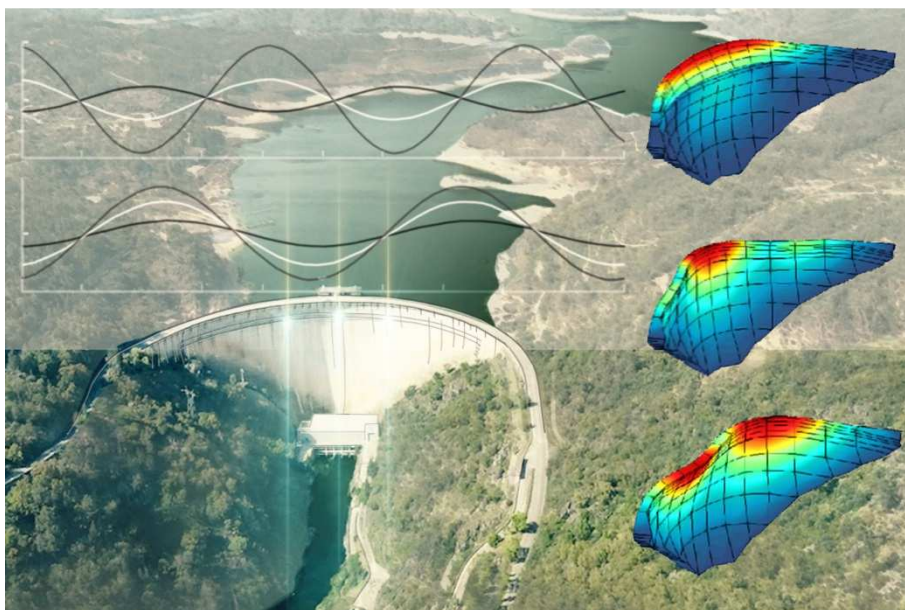




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil

ISEL



MODELAÇÃO E MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS ABÓBADA. IDENTIFICAÇÃO MODAL AUTOMÁTICA

PATRÍCIA SANTOS SALVADO
Licenciada 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 (LNEC/ISEL)

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

Vogais:
Mestre, Margarida Isabel Ramalho Espada (LNEC)
Doutor, Sérgio Bruno Martins de Oliveira (LNEC/ISEL)

Dezembro de 2014

Agradecimentos

Gostaria de agradecer ao Engenheiro Sérgio Oliveira pela oportunidade de realizar a minha tese de mestrado sob sua orientação, da constante motivação, empenho e sabedoria que me transmitiu para a concretização deste trabalho.

Agradeço também aos meus pais, Albino e Esmeralda, à minha irmã e namorado, Ana Marta e João, à minha avó Ana Rosa que sempre estiveram presentes e me apoiaram. Agradeço em especial ao Iúri pela paciência e constante apoio que me sempre dedicou.

Agradeço também à companhia dos meus colegas durante o desenvolvimento do trabalho: André Osório, Diogo Rebelo, Emanuel Mendes e André Silvestre.

Por fim, agradeço ao LNEC a possibilidade de realizar a tese de mestrado no Departamento de Barragens de Betão (Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas).

MODELAÇÃO E MONITORIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS ABÓBADA. IDENTIFICAÇÃO MODAL AUTOMÁTICA

Resumo

Na generalidade dos países com atividade sísmica, a regulamentação em vigor relativa à segurança de barragens indica que para as obras de maior risco potencial é necessário instalar equipamentos que permitam a medição da resposta sob ações sísmicas. A vantagem dos atuais sistemas de monitorização de vibrações em contínuo é que permitem não só medir e armazenar os registos de acelerações durante os sismos mas também antes e depois, o que é fundamental para avaliar se a atuação do sismo provocou danos estruturais significativos (os parâmetros modais podem sofrer alterações).

Na perspetiva da monitorização em contínuo é fundamental utilizar/desenvolver programas que permitam efetuar o processamento automático dos registos medidos. Neste trabalho analisam-se e exploram-se as potencialidades do programa **Modal_ID2.0** (*Modal Identification*) desenvolvido no LNEC, em MATLAB, para o sistema de monitorização instalado na barragem do Cabril (caso de estudo adotado). Este programa baseia-se nas conhecidas técnicas de identificação modal no domínio da frequência e permite determinar de forma automática os principais parâmetros modais da estrutura (frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais) e a sua evolução ao longo do tempo. Permite ainda a comparação dos resultados experimentais com resultados numéricos obtidos através dos programas de elementos finitos 3D, **DySSA2.6** (*Dynamic State Space Analysis*) e **DynDam1.0**, também desenvolvidos no LNEC, em MATLAB. O primeiro permite a análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufeira considerando a discretização da albufeira em elementos finitos e recorrendo a uma formulação de estado. O segundo recorre a uma formulação modal clássica em deslocamentos e recorre à hipótese de massas de água associadas de Westergaard para simular as pressões hidrodinâmicas.

Por fim, é utilizado um modelo de massas de água associadas devidamente calibrado com base nos resultados experimentais obtidos para várias cotas de água, para efetuar um estudo de verificação da segurança à rotura da barragem do Cabril para a combinação PP+PH+SBP \times λ .

MODELING AND MONITORING THE DYNAMIC BEHAVIOR OF CONCRETE DAMS. AUTOMATIC MODAL IDENTIFICATION

Abstract

In most countries with seismic activity, the regulation in use on dam safety specifies that for the structures with great potential risk it's necessary to install equipment to measure the response under seismic actions. The advantage of the current vibration monitoring systems is that they allow not only to measure and store the acceleration records for earthquakes but also before and after they occurred, which is essential to evaluate the earthquake's actions which caused significant structural damage (the modal parameters may change).

In the perspective of continuous monitoring it's essential to use/develop programs that can perform automatic processing of the measured records. In this paper, it's analyzed and explored the potential of **Modal_ID2.0** program (Modal Identification) developed at LNEC, in MATLAB, for the monitoring system installed in Cabril dam (case study adopted). This program is based on frequency domain modal identification techniques and automatically determines the main modal parameters of the structure (natural frequencies, mode shapes and modal damping) and its evolution over time. It also allows the comparison of experimental results with numerical results obtained from the finite 3D element programs, **DySSA2.6** ("Dynamic State Space Analysis") and **DynDam1.0**, also developed at LNEC, in MATLAB. The first, studies the dynamic behavior of the tridimensional system Reservoir-Dam-Foundation using the space state formulation with a reservoir discretized in finite elements. The second, uses a classical modal formulation based on displacements and uses the added mass at the dam's upstream surface to simulate hydrodynamic pressures according to Westergaard hypothesis.

Finally, a model with properly calibrated added masses based on experimental results for different water levels is used at the dam's upstream surface, to study the safety of Cabril dam to the combination $PP + PH + SBP \times \lambda$.

PALAVRAS-CHAVE / KEYWORDS

Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão / Dynamic Behavior of Concrete Dams

Identificação Modal / Modal Identification

Formulação no Espaço de Estados / Space State Formulation

Método dos Elementos Finitos / Finite Element Method

Parâmetros Modais / Modal Parameters

Sistemas de Monitorização de Vibrações / Monitoring Vibration Systems

Índice

| | |
|---|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 Justificação e Enquadramento | 1 |
| 1.2 Objetivos da Dissertação..... | 5 |
| 1.3 Estruturação do Trabalho | 6 |
| 2 COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS, SISTEMAS DE MONITORIZAÇÃO EM CONTÍNUO..... | 9 |
| 2.1 Considerações Iniciais | 9 |
| 2.2 Observação do Comportamento de Barragens de Betão | 10 |
| 2.2.1 Ensaios “in situ”. Vibração Forçada e Ambiental/Operacional..... | 11 |
| 2.2.2 Sistemas de Monitorização em Contínuo | 12 |
| 2.3 Resultados da monitorização de vibrações em contínuo | 16 |
| 2.4 Considerações Finais | 18 |
| 3 MODELOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA | 19 |
| 3.1 Considerações Iniciais | 19 |
| 3.2 Análise de Sinal com base na Transformada de Fourier | 20 |
| 3.2.1 Módulos computacionais para o cálculo da TDF | 22 |
| 3.2.2 Análise espectral | 23 |
| 3.2.2.1 Correção de registos de acelerações | 23 |
| 3.2.2.2 Cálculo de espectros utilizando uma única janela no tempo | 24 |
| 3.2.2.3 Cálculo de espectros utilizando várias janelas no tempo (sobreposição de janelas). Método de Welch..... | 25 |
| 3.3 Identificação Modal. Matriz de Densidade Espectral de Potência | 28 |
| 3.3.1 Identificação das configurações modais através da decomposição dos vários registos em ondas harmónicas | 29 |
| 3.3.2 Matriz de Densidade Espectral de Potência (M_{DEP}) | 32 |
| Cálculo da matriz M_{DEP} com base no método de Welch..... | 34 |
| Cálculo da matriz M_{DEP} com base no método de <i>Random Decrement</i> | 37 |
| 3.3.3 Métodos baseados no cálculo de valores e vetores singulares da M_{DEP} | 39 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 3.4 | Programa Modal_ID2.0..... | 41 |
| 3.5 | Considerações Finais..... | 46 |
| 4 | FUNDAMENTOS DOS PROGRAMAS DYSSA2.6 E DYNDAM1.0 | 47 |
| 4.1 | Considerações Iniciais..... | 47 |
| 4.2 | Análise Dinâmica. Modelação Matemática..... | 48 |
| 4.2.1 | Método dos Elementos Finitos..... | 49 |
| 4.2.2 | Formulação no Espaço de Estados..... | 52 |
| 4.2.3 | Energia cinética para distinção de modos de vibração..... | 54 |
| 4.3 | Software DySSA2.6..... | 55 |
| 4.4 | Software DynDam1.0..... | 60 |
| 4.5 | Considerações Finais..... | 62 |
| 5 | BARRAGEM DO CABRIL. MONITORIZAÇÃO E MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO | 63 |
| 5.1 | Considerações Iniciais..... | 63 |
| 5.2 | Barragem do Cabril | 64 |
| 5.3 | Monitorização do comportamento dinâmico da barragem do Cabril..... | 67 |
| 5.3.1 | Sistema instalado. Equipamento e <i>software</i> | 67 |
| 5.3.1.1 | Equipamento experimental..... | 67 |
| 5.3.1.2 | <i>Software</i> de análise de dados: Modal_ID2.0 | 68 |
| 5.4 | Modelação numérica do comportamento dinâmico da barragem do Cabril..... | 72 |
| 5.4.1 | DynDam1.0..... | 73 |
| 5.4.2 | DySSA2.6..... | 75 |
| 5.4.3 | Comparação de resultados experimentais e numéricos (DynDam1.0 e DySSA2.6)..... | 79 |
| 5.4.4 | Calibração do modelo de massas de água associadas (DynDam1.0)..... | 82 |
| 5.5 | Análise da Resposta Sísmica..... | 84 |
| | Combinação: PP+PH+SBP..... | 92 |
| 5.6 | Verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas..... | 99 |
| 5.7 | Considerações Finais..... | 104 |

| | |
|---|------------|
| 6 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS | 105 |
| 6.1 Síntese do trabalho e apreciação de resultados..... | 105 |
| 6.2 Principais Contribuições..... | 106 |
| 6.3 Desenvolvimentos Futuros..... | 107 |
| 7 BIBLIOGRAFIA | 109 |
| 8 ANEXOS | 1 |
| Anexo I Acelerogramas sísmicos e espectros correspondentes | 3 |

Índice de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1.1: Identificação modal e simulação do comportamento dinâmico de barragens..... | 2 |
| Figura 1.2: <i>Software</i> de aquisição, análise e gestão da informação obtida com sistemas de monitorização de vibrações em barragens. | 4 |
| Figura 1.3: Identificação modal automática. Variação das frequências naturais dos dois primeiros modos. Comparação entre resultados experimentais (MIM) e numéricos (MEF: DynDam1.0)..... | 7 |
| Figura 2.1: A vibração (som) de um copo intacto é diferente da vibração de um copo fissurado. | 10 |
| Figura 2.2: Acelerómetros Kinematics: Triaxial à esquerda e uniaxial à direita. | 11 |
| Figura 2.3: Vibradores: a) rotativos de massa excêntrica, com motor elétrico; b) de translação com motor servo hidráulico. | 11 |
| Figura 2.4: Barragem de Alto Ceira II, Portugal: a) Vista de montante na fase final de construção; b) vibrador posicionado no coroamento da barragem..... | 12 |
| Figura 2.5: Barragem Enguri, Georgia: a) vista jusante; b) posicionamento do equipamento do sistema de monitorização..... | 13 |
| Figura 2.6: Barragem Beli Iskar, Bulgária: a) vista geral; b) acelerómetro triaxial posicionado na barragem e respetivo equipamento auxiliar..... | 13 |
| Figura 2.7: Barragem de Karkheh, Irão: a) Vista geral; b) Sistema de monitorização. | 14 |
| Figura 2.8: Barragem de Cahora Bassa, Moçambique: a) Vista jusante; b) localização dos acelerómetros no corpo da barragem. | 14 |
| Figura 2.9: Sistema de monitorização contínua do conjunto de barragens na Coreia do Sul. | 15 |
| Figura 2.10: Barragem de Katse, África do Sul. | 15 |
| Figura 2.11: Vista da barragem de Mauvoisin, Suíça. | 16 |
| Figura 2.12: Linhas de influência das duas primeiras frequências naturais identificadas na barragem de Mauvoisin a partir de medições em obra. Resultados de campanhas de vibração ambiente e de monitorização em contínuo, incluindo medição de vibrações induzidas por ações sísmicas (Darbre & Proulx, 2002). | 17 |
| Figura 2.13: Barragem de Kaore, Japão: a) vista montante; b) consola central..... | 17 |
| Figura 2.14: Medição de vibrações na barragem de Kaore (Japão): ensaios de vibração forçada, vibração ambiente e vibrações sísmicas. Evolução da primeira frequência natural com a altura de água na albufeira - comparação entre resultados experimentais e numéricos..... | 18 |
| Figura 3.1: Representação de uma função do tipo onda harmónica (Oliveira, 2013). | 20 |
| Figura 3.2: Transformada discreta de Fourier. Decomposição de uma função em ondas sinusoidais, (Oliveira, 2013). | 21 |
| Figura 3.3: Acelerograma devido a excitação ambiente e espectro de amplitudes obtido pelo algoritmo FFT (indica-se que a frequência de Nyquist: “eixo de simetria”)..... | 23 |
| Figura 3.4: Utilização de um filtro de médias móveis para obter um sinal (corrigido) com média nula. | 24 |
| Figura 3.5: Aplicação de filtros de médias móveis centradas para obter espectros suavizados..... | 25 |
| Figura 3.6: Aplicação de uma janela de Tukey (tipo seno) a um registo de acelerações. | 26 |
| Figura 3.7: Análise espectral de um registo de acelerações. Esquema de sobreposição (50%) de janelas (100 s) para a obtenção de um espectro médio de amplitudes. | 26 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.8: Diferença entre a utilização de janelas retangulares (Tukey 0) e janelas do tipo seno (Tukey 1). a) Espectros na banda de frequência de 0 a 10Hz. b) Ampliação dos espectros na banda de 5 a 6 Hz..... | 27 |
| Figura 3.9: Aplicação de um filtro de médias móveis (com 5 pontos) para suavização do espectro anterior. | 27 |
| Figura 3.10: Barragem do Cabril. Posição dos acelerómetros considerados para a identificação modal e acelerogramas medidos no dia 2014.04.01 das 23h às 24h, cota de água: 291,54 m..... | 29 |
| Figura 3.11: Primeiros modos identificados usando a técnica de <i>peak picking</i> aplicada a um espectro de amplitudes correspondente a uma janela de 200 s, retirada do acelerograma de 14.04.01 das 23h às 24h (cota de água: 291,54 m): a) 2,20 Hz, modo antissimétrico; b) 2,40 Hz, modo simétrico. | 30 |
| Figura 3.12: Modo identificado na frequência de 2,20 Hz, em duas janelas de tempo distintas (janelas de 200 s recolhidas do acelerograma de 2014.04.01 das 23h às 24h, cota de água: 291,54 m). | 31 |
| Figura 3.13: Representação das matrizes M_{DEP} para as várias frequências (caso em que se analisam acelerogramas medidos em três pontos da estrutura)..... | 33 |
| Figura 3.14: Esquema de cálculo da matriz de densidade espectral de potência para um exemplo de três acelerómetros. | 34 |
| Figura 3.15: Matriz de densidade espectral de potência para a barragem do Cabril A azul encontra-se o espectro e a verde a diferença de fase, retirados do registo de acelerações de 2014.04.01 entre as 23h e 24h, na cota 291,5 m. . | 35 |
| Figura 3.16: Primeira coluna da MDEP da barragem do Cabril, as linhas a preto mostram respetivamente as frequências 2,20 Hz (antissimétrico) e 2,40 Hz (simétrico), retirados do registo de acelerações de 2014.04.01 entre as 23 h e 24 h, na cota 291,54 m. | 37 |
| Figura 3.17: Método de <i>Random Decrement</i> para cálculo da matriz de densidade espectral de potência..... | 38 |
| Figura 3.18: Determinação da configuração modal correspondente ao primeiro modo de vibração ($f=2,20\text{Hz}$) através do cálculo do primeiro vetor singular da matriz M_{DEP} calculada para a frequência 2,20 Hz. | 39 |
| Figura 3.19: Espectros dos valores singulares da matriz M_{DEP} . Barragem do Cabril: registo de acelerações de 2014.04.01 entre as 23h e as 24h, com a água à cota 291,54 m. a) Técnica de Welch; b) Técnica de <i>Random Decrement</i> | 40 |
| Figura 3.20: Primeiros modos de vibração identificados na barragem do Cabril para a água à cota 291,54 m. a) 1º Modo: frequência de 2,20 Hz (anti-simétrico); b) 2º Modo: frequência de 2,40 Hz (simétrico). | 41 |
| Figura 3.21: Página inicial do programa Modal_ID2.0 | 42 |
| Figura 3.22: Programa Modal_ID2.0 , separador referente aos acelerogramas e espectros de amplitudes. | 43 |
| Figura 3.23: Programa Modal_ID2.0 , separador referente à identificação modal através do método FDD. | 45 |
| Figura 3.24: Programa Modal_ID2.0 , separador referente à identificação modal através do método FDD-SVD.... | 46 |
| Figura 4.1: Representação esquemática do conjunto barragem-fundação. Corte pela secção central com vista em perspetiva da margem esquerda. Representação da fronteira Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas) e da fronteira Γ_2 (em que se impõem tensões normais correspondentes à pressão hidrostática e à pressão hidrodinâmica). | 49 |
| Figura 4.2: Utilização do método dos elementos finitos na resolução da equação de Navier (adaptado de Oliveira S., 2012). | 53 |
| Figura 4.3: Painel de arranque do programa DySSA2.6 , desenvolvido em MATLAB (no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas do Departamento de Barragens de Betão, NMMR-DBB). | 55 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.4: Tipo de elemento finito adotado: tipo cubo, isoparamétrico do 2º grau, com 20 pontos nodais e 3 graus de liberdade por nó (três componentes de deslocamento)..... | 55 |
| Figura 4.5: Painel inicial do programa DySSA2.6 . Visualização da malha da barragem escolhida. | 56 |
| Figura 4.6: Programa DySSA2.6 , separador referente ao cálculo estático: a) deslocamentos; b) tensões..... | 57 |
| Figura 4.7: Programa DySSA2.6 , painel referente aos amortecimentos modais e espectro da energia cinética modal associada ao corpo da barragem..... | 58 |
| Figura 4.8: Programa DySSA2.6 , painel para visualização dos modos de vibração..... | 59 |
| Figura 4.9: Programa DySSA2.6 , painel para visualização da ação (acelerograma aplicado) e da resposta ao longo do tempo (em dois pontos nodais à escolha) e no domínio da frequência (espectros). | 59 |
| Figura 4.10: Programa DySSA2.6 , separador referente ao campo de tensões no corpo da estrutura. | 60 |
| Figura 4.11: Programa DynDam1.0 , desenvolvido em MATLAB (no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas do Departamento de Barragens de Betão, NMMR-DBB)..... | 61 |
| Figura 5.1: Barragem do Cabril. a) Vista de jusante. b) Vista de montante. | 64 |
| Figura 5.2: Barragem do Cabril. Alçado desenvolvido, consola central e planta. | 64 |
| Figura 5.3: Análise de deslocamentos no topo da consola central, adaptado de (Oliveira S. B., 2000). | 65 |
| Figura 5.4: Fendilhação abaixo do coroamento na Barragem do Cabril..... | 66 |
| Figura 5.5: Barragem do Cabril. Pingo de gel resultante da reação expansiva (31 julho 2014). | 66 |
| Figura 5.6: Posição dos acelerómetros para a monitorização em contínuo na barragem do Cabril. | 68 |
| Figura 5.7: Comportamento dinâmico da barragem do Cabril. Resultados experimentais, obtidos com uma técnica de identificação modal por decomposição no domínio da frequência. | 71 |
| Figura 5.8: Discretização em EF3D, tipo cubo de 20 nós. a) Malha para o DynDam1.0 (Hipótese de Westergaard). b) Malha com albufera discretizada em EF de água (DySSA2.6)..... | 73 |
| Figura 5.9: Linhas de Influência obtidas pelo programa DynDam1.0 e resultados experimentais. | 74 |
| Figura 5.10: Espectros da energia cinética modal associada aos movimentos do corpo da barragem. Resultados obtidos com o programa de cálculo DySSA2.6 . São assinalados os modos principais com cores idênticas às utilizadas na Figura 5.12. | 76 |
| Figura 5.11: Comparação dos modos de vibração identificados experimentalmente (Modal_ID2.0) e calculados numericamente (DySSA2.6). | 77 |
| Figura 5.12: Linhas de Influência obtidas pelo programa DySSA2.6 e resultados experimentais. | 78 |
| Figura 5.13: Linhas de influência das frequências naturais obtidas com os programas DynDam1.0 e DySSA2.6 . Comparação com resultados experimentais para mostrar o melhor acerto com o DySSA2.6 | 81 |
| Figura 5.14: Comparação entre as linhas de influência das frequências naturais obtidas com o programa DynDam1.0 (módulo de elasticidade de 32,5GPa). a) Sem coeficiente de redução das massas de água; b) com coeficiente de redução de 50%..... | 82 |
| Figura 5.15: Linhas de influência das frequências naturais obtidas com o DynDam1.0 considerando um módulo de elasticidade de 36 GPa e um coeficiente de redução das massas de água de 50%..... | 83 |
| Figura 5.16: Comparação dos espectros de resposta envolventes (de uma barragem situada na zona centro de Portugal) com os espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas sísmicos gerados por intermédio de um modelo de rotura de falha (Carvalho, 2007). | 85 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.17: Acelerograma 16. Escolhido de entre os trinta acelerogramas gerados com o modelo de rotura de falha, devido ao facto de ter a maior amplitude espectral na frequência do 1º modo da barragem (considerando a albufera cheia, modelo MAA, e $E_b = 36$ GPa)..... | 85 |
| Figura 5.18: Tensões principais nos paramentos devido ao efeito do peso próprio. | 87 |
| Figura 5.19: Tensões principais nos paramentos devido ao efeito da pressão hidrostática. | 88 |
| Figura 5.20: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio e da pressão hidrostática..... | 89 |
| Figura 5.21: Tensões principais nos paramentos devido ao SBP (aceleração de pico 0,1 g, aplicado na direção montante-jusante: acelerograma 16) para o instante t_J | 90 |
| Figura 5.22: Tensões principais nos paramentos devido ao SBP (aceleração de pico 0,1 g, aplicado na direção montante-jusante: acelerograma 16) para o instante t_M | 91 |
| Figura 5.23: Zonas em que podem ocorrer as maiores tensões para os instantes t_J e t_M | 92 |
| Figura 5.24: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, para o instante t_J . Acelerograma 16. | 93 |
| Figura 5.25: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, para o instante t_M . Acelerograma 16. | 94 |
| Figura 5.26: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_J . Acelerograma 16. | 95 |
| Figura 5.27: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_M . Acelerograma 16. | 96 |
| Figura 5.28: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_J . Acelerograma 11. | 97 |
| Figura 5.29: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_M . Acelerograma 11. | 98 |
| Figura 5.30: Verificação da segurança ao corte (critério de Mohr-Coulomb) e à tração (critério de Rankine): definição adotada para determinação do coeficiente de segurança..... | 99 |
| Figura 5.31: Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas: a) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi=1\%$ na frequência do 1º modo; b) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi=5\%$ na frequência do 1º modo. | 100 |
| Figura 5.32: Estudo da segurança relativamente à possibilidade de roturas no betão para a combinação PP+PH297+ λ SBP em que o sismo é aplicado apenas na direção montante-jusante (acel.11 e 16) considerando $\xi_1^{10M} = 1\%$. Representação dos valores de $i_R=100/k$ considerando o SBP multiplicado por fatores de amplificação desde $\lambda=1$ até $\lambda=10$ | 102 |
| Figura 5.33: Estudo da segurança relativamente à possibilidade de roturas no betão para a combinação PP+PH297+ λ SBP em que o sismo é aplicado apenas na direção montante-jusante (acel.11 e 16) considerando $\xi_1^{10M} = 5\%$. Representação dos valores de $i_R=100/k$ considerando o SBP multiplicado por fatores de amplificação desde $\lambda=1$ até $\lambda=10$ | 103 |

ANEXO I

| | |
|--|----|
| Figura AI.1: Acelerogramas sísmicos 1, 2 e 3 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 5 |
| Figura AI.2: Acelerogramas sísmicos 4, 5 e 6 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 6 |
| Figura AI.3: Acelerogramas sísmicos 7, 8 e 9 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 7 |
| Figura AI.4: Acelerogramas sísmicos 10, 11 e 12 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 8 |
| Figura AI.5: Acelerogramas sísmicos 13, 14 e 15 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 9 |
| Figura AI.6: Acelerogramas sísmicos 16, 17 e 18 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 10 |
| Figura AI.7: Acelerogramas sísmicos 19, 20 e 21 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 11 |
| Figura AI.8: Acelerogramas sísmicos 22, 23 e 24 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 12 |
| Figura AI.9: Acelerogramas sísmicos 25, 26 e 27 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 13 |
| Figura AI.10: Acelerogramas sísmicos 28, 29 e 30 (SIMQKE) e espectros de amplitudes. | 14 |

Índice de Tabelas

| | |
|--|----|
| Tabela 5.1: Resultados do sistema de monitorização de vibrações em contínuo (Modal_ID2.0)..... | 70 |
| Tabela 5.2: Comparação de frequências naturais dos principais modos para a albufeira a 290 m..... | 80 |

Simbologia

Latinas maiúsculas

| | |
|-----------------------|---|
| \underline{A} | Matriz de estado |
| A_{PG} | Área de influência de um ponto de Gauss |
| A_{mp} | Amplitude dos espectros da resposta |
| \underline{B} | Matriz com as derivadas das funções de interpolação ($\underline{B}=\underline{L} \underline{N}$) |
| \underline{D} | Matriz de elasticidade |
| E | Módulo de elasticidade |
| E_c | Energia Cinética (J) |
| $\underline{E}_{c,s}$ | Vetor das energias cinética da estrutura |
| \underline{F} | Vetor global das forças |
| \underline{F}^e | Vetor elementar das forças |
| F_T | Transformada discreta de Fourier |
| G | Módulo de distorção (água \approx 0) |
| \underline{I} | Matriz identidade |
| \underline{L}_E | Vetor dos fatores de participação modal na representação de estado. |
| \underline{J} | Matriz jacobiana |
| J | Jacobiano ($\det \underline{J}$) |
| K_n | Rigidez normal |
| K_τ | Rigidez tangencial |
| K_v | Módulo de compressibilidade volumétrica (água: 2,07 GPa) |
| \underline{L} | Matriz dos fatores de participação |
| \underline{L}_E | Matriz dos fatores de participação modal |
| \underline{T} | Matriz transformação |
| V_{PG} | Peso de um ponto de Gauss |
| W_{ext} | Trabalho das forças exteriores |
| W_{int} | Trabalho das forças interiores |

Latinas minúsculas

| | |
|-------------------|---|
| \underline{a}_s | Vetor de aceleração sísmico |
| \underline{C} | Matriz de amortecimento global |
| \underline{c}^e | Matriz de amortecimento elementar |
| c_α | Coefficiente de amortecimento multiplicativo em relação a \underline{m}^e |
| c_β | Coefficiente de amortecimento multiplicativo em relação a \underline{k}^e |

| | |
|--------------------|--|
| \tilde{f} | Vetor de forças nodais |
| \tilde{f}_g | Vetor das forças mássicas |
| \underline{k} | Matriz de rigidez global |
| \underline{k}^e | Matriz de rigidez elementar |
| m | Massa específica de um material (ton/m ³) |
| \underline{m} | Matriz de massa global |
| \underline{m}^e | Matriz de massa elementar |
| \tilde{s} | Vetor com a distribuição espacial das acelerações sísmicas |
| \tilde{u} | Vetor global de deslocamentos |
| \tilde{u}^e | Vetor elementar de deslocamentos |
| $\tilde{\dot{u}}$ | Vetor de velocidades |
| $\tilde{\ddot{u}}$ | Vetor de acelerações |
| v | Velocidade de propagação das ondas de pressão no betão (≈ 3800 m/s) |
| \tilde{v} | Vetor de velocidades na formulação de estado |
| $\tilde{\dot{v}}$ | Vetor de acelerações na formulação de estado |
| \tilde{x} | Vetor de estado |
| \tilde{x}^* | Vetor das coordenadas modais de estado |
| x_n | Coordenadas globais dos elementos finitos (n=1,2,3) |
| y_n | Coordenadas locais dos elementos finitos (n=1,2,3) |

Gregas maiúsculas

| | |
|--------------------------|---|
| $\tilde{\epsilon}$ | Vetor das extensões |
| $\tilde{\sigma}$ | Vetor das tensões |
| γ | Peso volúmico de um material (kN/m ³) |
| ξ_n | Amortecimento |
| ω_n | Frequências naturais |
| $\tilde{\lambda}$ | Vetor de frequências naturais |
| $\tilde{\phi}$ | Vetor das configurações modais, forma complexa |
| ν | Coefficiente de Poisson |
| θ | Ângulo de fase |
| θ_{fase} | Ângulo de fase da transformada discreta de Fourier |
| ρ | Amplitude das vibrações |
| $\underline{\Phi}$ | Matriz de vetores próprios da matriz de estado |
| $\dot{\underline{\Phi}}$ | Matriz com as velocidades das configurações normais |
| Λ | Jacobiano de um elemento de Junta |

Abreviaturas (siglas)

| | |
|------|---|
| DBB | Departamento de Barragens de Betão |
| FFT | <i>Fast Fourier Transform</i> |
| GL | Grau de Liberdade |
| LFCV | Lema Fundamental do Cálculo Variacional |
| MAC | Modal Assurance Criterion |
| MIM | Modelos de Identificação Modal |
| MDEP | Matriz de Densidade Espectral de Potência |
| MEF | Método dos Elementos Finitos/ Modelo de Elementos Finitos |
| NMMR | Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas |
| PP | <i>Peak Picking</i> |
| SBP | Sismo Base de Projeto |
| SMP | Sismo Máximo de Projeto |
| TDF | Transformada Discreta de Fourier |

1

Introdução

1.1 Justificação e Enquadramento

Atualmente o controlo da segurança das grandes barragens de betão tem vindo a assumir uma importância crescente devido ao aumento das exigências da sociedade relativamente às questões de segurança e de economia. Nestas obras, sujeitas a diversos tipos de ações estáticas e dinâmicas ao longo da sua vida útil, o controlo da segurança baseia-se essencialmente na comparação entre resultados observados, obtidos através de adequados sistemas de monitorização (em geral com recolha manual e recolha automática de dados) e resultados de modelos numéricos (geralmente modelos de EF3D).

No que se refere à monitorização do comportamento dinâmico de barragens nota-se que, atualmente, em novos projetos, é geralmente proposta a instalação de sistemas de monitorização de vibrações. Com este tipo de sistemas pretende-se:

- i) obter dados experimentais que permitam estimar os principais parâmetros modais para diferentes níveis de água, nomeadamente, frequências naturais, configurações modais e amortecimentos correspondentes aos principais modos de vibração; para tal há que recorrer à medição de acelerações em vários pontos no corpo da obra e a adequados métodos de identificação modal estocástica, como se indica esquematicamente na Figura 1.1; e

- ii) medir a amplitude das vibrações sísmicas no maciço rochoso (nomeadamente em pontos junto à inserção) e a amplitude das vibrações no corpo da barragem, para acelerações sísmicas de diferentes amplitudes e para diferentes níveis de água na albufeira.

Tendo em conta estes requisitos, é conveniente instalar sistemas que permitam a monitorização de vibrações em contínuo (p.ex. acelerações), em vários pontos no corpo da obra e na rocha, ao nível da inserção [(Cantieni & Felber, 1995), (Felber, 1998), (Oliveira, S. 2002), (Mendes, 2010), (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2012)].

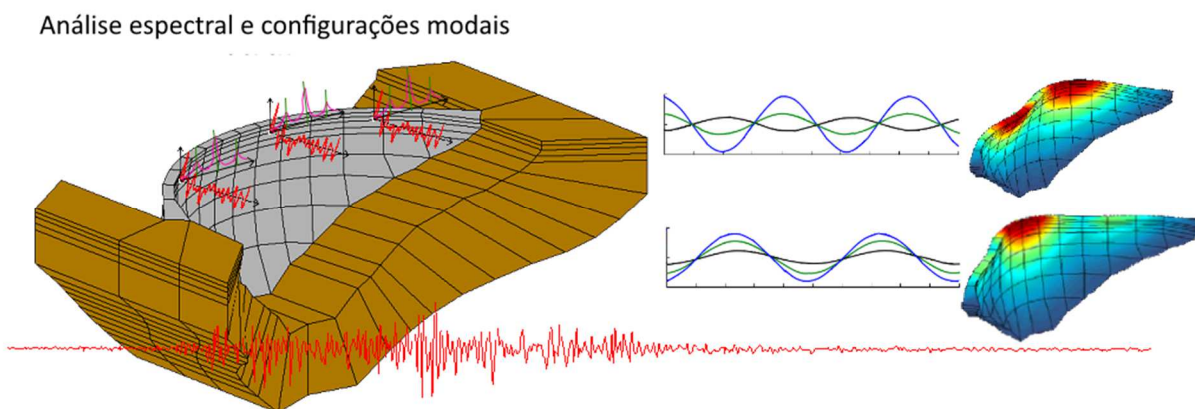


Figura 1.1: Identificação modal e simulação do comportamento dinâmico de barragens.

Nestes sistemas é conveniente efetuar medições num número de pontos relativamente elevado, p.ex. da ordem das dezenas, por forma a conseguir obter boas estimativas dos principais parâmetros modais, nomeadamente em termos das configurações dos primeiros modos de vibração. Com os recentes avanços tecnológicos estão disponíveis no mercado equipamentos perfeitamente adequados às exigências técnicas deste tipo de sistemas de monitorização, nomeadamente, sensores, digitalizadores, e equipamentos de aquisição e transmissão de dados. Quanto ao *software* de aquisição fornecido com estes equipamentos também tem evoluído e é adequado aos objetivos. O problema é que o funcionamento destes sistemas não depende apenas dos equipamentos e do *software* de aquisição fornecido pelos fabricantes dos equipamentos: na realidade, em face da grande quantidade de dados recolhidos, a eficácia destes sistemas de monitorização em contínuo está fortemente dependente do **software para análise automática dos dados**. Este *software* de análise, que é a chave para o funcionamento eficaz dum sistema de monitorização de vibrações em contínuo, não é fornecido pelos fabricantes dos equipamentos e, por isso, tem que ser desenvolvido especificamente para cada obra pelos técnicos das entidades responsáveis pela instalação, manutenção e exploração do sistema de monitorização. Este

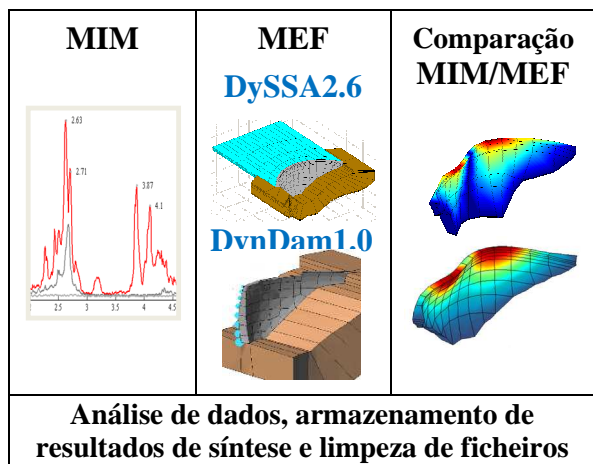
software de análise, a instalar num servidor localizado no posto de observação e controlo (POC) de cada obra, deve incluir modelos de identificação modal automática (MIM) e, preferencialmente, deve também possibilitar a comparação automática dos resultados experimentais da identificação modal com resultados de modelos de elementos finitos (MEF) [(Oliveira et. al. 2012), (Silvestre 2012)]; deve também estar preparado para efetuar a gestão automática da informação recolhida, escolhendo os dados/resultados que devem ser armazenados e eliminados, e deve ainda enviar periodicamente *emails* com resultados de síntese, sob a forma gráfica (p.ex. envio mensal de ficheiros em formato .dxf). Paralelamente, estes sistemas de monitorização devem incluir uma aplicação *web* (alojada no servidor da barragem, com um endereço *web* próprio) que permita aceder, mediante autenticação (*username* e *password*), aos resultados de síntese (Figura 1.2).

Os resultados experimentais obtidos com estes sistemas podem ser utilizados para:

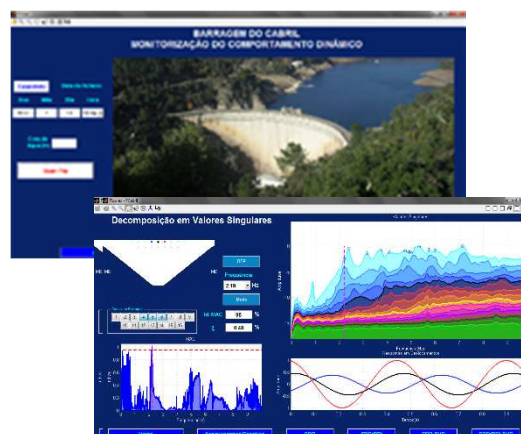
- i) determinar os valores experimentais dos parâmetros modais para várias cotas de água com vista a desenvolver e calibrar modelos numéricos adequados para estudos de previsão e verificação da segurança das obras sob ações sísmicas - devido à complexidade dos sistemas barragem-fundação-albufera (envolvendo fenómenos de interação água-estrutura para diferentes cotas de água, movimentos em juntas e fissuras, dissipação de energia por histerese e por radiação na fundação e na albufera, etc.), a modelação da sua resposta sísmica é um dos grandes desafios da engenharia de estruturas, persistindo ainda muitas dúvidas sobre quais as melhores hipóteses a adotar, nomeadamente, para simular a interação água-estrutura (massas de água associadas de Westergaard, ou discretização da albufera em elementos finitos, usando uma formulação em deslocamentos com $G_{\text{água}} \approx 0$ ou usando uma formulação em pressões) e para simular o amortecimento (p.ex., hipótese de amortecimento de Rayleigh com formulação clássica em deslocamentos, ou hipótese de amortecimento generalizado, não proporcional à massa e à rigidez global, com formulação de estado, em velocidade e deslocamentos);
- ii) caracterizar a evolução dos parâmetros modais ao longo do tempo, o que é de todo o interesse atendendo a que, geralmente, estes parâmetros sofrem alterações quando ocorrem danos estruturais, e, por isso, são bons indicadores do estado de conservação/deterioração das obras;
- iii) dar cumprimento à regulamentação em vigor relativa à segurança de barragens que, no caso de Portugal, indica que para obras de classe I (maior risco potencial) é necessário instalar equipamentos que permitam a medição da resposta sob ações sísmicas - a vantagem dos sistemas de monitorização de vibrações em contínuo é que permitem não só medir e armazenar os registos de acelerações durante os sismos mas também antes e depois, o que é fundamental para avaliar se a atuação do sismo provocou danos estruturais significativos.

