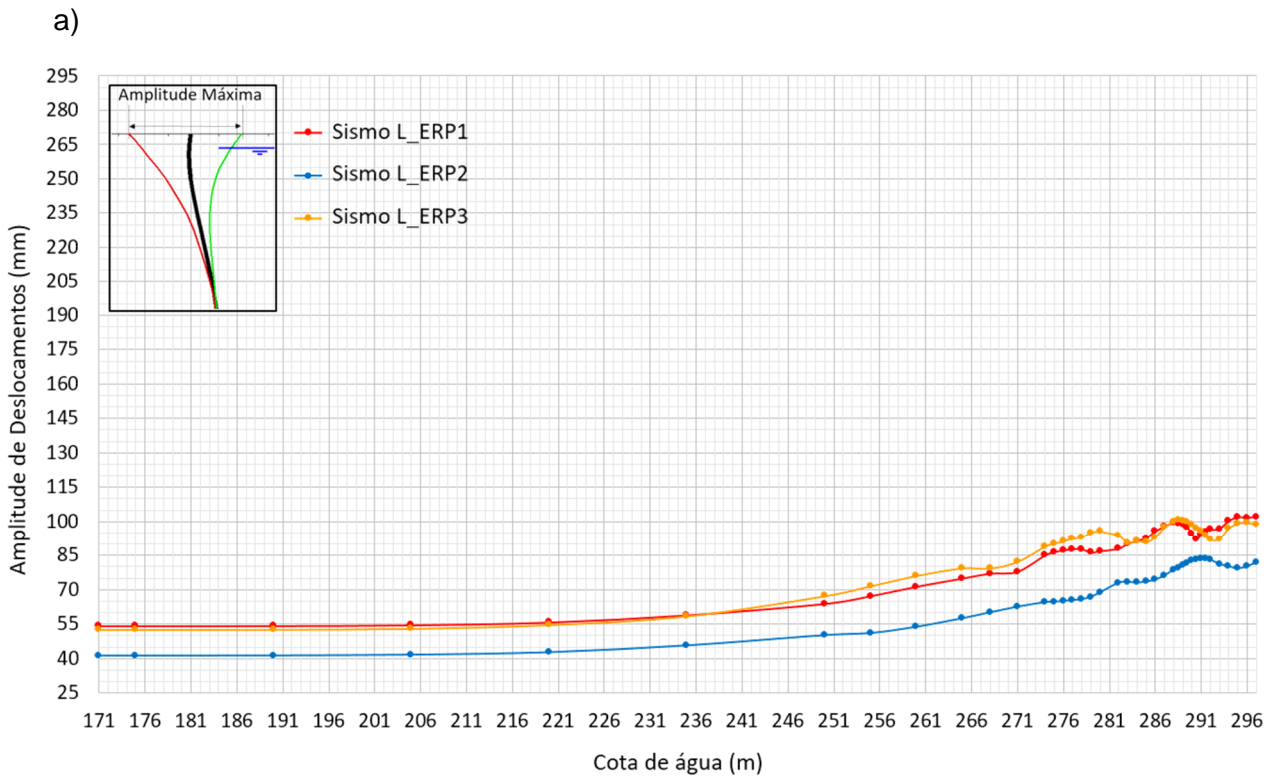
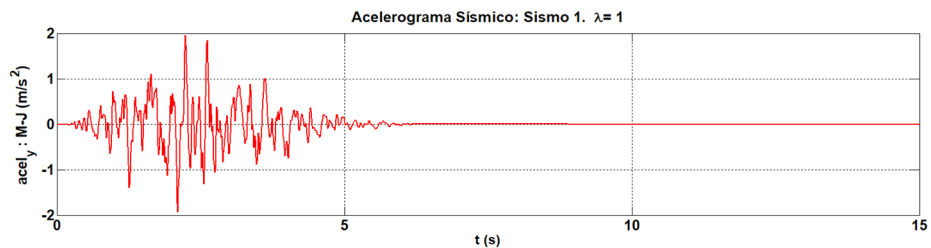
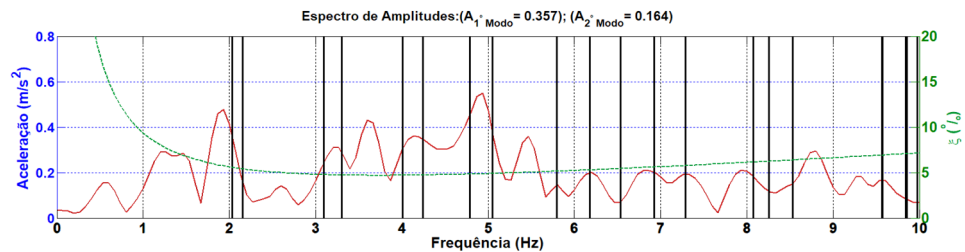


Figura 5.25 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{pico}=0,2g$) gerados a partir de um espectro de resposta (Luzzone), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central.