Software de aquisição
Cabril_Aquis

Software para identificação modal automática (MIM/MEF) e gestão dos dados
MODAL_IDAUTO 2.0



Software de identificação modal para análise interativa MIM/MEF (interface com gráficos 2D e 3D)
MODAL_ID 2.0



Software do tipo *WebApplication* para acesso interativo aos dados e aos resultados das análises MIM/MEF

Figura 1.2: *Software* de aquisição, análise e gestão da informação obtida com sistemas de monitorização de vibrações em barragens.

Com o progresso tecnológico que se tem verificado ao nível dos sensores, dos digitalizadores e dos sistemas de transmissão e armazenamento de dados tem sido notório o crescente interesse dos projetistas, dos construtores e dos donos de obra por este tipo de sistemas. No entanto, apesar do referido interesse e apesar do custo relativamente baixo, os sistemas de monitorização de vibrações em barragens ainda são encarados como sistemas demasiado sofisticados cuja exploração levanta muitas dificuldades, e, por esta razão, ainda não se verifica uma clara aposta no investimento neste tipo de sistemas. O principal problema é, como se referiu, que as empresas que fornecem o equipamento para medição de vibrações, não apresentam soluções completas que incluam todos os componentes de *software* necessários para a análise automática dos dados recolhidos (Figura 1.2).

1.2 Objetivos da Dissertação

A presente dissertação tem como principal objetivo contribuir para o desenvolvimento de sistemas de monitorização de vibrações em barragens, através da apresentação e análise crítica de resultados obtidos recentemente com o sistema de monitorização em contínuo instalado pelo LNEC na barragem do Cabril.

Tendo presente o referido objetivo, referem-se alguns casos, em diversos países, de aplicação de sistemas de monitorização de vibrações em grandes barragens, e, em particular, salienta-se o interesse dos resultados que têm vindo a ser obtidos na barragem do Cabril e, a par da sua análise crítica, referem-se as principais potencialidades do *software* utilizado (desenvolvido no LNEC) para identificação modal automática (MIM) e para análise do comportamento dinâmico de barragens com base em modelos de elementos finitos 3D (MEF3D). Nomeadamente:

- referem-se os fundamentos dos métodos de identificação modal estocástica baseados na técnica decomposição no domínio da frequência, desde as questões mais elementares de análise de sinal até à utilização de matrizes de densidade espectral de potência (montadas com base na técnica de sobreposição de janelas sinusoidais, método de Welch, ou recorrendo ao método de *random decrement* [(Cole, 1973), (Asmussen, 1997); (Rodrigues & Brincker, 2005)], e dos respetivos valores e vetores singulares para identificação modal (**Modal_ID2.0**);
- apresentam-se as formulações usualmente adotadas para analisar o comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, com base em modelos EF3D, referindo em particular as formulações clássicas, em deslocamentos, baseadas na hipótese de amortecimento de Rayleigh e as formulações de estado, em velocidades e deslocamentos, que permitem considerar amortecimento generalizado; referem-se também as formulações utilizadas para simular a interação água-estrutura – baseadas na hipótese de massas de água de Westergaard (**DynDam1.0**) ou considerando a albufeira discretizada em EF3D de água, com módulo de distorção nulo, formulados em deslocamentos e velocidades (**DySSA2.6**).
- refere-se o interesse da comparação entre resultados experimentais obtidos através de modelos de identificação (MIM) e resultados numéricos obtidos com MEF3D na perspetiva de obter modelos para simulação da resposta sísmica, devidamente calibrados;
- apresenta-se um estudo do comportamento sísmico da barragem do Cabril (sistema barragem-fundação-albufeira) utilizando um modelo de massas de água associadas devidamente calibrado (**DynDam1.0**).

1.3 Estruturação do Trabalho

Este trabalho está organizado em seis capítulos, incluindo a presente introdução e conclusões. De seguida apresenta-se um breve resumo dos temas abordados em cada um dos capítulos.

Capítulo 2 – Comportamento Dinâmico de Barragens, Sistemas de Monitorização em Contínuo

Neste capítulo salienta-se a importância da observação do comportamento dinâmico de barragens. Referem-se os ensaios de vibração forçada e de vibração ambiente e apresentam-se várias barragens em que foram instalados sistemas de monitorização em contínuo mostrando sumariamente alguns resultados obtidos.

Capítulo 3 – Modelos de Identificação Modal Estocástica no Domínio da Frequência

Neste capítulo referem-se sumariamente alguns dos fundamentos da análise de sinal, nomeadamente com base nas transformadas discretas de Fourier (TDF). Referem-se alguns módulos computacionais desenvolvidos para testes recorrendo ao cálculo de TDF e como podem ser utilizados no cálculo de espectros suavizados. Apresentam-se os fundamentos das técnicas de identificação modal no domínio da frequência recorrendo ao conceito de Matriz de Densidade Espectral de Potência, referindo, nomeadamente, os métodos baseados no cálculo dos respetivos valores e vetores singulares. É também apresentado detalhadamente o software **Modal_ID2.0** desenvolvido no DBB-LNEC para identificação modal.

Capítulo 4 – Fundamentos dos Programas DySSA2.6 e DynDam1.0

Neste capítulo são apresentados os fundamentos dos modelos matemáticos utilizados neste trabalho, nomeadamente referem-se os fundamentos do método dos elementos finitos na perspetiva da análise dinâmica de sistemas barragem-fundação-albufera. Refere-se, em particular, o interesse da formulação no espaço relativamente à formulação clássica em deslocamentos e apresentam-se as principais potencialidades do *software* utilizado no decorrer deste trabalho para análise dinâmica - **DySSA2.6** e **DynDam1.0** (programas desenvolvidos no LNEC-DBB-NMMR).

Capítulo 5 – Barragem do Cabril. Monitorização e Modelação

Neste capítulo apresentam-se resultados da monitorização do comportamento dinâmico da barragem do Cabril (Figura 1.3) referindo as principais características dos equipamentos e do

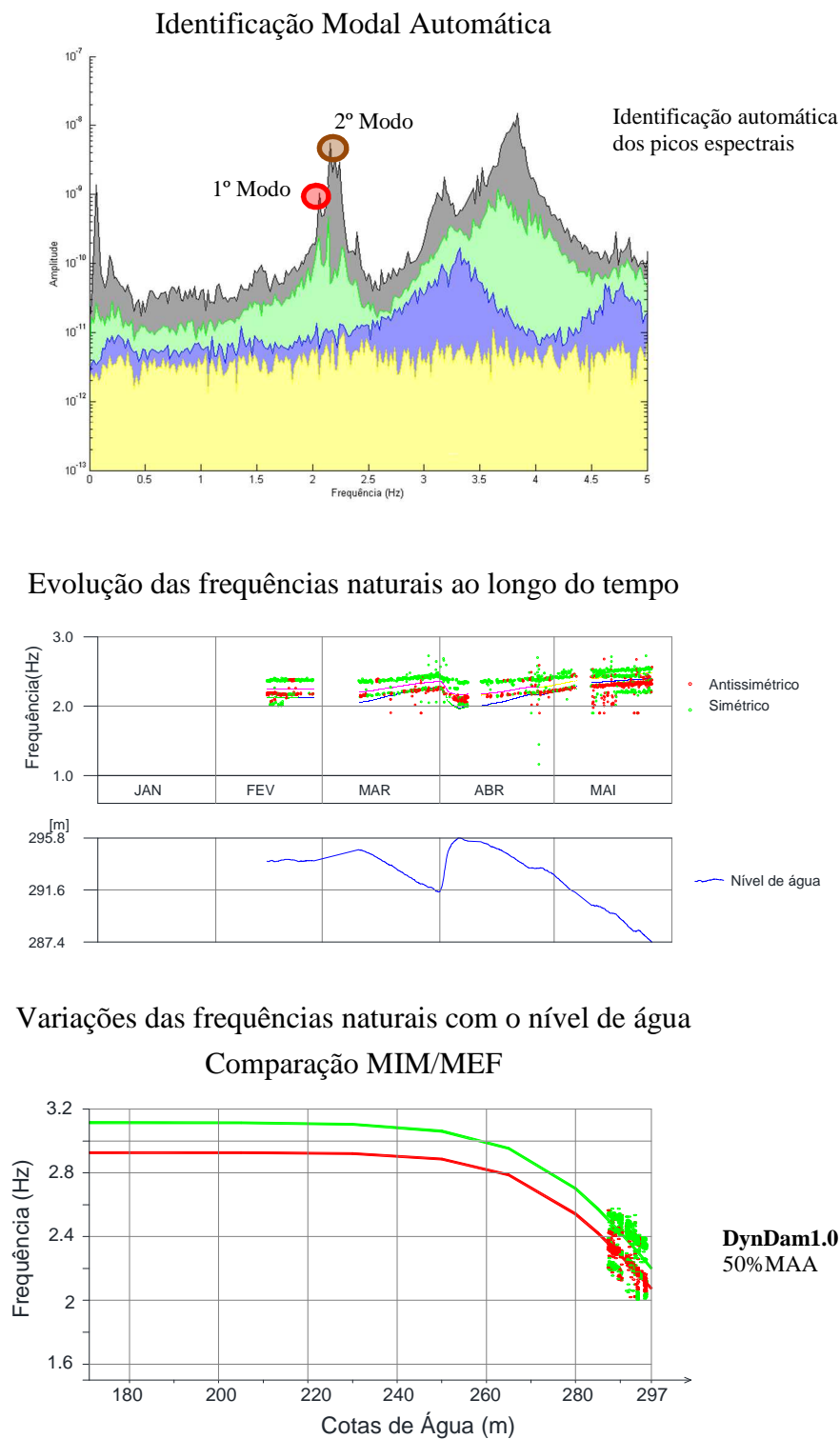


Figura 1.3: Identificação modal automática. Variação das frequências naturais dos dois primeiros modos. Comparação entre resultados experimentais (MIM) e numéricos (MEF: **DynDam1.0**).

msoftware instalado. Apresenta-se uma comparação entre resultados experimentais, nomeadamente frequências naturais identificadas para várias cotas de água e configurações modais, e resultados numéricos obtidos com os programas **DySSA2.6** e **DynDam1.0**.

Analisa-se a resposta sísmica da barragem, apresentando resultados referentes à verificação de segurança relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas sob ações sísmicas.

Capítulo 6 – Conclusões e Perspetivas Futuras

No último capítulo é realizada uma síntese do trabalho onde se apresentam as contribuições inovadoras, uma apreciação dos resultados obtidos e por fim possíveis desenvolvimentos futuros nesta área.

2

Comportamento Dinâmico de Barragens, Sistemas de Monitorização em Contínuo

2.1 Considerações Iniciais

De acordo com o atual RSB (Regulamento de Segurança de Barragens) muitas barragens são consideradas obras de elevado risco potencial. Para a análise destas grandes estruturas é necessário desenvolver modelos numéricos que permitam a simulação do seu comportamento sob diversas ações, estáticas ou dinâmicas. Estes modelos numéricos são essenciais para a monitorização da segurança durante a vida útil da estrutura. Para realizar este tipo de controlo, é necessário uma atualização contínua dos equipamentos e do *software*.

A medição de vibrações pode ser utilizada para controlo do comportamento de uma estrutura ao longo do tempo. Este método é atualmente utilizado em diversas estruturas pois permite identificar/caracterizar processos de deterioração da estrutura ao longo do tempo, como se ilustra na Figura 2.1 através do exemplo de um copo: quando intacto emite um som (“vibração”) diferente do som que emite quando está fissurado.

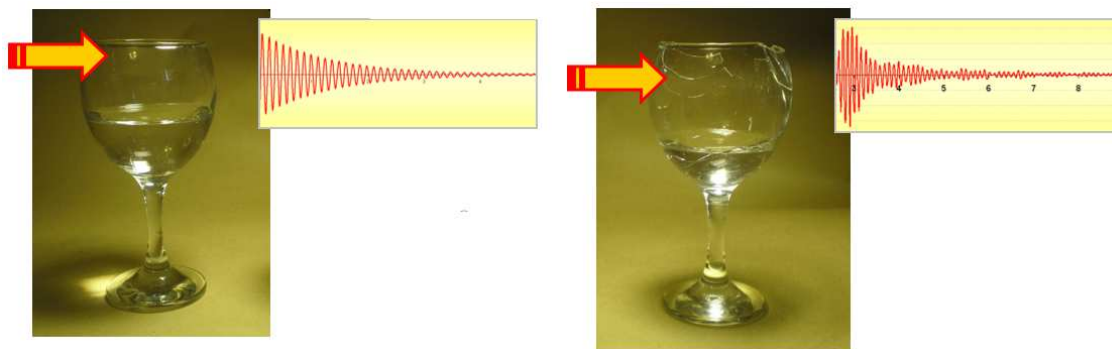


Figura 2.1: A vibração (som) de um copo intacto é diferente da vibração de um copo fissurado.

Em barragens a medição de vibrações tem sido efetuada recorrendo a ensaios de vibração forçada e a ensaios de vibração ambiente. A instalação de sistemas fixos para monitorização de vibrações em contínuo ou com sistemas de *trigger* permite registar a resposta das obras sob ações sísmicas e sob excitação ambiente/operacional.

Relativamente a estes sistemas de monitorização de vibrações em contínuo, os vários agentes envolvidos no projeto, construção, manutenção e controlo de segurança de grandes barragens já reconheceram o seu potencial interesse. Este reconhecimento está relacionado com o avanço tecnológico ao nível dos equipamentos de medição de vibrações (sensores, cabos, computadores,...) e ao nível do *software* de aquisição de dados. Contudo, a eficácia dos sistemas de monitorização em contínuo está fortemente dependente do *software* para análise automática dos dados recolhidos o qual não é fornecido pelos fabricantes do equipamento.

2.2 Observação do Comportamento de Barragens de Betão

Atualmente, a observação de barragens de betão permite obter muita informação experimental acerca do comportamento estático das obras (mesmo sem recolha automática de dados), contudo, no que respeita ao comportamento dinâmico, existe muito pouca informação experimental. Atualmente é usual recorrer a ensaios de vibração ambiente para caracterizar o comportamento dinâmico de barragens de betão, devido às evidentes vantagens económicas e à fiabilidade dos resultados obtidos (Mendes, 2010).

Por outro lado, face à importância de caracterizar o comportamento dinâmico de barragens de betão, durante a ocorrência de sismos, também se têm vindo a instalar sistemas que permitem a medição da resposta das obras durante a ocorrência deste tipo de eventos. Usualmente esse tipo de sistemas é composto por um conjunto de acelerómetros dispostos no corpo da obra e em alguns locais ao longo da albufeira, que têm também como objetivo avaliar a eventual existência de sismicidade induzida (Wieland, 2003).

2.2.1 Ensaios “in situ”. Vibração Forçada e Ambiental/Operacional

Os ensaios de vibração forçada ou ambiental têm como objetivo identificar os principais parâmetros modais das obras: frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais. O conhecimento destes parâmetros modais, dependentes da cota de água, é fundamental para esclarecer a importância dos mecanismos de interação que envolvem a barragem, a albufeira e a fundação, contribuindo deste modo para o desenvolvimento dos modelos numéricos existentes. Para obter os referidos parâmetros modais com base em ensaios de vibração são utilizados acelerómetros com precisão da ordem dos μg (Figura 2.2).



Figura 2.2: Acelerómetros Kinematics: Triaxial à esquerda e uniaxial à direita.

Inicialmente, os ensaios de vibração forçada tinham como objetivo a caracterização do comportamento dinâmico das obras para a comparação com resultados numéricos e averiguar a fiabilidade dos modelos utilizados. No LNEC este tipo de ensaios vem sendo utilizado desde 1960, data em que foi construído um vibrador de massa excêntrica como se mostra na Figura 2.3 a). Na Figura 2.3 b) mostra-se um vibrador em que a massa tem movimento de translação. Estes ensaios, denominados de “input-output” baseiam-se na aplicação de forças exteriores variáveis no tempo e na medição da resposta da estrutura (usualmente em velocidades ou acelerações) através de equipamento próprio. Os dados registados são posteriormente analisados.



a)



b)

Figura 2.3: Vibradores: a) rotativos de massa excêntrica, com motor elétrico; b) de translação com motor servo hidráulico.

O LNEC tem realizado ensaios de vibração forçada em várias barragens portuguesas, tendo o mais recente decorrido durante primeiro enchimento da nova barragem do Alto do Ceira II, em junho de 2013 (Figura 2.4).



a)

b)

Figura 2.4: Barragem de Alto Ceira II, Portugal: a) Vista de montante na fase final de construção; b) vibrador posicionado no coroamento da barragem.

2.2.2 Sistemas de Monitorização em Contínuo

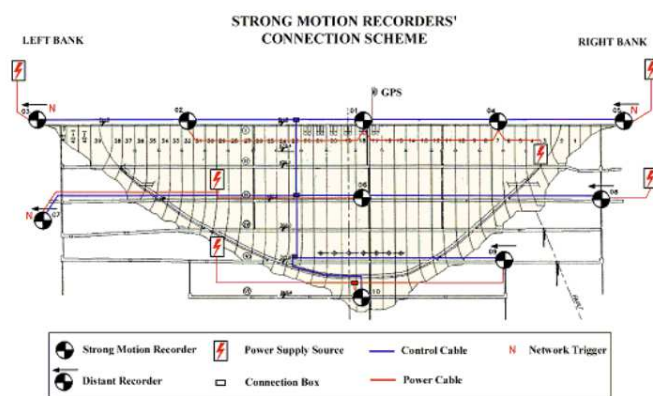
Uma alternativa aos ensaios de vibração forçada e ambiente é a utilização de sistemas de monitorização em contínuo. A nível mundial, já existem várias barragens com este tipo de sistemas, contudo, verifica-se que o *software* utilizado nesses sistemas para análise automática dos dados (o qual não é fornecido pelos fabricantes dos equipamentos) ainda não permite, em geral, tirar o máximo partido de toda a informação recolhida.

A monitorização em contínuo 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 (Espada, 2009).

Existem vários projetos, a nível mundial, em que se utilizam sistemas de monitorização de vibrações como é o caso da barragem de Enguri, na Geórgia (Figura 2.5). Esta é uma das maiores barragens abóbada do mundo e está localizada no rio Enguri. Trata-se de uma barragem com 271,5 m altura e 728 m de desenvolvimento no coroamento. O objetivo do sistema de monitoramento de vibrações instalado nesta obra é o registo das vibrações sísmicas e das vibrações devidas a excitação ambiente/operacional, com o objetivo de monitorizar continuamente a segurança estrutural da barragem.



a)



b)

Figura 2.5: Barragem Enguri, Georgia: a) vista jusante; b) posicionamento do equipamento do sistema de monitorização.

Na Bulgária, a barragem Beli Iskar também está equipada com um sistema de monitorização de vibrações. Trata-se de uma barragem do tipo gravidade, com 51 m de altura e 533 m de desenvolvimento ao nível do coroamento, foi construída para controlar o caudal do rio Beli Iskar (Figura 2.6 a). Nesta estão instalados três acelerómetros triaxiais, cada um com o respetivo equipamento para armazenamento de dados (Figura 2.6 b).



a)



b)

Figura 2.6: Barragem Beli Iskar, Bulgária: a) vista geral; b) acelerómetro triaxial posicionado na barragem e respetivo equipamento auxiliar.

No Irão também foi implementado um sistema para monitorização de vibrações numa barragem de aterro, a barragem de Karkheh, que é uma obra com 127 m de altura e 2000 m de desenvolvimento (Figura 2.7 a). Nesta barragem o sistema de monitorização de vibrações é composto por 6 acelerómetros triaxiais, 6 concentradores de dados, 2 digitalizadores, 2 repetidores de transmissão e finalmente uma central de processamento de dados (Figura 2.7 b).



Figura 2.7: Barragem de Karkheh, Irão: a) Vista geral; b) Sistema de monitorização.

Na barragem de Cahora Bassa, situada em Moçambique, perto da localidade do Songo na província de Tete, também foi instalado um sistema de monitorização de vibrações. Trata-se uma barragem abóbada de dupla curvatura (Figura 2.8 a), muito esbelta, com uma altura máxima de 170 m e 303 m de desenvolvimento ao nível do coroamento. O sistema de monitorização instalado em obra é constituído por um conjunto de 10 acelerómetros, dispostos ao longo de uma galeria de visita, junto ao coroamento (Figura 2.8 b).

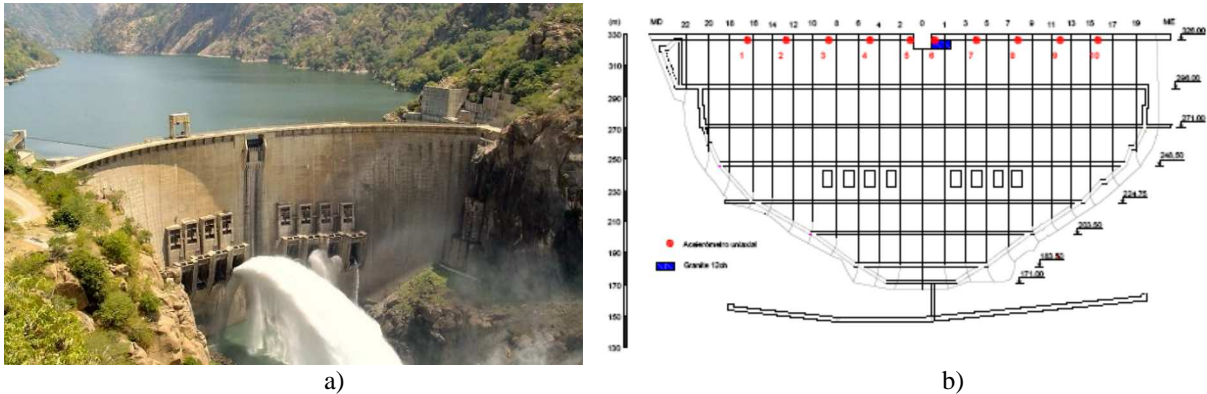


Figura 2.8: Barragem de Cahora Bassa, Moçambique: a) Vista jusante; b) localização dos acelerómetros no corpo da barragem.

Na Coreia do Sul foi implementado um projeto de monitorização para 32 barragens em simultâneo. É um sistema estruturado para a recolha dos dados sísmicos de cada barragem, para monitorização contínua da estrutura e deteção de sismos em tempo real (Figura 2.9). Quando ocorre um sismo (0,01g ou superior), é emitido um alerta que desencadeia um plano de ação, que envolve inspeções para deteção de eventuais danos nas obras após a ocorrência dos eventos sísmicos.

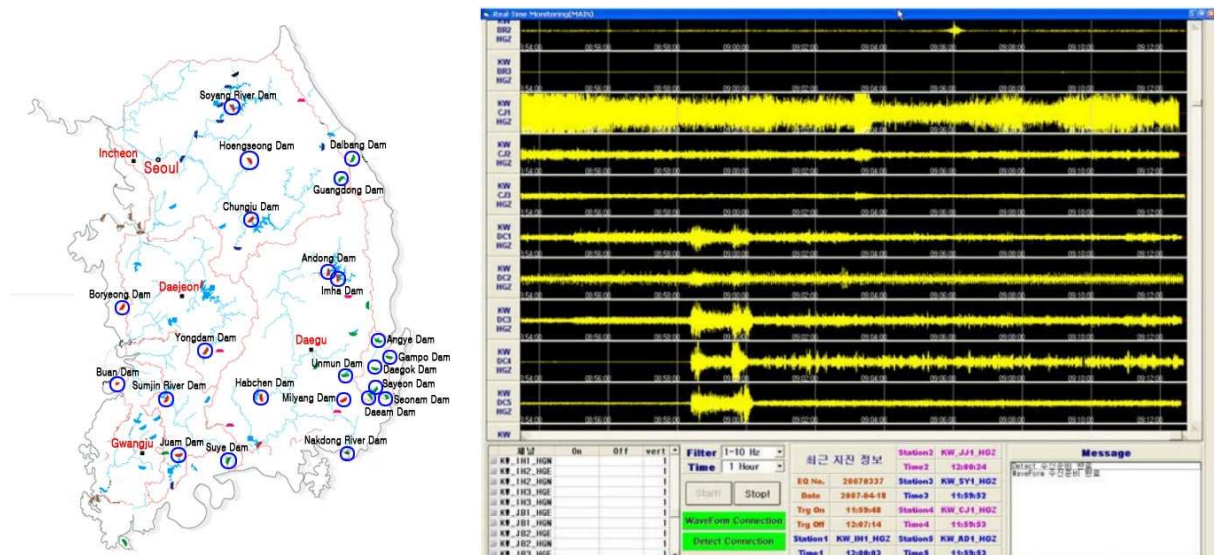


Figura 2.9: Sistema de monitorização contínua do conjunto de barragens na Coreia do Sul.

Todos os exemplos referidos anteriormente são de sistemas de monitorização ligados em permanência, contudo, existem também sistemas que funcionam com esquemas de *trigger*, ou seja, apenas quando é alcançado um determinado valor de acelerações é que o sistema será inicializado para captação dos dados. Têm como desvantagem a possibilidade de não captação de dados importantes por avarias no sistema que não foram detetadas previamente.

Existem várias barragens em que se utilizam sistemas deste tipo, uma delas é a barragem de Katse na África do Sul. É uma barragem do tipo abóbada de dupla curvatura, com 185 m de altura máxima e um coroamento de 710 m (Figura 2.10). Foram instalados, no total, 7 acelerómetros no corpo da barragem.



Figura 2.10: Barragem de Katse, África do Sul.

2.3 Resultados da monitorização de vibrações em contínuo

Com o auxílio dos sistemas de monitorização de vibrações em contínuo é possível observar e analisar o comportamento das estruturas ao longo do tempo, como também, melhorar e calibrar os modelos numéricos de cálculo. Apresentam-se de seguida dois exemplos de análise de resultados de duas barragens em que foram utilizados aplicados sistemas de monitorização de vibrações em contínuo.

O comportamento dinâmico da barragem de Mauvoisin, na Suíça foi estudado recorrendo a um sistema de monitorização de vibrações em contínuo. Trata-se de uma barragem abóbada de dupla curvatura, com 250 m de altura e 520 m de desenvolvimento ao nível do coroamento (Figura 2.11).



Figura 2.11: Vista da barragem de Mauvoisin, Suíça.

Nesta obra foram realizados vários estudos incluindo a monitorização em contínuo durante 6 meses: desde dezembro de 1998 a junho de 1999. Neste período foram registadas medições duas vezes por dia utilizando quatro sensores localizados no coroamento da barragem, igualmente espaçados. Com base no estudo dos dados recolhidos foi possível obter as linhas de influência experimentais das duas primeiras frequências naturais, como se mostra na Figura 2.12.

A partir da análise da figura pode-se 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.

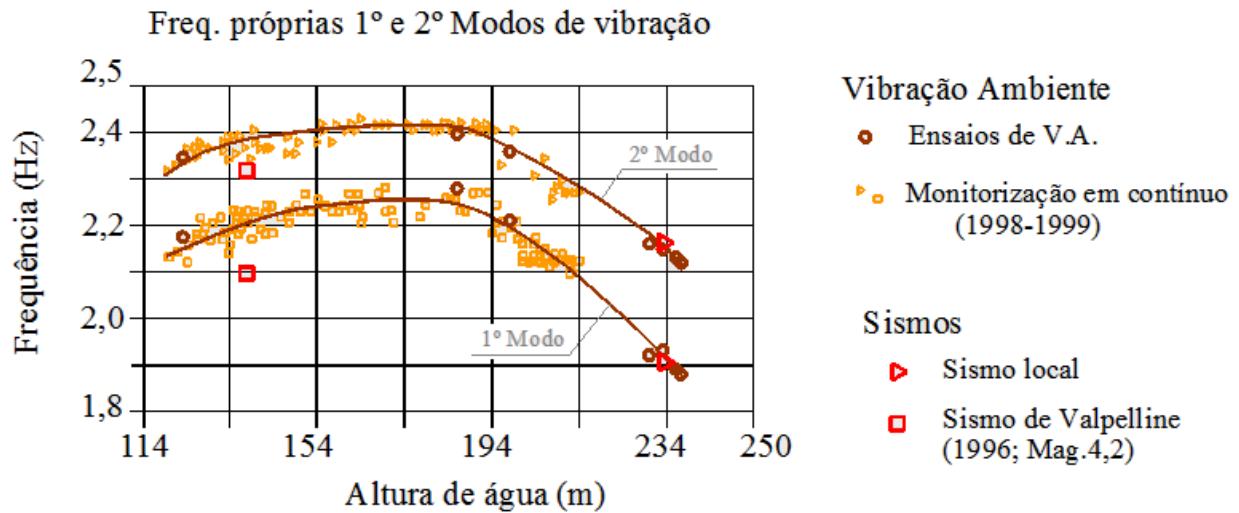
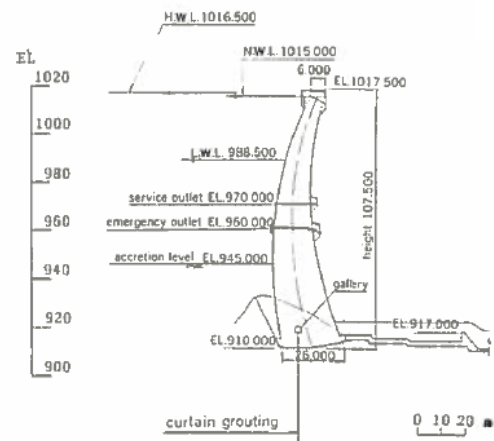


Figura 2.12: Linhas de influência das duas primeiras frequências naturais identificadas na barragem de Mauvoisin a partir de medições em obra. Resultados de campanhas de vibração ambiente e de monitorização em contínuo, incluindo medição de vibrações induzidas por ações sísmicas (Darbre & Proulx, 2002).

A barragem de Kaore, no Japão, uma barragem de dupla curvatura, com 108 m de altura e 340 m de coroamento (Figura 2.13), também tem sido monitorizada com base num sistema de medição de vibrações em contínuo com vista à observação do seu comportamento sísmico.



a)



b)

Figura 2.13: Barragem de Kaore, Japão: a) vista montante; b) consola central.

Nesta obra foram também realizados vários ensaios de vibração forçada e vibração ambiental. Com base nos diversos resultados experimentais obtidos, foi possível obter a linha de influência da variação da primeira frequência própria em função do nível da água na albufeira, como se mostra na Figura 2.14.

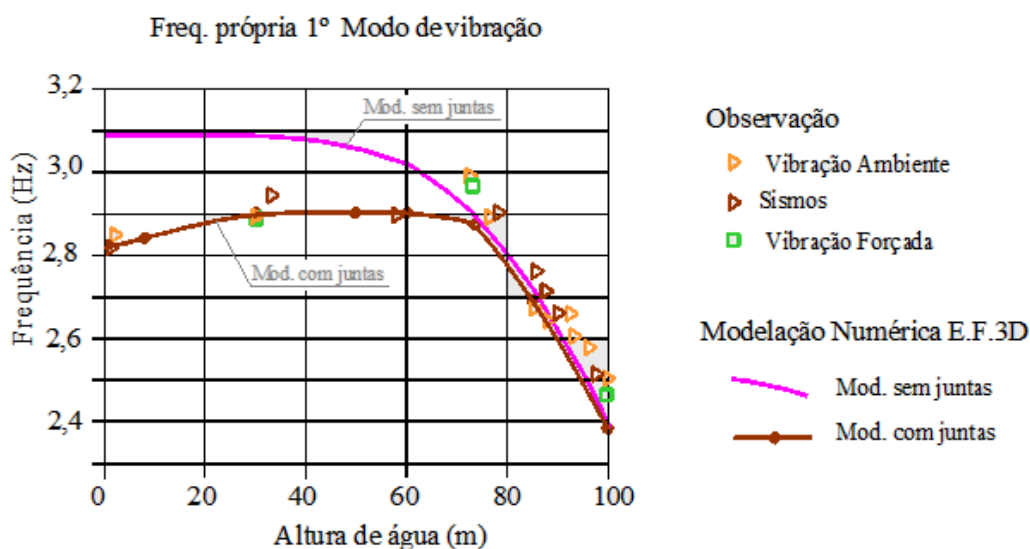


Figura 2.14: Medição de vibrações na barragem de Kaore (Japão): ensaios de vibração forçada, vibração ambiente e vibrações sísmicas. Evolução da primeira frequência natural com a altura de água na albufeira - comparação entre resultados experimentais e numéricos.

Tal como no caso da barragem de Mauvoisin, também neste caso da barragem de Kaore é possível constatar que a frequências natural do primeiros modo de vibração varia significativamente com o aumento da cota de água: com o início da subida da água a frequência aumenta devido ao aumento da rigidez global da obra (fecho da juntas de contração) e na fase final da subida da água, a frequências natural tende a diminuir devido ao efeito de aumento da massa de água.

2.4 Considerações Finais

O controlo da segurança de barragens de betão assume atualmente uma enorme importância face às crescentes exigências de segurança e economia. Neste sentido, é fundamental a instalação de sistemas de monitorização adequados para avaliar periodicamente o estado de conservação/deterioração das estruturas com vista a prevenir situações de acidente/incidente.

No presente capítulo salientou-se a importância dos sistemas de monitorização de vibrações em contínuo e foram referidos os casos de várias obras, a nível mundial, em que foram instalados sistemas monitorização deste tipo.

3

Modelos de Identificação Modal Estocástica no Domínio da Frequência

3.1 Considerações Iniciais

A identificação modal estocástica é um dos domínios da dinâmica que mais se tem desenvolvido nos últimos tempos. Permite a identificação das características dinâmicas das estruturas a partir de dados experimentais, utilizando um conjunto de ferramentas matemáticas suportadas por robustas rotinas computacionais.

A designação identificação modal estocástica advém do facto da fonte de excitação, de origem ambiental resultar da contribuição simultânea de várias fontes: vento, tráfego sobre a estrutura ou nas imediações, funcionamento de máquinas instaladas na estrutura ou imediações.

A análise no domínio da frequência, de séries temporais de acelerações observadas em ensaios de vibrações, permite o acesso a um conjunto de informação que é muito útil para a caracterização do comportamento dinâmico de estruturas.

Aparentemente, a partir das séries temporais das acelerações observadas, não é possível obter muita informação sobre uma dada estrutura: apenas a duração da observação, o intervalo de tempo entre os pontos medidos (frequência de amostragem) e os valores máximos de aceleração. No entanto, a simples decomposição em ondas harmónicas (Figura 3.1) de um registo de acelerações, medido num determinado ponto de uma estrutura, utilizando por exemplo o conceito associado às séries de Fourier, possibilita o acesso a características modais da estrutura.

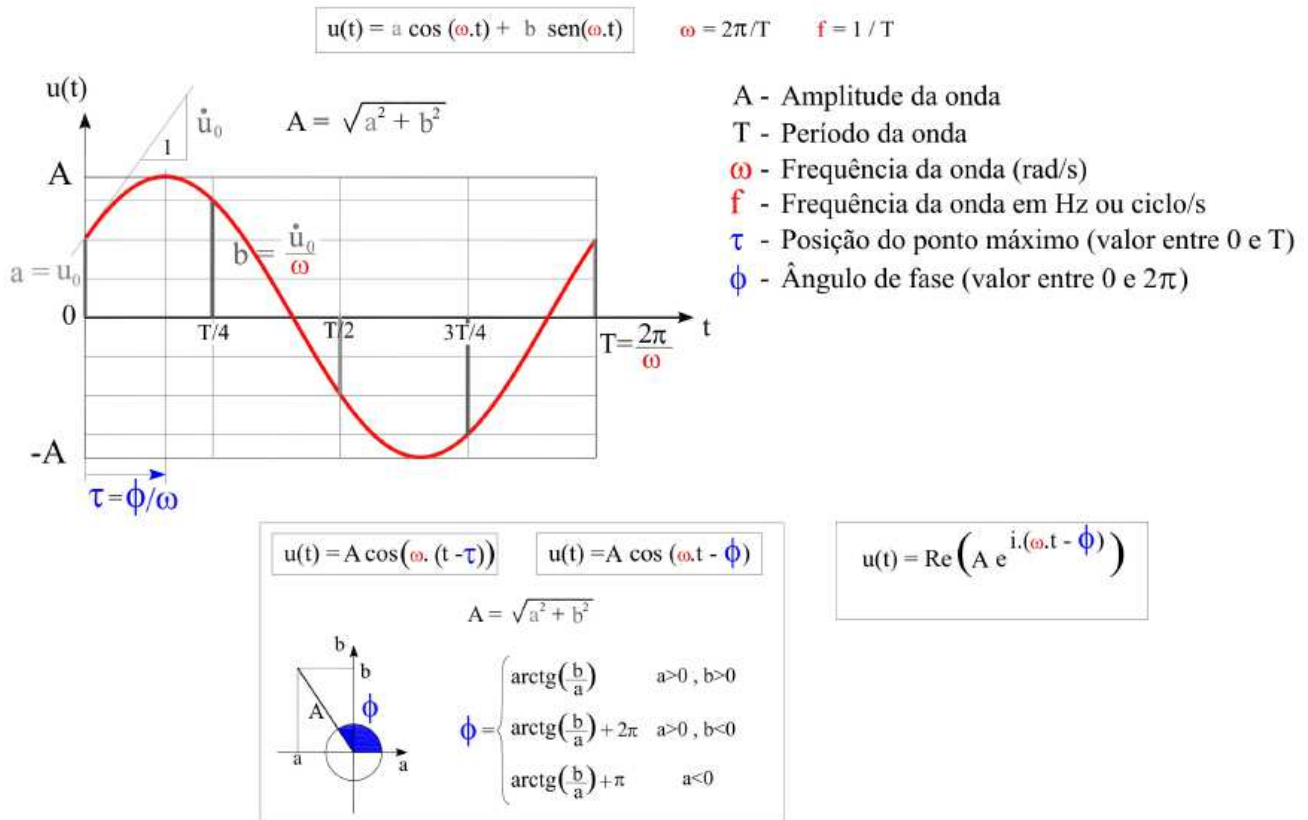


Figura 3.1: Representação de uma função do tipo onda harmónica (Oliveira, 2013).

3.2 Análise de Sinal com base na Transformada de Fourier

A análise espectral, permite representar no domínio da frequência uma função definida no domínio do tempo, mediante a sua decomposição em ondas sinusoidais de amplitude e frequências variáveis.

Tendo uma função $f(t)$ (por exemplo, um registo de acelerações), definida discretamente no domínio do tempo (em intervalos de tempo iguais, de comprimento Δt), num período de tempo de comprimento total $T_{\text{máx}}$ (ou seja, entre 0 e $T_{\text{máx}}$), é possível obter a sua decomposição em ondas harmónicas (também definidas de forma discreta) recorrendo à transformada de Fourier. Esta ideia pode ser visualizada através do esquema apresentado na Figura 3.2, onde se mostram, em perspectiva, algumas das ondas cuja soma permite reconstituir a função original $f(t)$.