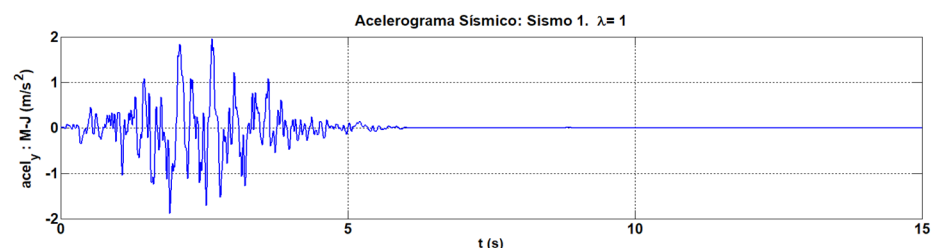
Acelerograma
Sísmico R_MRF1
— Sismo R_MRF1



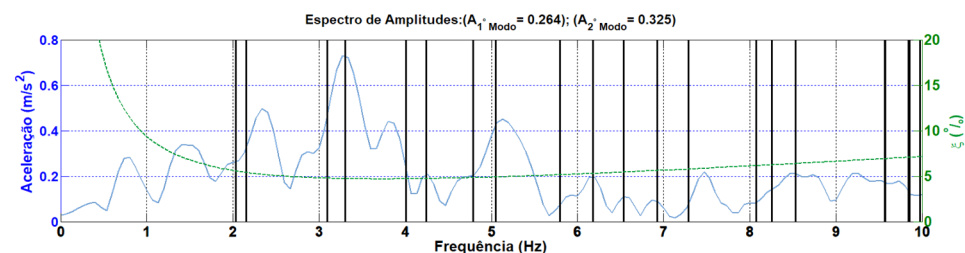
Espectro de
Amplitudes de
Fourier



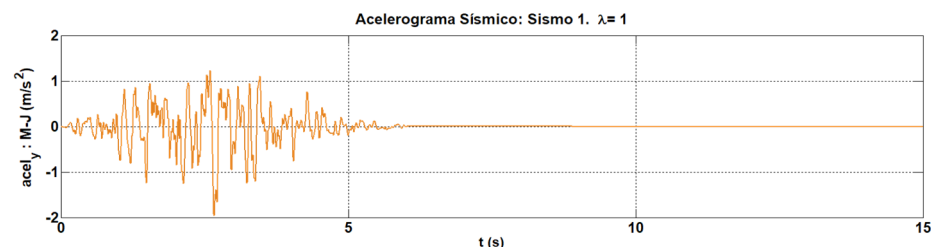
Acelerograma
Sísmico R_MRF2
— Sismo R_MRF2



Espectro de
Amplitudes de
Fourier



Acelerograma
Sísmico R_MRF3
— Sismo R_MRF3



Espectro de
Amplitudes de
Fourier

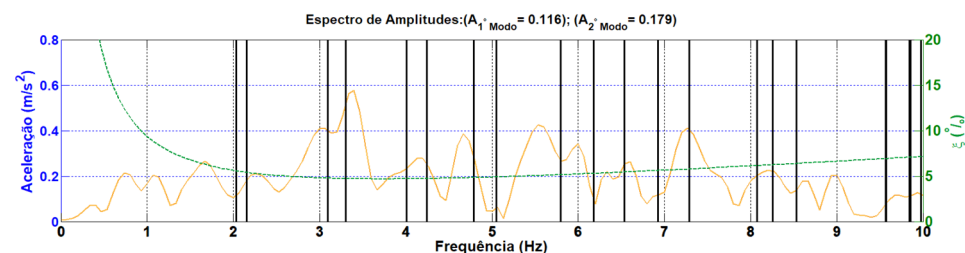


Figura 5.26 – Sismos gerados a partir do modelo de rotura de falha para barragem de Ribeiradio (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espetais apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem).