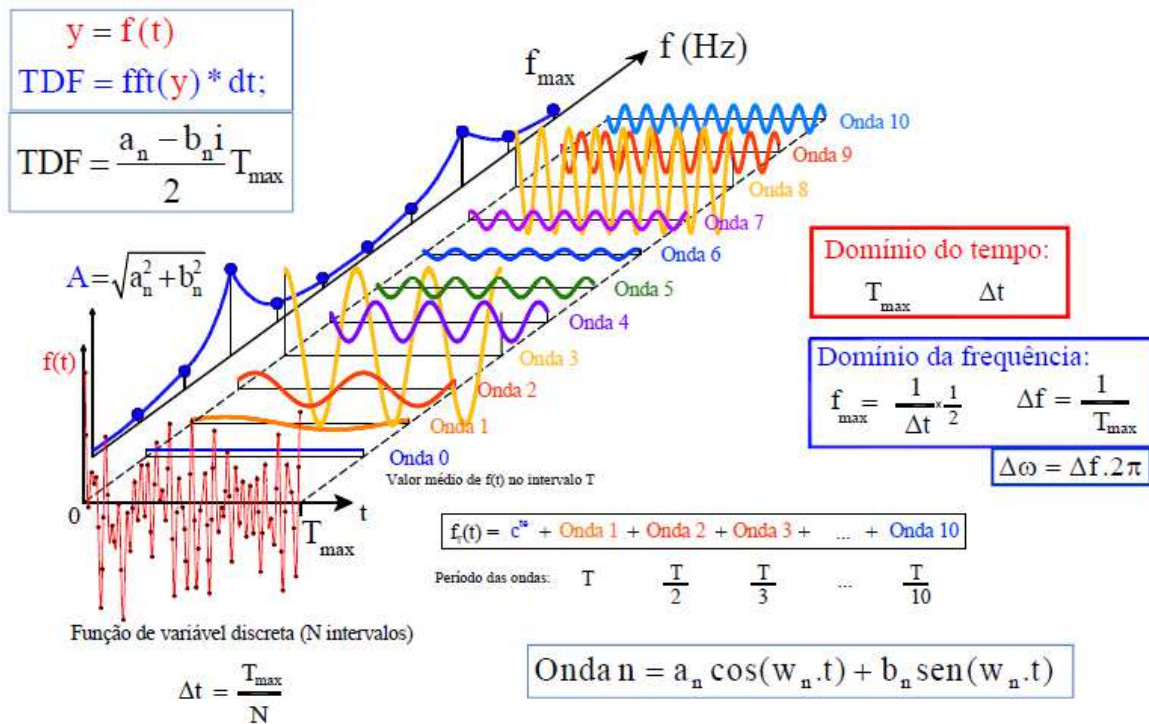


Figura 3.2: Transformada discreta de Fourier. Decomposição de uma função em ondas sinusoidais, (Oliveira, 2013).

Em termos gerais a aproximação em somatório de Fourier de uma dada função $f(t_n)$ de variável discreta, definida em N pontos, num dado intervalo de comprimento $T = (N - 1) \times \Delta t$, pode ser representada (na forma trigonométrica) através do seguinte somatório de $N/2$ ondas:

$$f_T(t) = c^{te} + \sum_{n=1}^{N/2} \text{onda}_n = c^{te} + \sum_{n=1}^{N/2} (a_n \cos(\omega_n t) + b_n \sin(\omega_n t)), \quad \text{com } \omega_n = n\Delta\omega \quad (3.1)$$

Cujos coeficientes são obtidos através das seguintes médias:

$$c^{te} = v_m = \langle f(t_n) \rangle_T \quad (3.2)$$

$$a_n = 2 \cdot \langle f(t_n) \cdot \cos(\omega_n t_n) \rangle_T \quad (3.3)$$

$$b_n = 2 \cdot \langle f(t_n) \cdot \text{sen}(\omega_n t_n) \rangle_T \quad (3.4)$$

A série de Fourier, previamente apresentada na forma trigonométrica, pode ser escrita de forma mais compacta, e matematicamente mais vantajosa, recorrendo à representação complexa das funções seno e coseno, obtendo-se assim a denominada representação da série de Fourier na forma complexa.

De facto, utilizando a famosa fórmula de Euler dos números complexos $e^{ix} = \cos(x) + i \cdot \sin(x)$, pode-se obter as seguintes equações:

$$\cos(\omega_n t) = \frac{e^{i\omega_n t} + e^{-i\omega_n t}}{2} \quad \text{e} \quad \text{sen}(\omega_n t) = \frac{-ie^{i\omega_n t} + ie^{-i\omega_n t}}{2} \quad (3.5)$$

Com base nas equações anteriores, obtém-se a expressão complexa da série de Fourier.

$$f_T(t_n) = v_m + \sum_{n=1}^{N/2} \left(a_n \frac{e^{i\omega_n t} + e^{-i\omega_n t}}{2} + b_n \frac{-ie^{i\omega_n t} + ie^{-i\omega_n t}}{2} \right) \quad (3.6)$$

Simplificando para a seguinte expressão:

$$f_T(t_n) = \sum_{n=-N/2}^{N/2} \frac{a_n - i b_n}{2} e^{i \omega_n t}, \quad -N/2 < \omega_n = n \cdot \Delta\omega < +N/2 \quad (3.7)$$

Convenciona-se designar por transformada discreta de Fourier da função $f(t_n)$ a seguinte função complexa $F_T(\omega_n)$:

$$F_T(\omega_n) = \frac{a_n - i b_n}{2} T \quad -N/2 < \omega_n = n \cdot \Delta\omega < +N/2 \quad (3.8)$$

como se pode ver na Figura 3.2.

A representação gráfica desta função complexa pode ser efetuada recorrendo a dois gráficos espectrais. Um gráfico com o espectro dos coeficientes a_n e outro com o espectro dos coeficientes b_n . Também se pode optar por representa o espectro de amplitudes e o espectro de ângulos de fase, sendo esta última a opção mais utilizada (espectro de amplitudes e de fases) (Espada, 2009).

3.2.1 Módulos computacionais para o cálculo da TDF

Hoje em dia, existem programas que apresentam módulos computacionais para cálculo de transformadas discretas de Fourier, baseados num algoritmo de grande eficiência, designado por *Fast Fourier Transform* (FFT).

Para representação de cada uma das ondas harmónicas apresentadas na Figura 3.2, é necessário os conhecer a respetiva frequência ω_n e os correspondentes parâmetros a_n e b_n . Estes são obtidos através da aplicação do algoritmo FFT à função em estudo, o qual permite obter os valores complexos correspondentes à TDF. A partir dos valores (complexos) da TDF é possível obter os parâmetros a_n e b_n de cada onda n , utilizando as seguintes expressões:

$$a_n = \frac{2\text{Re}(F_T(\omega_n)) \cdot \Delta t}{T} \quad \text{e} \quad b_n = -\frac{2\text{Im}(F_T(\omega_n)) \cdot \Delta t}{T} \quad (3.9)$$

É importante indicar que para o *software* em uso, **MATLAB**, este admite que a discretização temporal é $\Delta t = 1$, por isso, é necessário efetuar a multiplicação por Δt , como indicado em (3.9). Em geral utiliza-se apenas a primeira metade dos N valores complexos fornecidos pelo algoritmo FFT, os quais correspondem às $N/2$ ondas harmónicas em que se decompõe a função do tempo analisada. Estas ondas harmónicas têm frequências que variam desde 0 até à frequência de Nyquist $f_{\text{Nyquist}} = 1/(2\Delta t)$, sendo $\Delta f = 1/T_{\text{máx}}$. A segunda metade dos valores fornecidos pelo algoritmo FFT é constituída por valores que são os conjugados dos contidos na primeira metade, Figura 3.3.

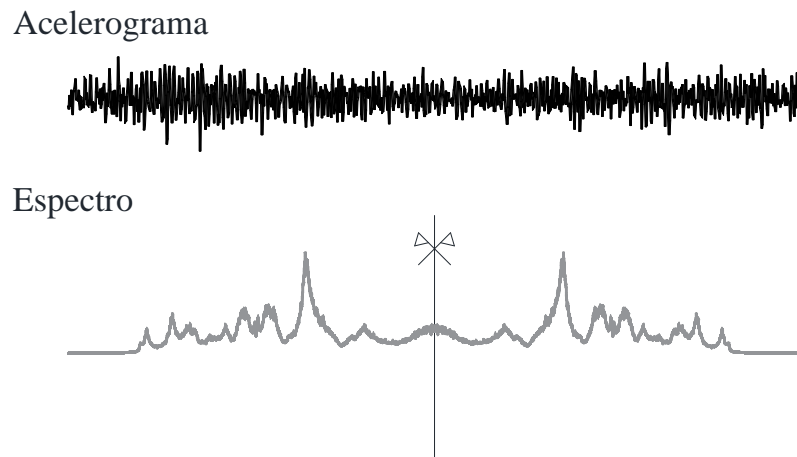


Figura 3.3: Acelerograma devido a excitação ambiente e espectro de amplitudes obtido pelo algoritmo FFT (indica-se que a frequência de Nyquist: “eixo de simetria”).

3.2.2 Análise espectral

3.2.2.1 Correção de registos de acelerações

Para calcular um espectro (de amplitudes ou de fases) correspondente a um dado registo de acelerações, é necessário verificar se este está em condições de ser utilizado. Na prática quando se efetua a medição de acelerações recorrendo a sensores de aceleração (acelerómetros do tipo *force balance* ou piezoelétricos) é frequente obter registos de média não nula e por vezes de média variável (devido a problemas de calibração dos sensores, ou a problemas induzidos por indesejadas variações térmicas durante o tempo de medição, ou ao cuidado no manuseamento de equipamentos). Nos casos em que ocorre este tipo de problemas de medição é preciso corrigir os registos originais através da utilização de filtros de médias móveis (utilizando janelas com um numero de pontos adequado). O acelerograma corrigido obtém-se subtraindo ao acelerograma original a média móvel obtida pelo referido filtro, como é possível visualizar na Figura 3.4 (a preto está representado o acelerograma corrigido).

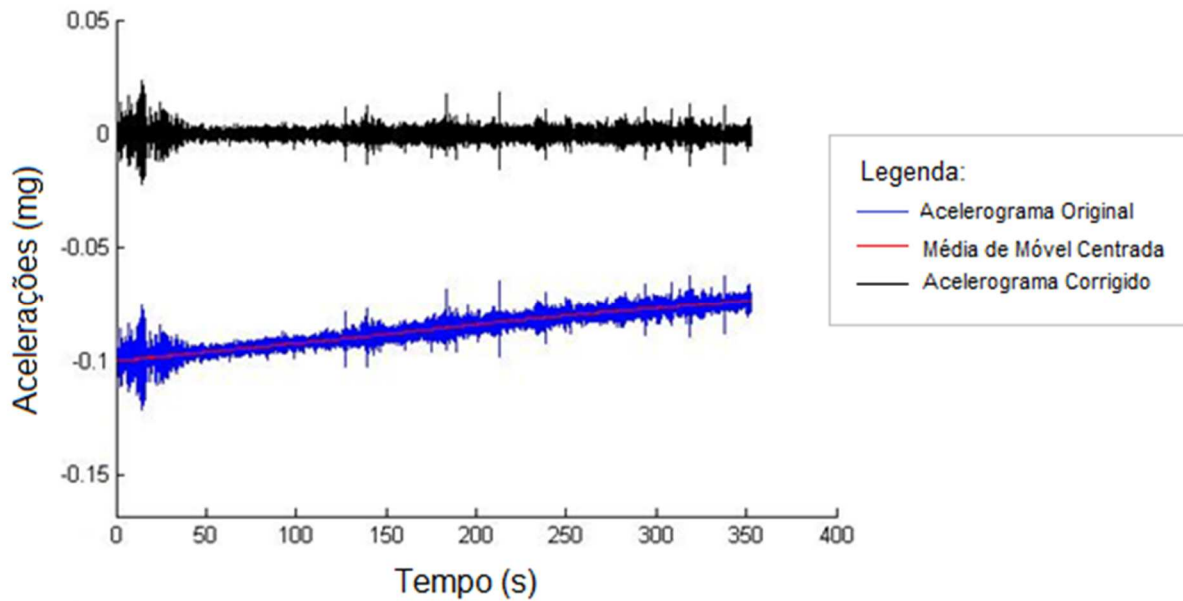


Figura 3.4: Utilização de um filtro de médias móveis para obter um sinal (corrigido) com média nula.

3.2.2.2 Cálculo de espectros utilizando uma única janela no tempo

Após a realização desta correção pode-se proceder ao cálculo dos espectros utilizando o algoritmo da FFT. Uma hipótese é aplicar o algoritmo FFT uma única vez considerando todos os pontos do registo de acelerações. Neste caso, para períodos de tempo relativamente elevados, obtêm-se espectros com elevada discretização em frequência (valores de Δf bastante reduzidos, dado que $\Delta f = 1/T_{m\acute{a}x}$), os quais apresentam, em geral, elevada “rugosidade”. Estes espectros podem ser suavizados recorrendo a filtros de médias móveis. Neste caso é conveniente utilizar médias centradas com um pequeno número de pontos, por forma a suavizar o espectro sem que sejam eliminados os picos principais. Na Figura 3.5 é possível verificar o resultado da aplicação de um filtro de médias móveis para suavizar um espectro de amplitudes. A verde encontra-se o espectro original, a preto a primeira filtragem e por fim a vermelho uma segunda filtragem.

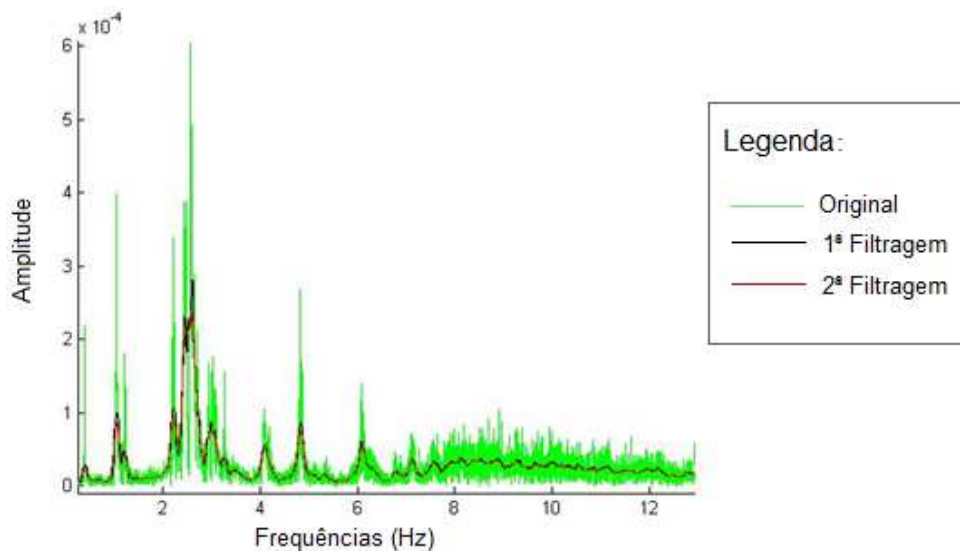


Figura 3.5: Aplicação de filtros de médias móveis centradas para obter espectros suavizados.

3.2.2.3 Cálculo de espectros utilizando várias janelas no tempo (sobreposição de janelas).

Método de Welch

Outra alternativa para efetuar a análise espectral de um dado registo é aplicar o algoritmo FFT a várias janelas temporais, usualmente considerando sobreposição de janelas no tempo (é usual optar por sobreposição de 2/3 ou 1/2). Esta técnica é frequentemente utilizada para obter espectros de amplitudes suavizados que resultam da média dos espectros de amplitudes de cada uma das janelas. Quando se utiliza esta técnica obtêm-se espectros com uma discretização em frequência mais baixa, pois esta depende do comprimento das janelas temporais utilizadas ($\Delta f = 1/T_{\text{janela}}$) e não do comprimento total do registo.

A janela temporal mais simples é denominada janela retangular. Com este tipo de janela aplicada a um dado intervalo é extraído exatamente o registo de acelerações medido nesse intervalo. Contudo verifica-se que pode ser útil aplicar janelas temporais do tipo seno com as quais o registo que é extraído num dado intervalo é multiplicado por uma função como a que se indica na Figura 3.6.

As janelas retangulares correspondem a um caso particular das denominadas janelas de Tukey e estão associadas ao parâmetro de Tukey=0. As janelas sinusoidais são também um caso particular das janelas de Tukey e correspondem ao parâmetro de Tukey=1. Podem ser utilizados para parâmetro de Tukey quaisquer valores entre 0 e 1, o que corresponde a janelas cujas formas variam entre a retangular e a sinusoidal.

O programa MATLAB tem uma função designada por *tukeywin* () que gera um vetor com os valores de janelas de Tukey para qualquer parâmetro pretendido (0 a 1). Ao aplicar este vetor à janela de tempo do acelerograma a função fica com o aspeto da Figura 3.6.

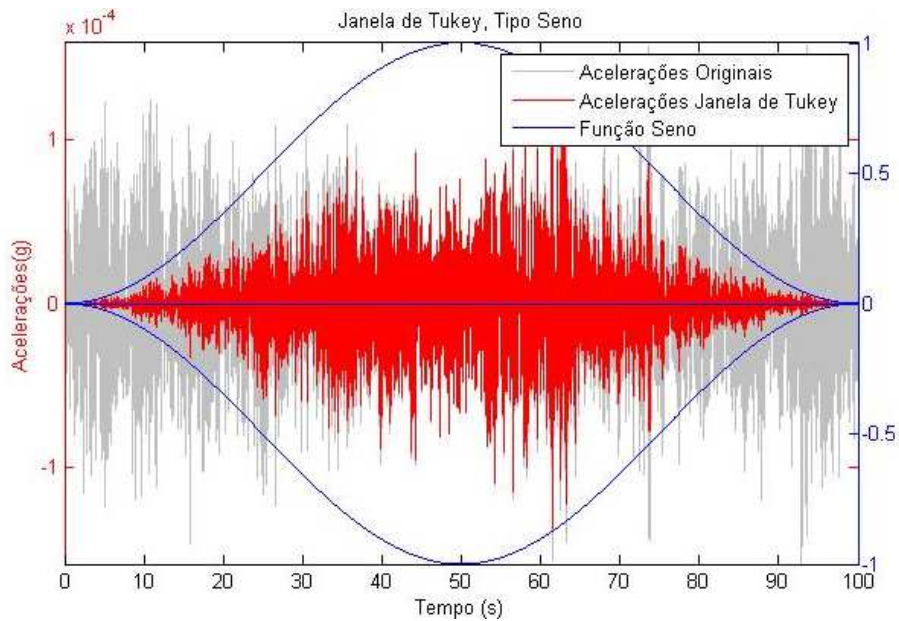


Figura 3.6: Aplicação de uma janela de Tukey (tipo seno) a um registo de acelerações.

A aplicação deste tipo de janelas temporais diferentes da retangular não altera o conteúdo em frequência e geralmente permite obter espectros médios mais suaves.

Na Figura 3.7, apresenta-se um esquema que mostra a aplicação de janelas de 100 segundos com sobreposição de 50%. Para cada janela calcula-se o respetivo espectro e o objetivo final é obter um espectro médio suavizado correspondente à média dos espectros de todas as janelas temporais consideradas.

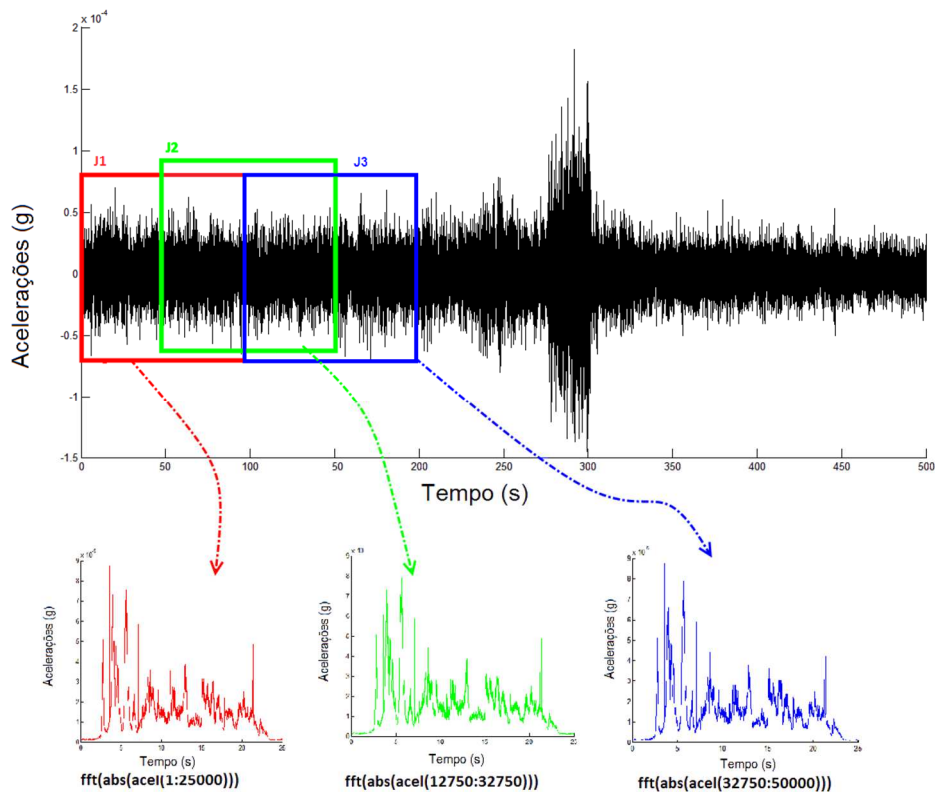


Figura 3.7: Análise espectral de um registo de acelerações. Esquema de sobreposição (50%) de janelas (100 s) para a obtenção de um espectro médio de amplitudes.

Na Figura 3.8 apresenta-se uma comparação entre dois espectros médios: um obtido com janelas retangulares e outro obtido do tipo sinusoidal. É possível verificar que a utilização das janelas tipo seno sobrepostas a 50% permite uma maior suavização: é o denominado Método de Welch.

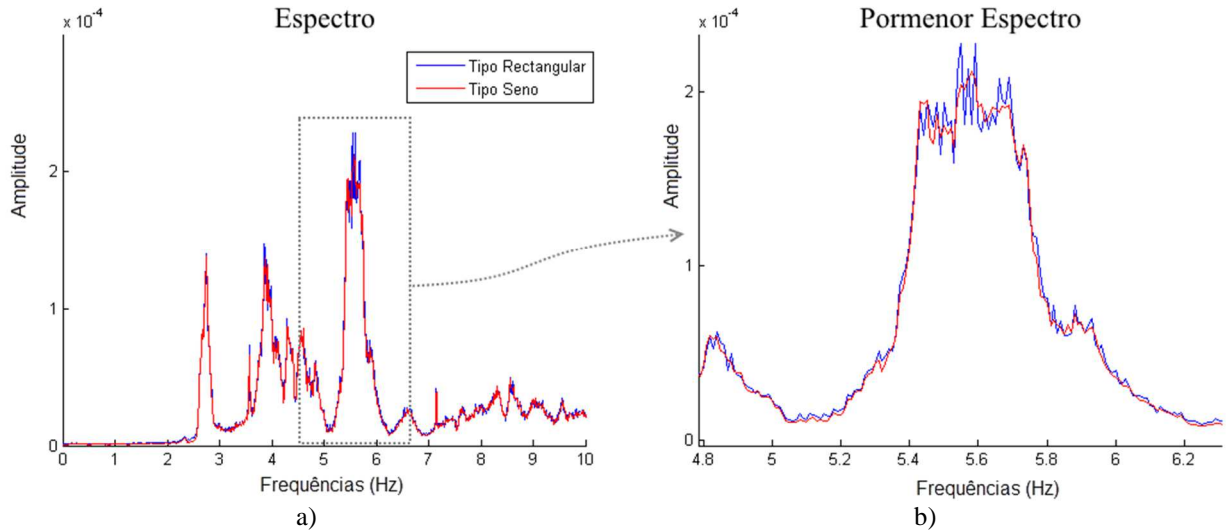


Figura 3.8: Diferença entre a utilização de janelas retangulares (Tukey 0) e janelas do tipo seno (Tukey 1). a) Espectros na banda de frequência de 0 a 10Hz. b) Ampliação dos espectros na banda de 5 a 6 Hz.

Tendo em conta as diferenças mencionadas anteriormente, foram adotadas janelas sinusoidais nas análises subsequentes.

Os espectros médios obtidos por sobreposição de janelas ainda podem ser suavizado recorrendo a filtros de médias móveis centradas como se mostra na Figura 3.9.

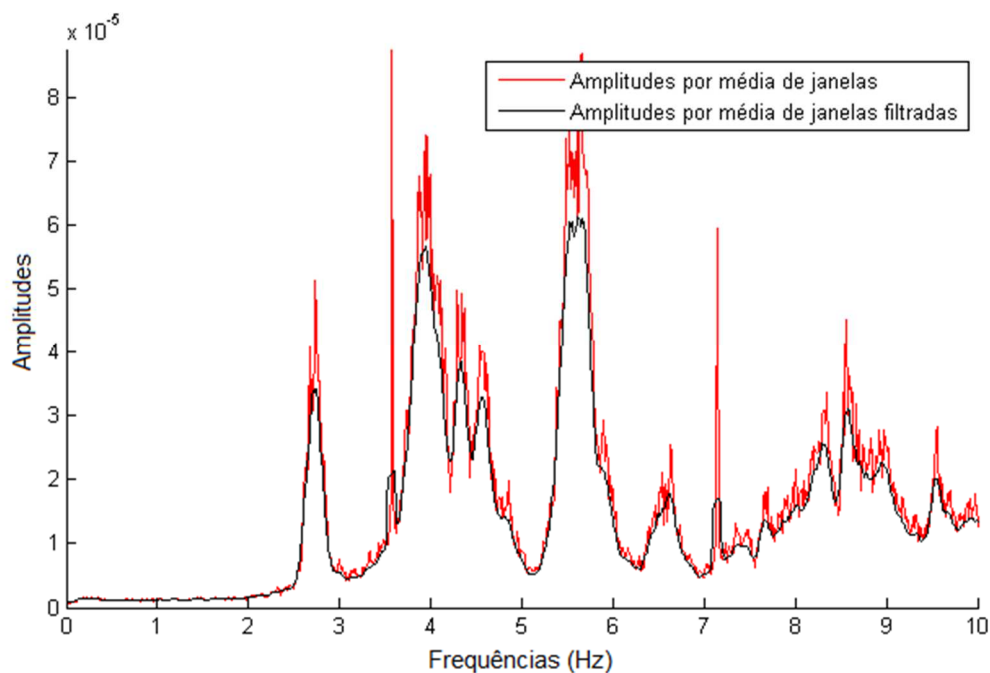


Figura 3.9: Aplicação de um filtro de médias móveis (com 5 pontos) para suavização do espectro anterior.

No anterior espectro de amplitudes obtido por médias de janelas (vermelho) é possível perceber a existência de picos estreitos (“sem amortecimento”) que correspondem a frequências de excitação sinusoidais (máquinas rotativas), que, neste caso, ocorrem numa frequência correspondente à frequência de rotação dos grupos de produção de energia: $3,57=50 \text{ Hz}/14 \text{ polos}$. Nota-se também um pico estreito numa frequência que é exatamente o dobro da anterior: 7,14 Hz. Com a aplicação do filtro de médias móveis centradas estes picos estreitos são bastante atenuados.

3.3 Identificação Modal. Matriz de Densidade Espectral de Potência

No ponto anterior foram apresentadas algumas técnicas para análise de sinal com vista à obtenção de um espectro de amplitudes a partir de uma série temporal (registro de acelerações). Neste ponto, em que o objetivo é a identificação modal (ou seja, a determinação de frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais), apresentam-se técnicas para analisar simultaneamente vários acelerogramas (medidos sincronizadamente em vários pontos da estrutura em análise).

Neste capítulo vai ser analisado o comportamento dinâmico da barragem do Cabril utilizando registros de acelerações medidos na obra em três pontos situados na zona do coroamento como se indica na Figura 3.10.

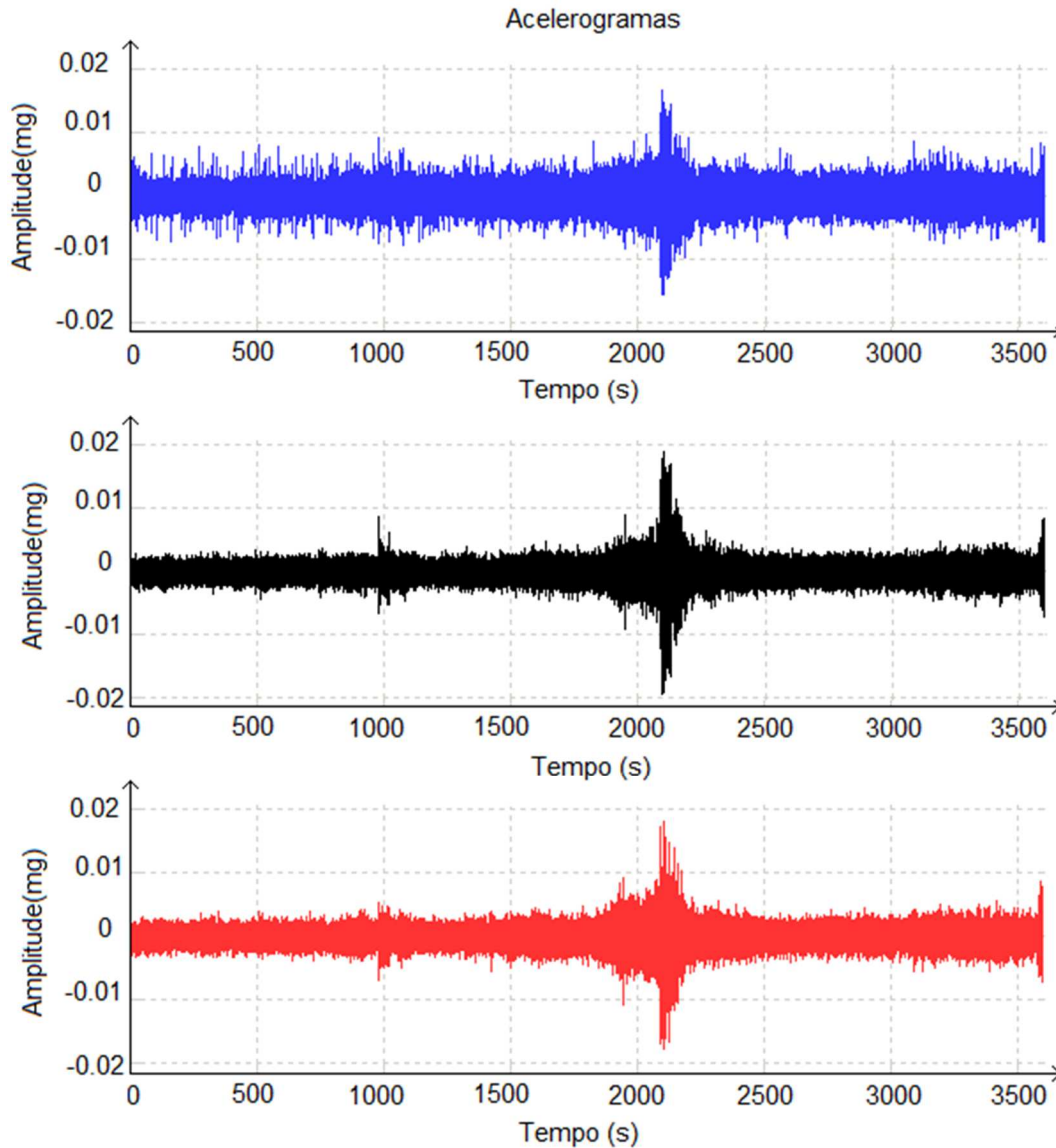


Figura 3.10: Barragem do Cabril. Posição dos acelerómetros considerados para a identificação modal e acelerogramas medidos no dia 2014.04.01 das 23h às 24h, cota de água: 291,54 m

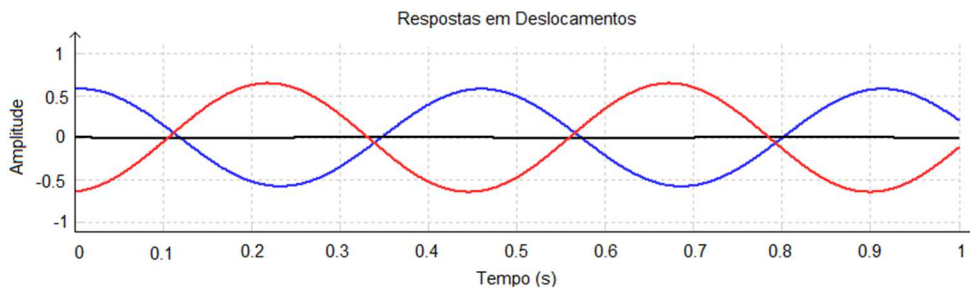
3.3.1 Identificação das configurações modais através da decomposição dos vários registos em ondas harmónicas

Através da aplicação da técnica de Fourier a um registo de acelerações (usando o algoritmo FFT) obtém-se um conjunto de ondas harmónicas: a cada onda n , de frequência $\omega_n = n \Delta\omega$,

corresponde um número complexo $(a_n - ib_n)T/2$, como referido anteriormente. A amplitude destas ondas é frequentemente representada sob a forma do já referido espectro de amplitudes. Em geral, as ondas de maior amplitude, correspondentes aos maiores picos espectrais, correspondem a frequências naturais da estrutura. Para o caso da barragem do Cabril, apresentam-se de seguida os resultados da análise dos registos de acelerações medidos nos três referidos pontos (pontos: 4, 5 e 6 representados na Figura 3.10), no dia 1 de abril de 2014 entre as 23 h e as 24 h (3600 s de aquisição). Considerando uma janela temporal de 200 s (3000 a 3200 s) foram calculados os espectros de cada um dos três acelerogramas cuja média permitiu obter um espectro médio onde se destacam os picos dos três espectros originais. Neste espectro médio através da técnica de *peak picking* foram identificados dois picos correspondentes ao primeiro e segundo modo de vibração da barragem. As ondas referentes às frequências destes dois picos (frequências naturais do primeiro e segundo modo) representam-se na Figura 3.11. Nesta figura é notório que o primeiro modo é claramente antissimétrico com frequência de 2,20 Hz, e o segundo modo é simétrico com frequência de 2,40 Hz.



a) Ondas de Frequência 2,20 Hz



b) Ondas de Frequência 2,40 Hz

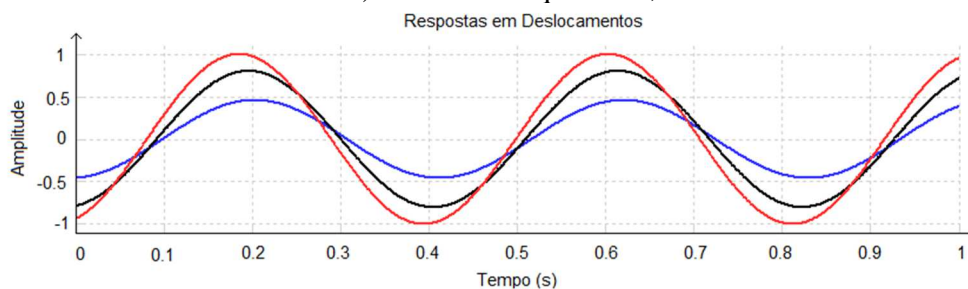


Figura 3.11: Primeiros modos identificados usando a técnica de *peak picking* aplicada a um espectro de amplitudes correspondente a uma janela de 200 s, retirada do acelerograma de 14.04.01 das 23h às 24h (cota de água: 291,54 m): a) 2,20 Hz, modo antissimétrico; b) 2,40 Hz, modo simétrico.

Na Figura 3.12 apresentam-se as ondas correspondentes à frequência 2,20 Hz que foram obtidas com base em duas janelas de tempo distintas (janelas sinusoidais de 200 s: janela a) $t = [2700\ 2900]$ s; e janela b) $t = [3000\ 3200]$ s) aplicadas aos referidos 3 acelerogramas (pontos 4, 5 e 6) obtidos a 14.04.01 das 23h às 24h (cota de água: 291,54 m). É de notar que as ondas obtidas a partir da janela de tempo da Figura 3.12 a) apresentam ângulos de fase (ver Figura 3.1) e amplitudes ligeiramente diferentes das obtidas a partir da janela de tempo Figura 3.12 b). É possível efetuar médias de espectros de amplitudes correspondentes a diferentes janelas para obter uma maior suavização. Também é possível obter espectros suavizados correspondentes a diferenças de fase entre ondas como se mostra mais à frente.

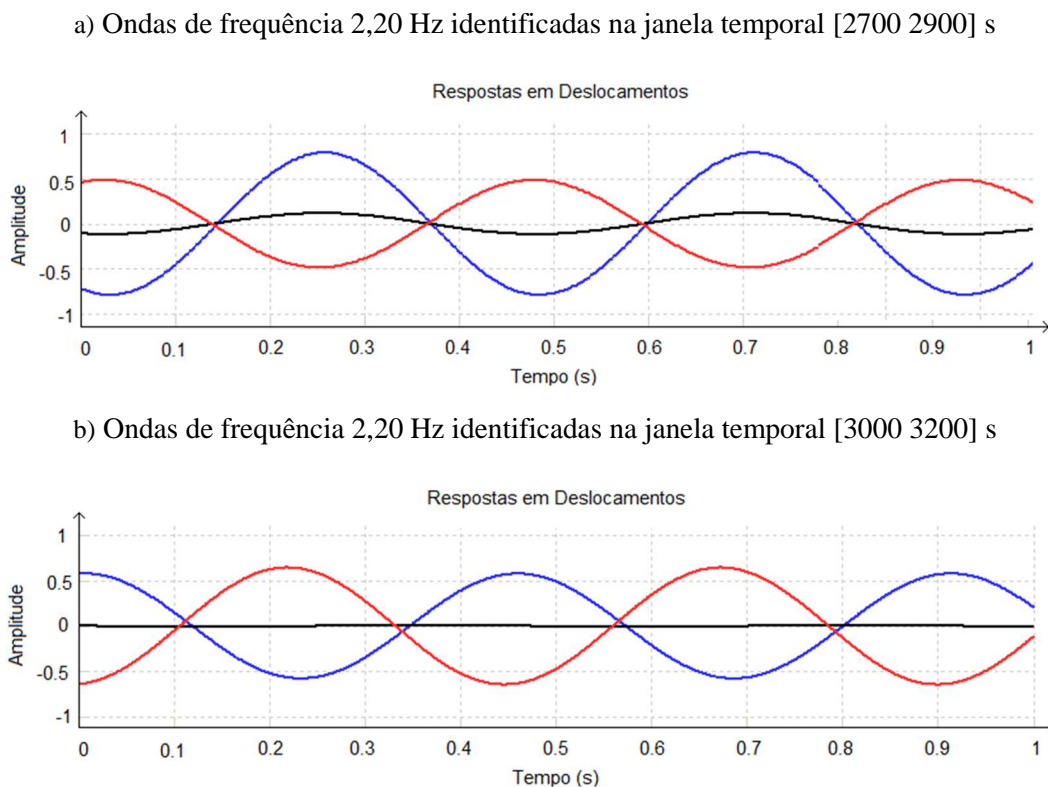


Figura 3.12: Modo identificado na frequência de 2,20 Hz, em duas janelas de tempo distintas (janelas de 200 s recolhidas do acelerograma de 2014.04.01 das 23h às 24h, cota de água: 291,54 m).

Na Figura anterior pode-se verificar que a diferença de fase entre um dado par de ondas (por exemplo a azul e a vermelha) mantém-se nas duas janelas temporais consideradas. Por esta razão pode-se concluir que é possível fazer médias de diferenças de fase (não faz sentido fazer médias de fases de ondas obtidas em diferentes janelas).

3.3.2 Matriz de Densidade Espectral de Potência (M_{DEP})

Como vimos anteriormente para se conseguir identificar frequências naturais e configurações modais de uma estrutura é necessário analisar vários registos de acelerações obtidos sincronizadamente em vários pontos da estrutura (neste caso foram escolhidos 3 pontos na zona superior central da barragem do Cabril).

A técnica usada atrás baseou-se na decomposição dos vários acelerogramas nas correspondentes ondas harmónicas, da forma $a_n \cos(\omega_n t) + b_n \sin(\omega_n t)$, usando a técnica da transformada discreta de Fourier (FFT). Comparando as ondas de uma dada frequência (escolhem-se as frequências em que ocorrem os picos espectrais) identificadas nos três pontos de medição pode-se perceber qual a forma da correspondente configuração modal. Com esta técnica de decomposição dos acelerogramas nas respetivas ondas verifica-se que:

- i. As frequências naturais correspondem às frequências das ondas de maior amplitude, ou seja, às frequências dos maiores picos dos espectros de amplitudes;
- ii. A configuração modal associada a cada frequência é obtida comparando as ondas dessa frequência identificadas nos vários acelerogramas medidos, em particular, comparando as amplitudes das referidas ondas e comparando a diferença entre as respetivas fases.

Este procedimento de comparação de ondas de uma dada frequência, identificadas nos vários acelerogramas medidos, pode ser efetuado de forma mais eficaz tendo em conta que a diferença de fase entre duas ondas de frequência ω_n (por exemplo: onda 1: $a_1 \cos(\omega_n t) + b_1 \sin(\omega_n t)$, identificada no ponto de medição 1, e onda 2: $a_2 \cos(\omega_n t) + b_2 \sin(\omega_n t)$ identificada no ponto de medição 2), representadas pelos números complexos $(a_1 - b_1 i)T/2$ e $(a_2 - b_2 i)T/2$, pode ser calculada como o ângulo de fase do produto entre estes números complexos, considerando o conjugado do segundo (recorde-se a regra da multiplicação de complexos na forma trigonométrica: $\rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) = \rho_1 \rho_2 \text{cis}(\theta_1 - \theta_2)$).

Aproveitando esta propriedade dos números complexos (que neste caso representam ondas), o cálculo das diferenças de fase entre qualquer par de ondas com uma dada frequência ω_n (neste caso temos ondas provenientes de três acelerogramas), pode ser organizado através da montagem de uma matriz 3x3, como a seguinte:

$$M_{DEP}(\omega_n) = \begin{bmatrix} (a_1 - b_1 i)(a_1 + b_1 i) & (a_1 - b_1 i)(a_2 + b_2 i) & (a_1 - b_1 i)(a_3 + b_3 i) \\ (a_2 - b_2 i)(a_1 + b_1 i) & (a_2 - b_2 i)(a_2 + b_2 i) & (a_2 - b_2 i)(a_3 + b_3 i) \\ (a_3 - b_3 i)(a_1 + b_1 i) & (a_3 - b_3 i)(a_2 + b_2 i) & (a_3 - b_3 i)(a_3 + b_3 i) \end{bmatrix} \cdot T/4 \quad (3.10)$$

a qual pode ser escrita na forma trigonométrica, que facilita a visualização das diferenças de fase, como se mostra em seguida

$$M_{DEP}(\omega_n) = \begin{bmatrix} \rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_1 \text{cis}(-\theta_1) & \rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) & \rho_1 \text{cis}(\theta_1) \cdot \rho_3 \text{cis}(-\theta_3) \\ \rho_2 \text{cis}(\theta_2) \cdot \rho_1 \text{cis}(-\theta_1) & \rho_2 \text{cis}(\theta_2) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) & \rho_2 \text{cis}(\theta_2) \cdot \rho_3 \text{cis}(-\theta_3) \\ \rho_3 \text{cis}(\theta_3) \cdot \rho_1 \text{cis}(-\theta_1) & \rho_3 \text{cis}(\theta_3) \cdot \rho_2 \text{cis}(-\theta_2) & \rho_3 \text{cis}(\theta_3) \cdot \rho_3 \text{cis}(-\theta_3) \end{bmatrix} \cdot T/4 \quad (3.11)$$

ou

$$M_{DEP}(\omega_n) = \begin{bmatrix} \rho_1^2 & \rho_1 \rho_2 \text{cis}(\theta_1 - \theta_2) & \rho_1 \rho_3 \text{cis}(\theta_1 - \theta_3) \\ \rho_2 \rho_1 \text{cis}(\theta_2 - \theta_1) & \rho_2^2 & \rho_2 \rho_3 \text{cis}(\theta_2 - \theta_3) \\ \rho_3 \rho_1 \text{cis}(\theta_3 - \theta_1) & \rho_3 \rho_2 \text{cis}(\theta_3 - \theta_2) & \rho_3^2 \end{bmatrix} \cdot T/4 \quad (3.12)$$

Esta matriz, denominada matriz da densidade espectral de potência, é avaliada para cada frequência ω_i . Os elementos da diagonal (i, i) são números reais e os elementos não diagonais (i, j) são números complexos cujo ângulo de fase representa a diferença de fase entre as ondas i e j.

Num problema de identificação modal, como o presente, é usual calcular esta matriz para todas as frequências $\omega_i = n\Delta\omega$ ($\Delta\omega = 2\pi/T$, em que T é o comprimento do acelerograma ou o comprimento da janela que se utiliza quando se opta pela análise espectral pela sobreposição de janelas temporais com vista a obter um espectro médio suavizado), Figura 3.13. Neste caso podem-se traçar os espectros de todos os elementos da matriz: espectros de amplitudes e espectros de diferença de fase.

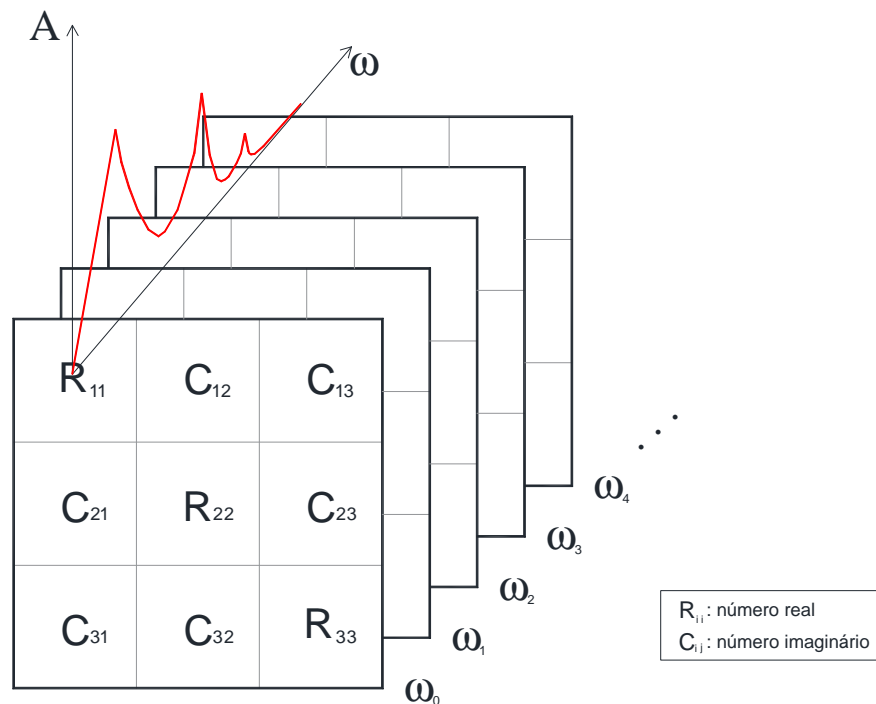


Figura 3.13: Representação das matrizes M_{DEP} para as várias frequências (caso em que se analisam acelerogramas medidos em três pontos da estrutura).

Neste caso, em que se consideram 3 pontos de medição, a matriz M_{DEP} (3x3) pode ser calculada de uma única vez para todas as frequências, colocando em cada entrada i, j o produto da transformada de Fourier do acelerograma medido no ponto i pelo conjugado da transformada de Fourier do acelerograma medido no ponto j , como se mostra na Figura 3.14.



| | 1 | 2 | 3 | |
|---|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------|
| 1 | $FFT1 \cdot \overline{FFT1}$ | $FFT1 \cdot \overline{FFT2}$ | $FFT1 \cdot \overline{FFT3}$ | . 1/T |
| 2 | $FFT2 \cdot \overline{FFT1}$ | $FFT2 \cdot \overline{FFT2}$ | $FFT2 \cdot \overline{FFT3}$ | |
| 3 | $FFT3 \cdot \overline{FFT1}$ | $FFT3 \cdot \overline{FFT2}$ | $FFT3 \cdot \overline{FFT3}$ | |

Figura 3.14: Esquema de cálculo da matriz de densidade espectral de potência para um exemplo de três acelerómetros.

Cálculo da matriz M_{DEP} com base no método de Welch

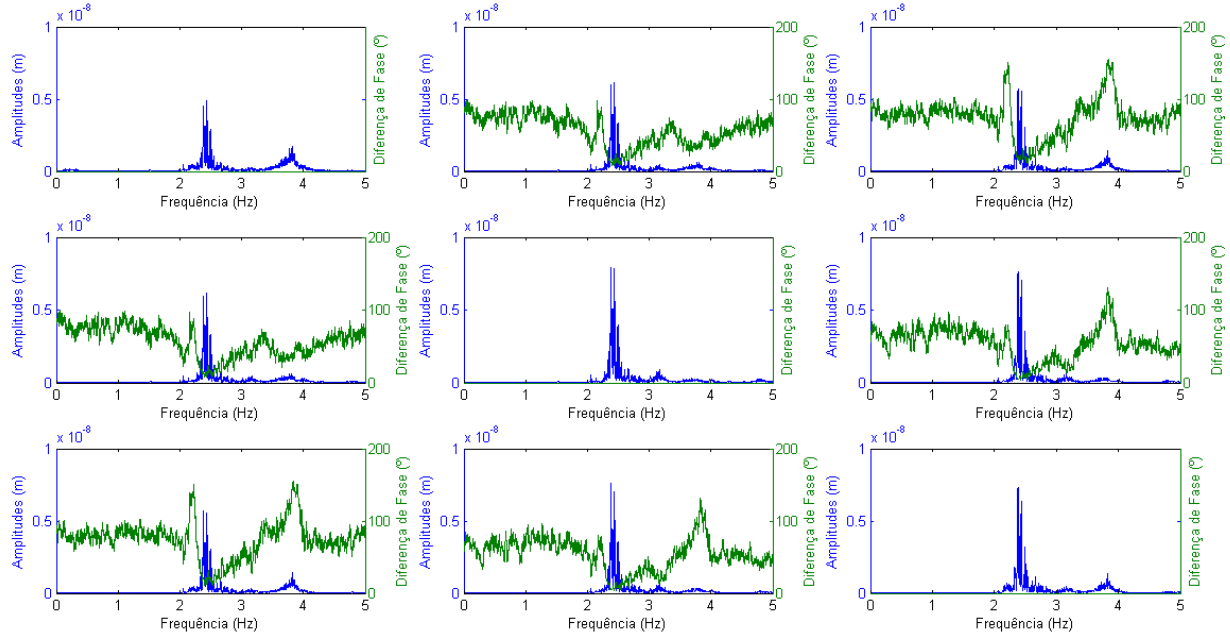
A matriz M_{DEP} é usualmente obtida com base em transformadas de Fourier calculadas através da sobreposição de janelas sinusoidais (a 50%) – Método de Welch. Desta forma os diversos termos da matriz correspondem a espectros de amplitudes e diferença de fase mais suavizados.

Na Figura 3.15, apresenta-se o resultado da aplicação da técnica de Welch para calcular a matriz M_{DEP} (para todas as frequências), no presente caso da barragem do Cabril em que se analisam registos obtidos nos 3 acelerómetros colocados na zona central superior da obra (dia 1 de abril de 2014, das 23h às 24h, com a água à cota 291,54 m).

Nesta figura podem-se ver os espectros de amplitudes na diagonal e os espectros cruzados, de amplitude (cruzada) e de diferenças de fase, nas posições fora da diagonal (3.12). Na Figura 3.15 b) apresenta-se os resultados idênticos ao da Figura 3.15 a) mas com as amplitudes em escala logarítmica.



a)



b)

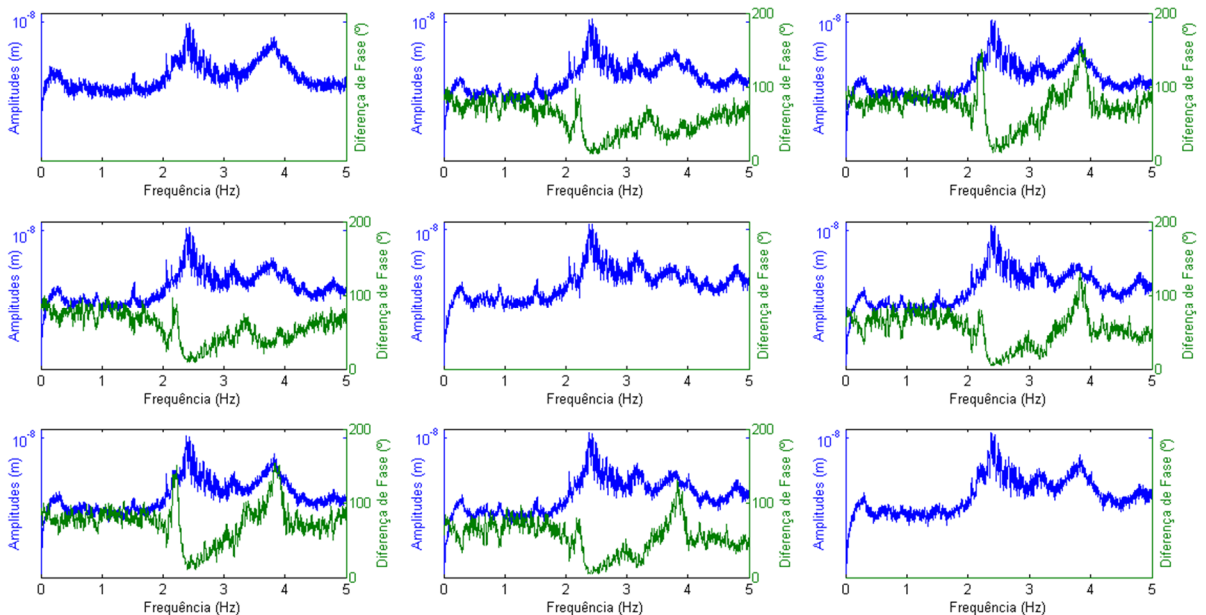


Figura 3.15: Matriz de densidade espectral de potência para a barragem do Cabril A azul encontra-se o espectro e a verde a diferença de fase, retirados do registo de acelerações de 2014.04.01 entre as 23h e 24h, na cota 291,54 m.

Analisando os resultados da figura anterior é possível identificar a forma dos modos de vibração da barragem do Cabril, utilizando apenas uma coluna da matriz M_{DEP} (e a respetiva diagonal). Por exemplo, usando apenas a primeira coluna (Figura 3.16), a qual é montada tomando como referência o acelerómetro 1, é possível notar um primeiro pico, de frequência 0,8 Hz, que corresponde a um modo de vibração da torre de tomada de água (Espada, 2009), e dois picos nas frequências 2,20 Hz e 2,40 Hz que correspondem ao primeiro e segundo modo de vibração da barragem (para a água à cota 295 m). Analisando os espectros de diferenças de fase conclui-se que:

- i. o primeiro modo é aproximadamente antissimétrico (pode-se verificar que para a frequência de 2,20 Hz a diferença de fase entre o ponto 3 e o ponto 1 tendo a aproximar-se do valor máximo de 180° , o que significa que os pontos 1 e 3 vibram em oposição de fase na frequência do primeiro modo);
- ii. o segundo modo é aproximadamente simétrico (pode-se verificar que para a frequência de 2,40 Hz a diferença de fase entre o ponto 2 e o ponto 1 é quase nula e o mesmo se passa para a diferença de fase entre o ponto 3 e ponto 1, o que significa que os três pontos vibram em fase na frequência do segundo modo).

Também é possível utilizar a segunda coluna da matriz M_{DEP} (coluna correspondente a tomar como referência o acelerómetro 2), para identificar a configuração dos modos de vibração, ou ainda a terceira coluna.

Utilizando qualquer uma das colunas da matriz M_{DEP} as configurações modais que se obtêm deverão ser semelhantes (não é de esperar que a escolha do acelerómetro de referência possa influenciar a configuração dos modos identificados). Convém notar que quando se escolhe uma coluna da matriz M_{DEP} para analisar as configurações modais está-se a escolher como referência o acelerómetro correspondente ao número dessa coluna.

Na prática, contudo, verifica-se que devido a imprecisões nas medições e ao facto da excitação não ser geralmente um ruído branco (como se admite em termos teóricos quando se efetua a identificação modal de uma estrutura usando estas técnicas de análise espectral) não se obtêm configurações modais exatamente iguais quando se escolhem colunas diferentes ou seja quando se escolhem diferentes acelerómetros como referência.

O ideal será obter as configurações modais fazendo a média das que se obtêm para cada uma das colunas. Isto pode-se conseguir calculando os valores e vetores singulares da matriz M_{DEP} , como se mostra no ponto 3.3.3.

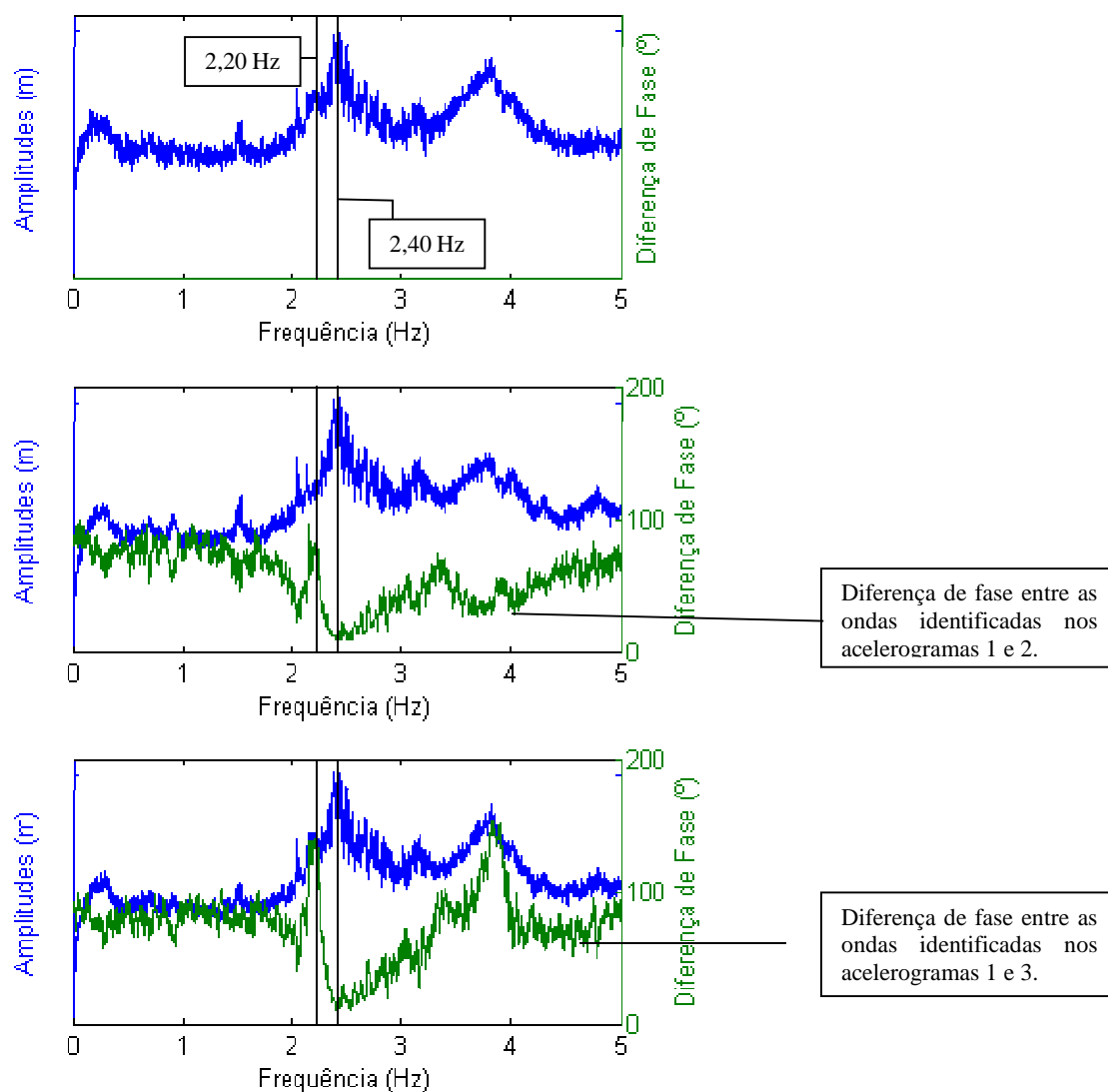


Figura 3.16: Primeira coluna da MDEP da barragem do Cabril, as linhas a preto mostram respetivamente as frequências 2,20 Hz (antissimétrico) e 2,40 Hz (simétrico), retirados do registo de acelerações de 2014.04.01 entre as 23 h e 24 h, na cota 291,54 m.

Cálculo da matriz M_{DEP} com base no método de *Random Decrement*

Na Figura 3.17 apresenta-se esquematicamente a denominada técnica de *random decrement* (Cole, 1973) para cálculo da matriz M_{DEP} , considerando o exemplo anterior de medição de acelerações em apenas 3 canais. Este método consiste na sobreposição de janelas temporais de um dado comprimento cuja posição inicial corresponde aos pontos de intersecção entre o registo e uma linha horizontal (nível de corte) posicionada geralmente a uma distância do valor médio do sinal igual ao dobro do desvio padrão (como se indica no primeiro acelerograma da Figura 3.15). As janelas temporais (de 50 s, neste caso) identificadas no primeiro no primeiro registo de acelerações são aplicadas aos três acelerogramas e dão origem aos três acelerogramas da 1ª primeira coluna da matriz “*Random Decrement*” apresentada na Figura 3.17. As janelas temporais identificadas da

mesma forma no 2º acelerograma dão origem à 2ª coluna da referida matriz e as janelas temporais identificadas no 3º acelerograma dão origem à 3ª coluna. Com os registos temporais da 1ª coluna (registos do tipo *Random Decrement*) calcula-se uma matriz M_{DEP} (a transformada de Fourier de cada um dos registos de 50 s é calculada com uma única janela). Com os registos temporais da 2ª coluna calcula-se outra matriz M_{DEP} e o mesmo com os registos temporais da 3ª coluna. A matriz M_{DEP} final corresponde à média das 3 matrizes anteriores.

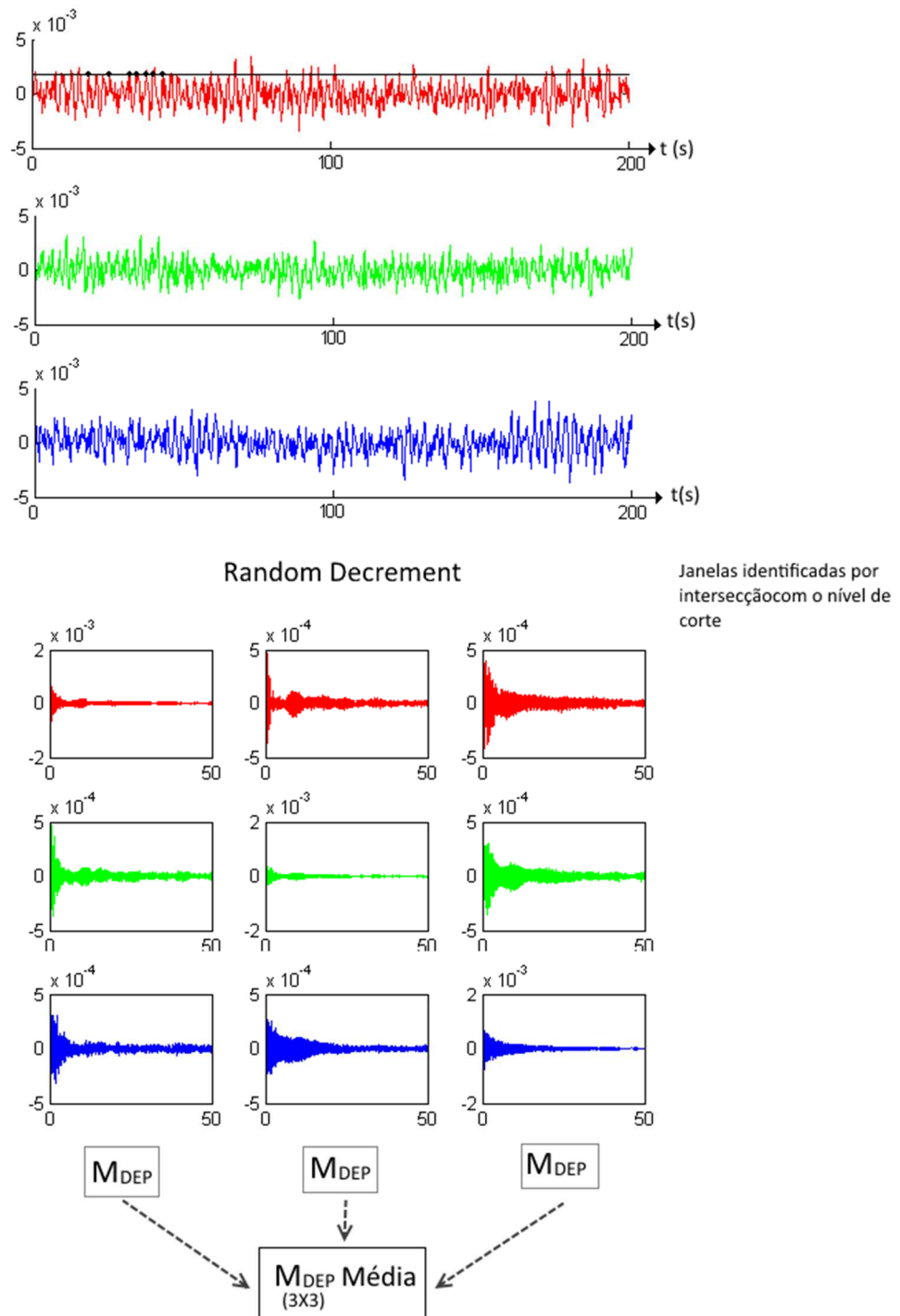


Figura 3.17: Método de *Random Decrement* para cálculo da matriz de densidade espectral de potência.

3.3.3 Métodos baseados no cálculo de valores e vetores singulares da M_{DEP}

Na sequência da análise efetuada no ponto anterior concluiu-se que, para uma dada frequência natural ω_N (frequência de um pico espectral importante) é possível obter a configuração do respetivo modo de vibração usando a informação contida em todas as colunas da matriz $M_{DEP}(\omega_N)$ (calculada para a referida frequência natural) recorrendo ao cálculo dos seus vetores e valores singulares. O primeiro vetor singular da matriz $M_{DEP}(\omega_N)$ corresponde à configuração modal pretendida (Figura 3.18): neste caso o primeiro vetor singular contém três números complexos, ou seja, contém os parâmetros das três ondas que descrevem o movimento oscilatório de cada um dos três pontos de medição, para a frequência em análise.

$f = 2,20 \text{ Hz}$ 1º Modo (Anti-simétrico)

$$M_{DEP} = \begin{bmatrix} R_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & R_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & R_{33} \end{bmatrix}$$

R_{ij} : número real
 C_{ij} : número imaginário

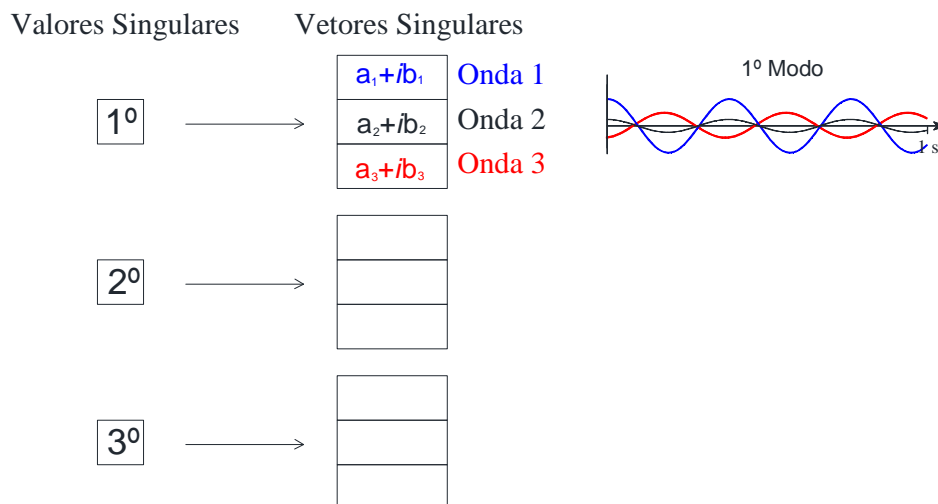


Figura 3.18: Determinação da configuração modal correspondente ao primeiro modo de vibração ($f=2,20\text{Hz}$) através do cálculo do primeiro vetor singular da matriz M_{DEP} calculada para a frequência 2,20 Hz.

Quando se faz este tipo de análise é útil traçar os espectros dos valores singulares (Figura 3.19) pois estes apresentam picos espectrais coincidentes com os picos dos espectros de amplitudes.

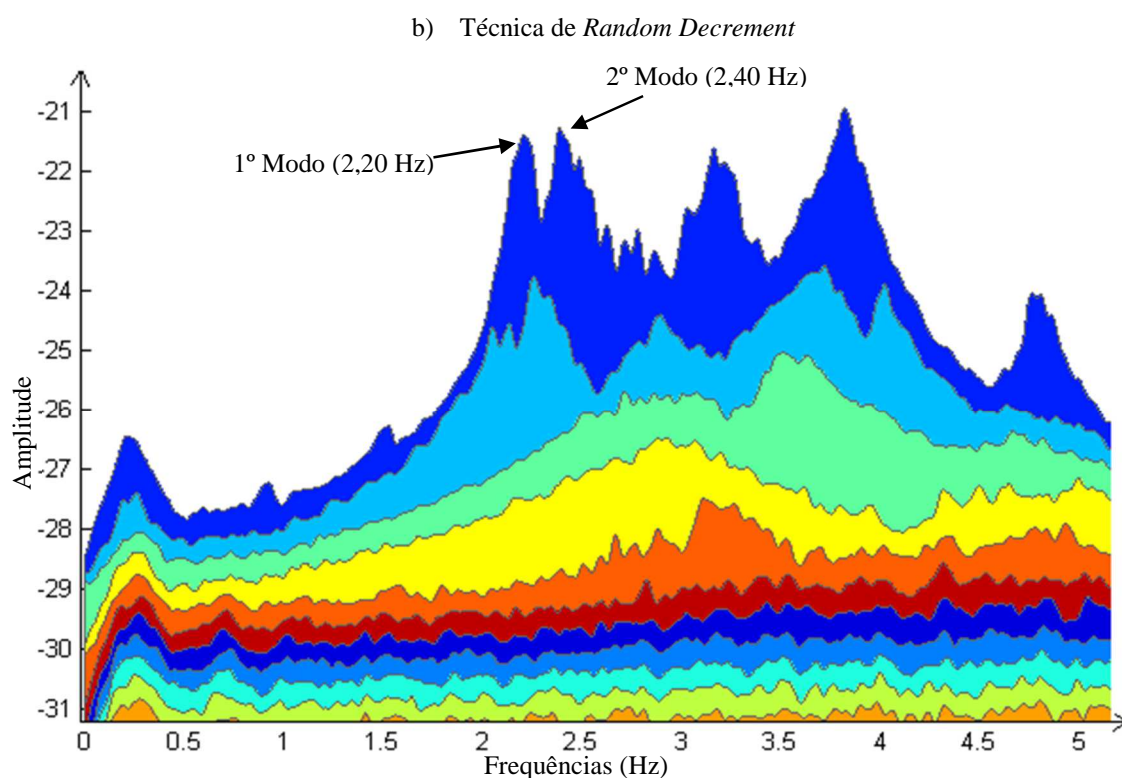
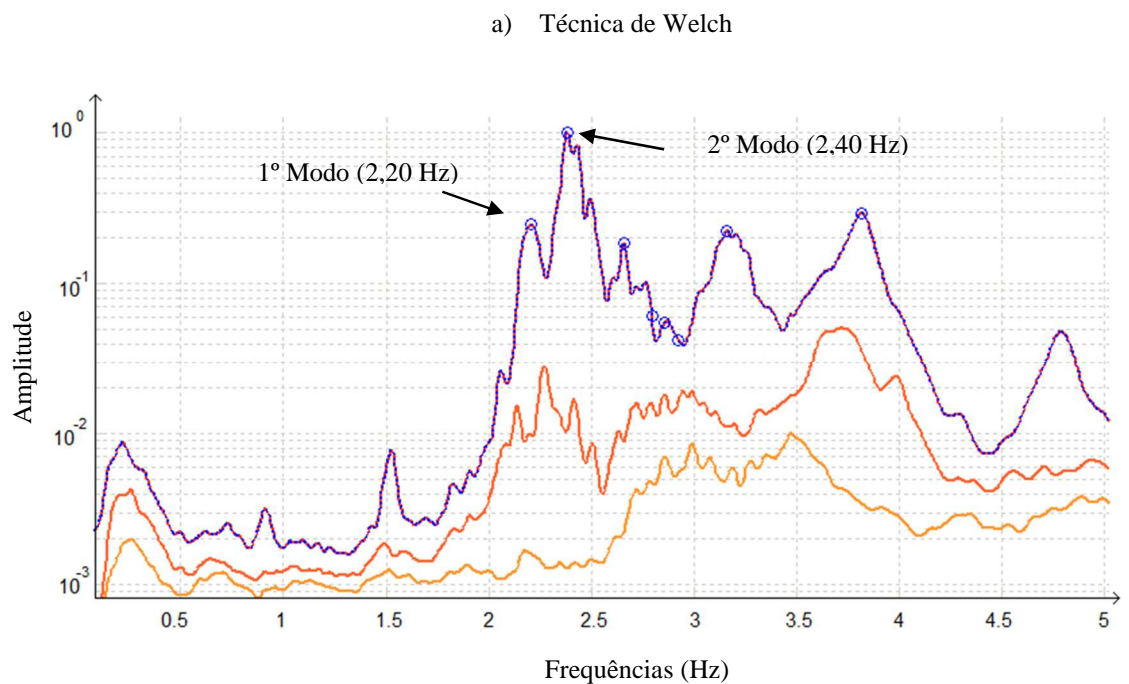


Figura 3.19: Espectros dos valores singulares da matriz M_{DEP} . Barragem do Cabril: registo de acelerações de 2014.04.01 entre as 23h e as 24h, com a água à cota 291,54 m. a) Técnica de Welch; b) Técnica de *Random Decrement*.

Na Figura 3.19 apresentam-se os espectros (suavizados) dos valores singulares correspondentes aos registos obtidos no dia 1 de abril de 2014, entre as 23h e as 24h, com a água à cota 291,54 m (registos de 3600 s com uma frequência de amostragem de 50 Hz). Na Figura 3.19 a) apresentam-

se os resultados para o caso em que a matriz M_{DEP} foi calculada com o método de Welch e na Figura 3.19 b) para o caso que a matriz M_{DEP} foi calculada com a técnica de *Random Decrement*. Na Figura 3.20 mostram-se as ondas correspondentes aos dois primeiros modos de vibração da barragem, obtidos através dos primeiros vetores singulares da matriz M_{DEP} , correspondente às frequências dos dois picos espectrais indicados na Figura 3.19.

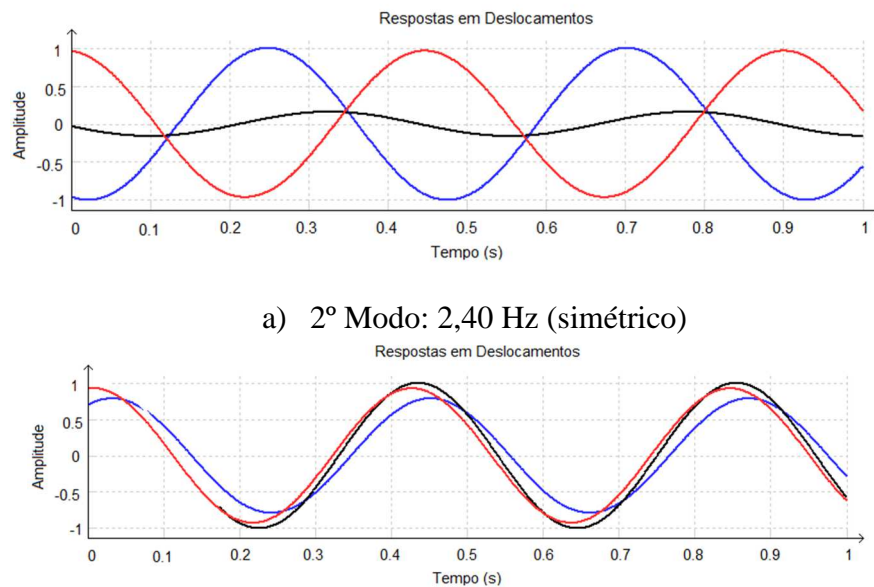


Figura 3.20: Primeiros modos de vibração identificados na barragem do Cabril para a água à cota 291,54 m. a) 1º Modo: frequência de 2,20 Hz (anti-simétrico); b) 2º Modo: frequência de 2,40 Hz (simétrico).

Na Figura 3.20 a) estão representadas as ondas do primeiro modo de vibração que, como se pode ver, é um modo antissimétrico que ocorre para a frequência de 2,20 Hz (as ondas azul e vermelha estão aproximadamente em oposição de fase e têm amplitudes semelhantes; a onda a preto, que representa o movimento do ponto central tem uma amplitude claramente inferior).

Na Figura 3.20 b) estão representadas as ondas do segundo modo de vibração que, como se pode ver, é um modo simétrico que ocorre para a frequência de 2,40 Hz (as ondas representativas do movimento oscilatório dos três pontos estão em fase; a onda de maior amplitude é correspondente ao ponto central, a preto).

3.4 Programa Modal_ID2.0

Foi desenvolvido no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas (NMMR) do DBB-LNEC, em **MATLAB**, o programa **Modal_ID2.0** (*Modal Identification*) que permite identificar as frequências naturais, as formas dos modos e os amortecimentos modais utilizando as técnicas mencionadas anteriormente. Este programa permite que os utilizadores escolham de forma interativa todos os parâmetros que se utilizam na identificação modal, como se refere em detalhe

mais à frente. Foi desenvolvida também uma versão deste programa (**Modal_ID_auto2.0**) preparada para realizar automaticamente a identificação modal, de hora em hora. Os principais resultados deste programa, nomeadamente as frequências naturais e as configurações modais dos primeiros 5 modos de vibração (com a respetiva cota de água), são enviados automaticamente via *email* para os técnicos responsáveis pelo controlo da segurança (são enviados resultados sob a forma numérica e gráfica em ficheiros do tipo .dxf).

Painel Inicial

Na Figura 3.21 mostra-se o painel inicial do programa **Modal_ID2.0** onde o utilizador pode escolher o dia e a hora em que pretende analisar as vibrações que foram registadas pelo sistema de monitorização instalado. O programa acede a uma base de dados em que os registos de acelerações de todas as horas são guardados, com uma frequência de amostragem de 50 Hz. O programa acede ao registo das cotas de água para todas as horas.



Figura 3.21: Página inicial do programa **Modal_ID2.0**.

Painel Acelerogramas/Espetros

Após a escolha do dia e da hora, este painel permite visualizar graficamente conjuntos de três acelerogramas e respetivos espectros. O utilizador, dispõe de 25 botões do tipo “*pressbutton*” que lhe permitem escolher facilmente quaisquer conjuntos de três acelerómetros de entre os 25 canais de medição (16 acelerómetros uniaxiais, 1 acelerómetro triaxial no centro da galeria do coroamento e dois acelerómetros triaxiais na superfície de inserção, junto a cada um dos encontros). Neste painel, Figura 3.22, pode-se escolher os parâmetros a utilizar na análise espectral, nomeadamente:

- Intervalo de tempo a analisar (por defeito analisam-se os registos completos, com a duração de uma hora: 0 a 3600 s);
- Valor a adotar para a decimação, número de pontos por segundo (inferior ao valor máximo utilizado na aquisição: 1000 Hz);
- Tipo de janela temporal a utilizar na análise espectral pelo método de sobreposição de janelas: retangular (Tukey 0) a sinusoidal (Tukey 1);
- Comprimento das janelas, em segundos e respetiva percentagem de sobreposição;

Estas opções são descritas nas secções anteriores para análise de sinal.

Os resultados apresentados neste painel permitem perceber facilmente como varia a amplitude da vibração ao longo da hora em análise e se existem diferenças significativas entre as vibrações medidas nos vários canais. Quando os grupos de produção de energia estão em funcionamento a amplitude das vibrações medidas é muito superior à amplitude que é registada quando atua apenas a excitação ambiente. No caso da Figura 3.22, é possível verificar que durante a hora em análise a amplitude das vibrações não se manteve constante o que pode ser explicado por uma redução de potência (no período entre 2750 e 3400 s) na geração de energia.