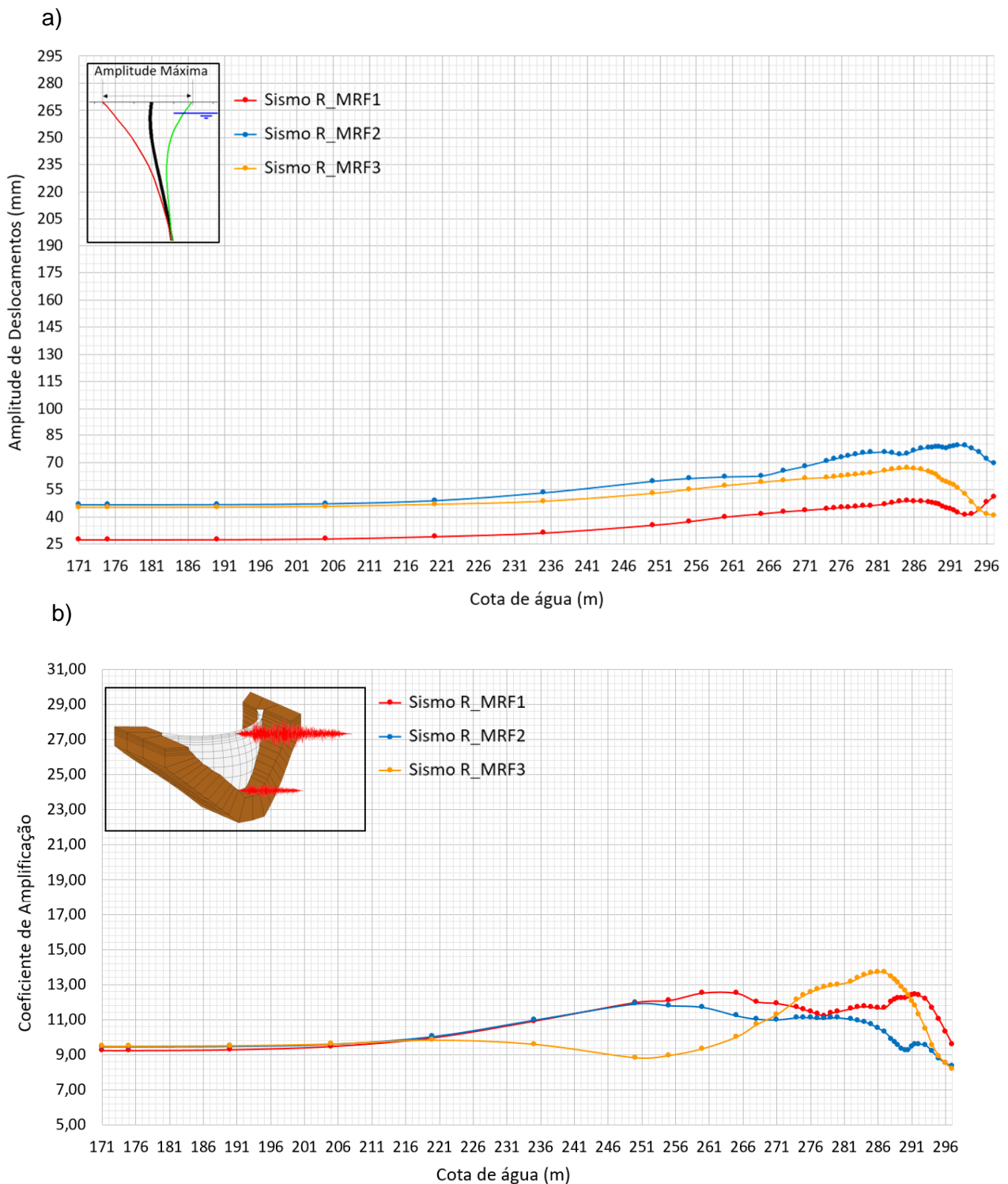
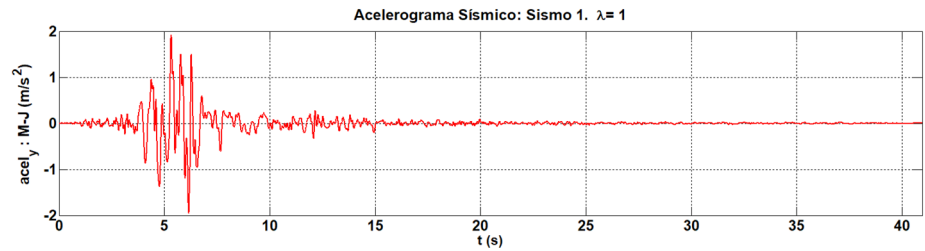
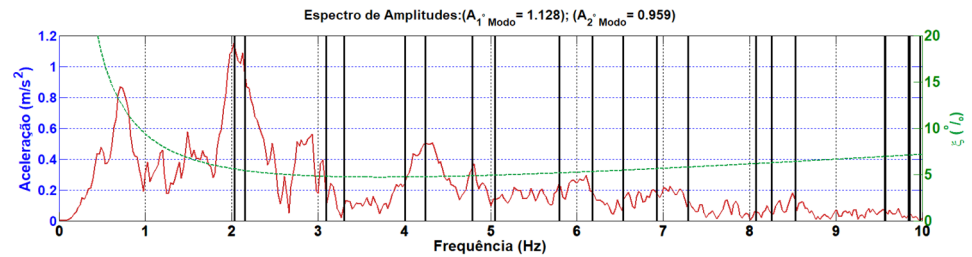


Figura 5.27 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{pico}=0,2g$) gerados com base num modelo de rotura de falha (Ribeiradio), considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central.

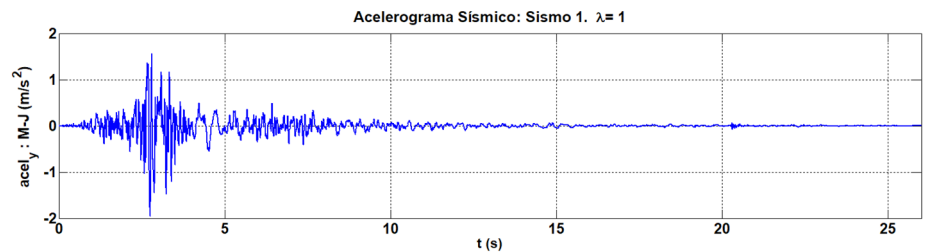
Acelerograma
Sísmico de Kobe
— Sismo Kobe



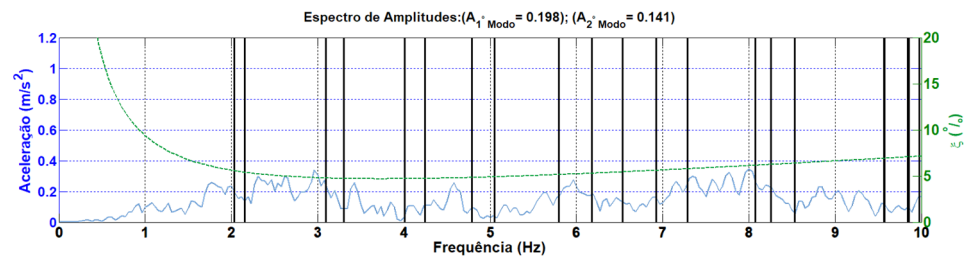
Espectro de
Amplitudes de
Fourier



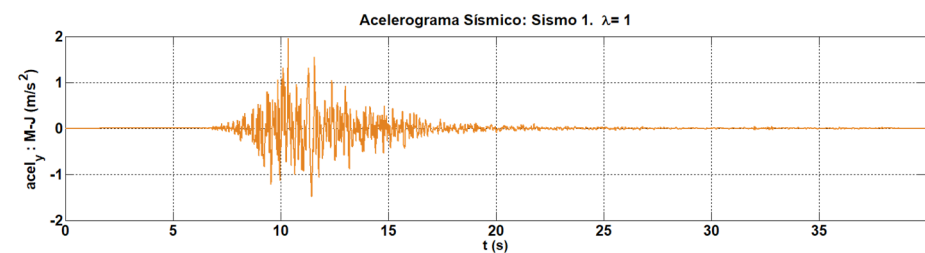
Acelerograma
Sísmico de ChiChi
— Sismo ChiChi



Espectro de
Amplitudes de
Fourier



Acelerograma
Sísmico de Nórícia
— Sismo Nórícia



Espectro de
Amplitudes de
Fourier

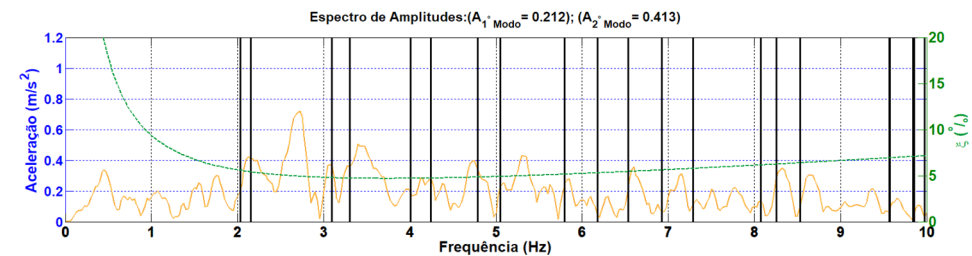


Figura 5.28 – Sismos recolhidos *in situ* e calibrados (acelerograma e respetivo espectro de amplitudes de Fourier). Nos gráficos espetraes apresentam-se as frequências naturais da barragem do Cabril para a cota de água máxima de 297 m (linhas verticais) e a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem).

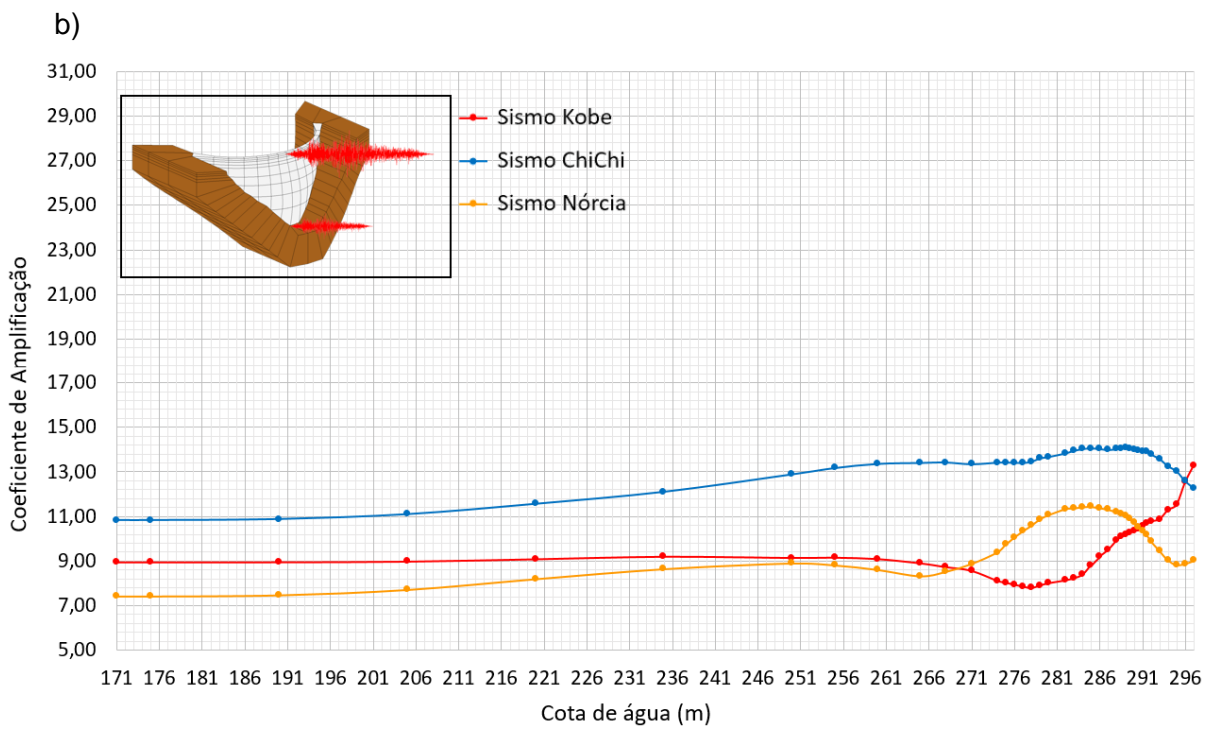
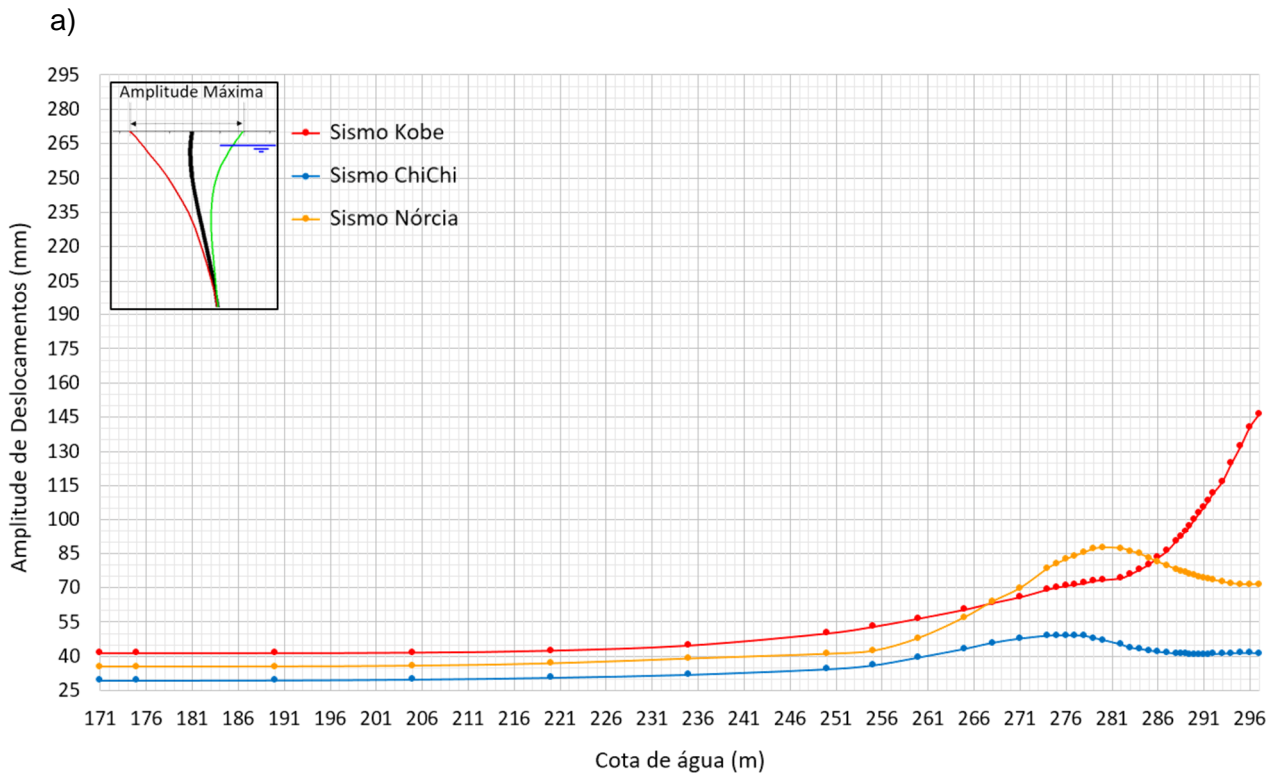