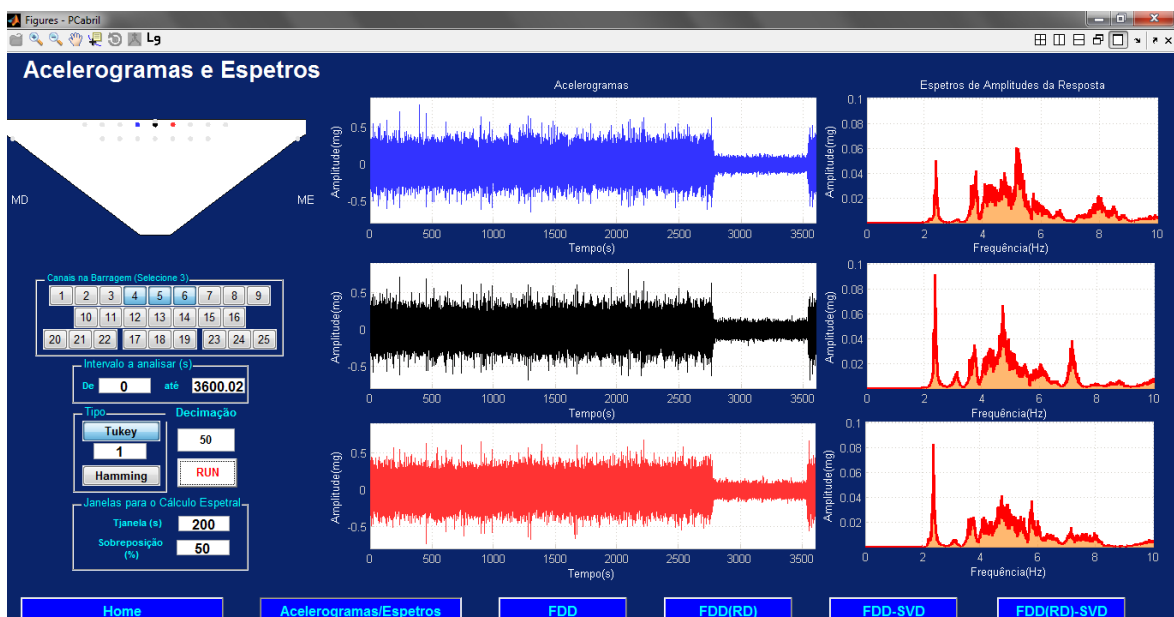


Figura 3.22: Programa Modal_ID2.0, separador referente aos acelerogramas e espectros de amplitudes.

Painel FDD, Frequency Domain Decomposition

Neste painel (Figura 3.23), acessível através do botão FDD (*Frequency Domain Decomposition*, Decomposição no Domínio da Frequência) é possível efetuar a identificação modal com base num dos métodos mais simples denominado método de decomposição no domínio da frequência, com escolha manual de picos espectrais (“*peak picking*”), descrito no ponto anterior.

Neste painel visualiza-se o espectro médio (suavizado com filtro de médias móveis centradas de 5 pontos) dos acelerogramas escolhidos (o utilizador pode escolher qualquer conjunto de entre os 16 acelerómetros uniaxiais colocados no corpo da barragem). Os principais picos são assinalados automaticamente e o utilizador pode escolher a frequência de qualquer um dos picos para analisar a respetiva configuração modal e para determinar o respetivo amortecimento modal. A configuração modal, calculada com base na primeira coluna da matriz M_{DEP} , é representada sob a forma de ondas harmónicas representativas da oscilação de cada um dos pontos escolhidos (para a frequência em análise). É também possível visualizar a oscilação da estrutura para a referida frequência sob a forma de uma animação (botão “Modo”). É de referir que o programa permite colocar o referido espectro médio numa escala logarítmica, e permite escolher de forma interativa (utilizando a ferramenta de seleção interativa de picos disponibilizada na barra superior) quaisquer outros picos espectrais e não apenas os que o programa assinala automaticamente como sendo os mais importantes.

Neste painel apresenta-se também o espectro do índice MAC “*Modal Assurance Criterion*” (Brincker, Zhang, & Andersen, 2001) para a frequência escolhida. Este espectro tem valor unitário na frequência escolhida (o que indica que a forma do modo nessa frequência é exatamente igual a si própria!) noutras frequências o índice de MAC assume geralmente valores inferiores a 1 porque a forma dos modos noutras frequências não coincide com a forma do modo na frequência em análise (este índice permite, portanto, comparar dois vetores modais, e corresponde ao quadrado do coeficiente de correlação entre esses dois vetores modais).

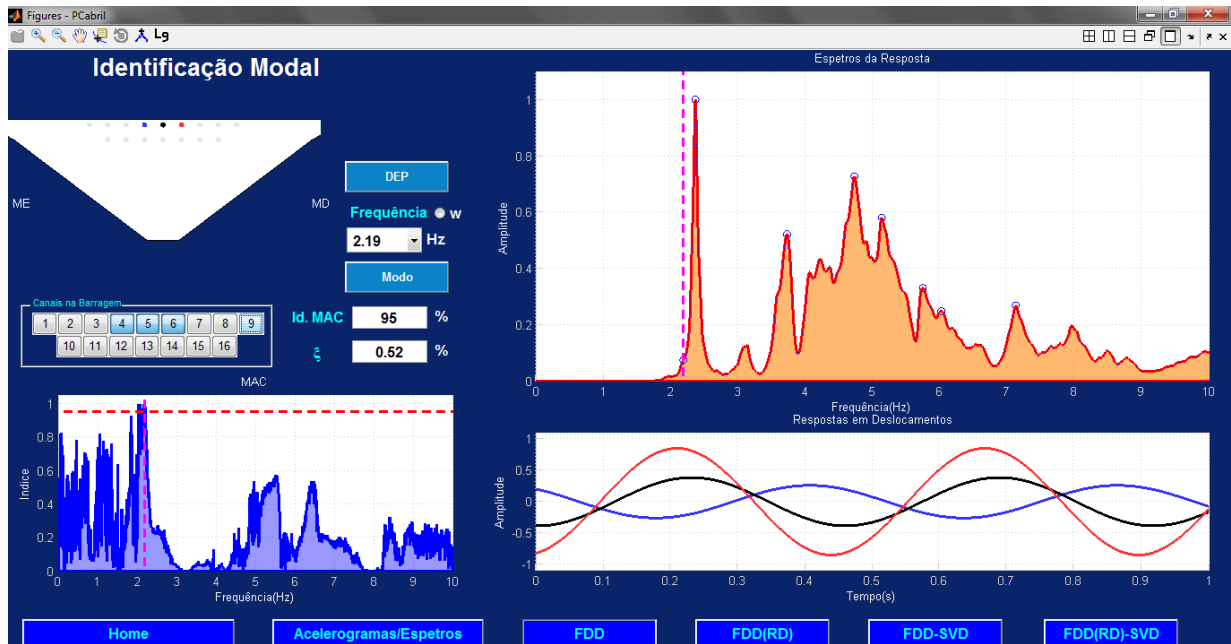


Figura 3.23: Programa **Modal_ID2.0**, separador referente à identificação modal através do método FDD.

Painel FDD(RD), Frequency Domain Decomposition (Random Decrement)

Neste painel, semelhante ao anterior, apresentam-se os resultados obtidos com base no método de Random Decrement (Rodrigues, Brinker, & P., 2004) para a sobreposição de janelas.

Painel FDD-SVD, Frequency Domain Decomposition – Singular Value Decomposition

O painel de identificação modal “FDD-SVD: *Frequency Domain Decomposition - Singular Value Decomposition*, Decomposição em Valores Singulares”, é semelhante ao painel FDD, Figura 3.24. A diferença é que neste caso é apresentado o espectro dos valores singulares da matriz de densidade espectral de potência, descrita no ponto 3.3.3. A configuração modal é calculada com base no primeiro vetor singular da matriz M_{DEP} correspondente à frequência escolhida.

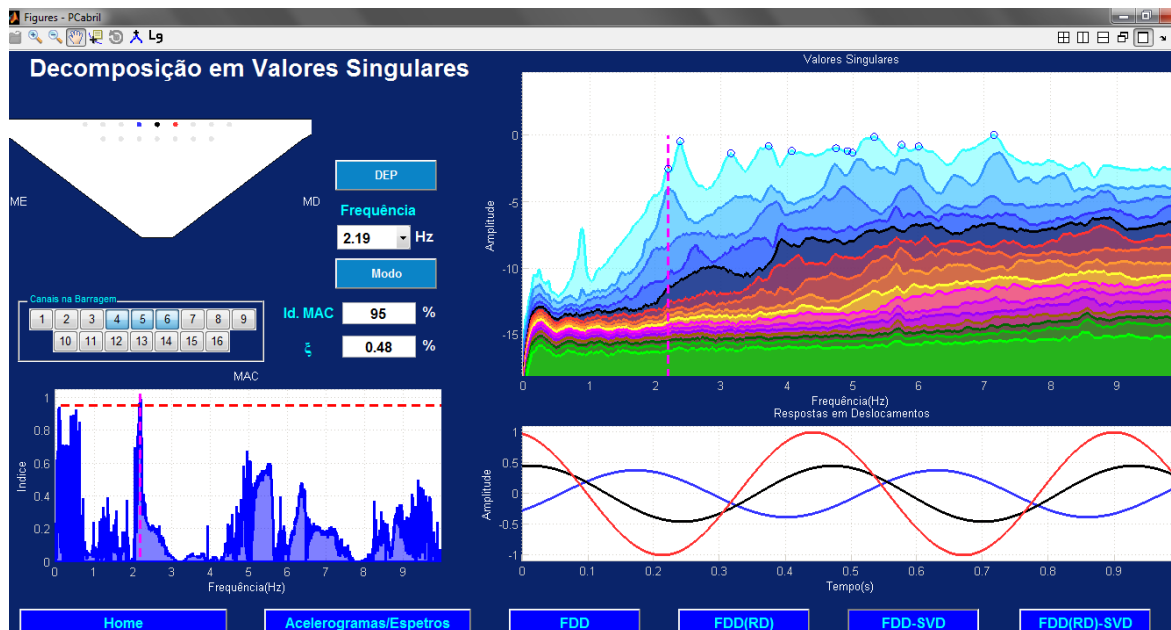


Figura 3.24: Programa **Modal_ID2.0**, separador referente à identificação modal através do método FDD-SVD.

Painel FDD(RD)-SVD, Frequency Domain Decomposition (Random Decrement)– Singular Value Decomposition

Neste painel, semelhante ao anterior, em que se calculam os vetores e valores singulares da matriz M_{DEP} , apresentam-se os resultados obtidos com base no método de Random Decrement (Rodrigues, Brinker, & P., 2004) para a sobreposição de janelas.

3.5 Considerações Finais

Neste capítulo foram abordados vários métodos para análise de sinal, desde a utilização de filtros de médias móveis para corrigir os sinais medidos com vista a obter registos com média nula, até à aplicação de diferentes técnicas de análise espectral com vista a obtenção de espectros suavizados. Foi referido que, apesar de ser possível identificar as configurações modais através da decomposição dos vários registos em ondas harmónicas, através da utilização da Transformada Discreta de Fourier, é muitas vezes conveniente montar a denominada matriz de densidade espectral de potência com vista a calcular os respetivos valores e vetores singulares para obtenção das configurações modais de forma mais eficiente.

Por fim, descreve-se o *software* de Identificação Modal, **Modal_ID2.0**, elaborado no NMMR do DBB-LNEC, que permite identificar as frequências naturais, as formas dos modos e os amortecimentos modais utilizando as técnicas mencionadas anteriormente.

4

Fundamentos dos Programas DySSA2.6 e DynDam1.0

4.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo apresentam-se os fundamentos dos modelos matemáticos utilizados nos programas **DySSA2.6** (*Dynamic State Space Analysis*) e **DynDam1.0** (*Dynamic Behavior of Dams*), ambos desenvolvidos com vista ao estudo do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas (NMMR) do DBB-LNEC, em **MATLAB**.

Estes programas são baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF), um método numérico de resolução de equações diferenciais cuja aplicação à análise estrutural é baseada na discretização da estrutura em elementos (finitos). A origem do desenvolvimento deste método ocorreu em meados do século XX, e a sua generalização tornou-se possível com a evolução dos computadores. O programa **DySSA2.6** é um programa de EF3D, baseado numa formulação de estado (em velocidades e deslocamentos), vocacionado para a análise dinâmica de barragens considerando a discretização da albufeira em elementos finitos. O programa **DynDam1.0**, também de EF3D, recorre a uma formulação clássica (em deslocamentos) e considera que as pressões hidrodinâmicas são simuladas através de massas de águas associadas, calculadas com base na hipótese Westergaard.

4.2 Análise Dinâmica. Modelação Matemática

Uma estrutura quando solicitada por uma força externa variável no tempo $f(t)$, movimenta-se a partir da sua posição de equilíbrio estático. Para um sistema oscilatório simples com 1 grau de liberdade do tipo massa-mola (massa m , mola de rigidez k e amortecimento c) o equilíbrio do movimento ou equilíbrio dinâmico traduz-se em cada instante de tempo pelo equilíbrio entre todas as forças participantes no movimento

$$f_I(t) + f_A(t) + f_E(t) + f(t) = 0 \quad (4.1)$$

em que

- $f_I(t) = -m\ddot{u}(t)$ - Força de inércia (2ª Lei de Newton)
- $f_A(t) = -c\dot{u}(t)$ - Força de amortecimento
- $f_E(t) = -k u(t)$ - Força de restituição elástica.
- $f(t)$ - Força externa, variável no tempo

Deste modo, a equação do equilíbrio dinâmico é uma equação diferencial de 2ª ordem definida por:

$$m.\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k.u(t) = f(t) \quad (4.2)$$

Para sistemas de vários graus de liberdade (N_{GL}) o movimento pode ser descrito por uma equação diferencial matricial idêntica à anterior, mas na qual irão surgir as matrizes de massas \underline{m} , de amortecimento \underline{c} e de rigidez \underline{k} .

$$\underline{m}.\ddot{\underline{u}}(t) + \underline{c}.\dot{\underline{u}}(t) + \underline{k}.\underline{u}(t) = \underline{f}(t) \quad (4.3)$$

- \underline{c} - Matriz de amortecimento global
- \underline{m} - Matriz de massa global
- \underline{k} - Matriz de rigidez global
- $\ddot{\underline{u}}(t)$ - Vetor das acelerações
- $\dot{\underline{u}}(t)$ - Vetor das velocidades
- $\underline{u}(t)$ - Vetor dos deslocamentos
- $\underline{f}(t)$ - Vetor com as histórias de forças aplicadas

4.2.1 Método dos Elementos Finitos

A modelação do comportamento estrutural de barragens sob a ação das diversas solicitações, estáticas e dinâmicas, envolvidas nos estudos de verificação da segurança, é geralmente efetuada para a hipótese de materiais isotrópicos com comportamento elástico-linear, através da resolução numérica (pelo MEF) do seguinte problema de valores de fronteira (4.4) envolvendo a equação de Navier aplicada ao conjunto barragem-fundação (Figura 4.1) e as usuais condições de

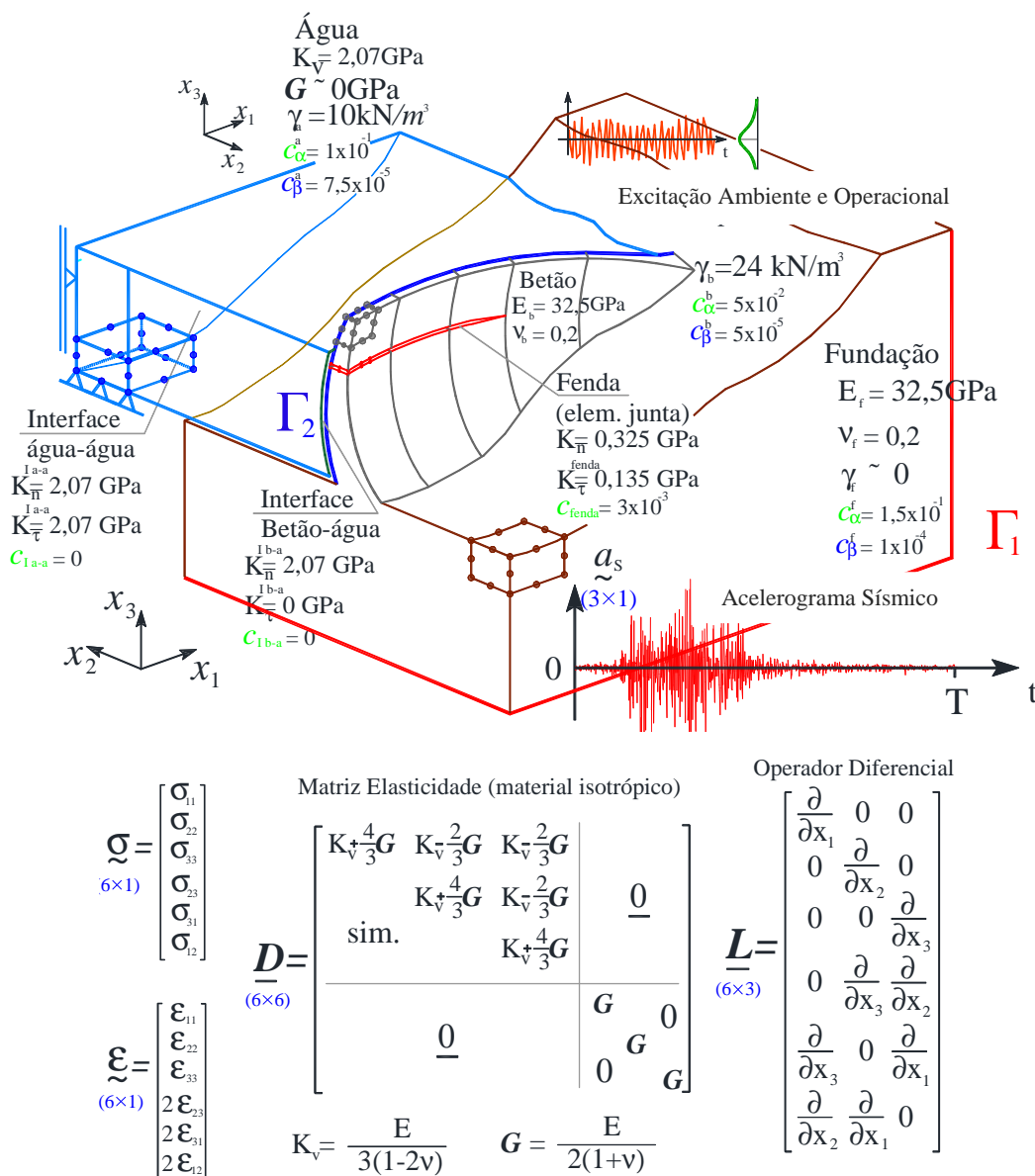


Figura 4.1: Representação esquemática do conjunto barragem-fundação. Corte pela secção central com vista em perspetiva da margem esquerda. Representação da fronteira Γ_1 (em que se impõem deslocamentos nulos e histórias de acelerações sísmicas) e da fronteira Γ_2 (em que se impõem tensões normais correspondentes à pressão hidrostática e à pressão hidrodinâmica).

fronteira: deslocamentos e histórias de acelerações impostas na fronteira correspondente à base da fundação, Γ_1 ; e tensões normais impostas no paramento de montante, Γ_2

$$\begin{cases} \underline{L}^T (\underline{D}\underline{L}\underline{u}) + \underline{f} = \underline{0} \quad , \forall P \in \Omega \\ \underline{u} = \underline{0} \quad , \quad \underline{\ddot{u}} = \underline{a}_S \quad , \text{ em } \Gamma_1 \\ \underline{\sigma}_N = n_{\Gamma_2} p_H + n_{\Gamma_2} p_{HDin} \quad , \text{ em } \Gamma_2 \end{cases} \quad (4.4)$$

em que

\underline{L} - Operador diferencial (operador de Laplace, matricial) definido na figura 3.1;

\underline{D} - Matriz de elasticidade (6×6) definida na Figura 4.1 para materiais isotrópicos (depende do módulo de elasticidade E e do coeficiente de Poisson ν , como indicado na figura);

\underline{u} - Vetor 3×1 com as três componentes de deslocamento em cada ponto da estrutura: corresponde ao campo de deslocamentos e é a incógnita principal do problema (depende da posição do ponto e, no caso de ações dinâmicas, varia ao longo do tempo);

\underline{f} - Vetor 3×1 com as três componentes das forças mássicas em P; no caso geral em que atua a força gravítica e ações dinâmicas, envolve

- i) O vetor (3×1) 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 (3×1) 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 (3×1) das forças de amortecimento $\underline{f}_A = -c\underline{\dot{u}}$
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 (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, $p_{HDin} = 7/8 m_a \sqrt{H \cdot h} \|(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_S)_N\|$ (fórmula de Westergaard), em que m_a é massa específica 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 4.1) e $\|(\underline{\ddot{u}} + \underline{a}_S)_N\|$ é o módulo da aceleração total na direção normal ao paramento.

Utilizando o Lema Fundamental do Cálculo Variacional e o teorema de Green-Gauss é possível partir da anterior forma forte (4.4), estabelecida através do equilíbrio de forças num volume infinitesimal, para 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 em elementos finitos. Assim, e considerando ainda a aproximação do campo de deslocamentos com base na conhecida fórmula de interpolação do MEF

(que 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 (4.4) 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)

$$(\underline{m}^e + \underline{m}_a^e) \ddot{\underline{u}}^e + \underline{c}^e \dot{\underline{u}}^e + \underline{k}^e \underline{u}^e = \underline{f}_g^e + \underline{f}_{PH}^e + \underline{f}_{Sismo}^e + \underline{f}_{PHdin}^e \quad (4.5)$$

em que

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

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

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

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 de e de massa, como é o caso do presente trabalho.

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

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

$$\underline{f}_{PH}^e = \int_S \underline{N}^T \underline{s}_{PH} dS, \quad \underline{s}_{PH} = n_{\Gamma_2}^T m_a g h$$

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

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

Efetuando 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.

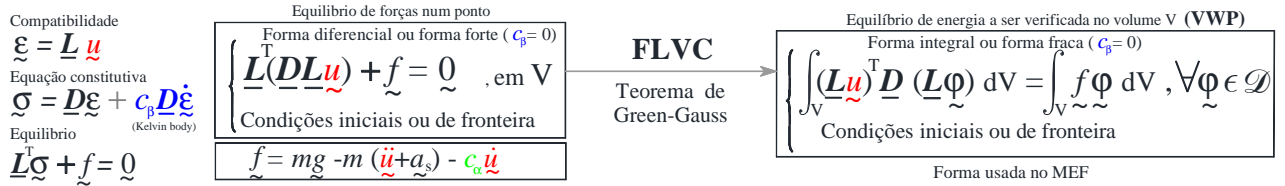
4.2.2 Formulação no Espaço de Estados

A análise do comportamento dinâmico de estruturas, efetua-se normalmente através da utilização de modelos estruturais discretos, devido à necessidade de introduzir aproximações numéricas para obter modelos computacionais, e envolve o estabelecimento de equações diferenciais do movimento na forma matricial tal como se apresenta na anterior equação (4.3).

A equação (4.3) corresponde a um sistema de equações diferenciais ordinárias de 2ª ordem, acopladas (com derivadas em ordem ao tempo). A resolução deste sistema pode ser efetuada no domínio do tempo (escolhendo uma adequada discretização temporal e um método numérico adequado). Pode-se optar pela diagonalização do sistema através da utilização de coordenadas modais (o que, matematicamente, exige a resolução de um problema de valores e vetores próprios). Na generalidade dos problemas de engenharia civil em que é necessário analisar numericamente o comportamento de sistemas estruturais sob ações dinâmicas é usual admitir a hipótese de amortecimento de Rayleigh, segundo a qual a matriz de amortecimento global da estrutura (discretizada em elementos finitos, p.ex.) é proporcional às matrizes de massas e de rigidez globais do sistema. Esta hipótese simplificativa para simular numericamente o efeito do amortecimento tem sido tradicionalmente adotada devido: i) à simplificação que permite introduzir ao nível das formulações e conseqüente à redução dos tempos de cálculo; ii) ao facto de ser uma hipótese que conduz a resultados aceitáveis na simulação do comportamento dinâmico de estruturas correntes (estruturas constituídas apenas por materiais sólidos, não deteriorados, que respondem às ações atuantes em regime elástico, e com ligações internas e externas não dissipativas); iii) à reconhecida dificuldade experimental em identificar fisicamente (e em calibrar) os parâmetros mais adequados a utilizar nos modelos numéricos para simular o amortecimento (a simulação dos efeitos de massa e de rigidez é reconhecidamente mais fácil).

De acordo com resultados recentes obtidos através de ensaios laboratoriais em mesa sísmica, através da medição direta do comportamento de protótipos em ensaios de vibração forçada ou vibração ambiente e ainda através da instalação de sofisticados sistemas para monitorização em contínuo da resposta dinâmica de grandes estruturas como pontes, barragens e edifícios de grande porte (sob ações ambientais/operacionais e sob ações sísmicas) têm vindo a ser recolhidos indícios de que nalguns casos poderá ser conveniente considerar a hipótese de amortecimento generalizado, não proporcional à massa e à rigidez global [(Peeters, 2000), (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2012)]. É o caso de estruturas com zonas deterioradas, de sistemas com apoios exteriores dissipativos, ou sistemas em que há interação dinâmica com líquidos, como é o caso, por exemplo, de sistemas barragem-fundação-albufeira [(Felber, 1998), (Oliveira, Espada & Câmara, 2012)]. Nestes casos é conveniente, adotar uma formulação de estado, ou seja uma formulação em velocidades e deslocamentos, Figura 4.2.

FORMULAÇÃO NO ESPAÇO DE ESTADOS. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS



Solução Numérica (MEF)

1º Passo. Integração Espacial

$$\underline{\underline{m}} = \sum \underline{\underline{m}}^e \quad \underline{\underline{c}} = \sum \underline{\underline{c}}^e$$

$$\underline{\underline{k}} = \sum \underline{\underline{k}}^e \quad \underline{\underline{f}}_G = \sum \underline{\underline{f}}^e$$

Se $\underline{\underline{c}} \neq \alpha \underline{\underline{m}} + \beta \underline{\underline{k}}$ o sistema diz-se com amortecimento generalizado e os modos de vibração são não estacionários (com componentes complexas)

O campo dos deslocamentos e as funções teste $\underline{\underline{\phi}}$ (ou descl. virtuais) são aproximadas por interpolação: $\underline{\underline{u}} = \underline{\underline{N}} \underline{\underline{u}}^e$ e $\underline{\underline{\phi}} = \underline{\underline{N}} \underline{\underline{\phi}}^e$.
 Por cada EF obtêm-se:

$$\underline{\underline{m}}^e = \int_{V_e} m \underline{\underline{N}}^T \underline{\underline{N}} dV \quad \underline{\underline{c}}^e = c_{\alpha} \underline{\underline{m}}^e / m + c_{\beta} \underline{\underline{k}}^e$$

$$\underline{\underline{k}}^e = \int_{V_e} \underline{\underline{B}}^T \underline{\underline{D}} \underline{\underline{B}} dV \quad \underline{\underline{f}}^e = -\underline{\underline{m}}^e \underline{\underline{a}}_s$$

(carga sísmica)

$$\underline{\underline{B}} = \underline{\underline{L}} \underline{\underline{N}}$$

Representação clássica (em deslocamentos)

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

$(\tilde{N}_e \times 1)$

Condições Iniciais

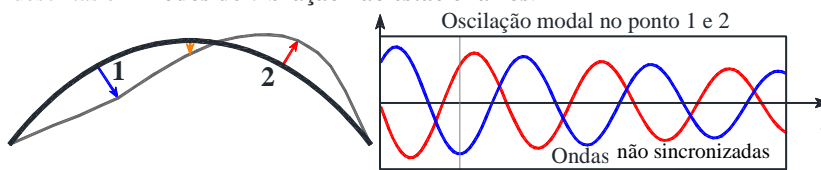
Sistema com N_{GL} de Eq diferenciais de 2ª ordem

Representação no espaço de estados considerando 2 "sub matrizes" de estado (em deslocamentos u e velocidade v)

$$\left\{ \begin{array}{l} \left[\begin{array}{cc} \underline{\underline{c}} & \underline{\underline{m}} \\ \underline{\underline{m}} & \underline{\underline{0}} \end{array} \right] \begin{bmatrix} \dot{\underline{\underline{u}}}(t) \\ \dot{\underline{\underline{v}}}(t) \end{bmatrix} + \left[\begin{array}{cc} \underline{\underline{k}} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & -\underline{\underline{m}} \end{array} \right] \begin{bmatrix} \underline{\underline{u}}(t) \\ \underline{\underline{v}}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{s}} \\ \underline{\underline{0}} \end{bmatrix} \underline{\underline{f}}_G(t) \\ \text{Condições iniciais} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \dot{\underline{\underline{x}}}(t) + \underline{\underline{A}} \underline{\underline{x}}(t) = \underline{\underline{B}} \underline{\underline{f}}_G(t) \\ \text{Condições iniciais} \end{array} \right.$$

$\underline{\underline{x}}$ vetor de estado $(2N_e \times 1)$
 Sub Matrizes de estado $(2N_e \times 2N_e)$
 Sistema com $2N_{GL}$ de 2 Eq. diferenciais de 1ª ordem

Dos valores próprios (complexos) $\lambda_n = -\xi_n \omega_n \pm i \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2}$ correspondentes ao sistema $[\underline{\underline{A}} + \lambda_n \underline{\underline{E}}] \underline{\underline{\phi}} = \underline{\underline{0}}$ podem-se retirar os valores das frequências naturais $\omega_n = |\lambda_n|$ e dos amortecimentos modais $\xi_n = \text{Re}(\lambda_n) / \omega_n$ (estes tendem para $\xi_n = 0.5(\alpha \omega_n + \beta / \omega_n)$). Os modos de vibração são fornecidos através dos correspondentes vetores próprios com componentes complexas, que podem ser descritas em **modos de vibração não estacionários**:



2º Passo. Integração no Tempo

A integração no tempo pode ser feita usando coordenadas modais ou estruturais. Geralmente o tempo é discretização em intervalos de tempo iguais $t = k \Delta t$ e foram deduzidas soluções recursivas. Para forças lineares ao longo do tempo, e usando as coordenadas modais $\underline{\underline{x}}^*$ (sendo $\underline{\underline{x}} = \underline{\underline{\Phi}}_E \underline{\underline{x}}^*$, onde $\underline{\underline{\Phi}}_E$ é a matriz dos vetores próprios de $-\underline{\underline{A}} \underline{\underline{A}}$, e $\underline{\underline{\lambda}}_E$ a matriz diagonal correspondente aos valores próprios, $\underline{\underline{\lambda}}_E = \underline{\underline{\Phi}}_E^{-1} (-\underline{\underline{A}} \underline{\underline{A}}) \underline{\underline{\Phi}}_E$) obtêm-se $2N_{GL}$ equações independentes $\underline{\underline{x}}^* = \underline{\underline{\lambda}}_E \underline{\underline{x}}^* + \underline{\underline{f}}^*$, em que as soluções são descritas por:

$$\underline{\underline{x}}^*(t_{i+1}) = e^{\lambda_E \Delta t} \underline{\underline{x}}^*(t_i) + \frac{(\Delta t - 1)(e^{\lambda_E \Delta t} - 1) - \lambda_E}{\lambda_E \Delta t} \underline{\underline{f}}^*(t_i) + \frac{e^{\lambda_E \Delta t} + (\Delta t - 1) - \lambda_E}{\lambda_E \Delta t} \underline{\underline{f}}^*(t_{i+1}), \quad \underline{\underline{f}}^* = \underline{\underline{\Phi}}_E^T \underline{\underline{A}} \underline{\underline{B}} \underline{\underline{f}}_G(t)$$

Figura 4.2: Utilização do método dos elementos finitos na resolução da equação de Navier (adaptado de Oliveira S., 2012).

4.2.3 Energia cinética para distinção de modos de vibração

Devido ao facto de se considerar a albufeira discretizada em elementos finitos 3D surgem modos de vibração associados à água e, assim, existe uma grande dificuldade em distinguir os modos de vibração associados ao corpo da barragem dos modos associados à albufeira. Para se contornar este problema adotou-se uma metodologia que se baseia no cálculo da energia cinética de cada modo, envolvendo apenas os graus de liberdade associados à estrutura sólida (corpo da barragem). No caso dos modos que estão associados essencialmente à vibração da estrutura sólida, tem-se valores elevados de energia cinética, pelo contrário, no caso dos modos associados fundamentalmente ao movimento da água, a energia cinética associada à vibração do corpo da barragem será muito menor.

Neste método, utiliza-se a conhecida fórmula da energia cinética

$$E_c = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v^2 \quad (4.6)$$

para calcular o seguinte vetor com o valor da energia cinética de cada modo de vibração, calculada apenas para os graus de liberdade do corpo da barragem (Silvestre, 2012):

$$\underline{E}_{c,barragem} = \frac{1}{2} \cdot \underline{\dot{\Phi}} \cdot \underline{m}_b \cdot \underline{\dot{\Phi}}^T \quad (4.7)$$

tendo em conta que:

$$\underline{\dot{\Phi}} = \begin{bmatrix} \dot{u}_1(t)_{f1} & \cdots & \dot{u}_1(t)_{fn} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \dot{u}_j(t)_{f1} & \cdots & \dot{u}_j(t)_{fn} \end{bmatrix}, \quad 1 \leq n \leq N_{GL}; \quad 1 \leq j \leq N_{GLbarragem} \quad (4.8)$$

onde:

- $\underline{E}_{c,barragem}$ – Vetor com o valor da energia cinética associada a cada modo de vibração, no corpo da barragem;
- $\dot{u}(t)$ – Velocidades modais - derivada da expressão (para as componentes modais de deslocamento no corpo da barragem);
- \underline{m}_b – Matriz de massa global nos graus de liberdade no corpo da barragem;
- $\underline{\dot{\Phi}}$ – Matriz com as derivadas dos modos em ordem ao tempo (velocidades modais).

4.3 Software DySSA2.6

Na presente dissertação foi utilizado o programa **DySSA2.6** (*Dynamic State Space Analysis*) desenvolvido em MATLAB, Figura 4.3.

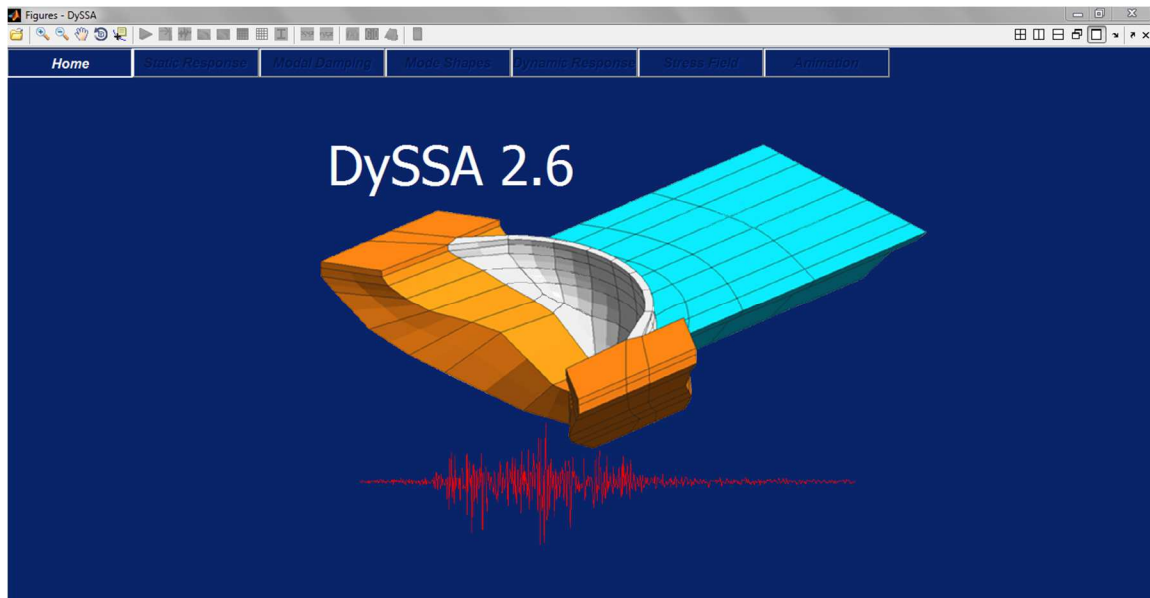


Figura 4.3: Painel de arranque do programa **DySSA2.6**, desenvolvido em MATLAB (no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas do Departamento de Barragens de Betão, NMMR-DBB).

Este programa utiliza elementos finitos tridimensionais do tipo cubo de 20 nós, isoparamétricos, no qual são utilizadas funções de interpolação de 2º grau.

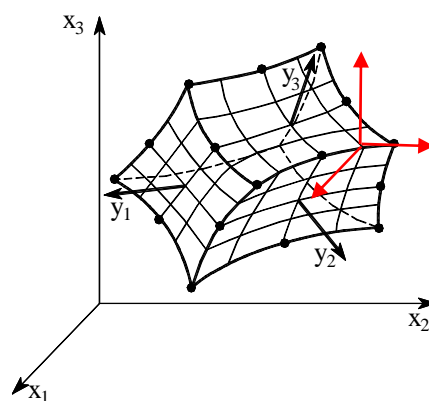


Figura 4.4: Tipo de elemento finito adotado: tipo cubo, isoparamétrico do 2º grau, com 20 pontos nodais e 3 graus de liberdade por nó (três componentes de deslocamento).

Painel Inicial

Para iniciar a utilização do programa é necessário escolher o ficheiro de dados (no primeiro botão da barra superior), com a geometria da malha, propriedades dos materiais e ações. Desta forma acede-se ao painel inicial, Figura 4.5, onde se deve indicar a cota de água da albufeira. Neste painel é possível visualizar uma representação tridimensional do conjunto barragem-fundação-albufeira (para a cota de água escolhida) e podem-se ver as propriedades dos diversos materiais (parâmetros de deformabilidade, amortecimento e peso específico). Neste painel é possível optar por diferentes tipos de visualização da malha, nomeadamente é possível ver a distribuição de materiais por números, numeração dos nós e numeração dos elementos.

O programa permite efetuar a análise estática de estruturas 2D e 3D sob a ação de forças concentradas e de forças mássicas e, a análise dinâmica (sob ações sísmicas ou ações dinâmicas de qualquer outro tipo), no domínio do tempo (ações definidas por histórias de forças aplicadas nos vários graus de liberdade da estrutura ou histórias de acelerações impostas na base e ruído branco).

Para o cálculo dinâmico, é necessário indicar qual a ação a que submetemos a estrutura. É possível escolher entre: ruído branco, força com variação sinusoidal ao longo do tempo, força do tipo impacto ou força devida a uma ação sísmica (dada através de um acelerograma fornecido no ficheiro de dados). A apresentação de resultados é dividida por vários painéis de interface como se mostra mais à frente.

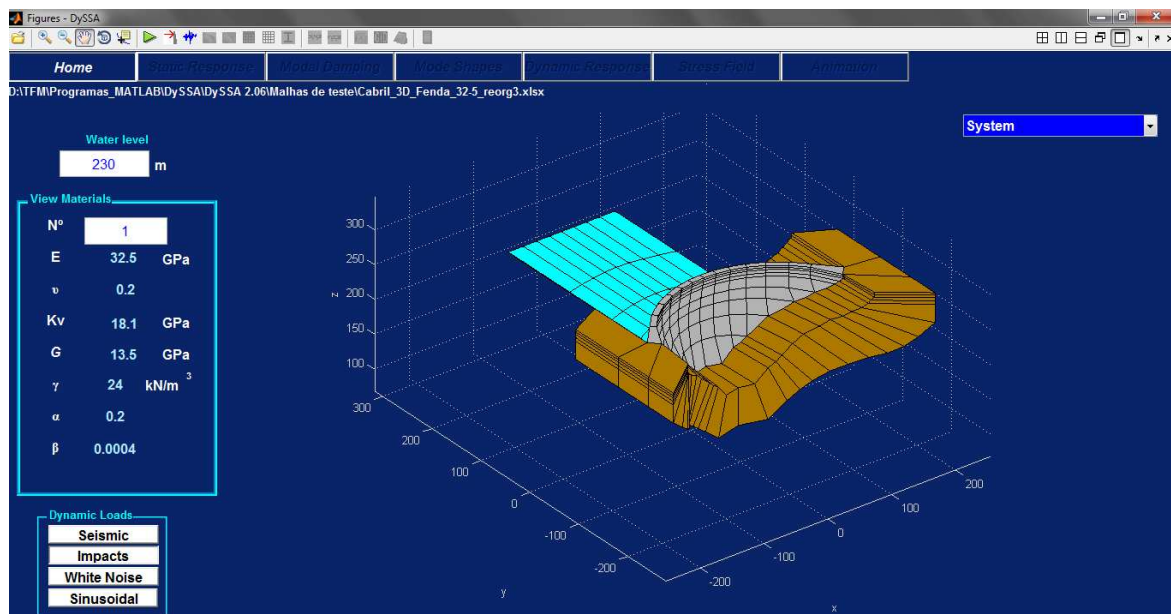


Figura 4.5: Painel inicial do programa DySSA2.6. Visualização da malha da barragem escolhida.