Figura 5.29 – Resposta sísmica da barragem do Cabril para várias cotas de água: estudo para três acelerogramas sísmicos ($a_{\text{pico}}=0,2g$) registrados *in situ*, considerando a lei de amortecimento de Rayleigh com $\alpha=1,1$ e $\beta=0,002$ (amortecimento de $\approx 5\%$ para a primeira frequência da barragem). a) Amplitude da resposta no topo da consola central (em mm); b) Coeficiente de amplificação das acelerações desde a base até ao topo da consola central.

5.9 Considerações Finais

Neste capítulo foi analisado o comportamento sísmico da barragem do Cabril com recurso ao programa *DynDam1.0* (programa de EF3D desenvolvido em MATLAB), considerando diversas cotas de água e diversos tipos de acelerogramas sísmicos, escalados para uma aceleração de pico de 0,2g. Efetuaram-se primeiramente cálculos com amortecimento baixo (lei amortecimento e Rayleigh com amortecimento de $\approx 1\%$ para a frequência do 1º modo da barragem) e, em seguida, com amortecimento elevado (5% na frequência da 1º modo).

Os resultados obtidos com amortecimento baixo (1%) mostraram claramente que, para os vários acelerogramas sísmicos analisados (todos escalados para uma aceleração de pico de 0,2g), a resposta máxima ocorre sempre para cotas de água elevadas mas nem sempre para a cota de água máxima. Verificou-se que, para a referida aceleração sísmica de pico de 0,2g, no caso da barragem do Cabril podem ocorrer amplitudes máximas de deslocamento sísmico no topo da consola central que variam entre valores da ordem de 70 mm até valores da ordem de 300 mm. Esta variabilidade depende essencialmente da cota de água e do conteúdo em frequência dos acelerogramas sísmicos.

Para amortecimento mais elevado (5%) a referida gama de valores da amplitude máxima do deslocamento sísmico no topo da consola central situou-se entre valores da ordem de 40 mm e 150 mm, significativamente menores que os obtidos para amortecimento baixo (1%).

Também foi efetuada uma análise em termos dos coeficientes de amplificação das acelerações entre a base e o topo da consola central. Para cotas de água elevadas, obtiveram-se amplificações da aceleração da base para o topo entre 15 e 30 vezes, para o caso de amortecimento baixo (1%), e amplificações entre 7 e 15 vezes para o caso de amortecimento elevado (5%).

6

Conclusões e perspectivas futuras

6.1 Síntese do trabalho e conclusões gerais

A maioria das grandes barragens estão localizadas em zonas sísmicas e, muitas delas, em áreas de elevada sismicidade. Um aspeto fundamental a ter em conta no controlo da segurança de barragens é a necessidade de avaliar seu comportamento sob ações sísmicas. Para tal é necessário desenvolver modelos numéricos que permitam simular adequadamente a resposta sísmica dos sistemas barragem-fundação-albufeira. Estes modelos devem ser testados e calibrados através da comparação entre resultados numéricos e experimentais obtidos através da monitorização da resposta sísmica de barragens atualmente em exploração.