Painel Static Response

Neste painel *Static Response* (Cálculo Estático) o programa apresenta a interface da Figura 4.6, na qual se mostram os valores numéricos correspondentes aos deslocamentos em qualquer ponto nodal e às tensões normais nos pontos de Gauss de qualquer elemento. Neste painel é possível visualizar numa representação gráfica 3D do campo de deslocamentos e do campo de tensões principais. É utilizada uma escala de cores (*colorbar*) para visualização dos deslocamentos e das tensões. A amplitude da deformada pode ser controlada por um *scrollbar* assim como a amplitude das cruzetas representativas das tensões principais.

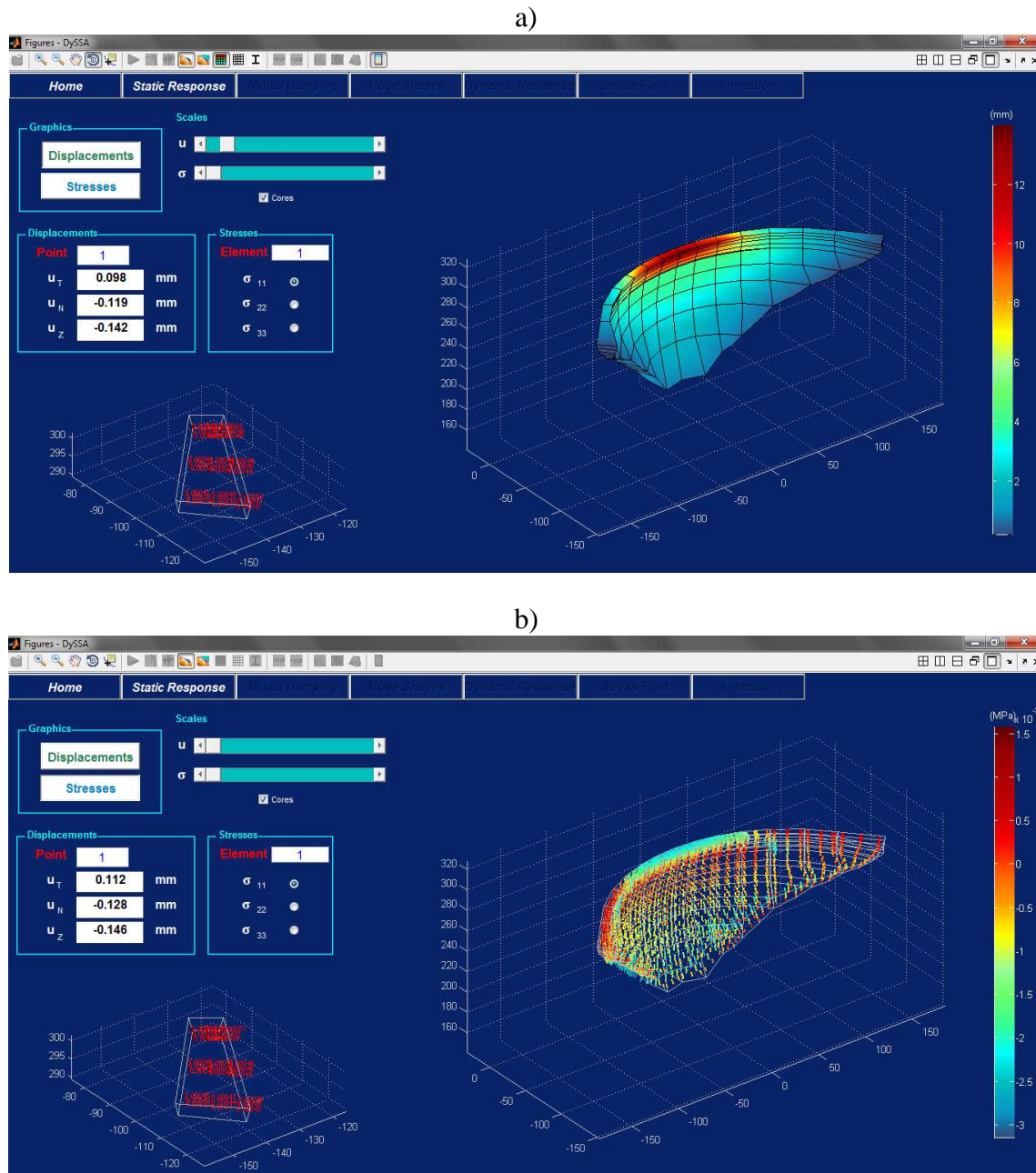


Figura 4.6: Programa DySSA2.6, separador referente ao cálculo estático: a) deslocamentos; b) tensões.

Painel Modal Damping

No painel *Modal Damping* (Amortecimento Modal) é possível visualizar um gráfico com as curvas de amortecimento de Rayleigh dos vários materiais e com os valores dos amortecimentos modais do conjunto da barragem-fundação-albufeira calculados numericamente (obtidos a partir da parte real dos valores próprios da matriz de estado: $\xi_n = -\text{Re}(\lambda_n)/|\lambda_n|$). Apresenta-se também um espectro correspondente à energia cinética de cada modo de vibração (energia cinética correspondente apenas ao corpo da barragem). Este espectro de energia cinética tem como objetivo facilitar a distinção entre os modos de vibração da albufeira e da barragem: neste caso os maiores picos da energia cinética ocorrem em frequências que correspondem a modos de vibração do corpo da barragem, como mencionado no ponto anterior.

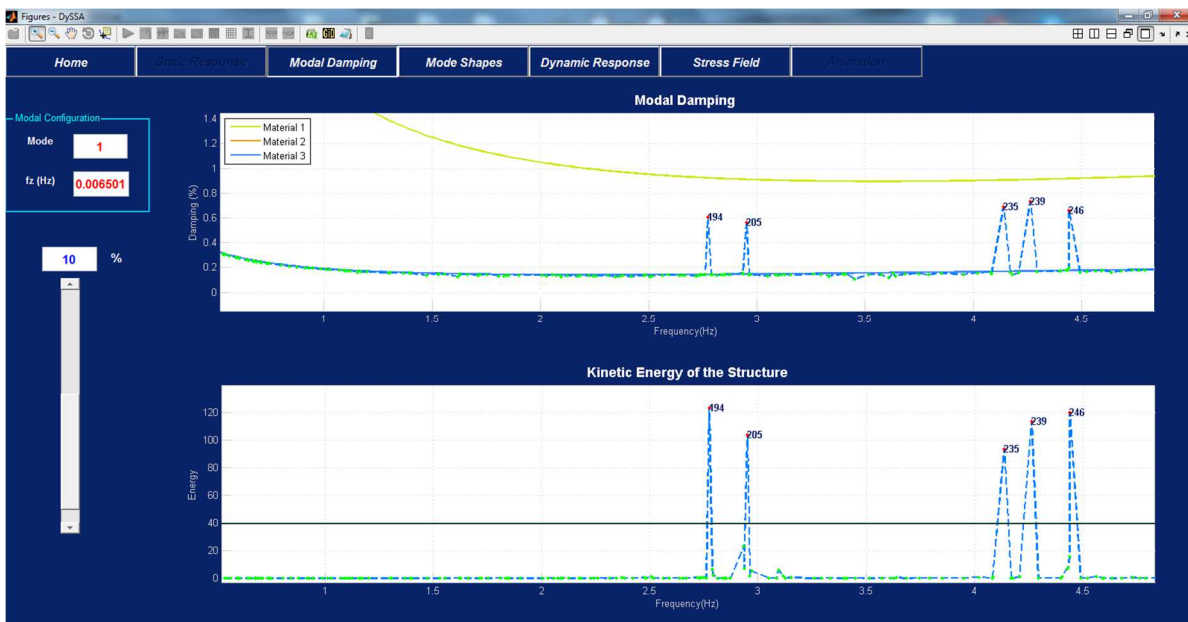


Figura 4.7: Programa DySSA2.6, painel referente aos amortecimentos modais e espectro da energia cinética modal associada ao corpo da barragem.

Painel Mode Shapes

No painel *Mode Shapes* (Configurações Modais), Figura 4.8, é possível escolher um qualquer modo de vibração e visualizar a correspondente configuração modal através de representações gráficas 3D, com animação. Relativamente às configurações modais apresentam-se também as ondas harmónicas que, para o modo em análise, descrevem o movimento oscilatório de 5 pontos nodais escolhidos pelo utilizador (componentes radial, tangencial ou vertical). Neste painel apresenta-se também um espectro com os índices MAC “*Modal Assurance Criterion*” para o modo de vibração escolhido (ver definição de índice MAC apresentada no ponto 3.4).

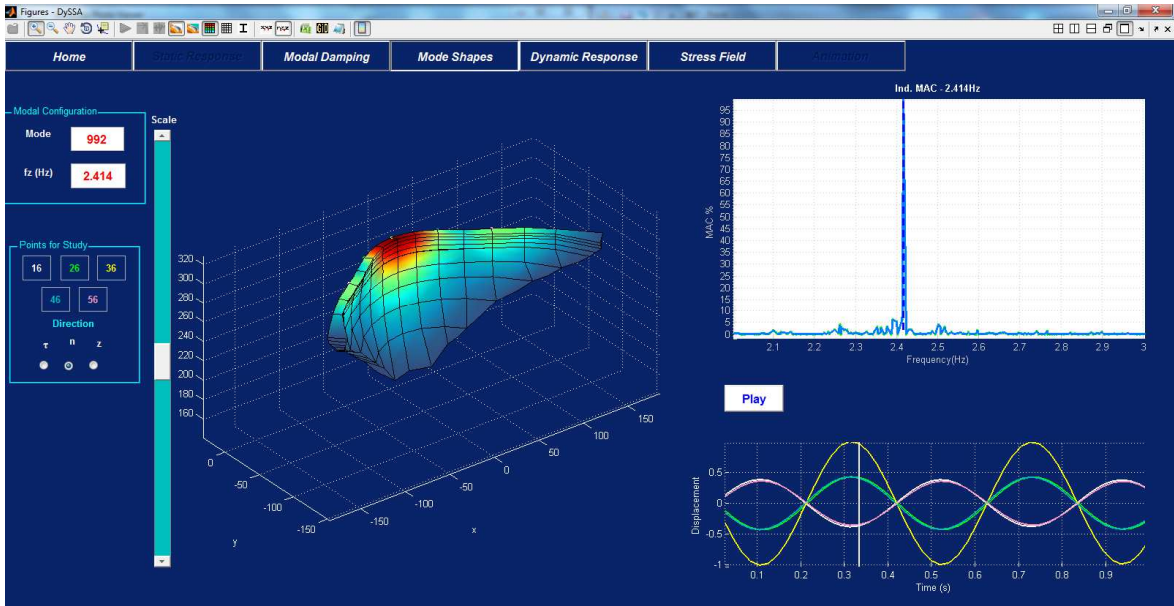


Figura 4.8: Programa DySSA2.6, painel para visualização dos modos de vibração.

Painel Dynamic Response

Neste painel “Resposta Dinâmica”, Figura 4.9, é possível ver o gráfico da ação aplicada (acelerogramas aplicados na base, numa direção escolhida pelo utilizador), e, em dois pontos nodais escolhidos pelo utilizador, é possível ver os acelerogramas (ou gráficos de velocidades ou de deslocamentos ao longo do tempo) correspondentes à resposta calculada, e respetivos espectros. É possível escolher a técnica de cálculo dos espectros, nomeadamente é possível escolher o tipo de janela a utilizar, o comprimento e fator de sobreposição (ver capítulo 3).

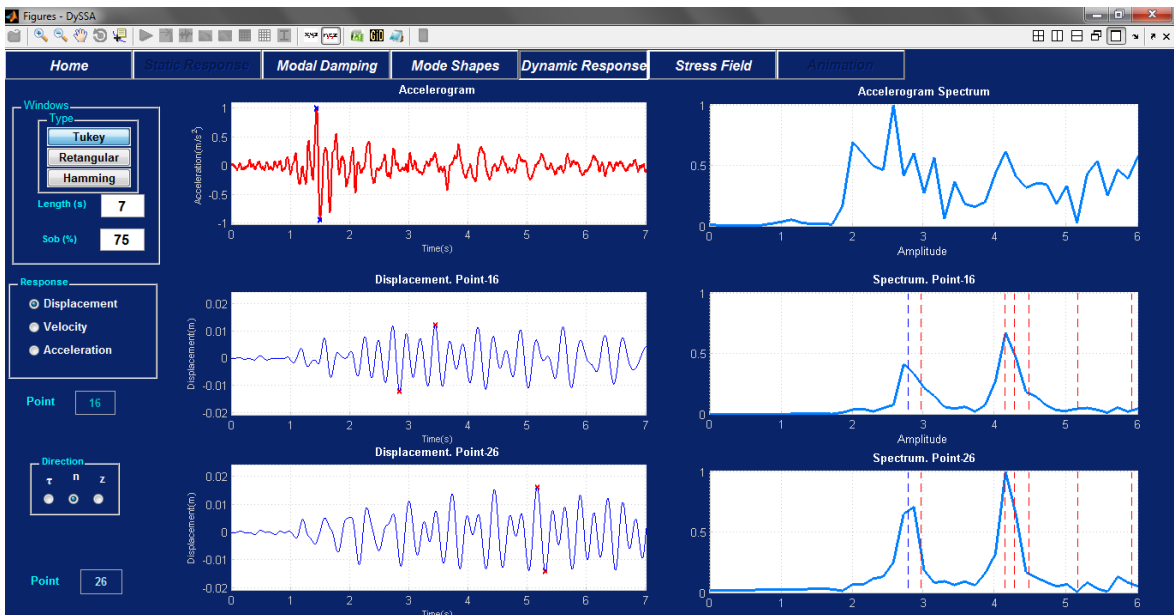


Figura 4.9: Programa DySSA2.6, painel para visualização da ação (acelerograma aplicado) e da resposta ao longo do tempo (em dois pontos nodais à escolha) e no domínio da frequência (espectros).

Painel Stress Field

Por fim, no último painel, “Campo de Tensões”, Figura 4.10, é possível visualizar, em perspectiva, os campos de tensões principais e de deslocamentos no corpo da barragem para dois instantes: um correspondente ao máximo deslocamento para jusante e outro correspondente ao máximo deslocamento para montante. O utilizador pode recorrer aos botões “zoom” para visualizar em detalhe cada um dos quatro gráficos apresentados.

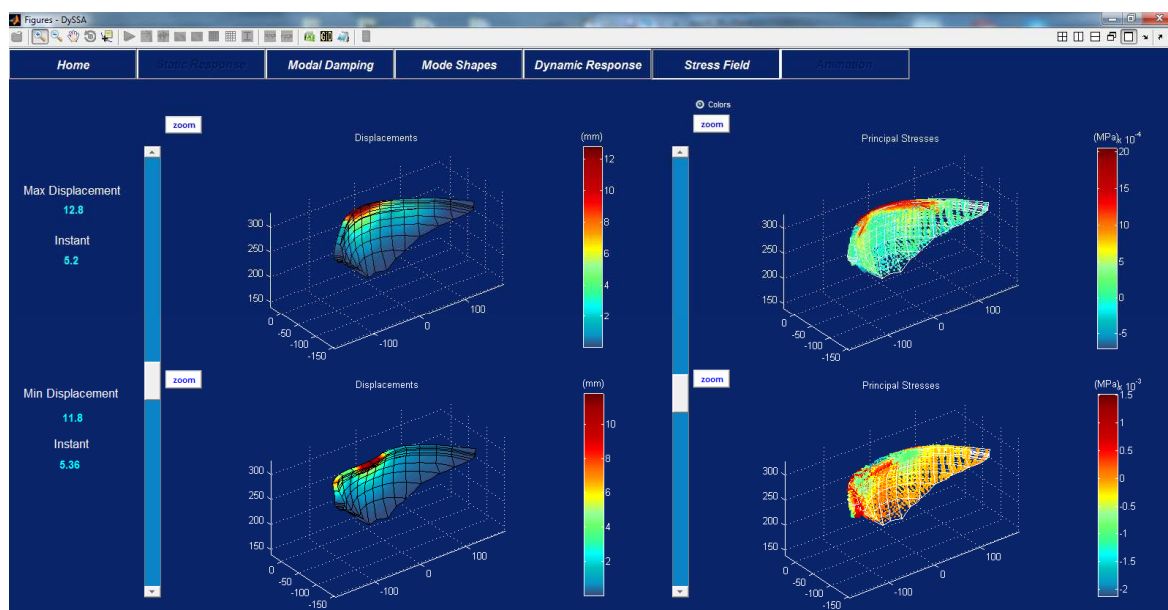


Figura 4.10: Programa DySSA2.6, separador referente ao campo de tensões no corpo da estrutura.

4.4 Software DynDam1.0

O programa **DynDam1.0** (Figura 4.11) permite efetuar o cálculo dinâmico de barragens considerando massas de água associadas para simular o efeito da pressão hidrodinâmica (hipótese de Westergaard, atrás referida no ponto 4.2.1).

Em seguida apresentam-se resultados de cálculos sísmicos efetuados com o programa **DynDam1.0**, utilizando a hipótese de sobreposição modal e a hipótese de amortecimento Rayleigh. Quanto à fundação considerou-se a hipótese de comportamento elástico e efeitos dinâmicos desprezáveis, admitindo a hipótese de fundação com massa nula. Desta forma, o **DynDam1.0** utiliza a técnica de condensação da matriz de rigidez da fundação ao nível dos graus de liberdade da inserção com vista a aumentar a eficiência computacional. As pressões hidrodinâmicas são consideradas simplificada com base na hipótese de Westergaard que conduz à determinação de uma matriz de massas de água associadas ao paramento de montante (que é adicionada à matriz de massas global).

Os cálculos são efetuados com base na hipótese de comportamento elástico dos materiais. Contudo, o programa está preparado para efetuar verificações de segurança à rotura, de forma simplificada, tendo em contas as recomendações da regulamentação portuguesa de barragens. O programa **DynDam1.0** permite, nomeadamente, calcular a distribuição dos valores do coeficiente de segurança relativamente a roturas pontuais no corpo da barragem tendo em conta os parâmetros de resistência do betão para o caso da lei de Mohr-Coulomb, considerando as diversas combinações de ações estáticas e ainda a ação sísmica (SBP, Sismo Base de Projeto).

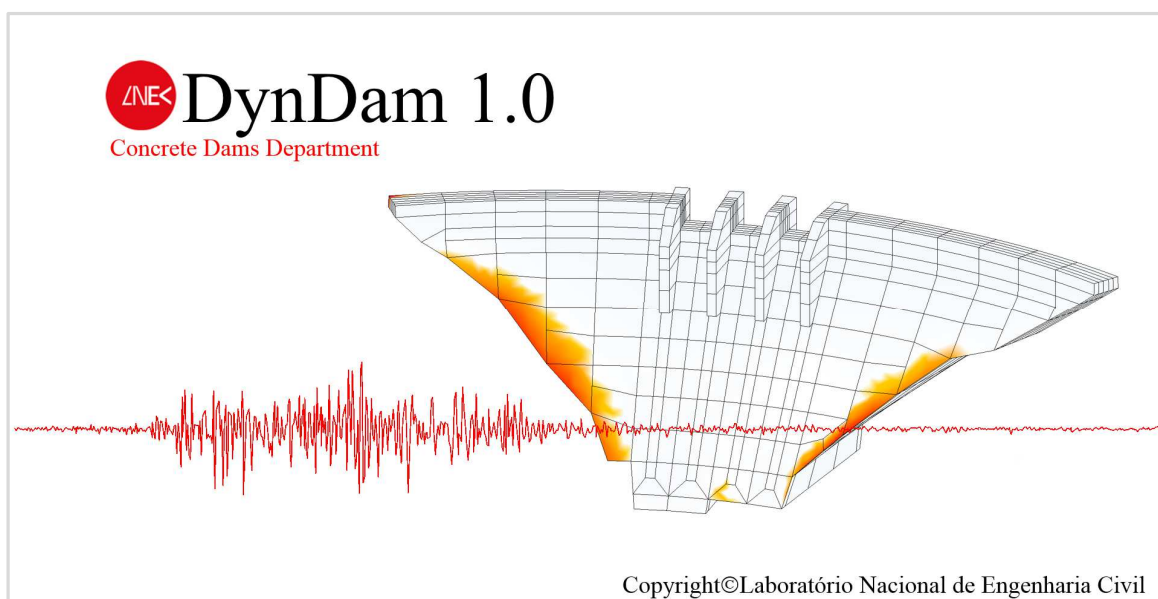


Figura 4.11: Programa **DynDam1.0**, desenvolvido em **MATLAB** (no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas do Departamento de Barragens de Betão, NMMR-DBB).

Por fim refere-se que o programa **DynDam1.0** corresponde a uma evolução do programa DTIN12, desenvolvido em fortran, no NMMF, na década de 1990-2000 (Oliveira, S. 2000). Para além de uma grande eficiência computacional o **DynDam1.0** tem uma sofisticada interface gráfica, de grande versatilidade, com a qual é possível visualizar gráficos 3D com diferentes tipos de representação dos campos de deslocamentos e tensões, dos modos de vibração e ainda distribuição dos valores dos coeficientes de segurança à rotura utilizando tonalidades de verde para indicar as zonas em que é respeitada a norma regulamentar e em tons de vermelho/amarelo as zonas restantes.

4.5 Considerações Finais

No desenvolvimento de *software* para apoio ao controlo da segurança de grandes barragens de betão sob ações dinâmicas, é necessário escolher modelos adequados para simular o comportamento dinâmico do conjunto barragem-fundação-albufeira. Estes modelos devem estar preparados para ter em conta as variações do nível da albufeira e o efeito de eventuais processos de deterioração ao longo do tempo, nomeadamente devem permitir simular a existência de zonas fendilhadas (fissuração progressiva devido a reações expansivas ou fissuração induzida por ações excepcionais, tais como cheias ou sismos intensos).

Foram então desenvolvidos, em **MATLAB**, os programas **DynDam1.0** e **DySSA2.6**, no Núcleo de Modelação e Mecânica das Rochas (NMMR) do DBB-LNEC, especificamente para análise estática e dinâmica de barragens de betão, utilizando dois métodos diferentes:

- i) **DynDam1.0**: formulação modal clássica considerando a hipótese de amortecimento de Rayleigh (amortecimento proporcional às matrizes globais de rigidez e de massa) e as pressões hidrodinâmicas são consideradas com base na formulação de Westergaard;
- ii) **DySSA2.6**: formulação no espaço de estados (amortecimento generalizado) e a albufeira discretizada em elementos finitos 3D.

5

Barragem do Cabril. Monitorização e Modelação do Comportamento Dinâmico

5.1 Considerações Iniciais

Com vista ao controlo da segurança da barragem do Cabril foi instalado um sistema para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da obra. Com este sistema as acelerações são medidas continuamente em 16 pontos no corpo da barragem e em dois pontos na inserção, junto aos encontros. O sistema inclui *software* desenvolvido em **MATLAB (Modal_ID2.0)** que permite o processamento automático dos registos recorrendo a técnicas de identificação modal, que possibilitam a determinação automática dos principais parâmetros modais da estrutura e a sua evolução ao longo do tempo.

Apresentam-se alguns dos principais resultados experimentais obtidos com este sistema os quais são comparados com resultados numéricos obtidos com os programas de EF3D, **DySSA2.6** e **DynDam1.0**, também desenvolvidos em **MATLAB**, como se referiu no capítulo anterior.

Analisa-se também os campos de tensões e de deslocamentos para as principais combinações envolvendo as ações de serviço, considerando, nomeadamente o sismo base de projeto (SBP). E por fim estuda-se a possibilidade de ocorrência de roturas localizadas no betão, para as resistências características do betão, através de várias majorações das acelerações sísmicas.

5.2 Barragem do Cabril

A barragem do Cabril (Figura 5.1), a mais alta de Portugal (inaugurada em 31 de julho de 1954, atualmente com 60 anos), situa-se no distrito de Castelo Branco no rio Zêzere. Encontra-se fundada num maciço granítico e possui uma capacidade útil de albufeira de $6,15 \text{ hm}^3$.

Esta barragem foi construída, em conjunto com outras duas (Bouçã e Castelo de Bode), para aproveitamento das potencialidades do Zêzere, conseguindo ter uma Potência Nominal de 108MW, com dois 2 grupos de produção de energia.

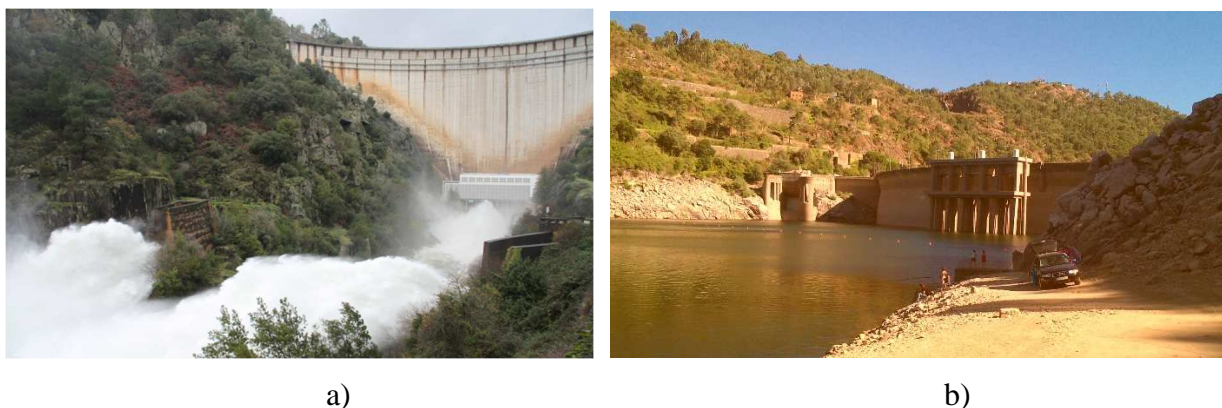


Figura 5.1: Barragem do Cabril. a) Vista de jusante. b) Vista de montante.

A barragem do Cabril é uma abóboda de dupla curvatura com a particularidade de apresentar uma maior espessura no coroamento (ver consola central na Figura 5.2). Tem 132 m de altura máxima acima da fundação e um desenvolvimento no coroamento, entre encontros, de 290 m. O perfil central possui uma espessura na base de 20,2 m, junto ao soco, e possui uma espessura mínima de 4,5 m à cota 290 m.

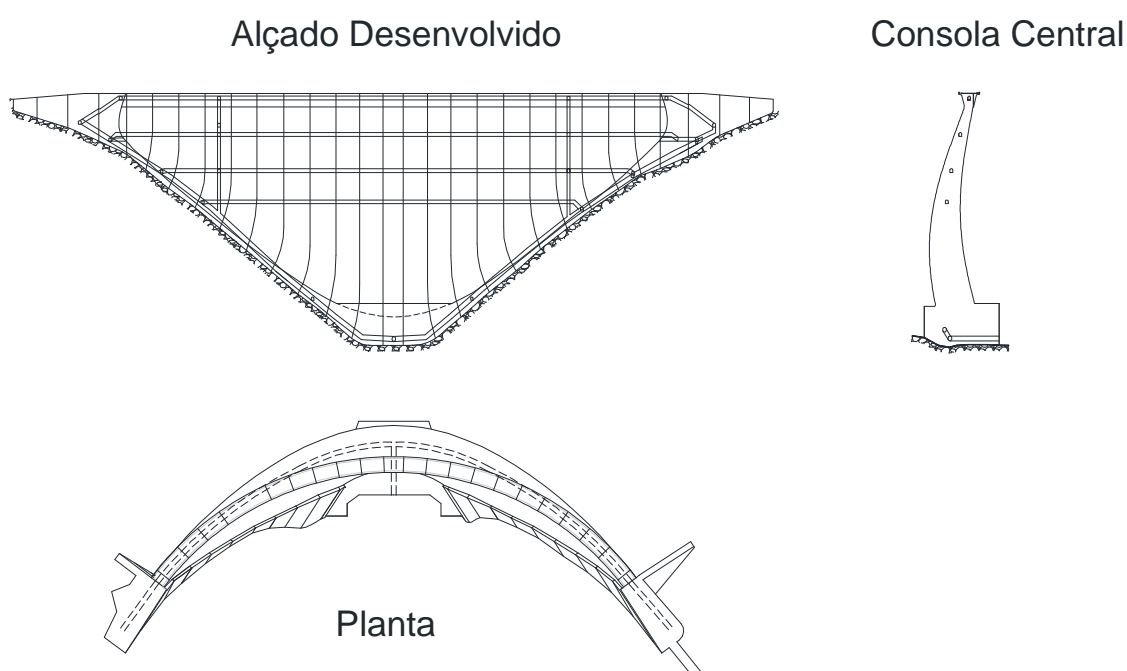


Figura 5.2: Barragem do Cabril. Alçado desenvolvido, consola central e planta.

Após o primeiro enchimento da barragem, em 1954, foi detetada uma fendilhação horizontal no paramento de jusante, situada numa faixa entre os 15 e os 30 m abaixo do coroamento (Figura 5.3). Desde essa data, o LNEC tem acompanhado o processo de fendilhação e tem desenvolvido modelos numéricos com vista a estudar a influência da fendilhação na segurança estrutural da barragem. Na Figura 5.3 apresenta-se a deformada da consola central, para uma situação de albufeira cheia, comparando os resultados numéricos obtidos na hipótese de não ocorrência de fendilhação, com os resultados correspondentes à deformada real da obra (fendilhada), a qual foi obtida a partir de dados da observação (geodesia), após análise com um modelo de separação de efeitos (Oliveira S. B., 2000).

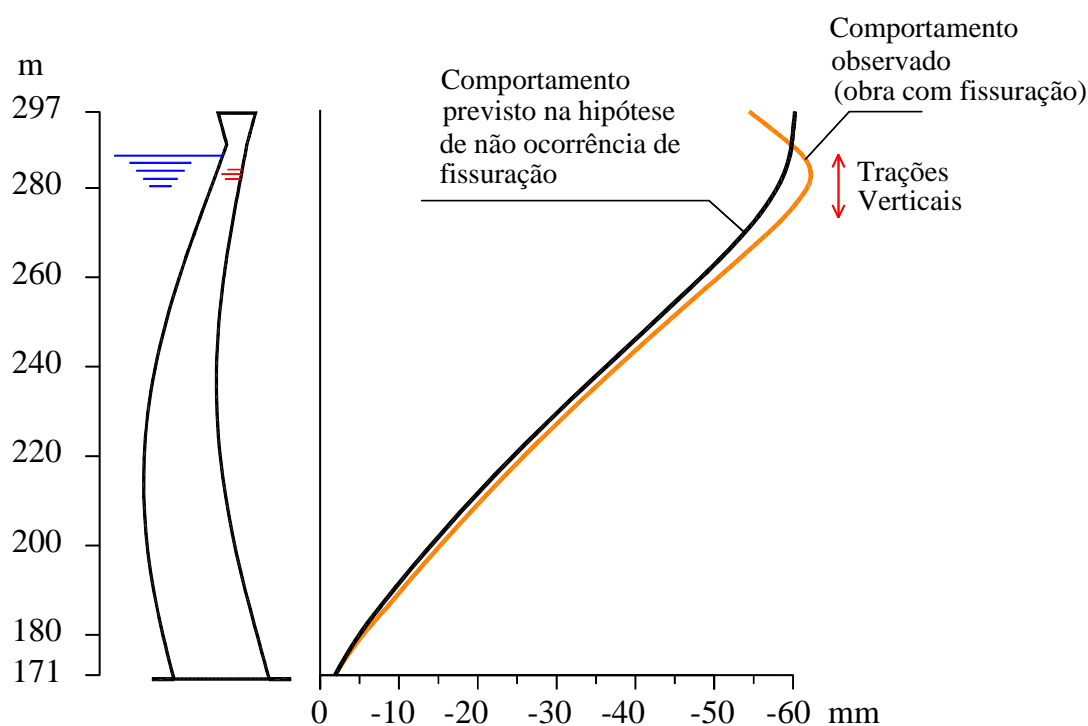


Figura 5.3: Análise de deslocamentos no topo da consola central, adaptado de (Oliveira S. B., 2000).

Através da análise da Figura 5.3, verifica-se que podem surgir trações verticais a jusante causadas pela maior rigidez do coroamento. Devido a estas trações desenvolveu-se fendilhação horizontal (Figura 5.4) que influencia o comportamento estrutural da obra. Tendo em conta esta situação, realizaram-se estudos específicos para caracterizar melhor a influência da fendilhação na resposta estrutural da barragem. Estes estudos envolvem inspeções visuais periódicas (uma por ano), a medição da resposta dinâmica sob excitação ambiente/operacional e o desenvolvimento de modelos numéricos que têm em conta a fendilhação.

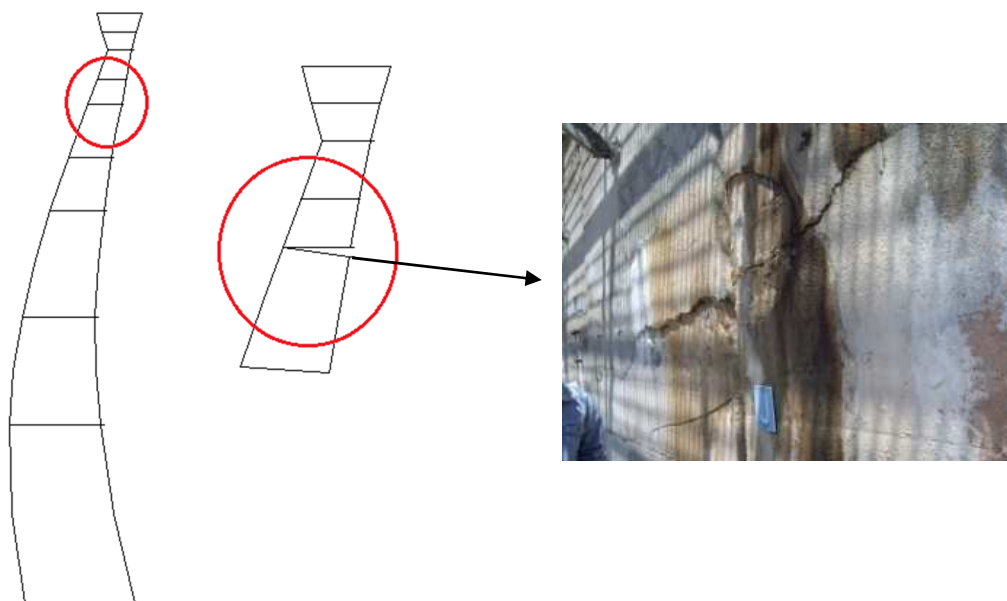


Figura 5.4: Fendilhação abaixo do coroamento na Barragem do Cabril.

É ainda de referir que a barragem do Cabril é afetada por fenómenos expansivos que, ao longo do tempo, estão a provocar deslocamentos radiais evolutivos no sentido de montante e deslocamentos verticais de empolamento. Na Figura 5.5 apresenta-se uma fotografia inédita, obtida em 31 de julho de 2014, no teto da galeria do coroamento da barragem do Cabril, em que se pode ver um pingo de gel resultante da reação expansiva, ainda na fase de líquido viscoso.



Figura 5.5: Barragem do Cabril. Pingo de gel resultante da reação expansiva (31 julho 2014).

5.3 Monitorização do comportamento dinâmico da barragem do Cabril

Nas grandes barragens de betão, como é o caso da barragem do Cabril, é fundamental obter informação que permita caracterizar o seu comportamento dinâmico ao longo do tempo. Nomeadamente, é importante caracterizar experimentalmente as curvas que representam a variação das principais frequências naturais em função do nível da água, o que se pode conseguir com base na monitorização em contínuo, registando e analisando a resposta da obra sob excitação ambiente/operacional. Estas curvas são fundamentais para calibrar os modelos numéricos que se usam na simulação do comportamento dinâmico das obras, quer na perspetiva da identificação de alterações estruturais associadas a fenómenos de deterioração (pode ocorrer deterioração devido a ações excecionais, como é o caso de sismos ou cheias, ou ainda devido a processos evolutivos como é o caso das expansões), quer na perspetiva da verificação da segurança sob ações sísmicas. Para a calibração de modelos numéricos com vista à simulação da resposta de barragens sob ações sísmicas é também importante dispor de resultados experimentais referentes à resposta das obras sob ações sísmicas, o que exige sistemas de monitorização que permitam registar as acelerações sísmicas no maciço rochoso envolvente e, simultaneamente, as acelerações induzidas pelo sismo no corpo da obra.

5.3.1 Sistema instalado. Equipamento e *software*

Para realizar uma atividade de controlo de segurança, é necessário não só equipamentos de medição como também aplicações computacionais para automatização das medições e *software* para análise de dados, como se apresenta seguidamente.

5.3.1.1 Equipamento experimental

Em 2008 foi instalado na barragem do Cabril um sistema para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da obra, com o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT - Plano Nacional de Re-Equipamento Científico) e da EDP. Este sistema, constituído por 16 acelerómetros uniaxiais e 3 triaxiais, permite a medição de acelerações em contínuo, com uma frequência de amostragem de 1000 Hz, na zona superior da barragem e nos encontros, como se pode observar na Figura 5.6.

Os principais parâmetros de configuração deste sistema são definidos de modo a medir continuamente e com precisão a resposta dinâmica da barragem sob diferentes ações: excitação ambiente, excitação operacional e ações sísmicas de diferentes magnitudes.

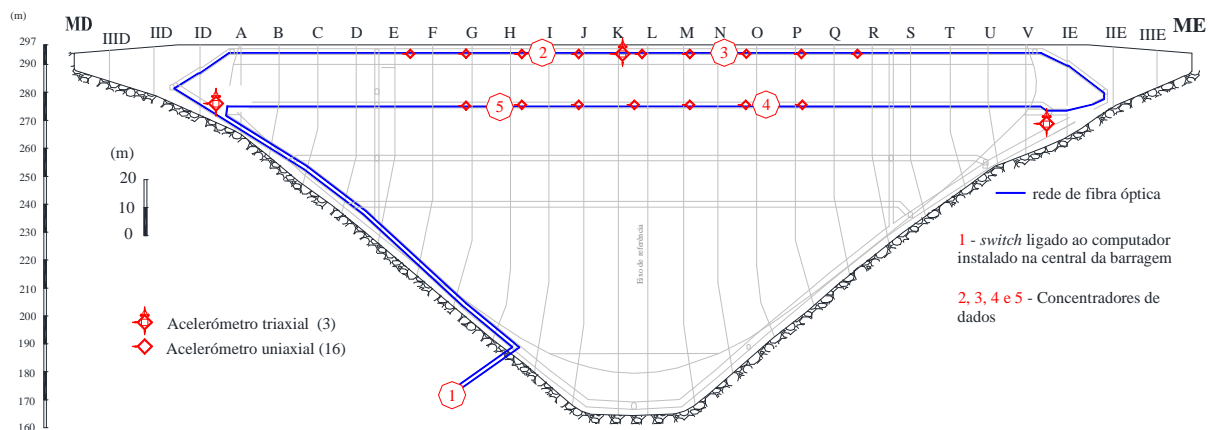


Figura 5.6: Posição dos acelerómetros para a monitorização em contínuo na barragem do Cabril.

5.3.1.2 Software de análise de dados: Modal ID2.0

Atualmente, um dos principais problemas da monitorização em contínuo deve-se à falta de *software* que permita a análise dos dados de forma automática e o seu armazenamento em bases de dados que possibilitem a consulta de forma rápida e eficaz. Com vista a resolver este problema foi desenvolvido em **MATLAB** o programa **Modal_ID2.0 - Modal Identification**, que, através da aplicação de métodos de análise modal, permite analisar continuamente os dados recebidos e obter as frequências naturais, formas modais e amortecimentos modais da estrutura, os quais são armazenados numa base de dados, e, simultaneamente, são gerados ficheiros do tipo .dxf, em que os resultados de síntese são apresentados sob a forma gráfica e posteriormente enviados via *email* para os técnicos responsáveis pela segurança da obra, como apresentado anteriormente.

O sistema está em funcionamento desde dezembro de 2008 (existiram falhas técnicas que não permitiram recolher os dados durante vários períodos de tempo) tendo o *software* de identificação modal automática sido renovado em novembro de 2011, com a instalação do programa **Modal_ID2.0**. Este programa está preparado para efetuar uma identificação modal automática,

hora a hora: permite obter espectros de amplitudes em cada um dos canais, espectros médios e espectros de valores singulares da matriz da densidade espectral de potência (ver Tabela 5.1).

Na Tabela 5.1 apresentam-se espectros obtidos em três datas diferentes:

- a. Dados referentes a 6 de novembro de 2011, às 10 horas, cota de água a 264,2 m;
- b. Dados referentes a 14 de fevereiro de 2014, às 14 horas, cota de água a 293,5 m;
- c. Dados referentes a 31 de março de 2014, às 8 horas, cota de água a 290,0 m.

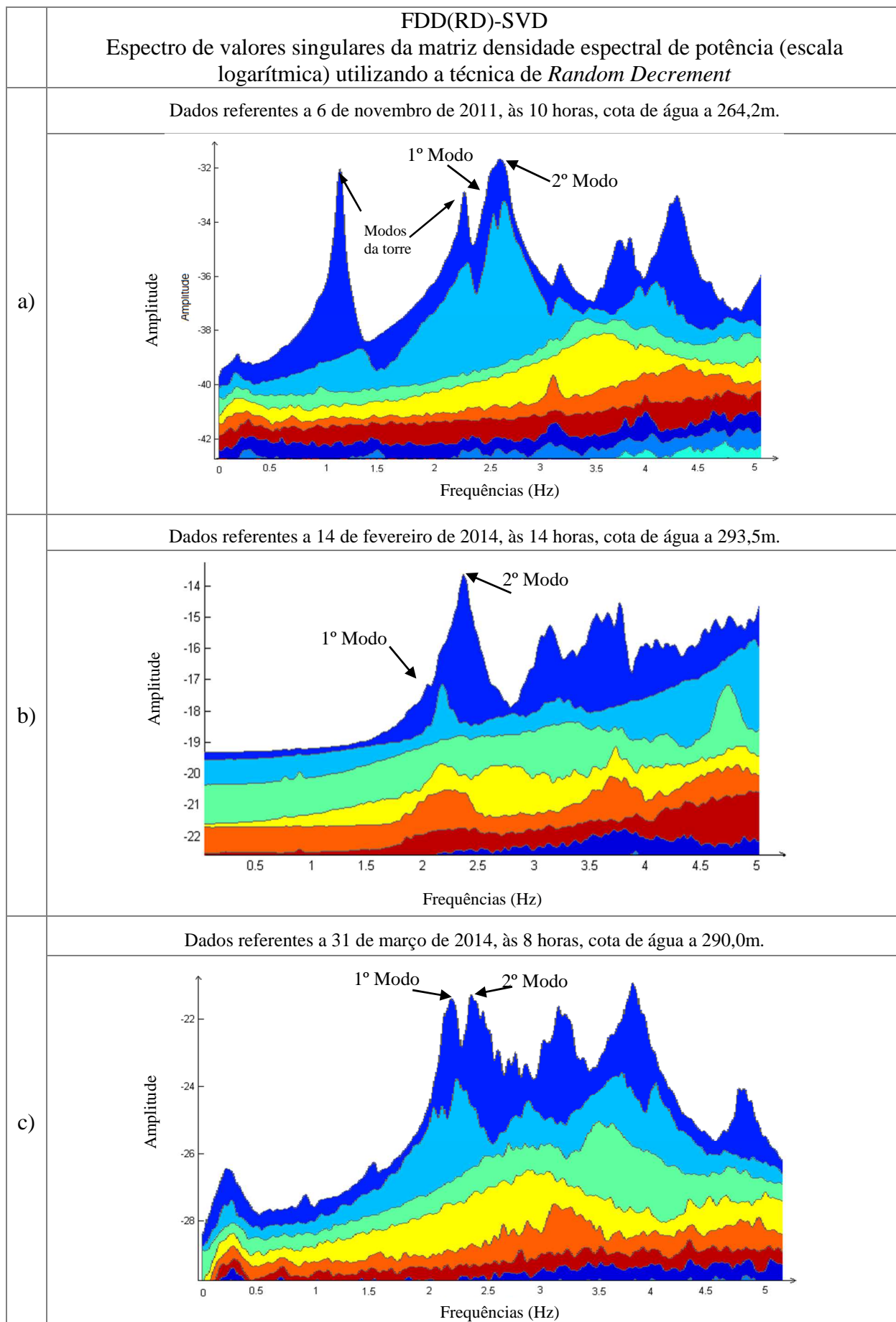
Em cada data mostra-se um espectro de amplitudes (espectro médio normalizado, para os 16 acelerómetros uniaxiais) e um espectro de valores singulares da matriz M_{DEP} (também normalizado para pico máximo unitário).

As diferenças que se verificam entre os espectros para as três datas apresentadas devem-se não apenas à diferença da cota de água (aproximadamente 30 metros, entre as datas a. e b.) mas também às condições de excitação: na primeira data os grupos de produção de energia encontravam-se desligados enquanto nas outras duas datas estavam em funcionamento (com maior potência na data b).

Na primeira data, com os grupos desligados, é claramente visível o pico correspondente ao primeiro modo de vibração da torre de tomada de água (Espada, 2009). Nas outras duas datas com os grupos em funcionamento é possível detetar os picos referentes à torre de tomada de água porque se adotou uma escala logarítmica no eixo vertical.

Quanto aos picos correspondentes aos dois primeiros modos de vibração da barragem pode-se verificar que para a cota de água mais baixa (data a): 264,2 m) as frequências são superiores. É ainda interessante notar que, em geral, não é fácil identificar o pico correspondente ao primeiro modo de vibração da barragem (modo anti-simétrico). Na identificação modal automática recorre-se ao Índice MAC para confirmar a existência de um pico correspondente a um modo de vibração anti-simétrico distinto do pico correspondente ao segundo modo de vibração (modo simétrico, de frequência muito próxima). É também possível recorrer à análise do 2º valor singular, que normalmente apresenta um pico entre as frequências naturais da barragem. Para o caso dos dois primeiros modos de vibração, que apresentam frequências muito próximas, é um bom método para ajudar a distinguir.

Tabela 5.1: Resultados do sistema de monitorização de vibrações em contínuo (Modal_ID2.0).



Na Figura 5.7 apresentam-se os resultados obtidos com o programa **Modal_ID2.0**, referentes à evolução das primeiras frequências naturais. É possível verificar que as frequências dos principais picos (correspondentes a modos de vibração da barragem) diminuem quando aumenta a cota da água na albufeira (e vice-versa) o que corresponde a um aumento da massa global do sistema (massa de água associada: $f = \sqrt{k/m}$). Apesar de não ser notório nos resultados anteriormente apresentados é de referir que em barragens abóboda para cotas de água muito baixas pode ocorrer uma diminuição da rigidez global devido a uma eventual abertura das juntas de contração, como já foi referido no capítulo 2.

As frequências naturais e a configuração dos modos de vibração são características intrínsecas de uma estrutura, caso esta sofra alguma alteração estrutural é de esperar que os seus parâmetros modais também se alterem. No caso de sistemas barragem-fundação-albufeira os parâmetros modais variam com a variação da cota de água e com eventuais alterações estruturais devidas a fenómenos de deterioração.

É de referir que em futuras análises irá ser incluído no gráfico da Figura 5.7 a informação sobre a evolução ao longo do tempo dos caudais admitidos em cada um dos dois grupos de produção de energia e também dos caudais descarregados (descarga de fundo e descarregadores de superfície). Esta informação é útil porque nos fornece uma medida indicativa da amplitude da excitação.

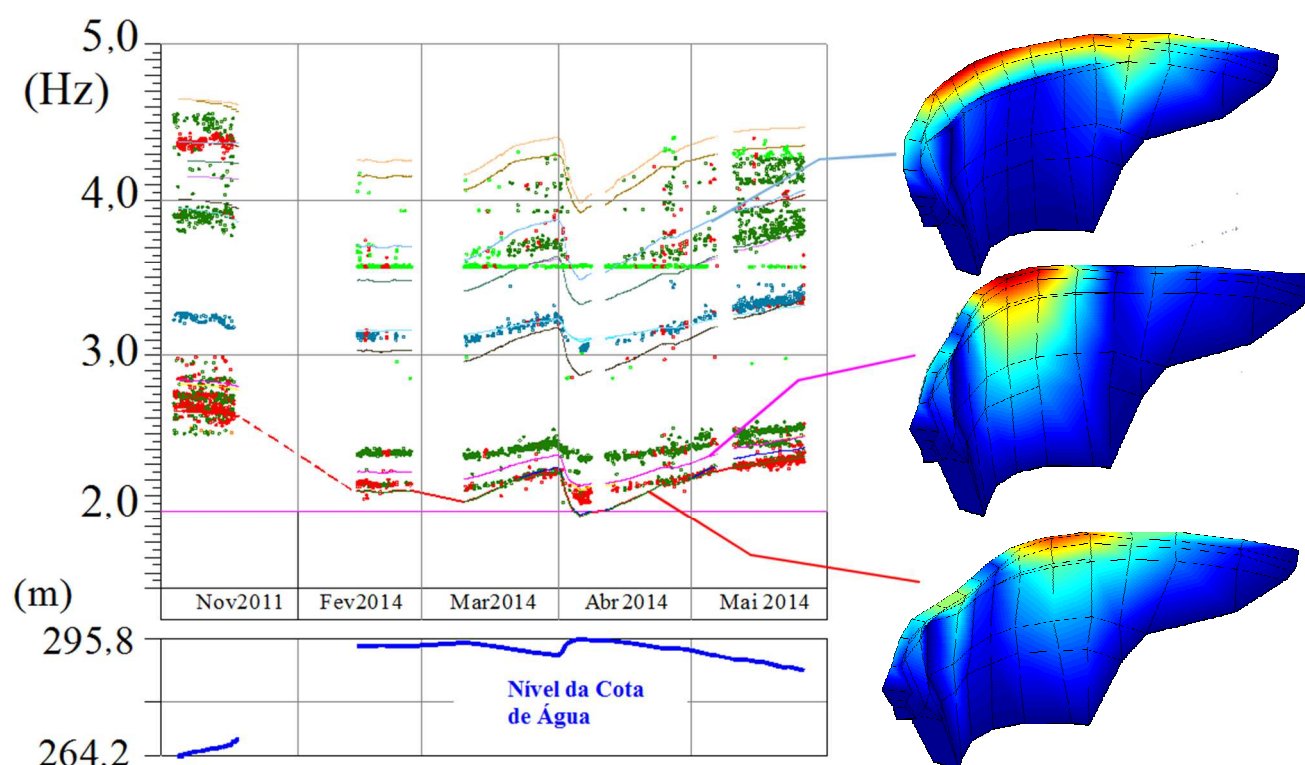


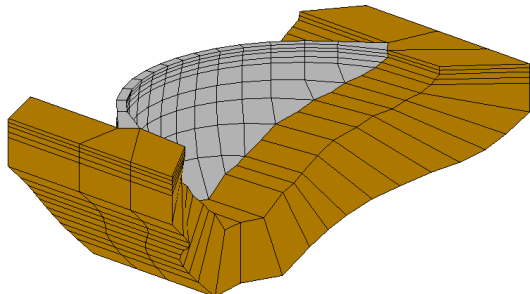
Figura 5.7: Comportamento dinâmico da barragem do Cabril. Resultados experimentais, obtidos com uma técnica de identificação modal por decomposição no domínio da frequência.

Para as cotas de água próximas de 265 m, existe alguma dificuldade na diferenciação dos modos (Tabela 5.1 a.), o que pode ser explicado pelo facto dos grupos de produção de energia não se encontrarem em funcionamento durante longos períodos de tempo para cotas de água baixas. Quando os grupos estão desligados a amplitude dos picos espectrais correspondentes aos dois primeiros modos da barragem é semelhante à amplitude dos picos correspondentes aos primeiros modos da torre de tomada de água. Nestas condições, tendo em conta que a frequência do segundo pico da torre é muito próxima das frequências do primeiro e do segundo modo da barragem torna-se difícil automatizar a identificação destes vários picos.

5.4 Modelação numérica do comportamento dinâmico da barragem do Cabril

No desenvolvimento de *software* para apoio ao controlo da segurança de grandes barragens de betão sob ações dinâmicas, é necessário escolher modelos adequados para simular o comportamento dinâmico do conjunto barragem-fundação-albufeira. Estes modelos devem estar preparados para ter em conta as variações do nível da albufeira e o efeito de eventuais processos de deterioração ao longo do tempo, nomeadamente devem permitir simular a existência de zonas fendilhadas (fissuração progressiva devido a reações expansivas ou fissuração induzida por ações excepcionais, tais como cheias ou sismos intensos) (Oliveira, Silvestre, Espada, & Câmara, 2012). Com o objetivo de analisar numericamente o comportamento dinâmico da barragem do Cabril foram realizados cálculos recorrendo a duas formulações (Figura 5.8): a. formulação clássica, em deslocamentos, com massas de água associadas (**DynDam1.0**); e b. formulação de estado, em velocidades e deslocamentos, com albufeira discretizada em EF3D e com elementos de junta na interface água-estrutura (**DySSA2.6**). Para ambos os casos foi elaborada uma malha de elementos finitos do tipo cubo isoparamétricos de 20 nós, tendo-se considerado 106 elementos na barragem (8 elementos de junta para simular a fendilhação) e 96 na fundação (Figura 5.8). Quanto à discretização da albufeira (**DySSA2.6**), o número de elementos finitos depende da cota de água considerada. Para o betão considerou-se o módulo de elasticidade $E_b=32,5$ GPa, o coeficiente de Poisson $\nu = 0,20$, e o usual peso específico de 24 kN/m^3 .

a. Discretização para o **DynDam1.0**
(massas de água de Westergaard)



b. Discretização para o **DySSA2.6**
(albufeira discretizada, EF de água)

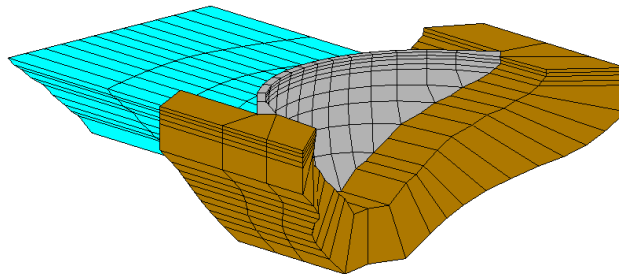
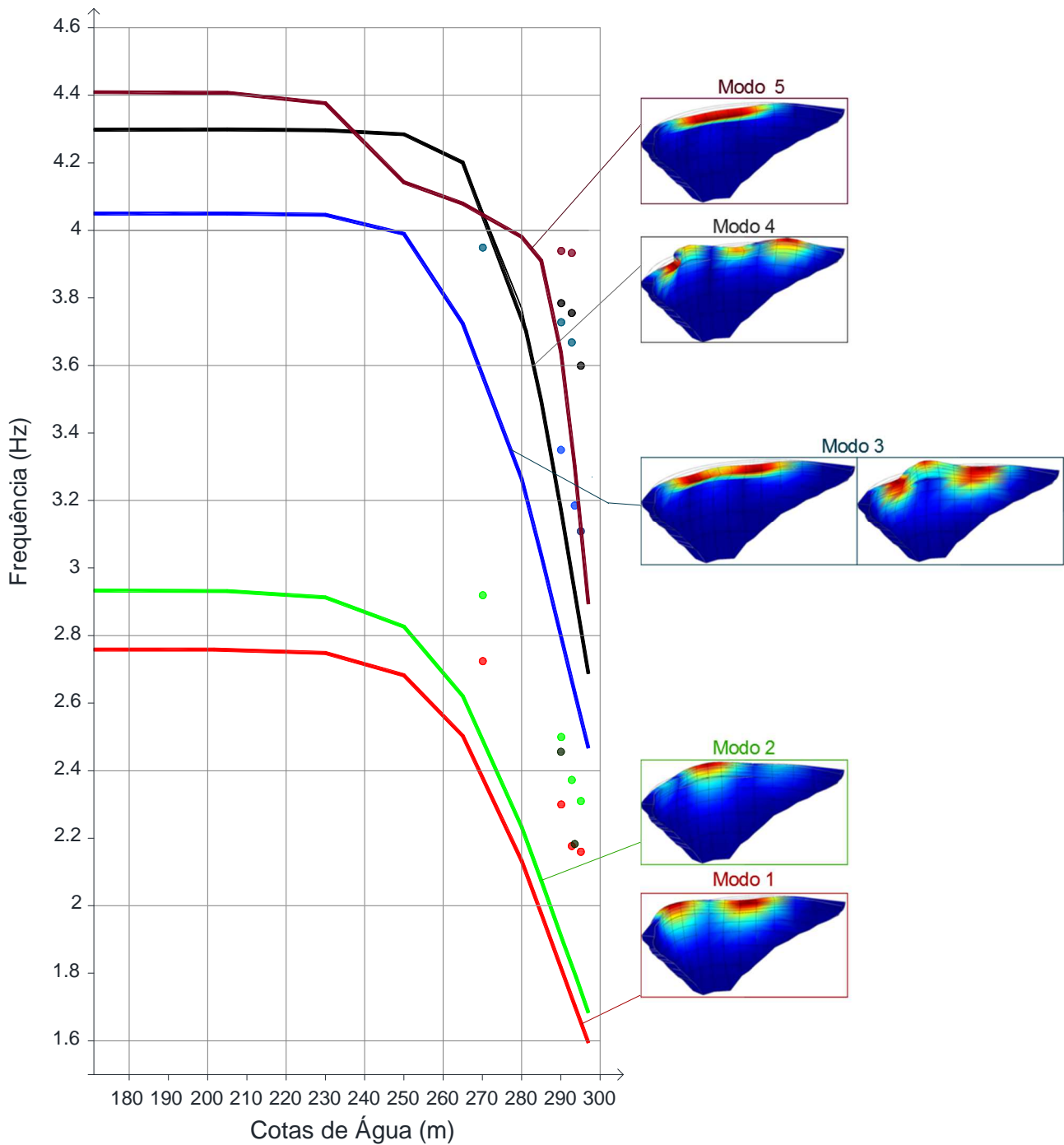


Figura 5.8: Discretização em EF3D, tipo cubo de 20 nós. a) Malha para o **DynDam1.0** (Hipótese de Westergaard). b) Malha com albufeira discretizada em EF de água (**DySSA2.6**).

5.4.1 DynDam1.0

Na Figura 5.9 apresentam-se as curvas representativas da variação das cinco primeiras frequências naturais, em função da altura de água, calculadas com o programa **DynDam1.0**. Todas as frequências diminuem com a subida da água, sendo de referir que a curva correspondente ao modo 5 tem uma variação diferente que é condicionada pelo facto de se tratar de um modo relacionado com a fendilhação. Ainda na Figura 5.9 os resultados numéricos referentes à variação das frequências naturais são comparados com as frequências identificadas experimentalmente, sendo de notar que as frequências calculadas com o programa **DynDam1.0** (massas de água de Westergaard) são significativamente menores do que as frequências identificadas em obra, sobretudo para cotas de água elevadas.

Esta diferença entre resultados experimentais e numéricos tem sido detetada por vários autores que têm sugerido a utilização de fatores de redução das massas de água associadas de Westergaard. Mais à frente apresentam-se resultados tendo em consideração um fator de redução de 50 % (Houqun C. , 2014) com o qual se consegue um melhor ajuste entre os resultados numéricos do **DynDam1.0** e experimentais (frequências naturais identificadas a partir dos registos de acelerações utilizando o programa de identificação modal: **Modal_ID2.0**).



Legenda

- Modelação Numérica de E.F. 3D
- Resultados Experimentais

Betão:
 $E=32,5 \text{ GPa}$; $\nu=0,2$; $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$

Fundação:
 Massa nula e características elásticas idênticas às do betão
 Consideração das pressões hidrodinâmicas de acordo com a hipótese de Westergaard (Massas de Água Associadas)

Figura 5.9: Linhas de Influência obtidas pelo programa **DynDam1.0** e resultados experimentais.

5.4.2 DySSA2.6

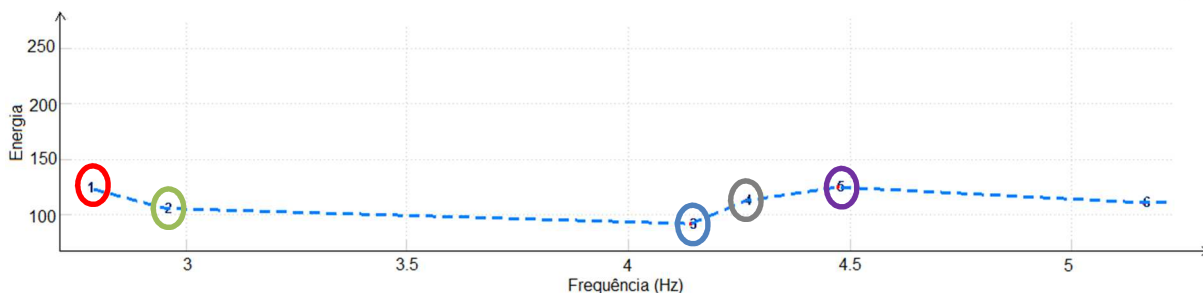
Com o aumento da capacidade de cálculo dos computadores atuais é agora possível desenvolver programas computacionais eficientes, de EF3D, em plataformas do tipo **MATLAB**, para simulação do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufera recorrendo a formulações de estado, [(Silvestre, 2012), (Oliveira, Espada & Câmara, 2012)], como é o caso do programa **DySSA2.6**, mencionado na secção 3.3. Neste programa é adotada uma formulação em velocidades e deslocamentos (formulação de estado), que permite trabalhar com a matriz modal reduzida, do conjunto barragem-fundação-albufera.

Para distinguir os modos associados à albufera dos modos associados aos movimentos do corpo da barragem, o programa **DySSA2.6** calcula o espectro da energia cinética modal do corpo da barragem (na Figura 5.10, assinalam-se os picos espectrais mais importantes, em princípio correspondentes a frequências naturais da estrutura). Estes picos no espectro da energia cinética correspondem aos modos estruturais. Na Figura 5.10 encontram-se os espectros de energia cinética referentes a várias cotas de água: os picos assinalados nestes espectros foram os escolhidos para a elaboração das linhas de influência apresentadas na Figura 5.12. É de notar que o pico correspondente a um dado modo n tem uma frequência que diminui com o aumento da cota de água. É interessante notar que com o aumento da cota de água também se podem verificar ligeiras modificações ao nível da configuração modal de um dado modo (com o aumento da cota de água o sistema estrutural modifica-se pelo o que é de esperar alterações ao nível das frequências e das configurações de cada modo).

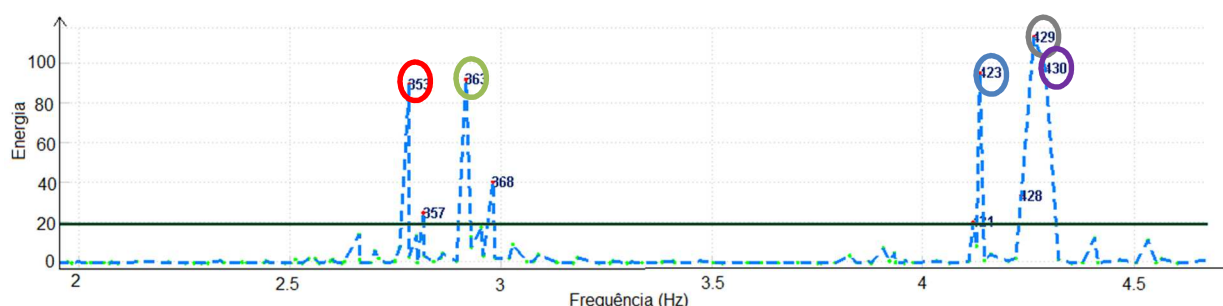
Realizaram-se cálculos para 10 cotas de água, e foi analisada com detalhe a evolução das frequências dos picos de cada um dos modos principais, tendo-se verificado que, com o aumento da cota de água na albufera há uma tendência para o aparecimento de “novos” modos. A energia cinética destes “novos” modos reparte-se pelo corpo da estrutura e pela albufera, enquanto há modos cuja energia cinética é essencialmente associada aos movimentos oscilatórios do corpo da estrutura (“modos estruturais”) e outros em que a energia cinética é essencialmente associada aos movimentos da albufera (“modos da albufera”).

Na análise modal efetuada para diferentes cotas de água, foi necessário analisar as configurações modais associadas a cada pico para estabelecer uma ligação entre picos calculados para as diferentes cotas de água, correspondentes a um dado modo.

Cota de Albufeira: 171 m



Cota de Albufeira: 250 m



Cota de Albufeira: 297 m

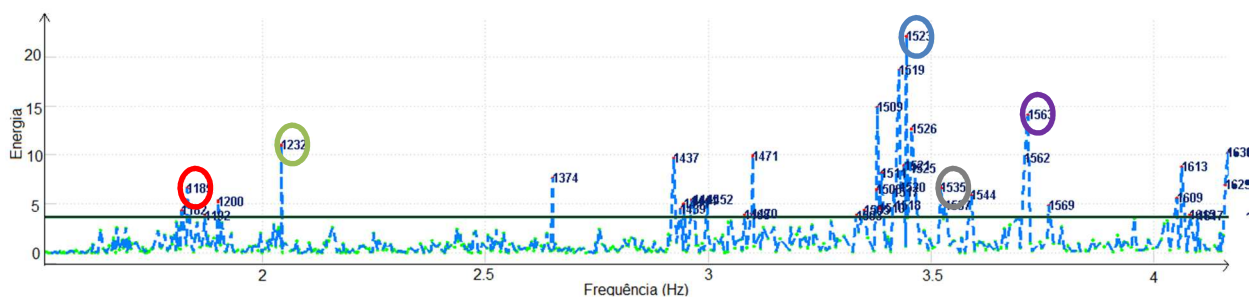
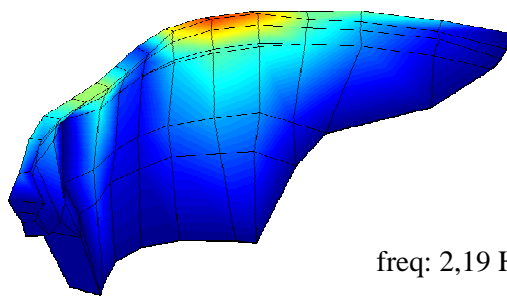


Figura 5.10: Espectros da energia cinética modal associada aos movimentos do corpo da barragem. Resultados obtidos com o programa de cálculo **DySSA2.6**. São assinalados os modos principais com cores idênticas às utilizadas na Figura 5.12.

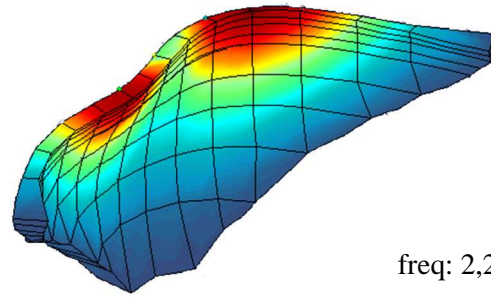
Na Figura 5.11 apresenta-se uma comparação entre configurações modais identificadas experimentalmente recorrendo ao programa de identificação modal, **Modal_ID2.0**, e as calculadas numericamente com o **DySSA2.6**. O programa **Modal_ID2.0** usa o método FDD-SVD, baseado no cálculo dos valores e vetores singulares da matriz $M_{DEP [16 \times 16]}$ (densidade espectral de potência), montada com base em produtos cruzados de transformadas de Fourier dos registos temporais obtidos nos 16 acelerómetros uniaxiais (usam-se registos temporais com a duração total de 1 hora, analisados com janelas sinusoidais de 200 s, sobrepostas a 50%).

14 de fevereiro de 2014, 12:00-13:00
Cota de água 293,89 m

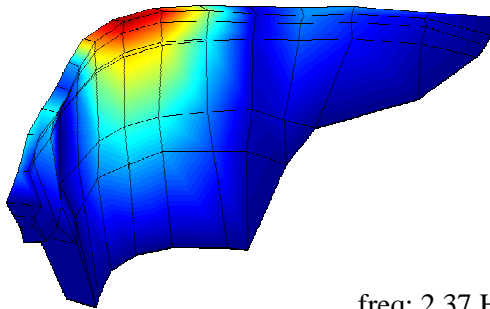
DySSA2.6



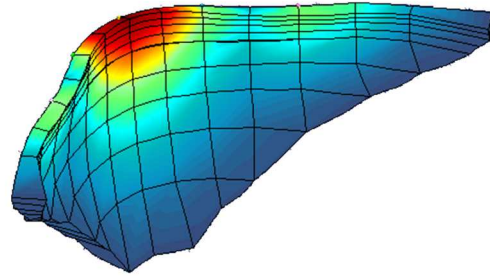
freq: 2,19 Hz



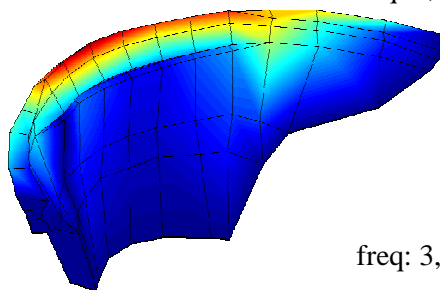
freq: 2,22 Hz



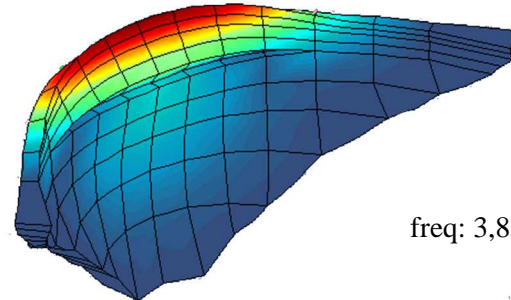
freq: 2,37 Hz



freq: 2,41 Hz



freq: 3,72 Hz

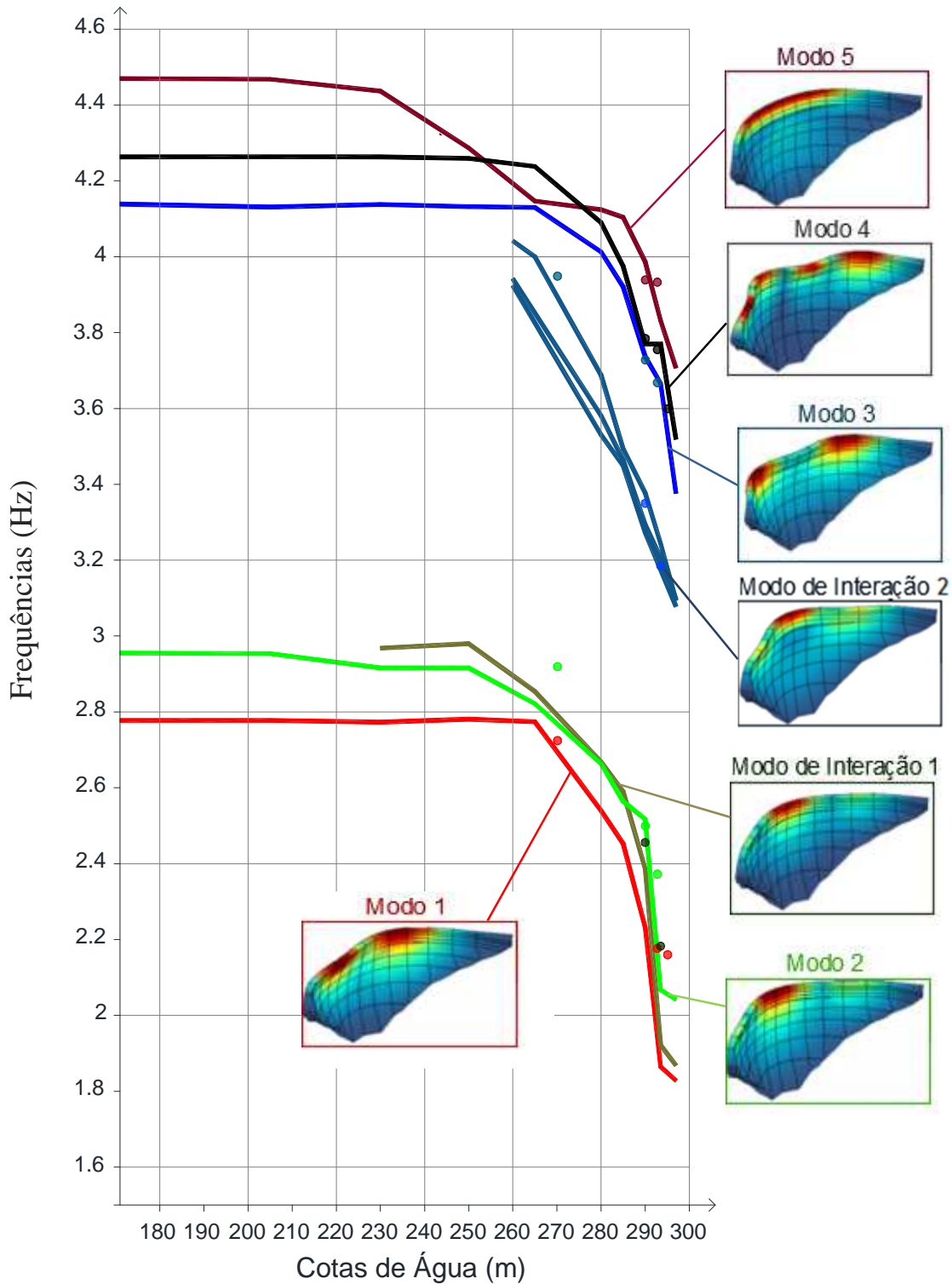


freq: 3,83 Hz

Figura 5.11: Comparação dos modos de vibração identificados experimentalmente (**Modal_ID2.0**) e calculados numericamente (**DySSA2.6**).

Considerando o valor da cota de água registrada em obra no dia da aquisição dos dados (~294 m, em 14 de fevereiro de 2014) utilizou-se o programa **DySSA2.6** para calcular numericamente as frequências naturais e as configurações dos principais modos de vibração tendo-se obtido resultados muito semelhantes aos identificados experimentalmente, como se pode constatar na Figura 5.11. Nesta figura apresenta-se o 1º modo (anti-simétrico), o 2º modo (simétrico) e um modo, para a frequência de 3,72 Hz, claramente associado a movimentos de abertura/fecho das fendas (simuladas numericamente através de elementos de junta), tal como captado experimentalmente e com o modelo numérico (**DySSA2.6**). Esta coerência entre os resultados experimentais e numéricos mostra bem o interesse e as potencialidades dos sistemas de observação em contínuo para a total compreensão do comportamento estrutural das grandes obras, essencial na prevenção de acidentes/incidentes.

Na Figura 5.12 mostra-se uma comparação entre frequências naturais identificadas experimentalmente e as curvas que representam a variação com a cota de água das cinco primeiras frequências naturais da barragem, calculadas com o **DySSA2.6**.



— Resultados Numéricos (DySSA2.6)

• Resultados Experimentais

Betão:

$E=32,5 \text{ GPa}; \nu=0,2; \gamma=24 \text{ kN/m}^3$

Fundação:

Massa nula e características elásticas idênticas às do betão

Consideração de Elementos Finitos 3D de água

Figura 5.12: Linhas de Influência obtidas pelo programa DySSA2.6 e resultados experimentais.

As frequências naturais apresentam, como esperado, um decréscimo com o aumento da cota de água que, contudo, é agora menos acentuado para as cotas de água mais elevadas, o que corresponde a um melhor acerto com as frequências identificadas experimentalmente. Com a formulação considerada no **DySSA2.6** pode-se ainda constatar que, com o aumento da altura de água surgem modos de interação (modos que envolvem valores significativos de energia cinética, quer no corpo da barragem quer na albufera), tal como se obtém experimentalmente (também visíveis na Figura 5.7).

É interessante notar que a linha de influência do Modo 5, associado à fenda, apresenta uma inflexão por volta da cota 280 m, que é a cota da fenda no modelo numérico (corresponde a uma simplificação da banda de fendilhação existente na obra).

O primeiro modo de interação, calculado com o **DySSA2.6**, surge com uma frequência próxima da do segundo modo (simétrico) como se pode ver na Figura 5.12 assinalado com a cor verde-escuro). O segundo modo de interação, cujas frequências são representadas pelas linhas a azul-escuro na Figura 5.12, surge para cotas de água superiores a 260 m, com frequências ligeiramente inferiores às do 3º Modo.

5.4.3 Comparação de resultados experimentais e numéricos (**DynDam1.0** e **DySSA2.6**)

Na Figura 5.13 apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos com os dois modelos de cálculo, **DynDam1.0** e **DySSA2.6**, sendo de referir que:

- Considerando a discretização da albufera em EF de água (**DySSA2.6**) calculam-se modos de interação água-estrutura que não ocorrem nos cálculos com o modelo de massas de água associadas (**DynDam1.0**) - estes modos de interação são identificados experimentalmente como se pode ver também na Figura 5.10;
- Com a subida da cota de água verifica-se um decréscimo mais acentuado das frequências naturais calculadas com o modelo de análise do **DynDam1.0** do que com o **DySSA2.6** – os resultados deste último são claramente mais próximos dos resultados experimentais;
- A configuração dos modos principais é semelhante em ambos os modelos, inclusivamente o modo 5 cuja configuração é claramente condicionada pela fenda;
- Existe um andamento semelhante das linhas de influência representativas das frequências naturais dos vários modos, sendo de salientar que ambos os modelos captam a alteração da taxa de variação da frequência do modo 5 para cotas de água situadas abaixo e acima da zona fissurada.

Para confirmar a coerência entre os resultados obtidos numericamente e os identificados em obra é necessário efetuar uma análise comparativa. Na Tabela 5.2 é possível confirmar que as frequências naturais calculadas com o **DySSA2.6**, para a cota de água 290 m, são bastante próximas das experimentais, sendo o valor da maior diferença de 0,07 Hz, o que já não acontece com as frequências calculadas com o **DynDam1.0** (modelo baseado na hipótese de massas de água

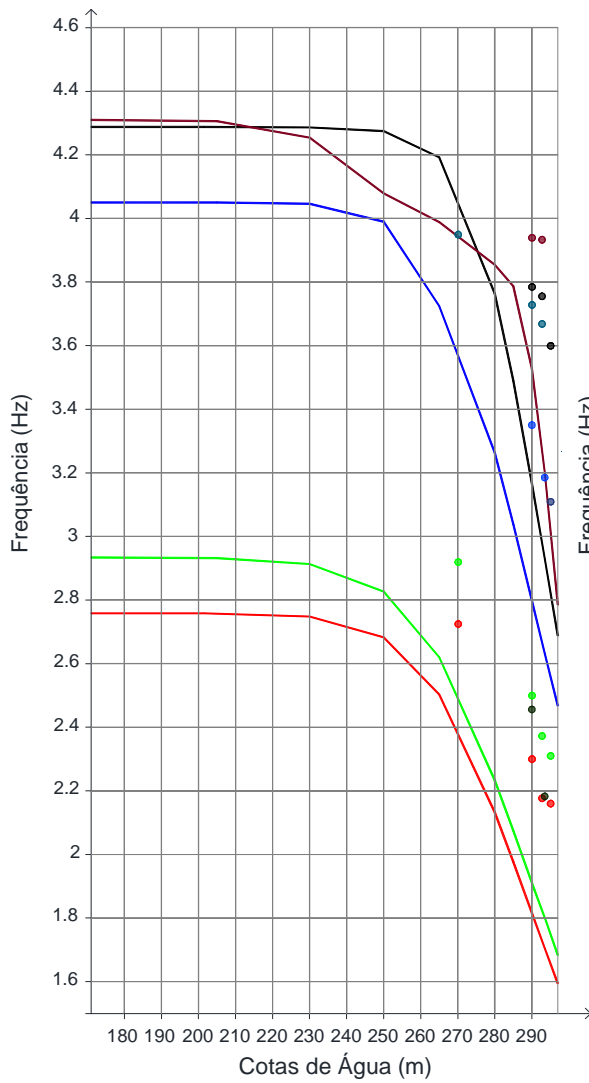
associadas de Westergaard). As frequências calculadas com o programa **DynDam1.0** são bastante inferiores às identificadas experimentalmente, sendo a maior diferença de 0,913 Hz, o que permite concluir que os resultados obtidos com a formulação clássica de massas de água associadas, de acordo com a fórmula de Westergaard, conduz a resultados que apontam para uma sobrevalorização da massa de água. Esta conclusão é referida em (Houqun C. , 2004) sendo de admitir que é adequado considerar 50% da massa de Westergaard.