Para a simulação numérica da resposta sísmica medida *in situ*, deve ser considerado o valor real do nível da água do reservatório durante um sismo, bem como o acelerograma sísmico registado na base da barragem (ao nível da inserção do maciço rochoso) e caracterizado pela sua duração, amplitude e conteúdo em frequência. Ao realizar as comparações para vários eventos sísmicos observados *in situ*, é possível calibrar e aumentar a fiabilidade dos modelos numéricos utilizados para simular a resposta sísmica de grandes barragens.

Os resultados apresentados nesta dissertação referentes à modelação e simulação numérica da resposta sísmica de sistemas barragem-fundação-albufeira permitiram contribuir para o avanço do conhecimento sobre a resposta sísmica de barragens, nomeadamente no que se refere à influência da cota da água do reservatório na resposta estrutural das barragens, para um determinado acelerograma sísmico. A modelação numérica da resposta sísmica foi realizada no domínio do tempo, com base num modelo clássico, utilizando elementos finitos 3D (com 20 nós) para discretizar a barragem e a fundação, tendo-se adotado a hipótese de massas de água associadas propostas por Westergaard para simular as pressões hidrodinâmicas.

Apresentaram-se resultados referentes à análise sísmica da barragem do Cabril, utilizando vários acelerogramas sísmicos, com diferentes conteúdos em frequência, que foram escalados para uma aceleração de pico de 0,2 g. Foram considerados três tipos de acelerogramas sísmicos: i) gerados com modelos de rotura de falha desenvolvido no LNEC; ii) gerados através do programa

SIMQKE, diretamente a partir de espectros de resposta; e iii) acelerogramas sísmicos correspondentes a sismos reais medidos. Foi apresentado o programa *DynDam1.0* de EF3D, desenvolvido em MATLAB, o qual foi utilizado para os cálculos sísmicos da barragem do Cabril.

A análise do comportamento sísmico da barragem do Cabril foi efetuada considerando diversas cotas de água e diversos tipos de acelerogramas sísmicos, escalados para uma aceleração de pico de 0,2g. Efetuaram-se cálculos com amortecimento baixo (1%) e com amortecimento elevado (5%).

Os resultados obtidos com amortecimento baixo permitiram concluir que, para os vários acelerogramas sísmicos analisados (todos escalados para uma aceleração de pico de 0,2g), a resposta máxima ocorre sempre para cotas de água elevadas mas nem sempre para a água à cota do coroamento. Verificou-se que, para a referida aceleração sísmica de pico de 0,2g, no caso da barragem do Cabril podem ocorrer amplitudes máximas de deslocamento sísmico no topo da consola central que variam entre valores da ordem de 70 mm até valores da ordem de 300 mm. Esta variabilidade depende essencialmente da cota de água e do conteúdo em frequência dos acelerogramas sísmicos.

Para amortecimento mais elevado (5%) a referida gama de valores da amplitude máxima do deslocamento sísmico no topo da consola central situou-se entre valores da ordem de 40 mm e 150 mm, significativamente menores que os obtidos para amortecimento baixo (1%).

Também foi efetuada uma análise em termos dos coeficientes de amplificação das acelerações entre a base e o topo da consola central. Com esta análise conclui-se que para cotas de água elevadas, obtêm-se amplificações da aceleração da base para o topo entre 15 e 30 vezes, para o caso de amortecimento baixo (1%), e amplificações entre 7 e 15 vezes para o caso de amortecimento elevado (5%).

6.2 Trabalhos desenvolvidos

No âmbito desta dissertação foram realizados dois estudos: um de teste referente ao modelo de um edifício de 3 pisos e outro referente ao comportamento sísmico da barragem do Cabril, considerando várias cotas de água. Para o estudo do comportamento sísmico da barragem do Cabril, foi utilizado, como já referido, o programa de EF3D, *DynDam1.0*.

De entre as principais contribuições desta dissertação podem ser destacadas as seguintes:

- Síntese das formulações utilizadas na análise dinâmica, nomeadamente formulação clássica (em deslocamentos) e formulação de estado (em deslocamentos e velocidades).

- Apresentação dos fundamentos do Método dos Elementos Finitos (MEF), na perspectiva do desenvolvimento de modelos numéricos para análise sísmica de sistemas barragem-fundação-albufeira.
- Apresentação dos fundamentos do modelo clássico massas de água associadas, para a análise do sistema barragem-albufeira.
- Contribuição para o desenvolvimento do programa *DynDam1.0*, nomeadamente ao nível da interface com o utilizador e geração de gráficos para análise de resultados;
- Apresentação de metodologias para a obtenção de acelerogramas sísmicos.
- Análise sísmica da barragem do Cabril, considerando, para um dado sismo, várias cotas de água. Para cada uma dessas cotas de água, determinou-se a amplitude máxima de deslocamentos no topo da consola central e o coeficiente de amplificação da aceleração desde a base até ao coroamento da barragem.
- Enfatização de que para acelerogramas sísmicos gerados a partir de um mesmo espetro de resposta correspondem espetros de amplitudes de Fourier distintos, pelo que a resposta sísmica de uma barragem, para uma mesma cota de água, pode ser completamente diferente para acelerogramas gerados a partir do mesmo espetro de resposta, mesmo que escalados para a mesma aceleração de pico.

6.3 Desenvolvimentos futuros

Os resultados obtidos apontam essencialmente para a necessidade de obter mais dados experimentais sobre a resposta dinâmica de grandes barragens, nomeadamente sob ações sísmicas de média ou grande intensidade. Só com estes dados será possível verificar a fiabilidades dos novos modelos numéricos atualmente em fase de desenvolvimento. Para tal é necessário continuar a investir na instalação de sistemas para a monitorização de vibrações em barragens situadas em zonas sísmicas. Estes sistemas devem ser preparados para medir a resposta dinâmica das obras em contínuo, com múltiplos sensores no corpo das obras e na rocha da fundação envolvente, preparados para registar todo o tipo de vibrações decorrentes de ações sísmicas de diferente intensidade e de outro tipo de ações dinâmicas como excitação ambiente ou excitações associada à operação dos órgãos de segurança e exploração das obras.

Bibliografia

- Alegre, A. (2015). Análise do Comportamento Sísmico da Barragem de Luzzone. Desenvolvimento de um programa de EF3D utilizando uma formulação em deslocamentos e pressões. *Dissertação de Mestrado. ISEL*. Lisboa.
- Alegre, A., Oliveira, S., Espada, M., Câmara, R., & Lemos, J. (2016). Pressões hidrodinâmicas em barragens abóbada. Resultados numéricos e experimentais. *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões*, 55-62.
- Alves, S. W. (2004). Nonlinear analysis of Pacoima dam with spatially nonuniform ground motion. *Thesis*. California: California Institute of Technology.
- Anderson, C., Mohorovic, C., Mogck, L., Cohen, B., & Scott, G. (Dezembro de 1998). Concrete Dams Case Histories of Failures and Nonfailures with back calculations. U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation Dam Safety Office.
- APA. (2017). *Agência Portuguesa do Ambiente*. Obtido em 2017, de <https://www.apambiente.pt/index.php?ref=16&subref=7&sub2ref=31&sub3ref=1286>
- Carvalho, A. (2007). Modelação estocástica da ação sísmica em Portugal continental. *Tese de Doutoramento, realizada no LNEC. IST*. Lisboa.
- ChengduEngineeringCorporation. (2017). *Powerchina Chengdu Engineering Corporation Limited*. Obtido em 2017, de <http://www.chidi.com.cn/en/1686.html>
- Chopra, A. (1994). Earthquake analysis, design, and safety evaluation of concrete arch dams. *10th World Conference on Earthquake Engineering*. Rotterdam.
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall.
- Chopra, A. (2008). Earthquake analysis of arch dams: factors to be considered. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. China.
- Chopra, A., & Wang, J. (2012). Comparison of Recorded and Computed Earthquake Response of Arch Dams. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.
- CNPGB. (2017). *Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens*. Obtido em 2017, de http://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Lista.htm

- Darbre, G. R. (2000). Strong-Motion records at large dams. *Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland.
- Duni, L., Kuka, N., Hoxha, I., & Kuka, S. (2008). Seismic hazard assessment and strong motion monitoring of dams in Albania. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. China.
- Espada, M. (2010). Desenvolvimento de modelos para análise dinâmica de estruturas. Aplicação a barragens de betão e estruturas auxiliares. *Dissertação de Mestrado*. ISEL. Lisboa. .
- GeoSIG. (2017). *GeoSIG Ltd*. Obtido em 2017, de <https://www.geosig.com>
- Gomes, J. P., & Carvalho, E. (2014). Ensaios de vibração forçada para a caracterização do comportamento dinâmico de barragens de betão. Aplicação à barragem de Cahora Bassa. *5as Jornadas Portuguesas da Engenharia de Estruturas*.
- Gutierrez, D. (2001). Strong Motion Instruments on California Dams. Em C. o.-M. Systems (Ed.), *Invited Workshop on Instrumental Diagnostics of Seismic Response of Bridges and Dams*. Obtido em 2017, de http://www.cosmos-eq.org/events/Dam_WS/index.html
- Hansen, K. D., & Nuss, L. K. (27 de Setembro de 2011). *International Water Power & Dam construction*. Obtido em 2017, de <http://www.waterpowermagazine.com/features/featurelessons-learned-from-the-earthquake-performance-of-concrete-dams/>
- Harder Jr., L. F., Kelson, K. I., Kishida, T., & Kayen, R. (Junho de 2011). Preliminary Observations of the Fujinuma Dam Failure Following the March 11, 2011 Tohoku Offshore Earthquake, Japan. *Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER)*.
- ICOLD. (Agosto de 2017). *International Commission Of Large Dams*. Obtido de ICOLD: <http://www.icold-cigb.org>
- IST. (2017). Obtido de Instituto Superior Técnico: <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779573656294/Aula13-14.pdf>
- Kinematics. (2017). *Kinematics*. Obtido em 2017, de <https://kinematics.com/products/accelerographs-and-accelerometers/>
- MarkedbyTeachers. (2017). *Marked by Teachers*. Obtido em 2017, de <http://www.markedbyteachers.com/as-and-a-level/geography/the-global-distribution-of-geophysical-hazards.html>
- Mendes, P. (2010). Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão. *Tese de doutoramento*. FEUP/LNEC.
- NP EN 1998-1. (2010). Eurocódigo 8 – “Projecto de estruturas resistentes aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”. Bruxelas: CEN.

- Okuma, N., Ikeda, K., Mazda, T., Kanazawa, K., & Nagata, S. (2012). Structural Monitoring Test for and Aged Large Arch Dam Based On Ambient Vibration Measurement. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Oliveira, S., & Espada, M. (2012). 1º Curso de Freemat/MATLAB, 10 a 22 setembro 2012. ISEL. Lisboa.
- Oliveira, S. (2000). Modelos para a Análise do Comportamento de Barragens de Betão Considerando a Fissuração e os Efeitos do Tempo. Formulações de Dano. *Tese de doutoramento*. Porto.
- Oliveira, S. (2002). Sistemas de monitorização em contínuo para avaliação do comportamento dinâmico de barragens abóbada, Sub-programa D. In: "Estudo de processos de deterioração evolutiva em barragens de betão. Controlo da segurança ao longo do tempo. *Programa de Re-equipamento Científico da FCT (REEQ/815/ECM/2005)*. LNEC-FEUP.
- Oliveira, S. (2007). Matemática Aplicada à Engenharia Civil. *Folhas de apoio às aulas de Laboratório*. Lisboa: ISEL.
- Oliveira, S. (2013). Análise de Fourier e Aplicações em Dinâmica de Estruturas. Em F. P. Costa, J. Pinto, & J. Buescu, *Matemática do Planeta Terra* (pp. 235-284). Lisboa.
- Oliveira, S. (2016). Elementos de apoio às aulas de Modelação Estrutural com Elementos Finitos. ISEL, Lisboa. Obtido em 2017, de <http://meefisel.wixsite.com/meef>
- Oliveira, S., & Espada, M. (2013). Modulação computacional em MATLAB. Dos fundamentos às aplicações (2º Curso de MATLAB), Folhas de apoio. Lisboa: LNEC.
- Oliveira, S., & Silvestre, A. (2016). *Barragem do Cabril. Sistema para monitorização de vibrações em contínuo. Medição e análise automática da resposta dinâmica sob excitação ambiente/operacional e sob ações sísmicas*. Lisboa: LNEC.
- Oliveira, S., & Toader, A. M. (2010). Finding the elastic coefficients of a damaged zone in a concrete dam using material optimization to fit the measured natural frequencies. *IV European Conference on Computational Mechanics*. Paris, France.
- Oliveira, S., & Toader, A. M. (2012). Damage identification in a concrete dam by fitting measured modal parameters. *Journal of Engineering Mathematics*, 13, pp. 2888-2899.
- Oliveira, S., Alegre, A., Espada, M., & Câmara, R. (2016). Modelos de interação dinâmica água-estrutura na análise sísmica de barragens abóbada em regime elástico-linear. Apliação à barragem do Luzzone. *10º Congresso Nacional de sismologia e Engenharia sísmica*. Lisboa.
- Oliveira, S., Espada, M., & Câmara, R. (2012). Long-term dynamic monitoring of arch dams. The case of Cabril Dam. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.

- Oliveira, S., Espada, M., & Silvestre, A. (2016). Sistemas para monitorização do comportamento dinâmico de barragens de betão. *10º Congresso Nacional de Engenharia Sísmica*. Lisboa.
- Oliveira, S., Rodrigues, J., Mendes, P., & Costa, A. C. (2003). Monitorização e modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão. *VII Cong. App. Computa. Mechanics*. Univ. Évora.
- Oliveira, S., Silvestre, A., & Câmara, R. (2014). *Barragem do Ribeiradio. Obra construída. Verificação da segurança estrutural para ações estáticas e dinâmicas. Cenários correntes de rotura*. LNEC, Lisboa.
- Oliveira, S., Silvestre, A., Espada, M., & Câmara, R. (2014). Modeling the dynamic behaviour of dam-reservoir-foundation systems considering generalized damping. Development of a 3DFEM state formulation. *EURODyn 2014. FEUP*. Porto.
- Osório, A. (2015). Identificação modal e simulação da resposta sísmica em barragens abóbada. *Dissertação de Mestrado. ISEL*. Lisboa.
- Pereira, S., Magalhães, F., Gomes, J., Cunha, Á., & V.Lemos, J. (2017). Installation and results from the first 6 months of operation of the dynamic monitoring system of Baixo Sabor arch dam. X international conference on Structural Dynamics, EURO DYN 2017.
- Rogers, D. J. (2012). Dams and Disasters: A brief overview of dam building triumphs and tragedies in California's past. *California Colloquium on Water Lectures*. Berkeley. Obtido em 2017, de https://web.mst.edu/~rogersda/dams_of_ca/Dams-of-California-Presentation-2012.pdf
- Salvado, P. (2014). Modelação e monitorização do comportamento dinâmico de barragens abóbada. Identificação modal automática. *Dissertação de Mestrado, ISEL*. Lisboa.
- Sarkar, R., Paul, D., & Stempniewski, L. (Junho de 2007). Influence of reservoir and foundation on the nonlinear dynamic response of concrete gravity dams. *ISSET Journal of Earthquake and Technology, Paper No.490, Vol. 44, No. 2, 337-389*.
- Silvestre, A. (2012). Modelação do comportamento dinâmico de sistemas Barragem-Fundação-Albufeira. Formulação no espaço de estados com amortecimento generalizado. *Dissertação de Mestrado, ISEL*. Lisboa.
- Westergaard, H. M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. ASCE.
- Wieland, M. (2008). Large dams the first structures designed systematically against earthquakes. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. October, Beijing, China.
- Wieland, M. (2014). Seismic Hazard and Seismic Design and Safety Aspects of Large Dam Projects. Em *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology* (pp. 627-650). Springer International Publishing.

Wikipédia. (2017). Obtido em 2017, de <https://en.wikipedia.org>

WordPress. (2017). *Blog scarneckarpit*. Obtido em 2017, de WordPress.com:
<https://scarneckarpit.wordpress.com/tag/koyna-dam>

Yang, J., Jin, F., Wang, J.-T., & Kou, L.-H. (2017). System identification and modal analysis of an arch dam based on earthquake response records. Em D. Beskos, A. Elgamar, & M. Erdik, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (pp. 109-121).

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

Zienkiewicz, O., Taylor, R., & Zhu, J. (2005). *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals* (6th ed.). Elsevier Butterworth-Heinemann.