Tabela 5.2: Comparação de frequências naturais dos principais modos para a albufeira a 290 m.

| Frequências Naturais (Hz) | | | |
|---------------------------|--|---|---|
| | Modal_ID2.0 (resultados experimentais) | DySSA2.6 (albufeira discretizada, EF3D) | DynDam1.0 (massas de água, Westergaard) |
| 1º Modo | 2,30 | 2,232 | 1,819 |
| 2º Modo | 2,51 | 2,517 | 1,916 |
| 3º Modo | 3,73 | 3,737 | 2,813 |
| 4º Modo | 3,78 | 3,770 | 3,172 |
| 5º Modo | 3,94 | 3,987 | 3,639 |

Após esta análise pode-se concluir que o programa que efetua a análise dinâmica tridimensional do sistema barragem-fundação-albufeira, utilizando a formulação no espaço de estados, **DySSA2.6**, permite obter resultados muito próximos dos reais, sendo preferível o uso desta ferramenta em vez do método clássico, **DynDam1.0**.

DynDam1.0



DySSA2.6

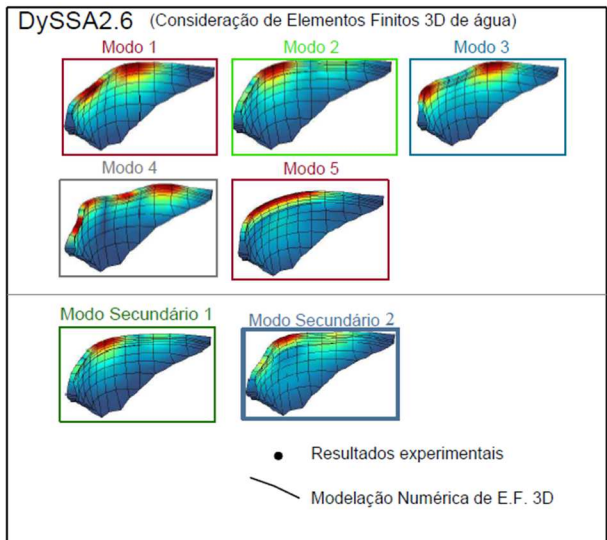
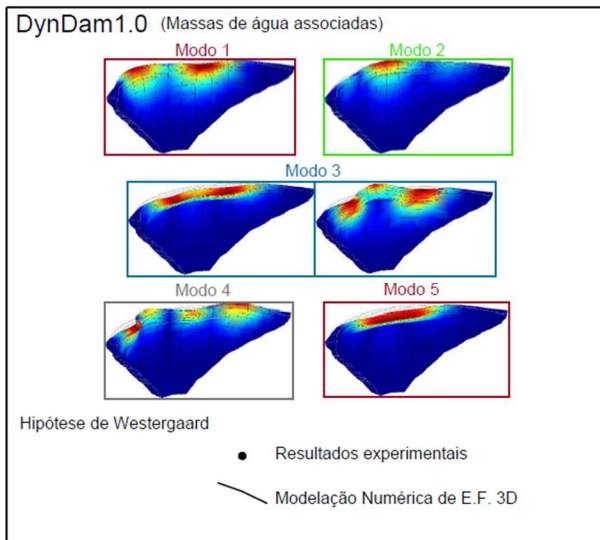
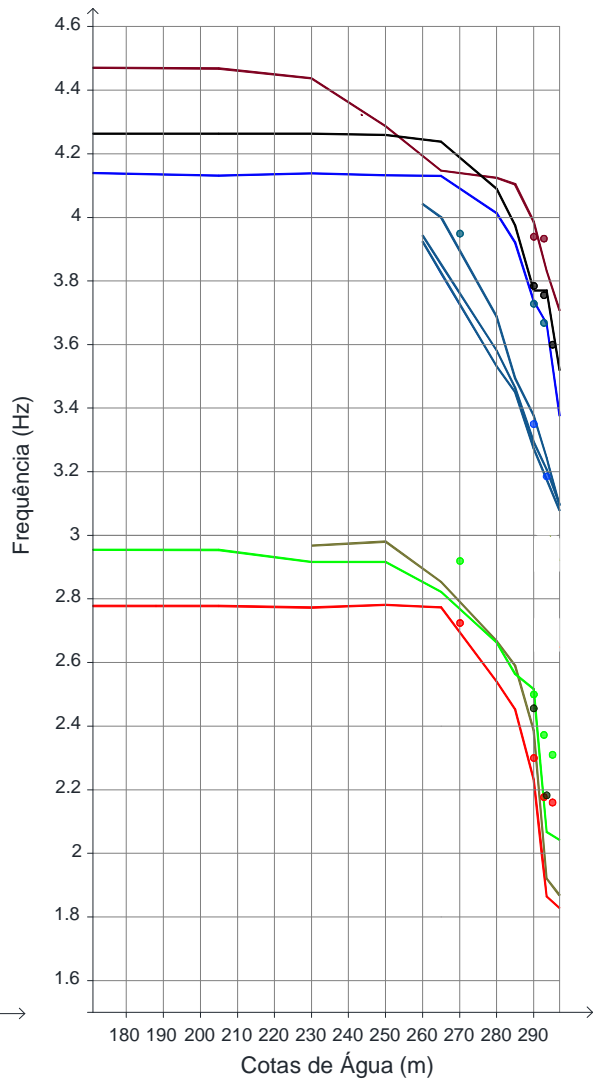


Figura 5.13: Linhas de influência das frequências naturais obtidas com os programas **DynDam1.0** e **DySSA2.6**. Comparação com resultados experimentais para mostrar o melhor acerto com o **DySSA2.6**.

5.4.4 Calibração do modelo de massas de água associadas (DynDam1.0)

Como referido anteriormente, considerando a albufera discretizada em EF3D de água (DySSA2.6) obtêm-se frequências naturais muito próximas das identificadas experimentalmente. Considerando massas de água associadas de acordo com a formulação de Westergaard (DynDam1.0) as frequências calculadas numericamente são significativamente inferiores às experimentais, contudo esta aproximação de massas de água associadas é muito utilizada no projeto de barragens para cálculo sísmico, pelo que foi decidido calibrar o modelo do DynDam1.0 através da consideração de um coeficiente de redução das massas de água de Westergaard de 0,5 (Houqun C. , 2014). Desta forma, com a redução de 50% das massas de água, obtiveram-se valores de frequências naturais muito próximos dos obtidos experimentalmente, como se pode ver na comparação apresentada na Figura 5.14 b).

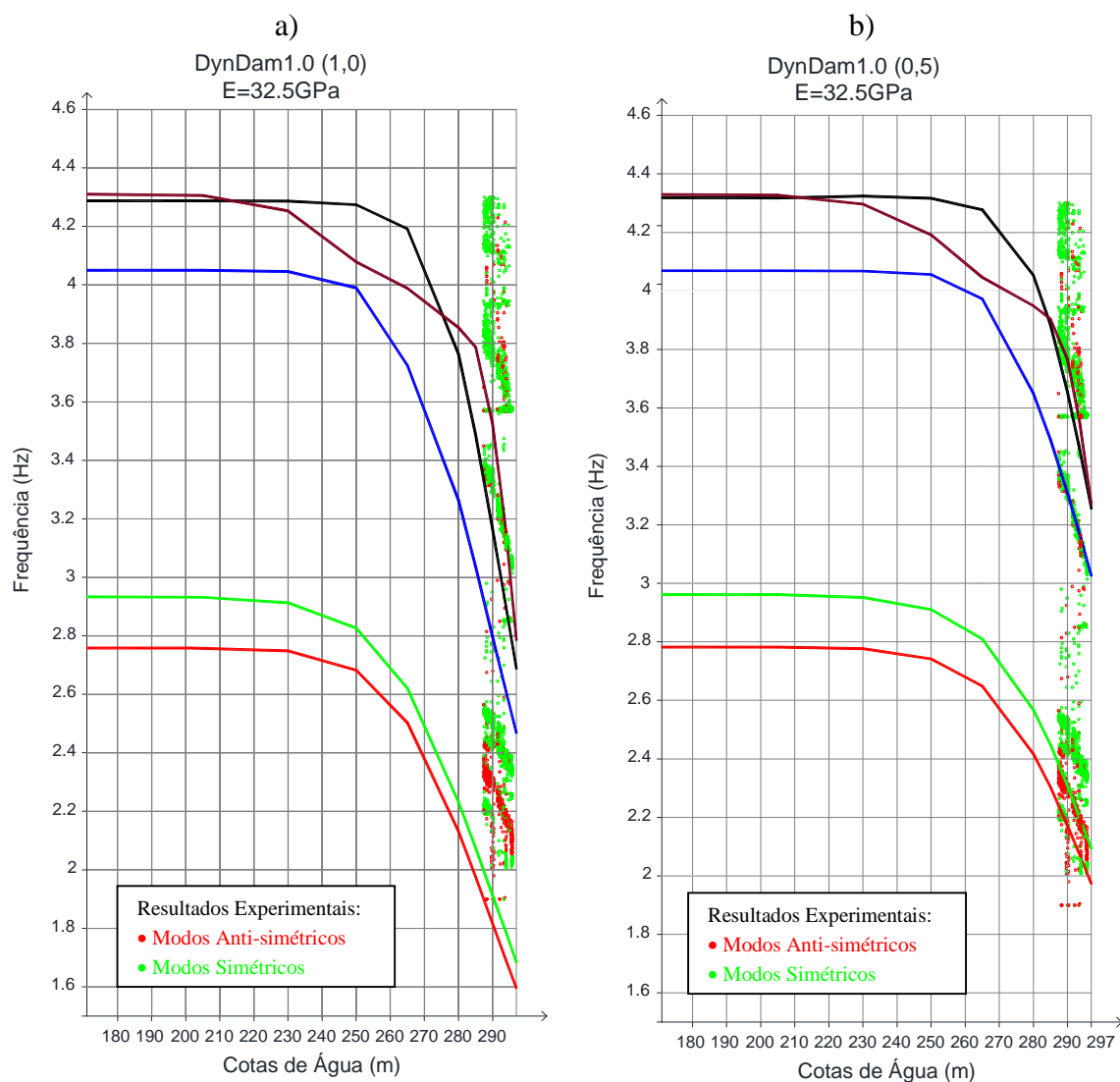


Figura 5.14: Comparação entre as linhas de influência das frequências naturais obtidas com o programa DynDam1.0 (módulo de elasticidade de 32,5GPa). a) Sem coeficiente de redução das massas de água; b) com coeficiente de redução de 50%.

Na Figura 5.14 é possível verificar que existe uma significativa diferença no andamento das linhas de influência das frequências naturais obtidas com o **DynDam1.0**, com e sem a aplicação do coeficiente de redução das massas de água. Considerando o referido coeficiente de redução 0,5 (Figura 5.14 b) as frequências naturais para cotas de água elevadas, aproximam-se bastante dos valores experimentais contudo, no caso do 1º e do 2º modo são ligeiramente inferiores às frequências obtidas experimentalmente. Foi então admitida a hipótese do aumento da rigidez com a subida da cota da água, pois as juntas verticais da barragem tendem a ficar comprimidas. Admitindo que nas cotas máximas as juntas estão completamente fechadas então pode-se admitir que a rigidez global da barragem será superior. Este aumento de rigidez pode ser simulado de forma aproximada considerando um módulo de elasticidade maior, neste caso considerou-se um aumento para $E=36\text{ GPa}$. As linhas de influência das frequências naturais obtidas para este módulo de elasticidade, considerando o coeficiente de redução das massas de água de 0,5 são apresentadas na Figura 5.15.

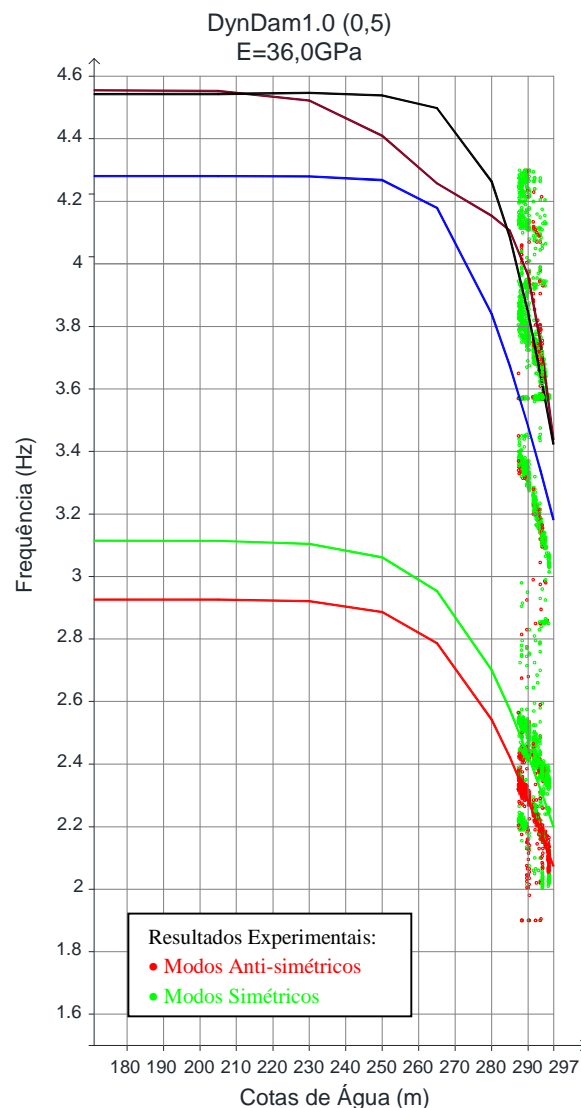


Figura 5.15: Linhas de influência das frequências naturais obtidas com o **DynDam1.0** considerando um módulo de elasticidade de 36 GPa e um coeficiente de redução das massas de água de 50%.

Como é possível observar na Figura 5.15, existe um bom acordo entre as frequências identificadas experimentalmente e as frequências obtidas numericamente com o **DynDam1.0** (massas de água reduzidas), sobretudo para os dois primeiros modos de vibração da estrutura. É de notar que o declive das linhas de influência coincide perfeitamente com o declive identificado experimentalmente.

5.5 Análise da Resposta Sísmica

Na verificação da segurança de grandes barragens de betão sob ações sísmicas é usual efetuar cálculos elásticos lineares ao longo do tempo (acelerogramas aplicados na base) considerando que as pressões hidrodinâmicas são simuladas através de massas de água associadas, calculadas usando metade do valor dado pela fórmula Westergaard. Neste caso foi utilizado o programa **DynDam1.0**, considerando esta hipótese de redução para metade das massas de água de Westergaard e considerando para o corpo da obra um módulo de elasticidade de 36 GPa.

Quanto às ações sísmicas (Figura 5.16), consideraram-se 30 acelerogramas gerados com um modelo de rotura de falha e de propagação de ondas sísmicas desenvolvido no LNEC (Carvalho, 2007), para o local de uma barragem situada na zona centro de Portugal continental. No local dessa barragem foram também estimados espectros de resposta para o SBP e SMP, pela técnica usual, tendo-se verificado que correspondiam a uma envolvente adequada dos espectros de resposta calculados a partir dos acelerogramas gerados pelo modelo de rotura de falha (ver Figura 5.16). Como indicado na Figura 5.16 a aceleração de pico estimada para o local da referida barragem foi de 0,06 g e 0,14 g, respetivamente, para o SBP e SMP.

No presente caso da barragem do Cabril considerou-se que podiam se utilizados os acelerogramas anteriormente referidos, contudo devia ser adotada para o SBP uma aceleração de pico de apenas 0,1 g, pelo que os referidos acelerogramas foram devidamente escalados.

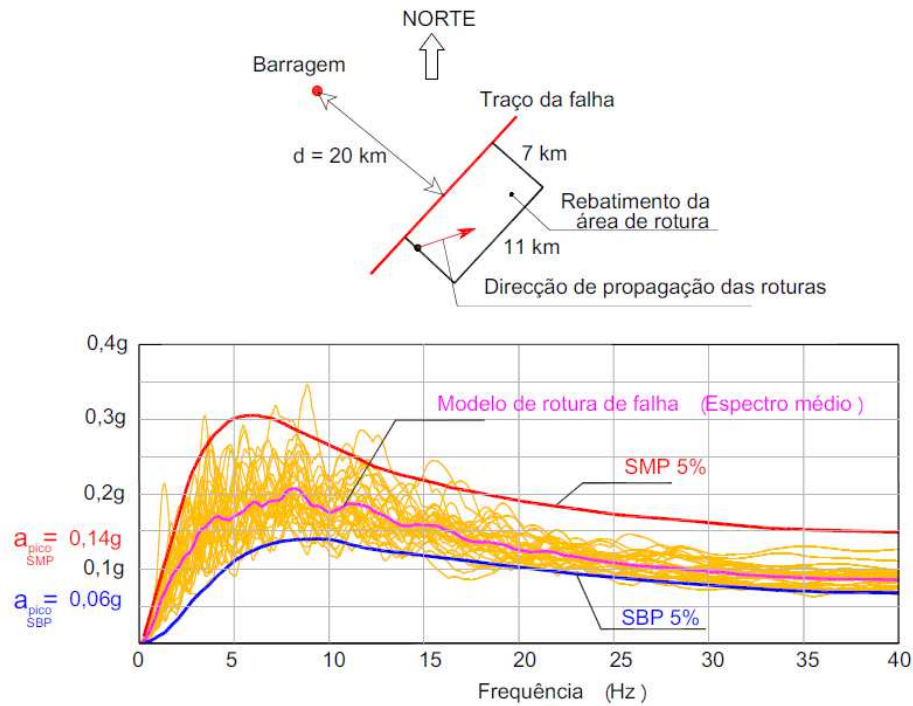


Figura 5.16: Comparação dos espectros de resposta envolventes (de uma barragem situada na zona centro de Portugal) com os espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas sísmicos gerados por intermédio de um modelo de rotura de falha (Carvalho, 2007).

Em seguida, apresentam-se resultados com vista a avaliar a resposta da obra para a combinação PP+PH+SBP, tendo sido escolhido o acelerograma 16 (de entre os 30 acelerogramas apresentados em anexo) em virtude de ser o que apresenta maior amplitude na frequência do primeiro modo de vibração da barragem na situação de albufeira cheia (Figura 5.17).

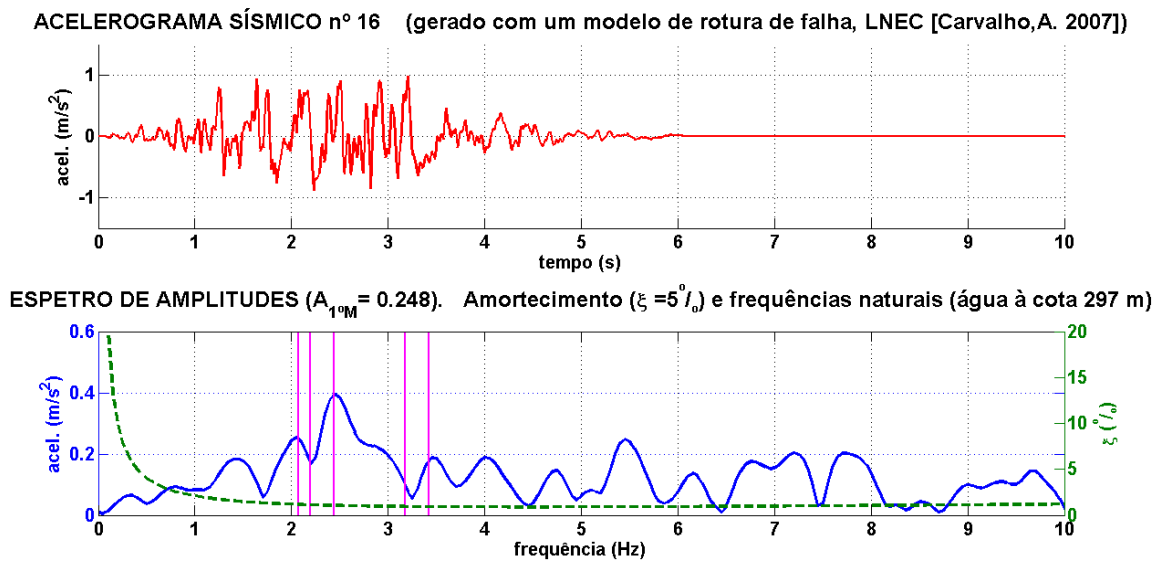


Figura 5.17: Acelerograma 16. Escolhido de entre os trinta acelerogramas gerados com o modelo de rotura de falha, devido ao facto de ter a maior amplitude espectral na frequência do 1º modo da barragem (considerando a albufeira cheia, modelo MAA, e $E_b = 36$ GPa).

Para realizar uma análise da resposta sísmica da obra considerando a combinação PP+PH+SBP, foi efetuado inicialmente um estudo da resposta da obra (campos de tensões e deslocamentos) para cada uma das ações envolvidas na referida combinação: peso próprio (PP), pressão hidrostática com água à cota 297 m (PH 297) e sismo base de projeto (SBP com $a_{pico}=0,1$ g).

Relativamente à ação do PP (Figura 5.18), verificou-se que o deslocamento máximo ocorre na zona central superior e é da ordem de 7,8 mm (no sentido descendente). Surgem tensões de compressão verticais a montante na zona de inserção com valor máximo de 2,6 MPa. Junto ao paramento de jusante ocorrem também tensões de compressão verticais a meia altura com valores da ordem de 1,3 MPa. Junto aos encontros, no paramento de jusante, surgem tensões de tração horizontais da ordem de 0,6 MPa (na realidade estas tensões não se instalam dado que existem juntas verticais de contração, não consideradas neste modelo).

Para a ação da PH 297 (Figura 5.19) verificou-se que as maiores compressões ocorrem nos rins a jusante (5,3 MPa) e na zona central superior, a montante, segundo os arcos (5,4 MPa). No pé de montante surgem trações verticais com valores máximos de 3,9 MPa. A jusante surgem trações verticais junto ao paramento numa faixa horizontal sob o coroamento, como se pode ver na Figura 5.19 a).

Na Figura 5.20 apresentam-se os resultados referentes à combinação PP+PH297, sendo de referir que as tensões verticais a jusante, junto à base, são reduzidas (atingem pontualmente um valor máximo de 1,2 MPa). As compressões máximas segundo os arcos surgem junto ao paramento de montante, na zona central da obra, e são da ordem de 4,9 MPa. No paramento de jusante as compressões máximas surgem nas zonas dos rins na direção perpendicular à inserção e são também da ordem de 4,9 MPa.

Foi também analisada a resposta da obra para o Sismo Base de Projeto (SBP, $a_{pico}=0,1$ g) tendo-se considerado dois instantes notáveis:

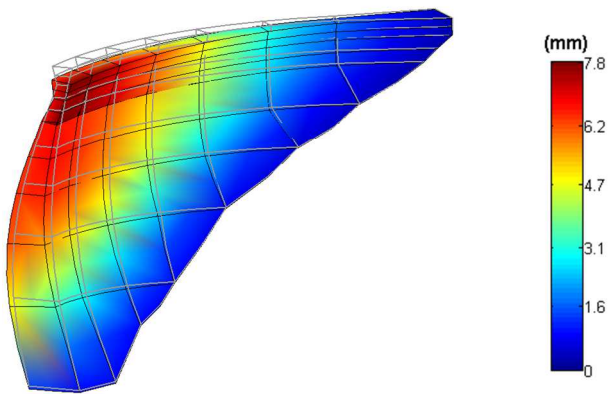
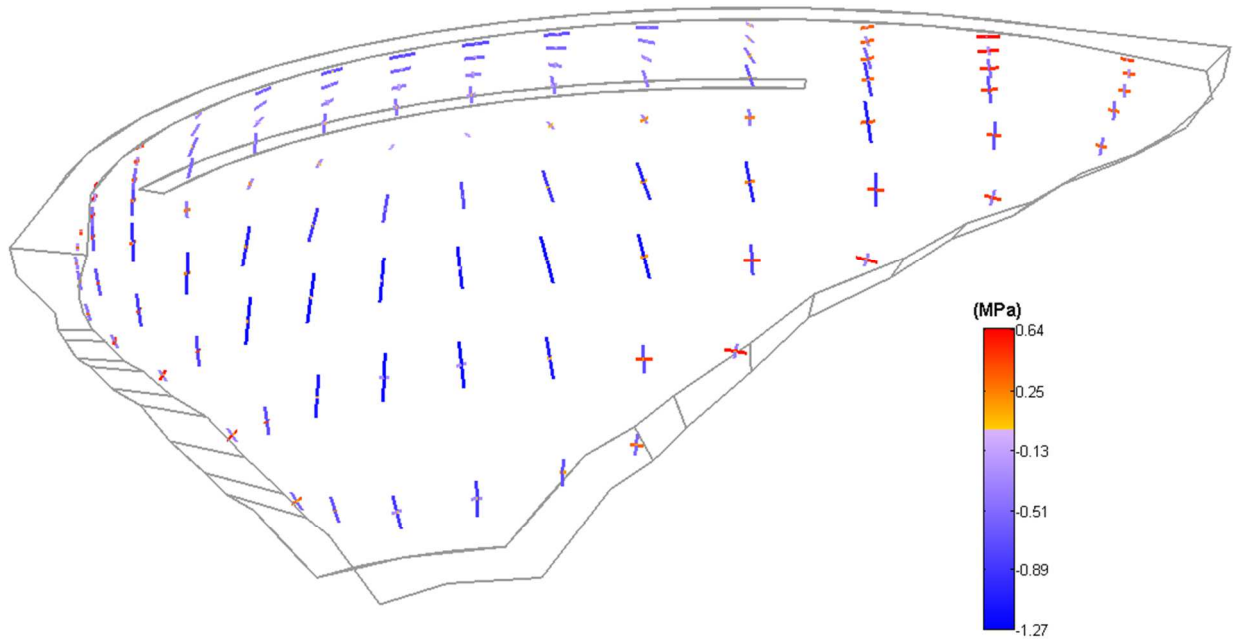
- instante t_j , em que ocorre o maior deslocamento para jusante na zona central do coroamento (Figura 5.21);
- instante t_M , em que ocorre o maior deslocamento para montante na zona central do coroamento (Figura 5.22).

No instante t_j (deslocamento máximo para jusante) ocorrem tensões de tração na zona do pé de montante, quase verticais, com valores da ordem de 0,3 MPa. Na base, a jusante surgem pequenas tensões de compressão da ordem de 0,1 MPa. Segundo o arco, na zona superior, a montante, surgem tensões de compressão da ordem de 2 MPa (Figura 5.21) e trações verticais de 1,9 MPa acima da fenda (elemento de junta).

No instante t_M (deslocamento máximo para montante) surgem pequenas tensões de compressão na zona do pé de montante, quase verticais, com valores da ordem de 0,1 MPa. Segundo o arco, na zona superior, a montante, surgem tensões de tração da ordem de 2,7 MPa (Figura 5.21) que, na realidade, não se instalam devido ao efeito de abertura das juntas de contração (verticais) as quais não foram consideradas no modelo.

Tensões principais. Peso Próprio (PP)

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

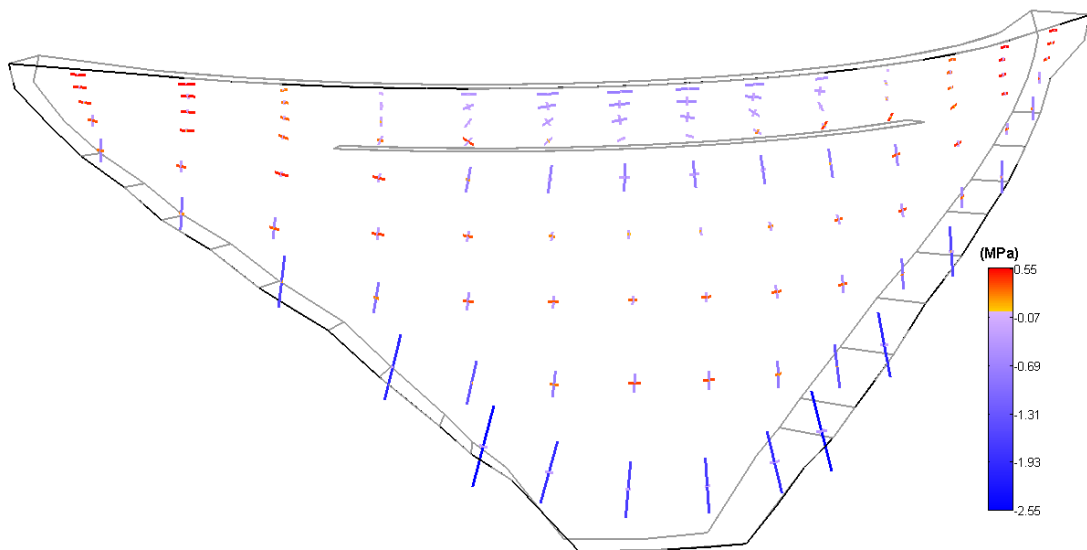
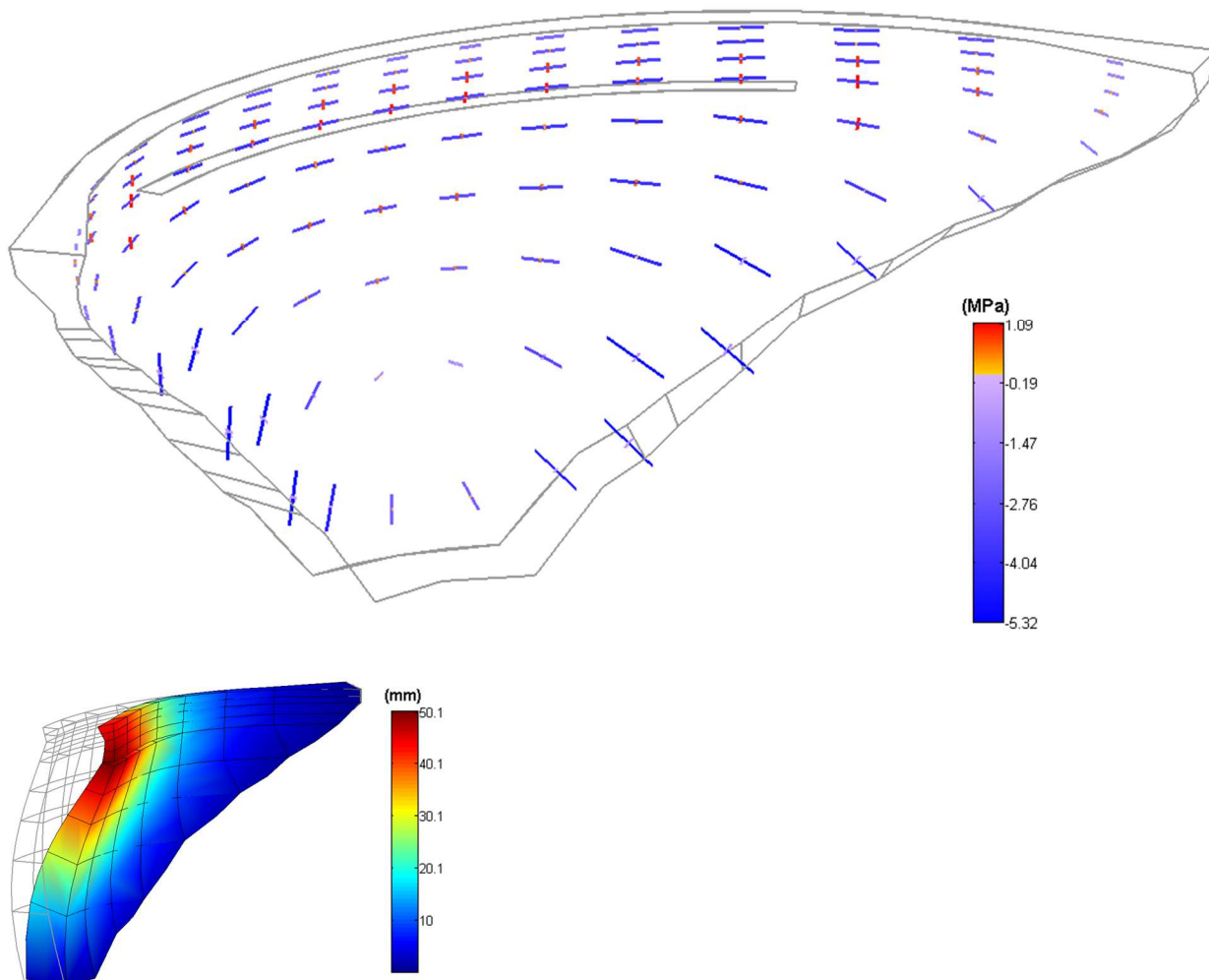


Figura 5.18: Tensões principais nos paramentos devido ao efeito do peso próprio.

Tensões principais. Pressão Hidrostática (PH)

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

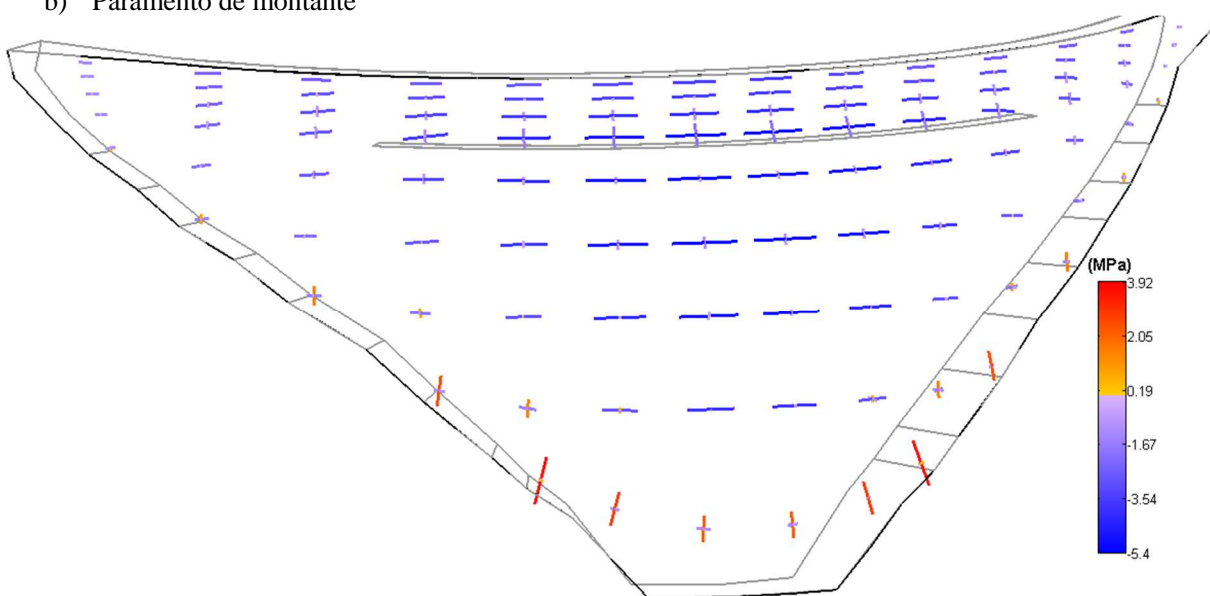
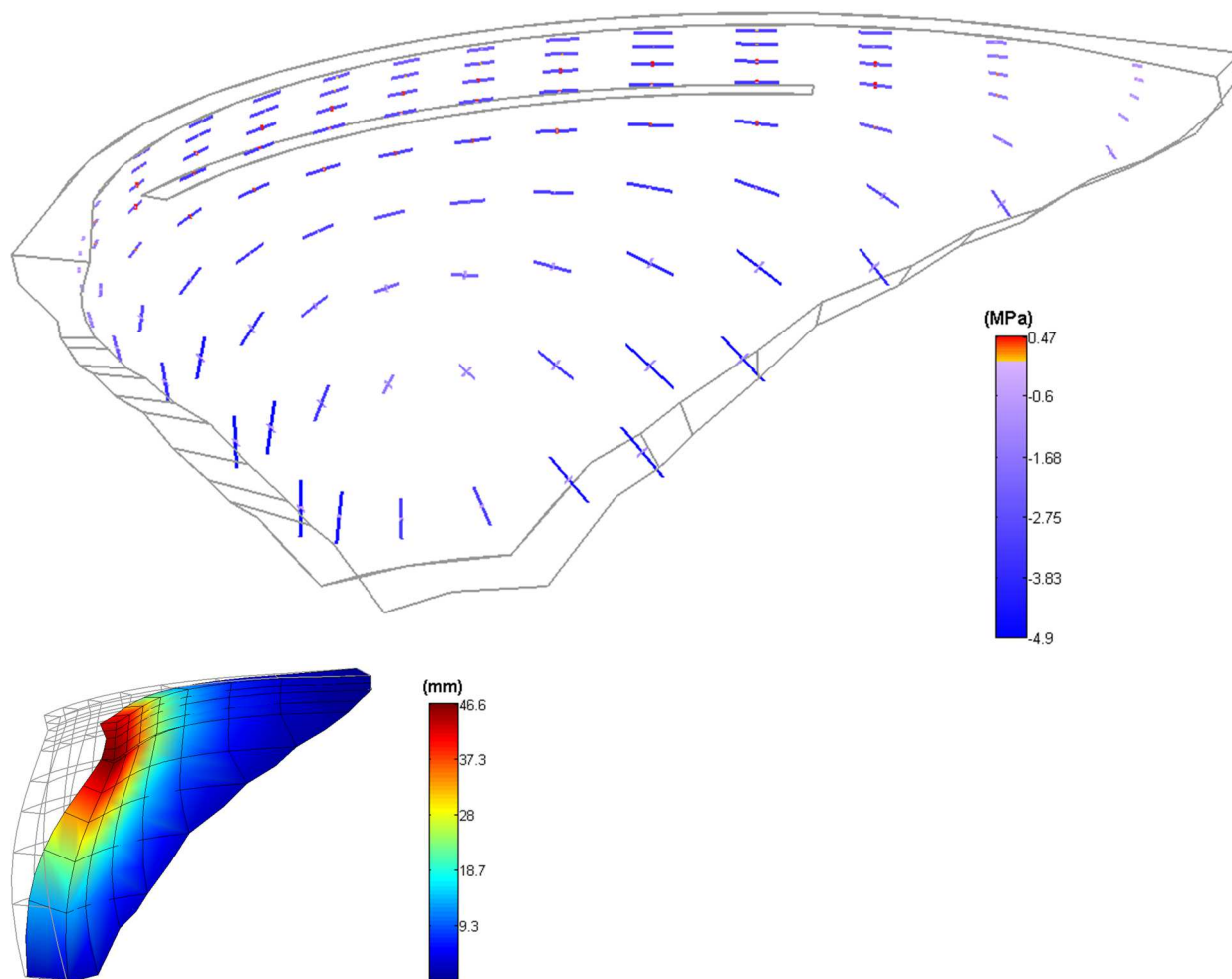


Figura 5.19: Tensões principais nos paramentos devido ao efeito da pressão hidrostática.

Tensões principais. Combinação: PP+PH

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

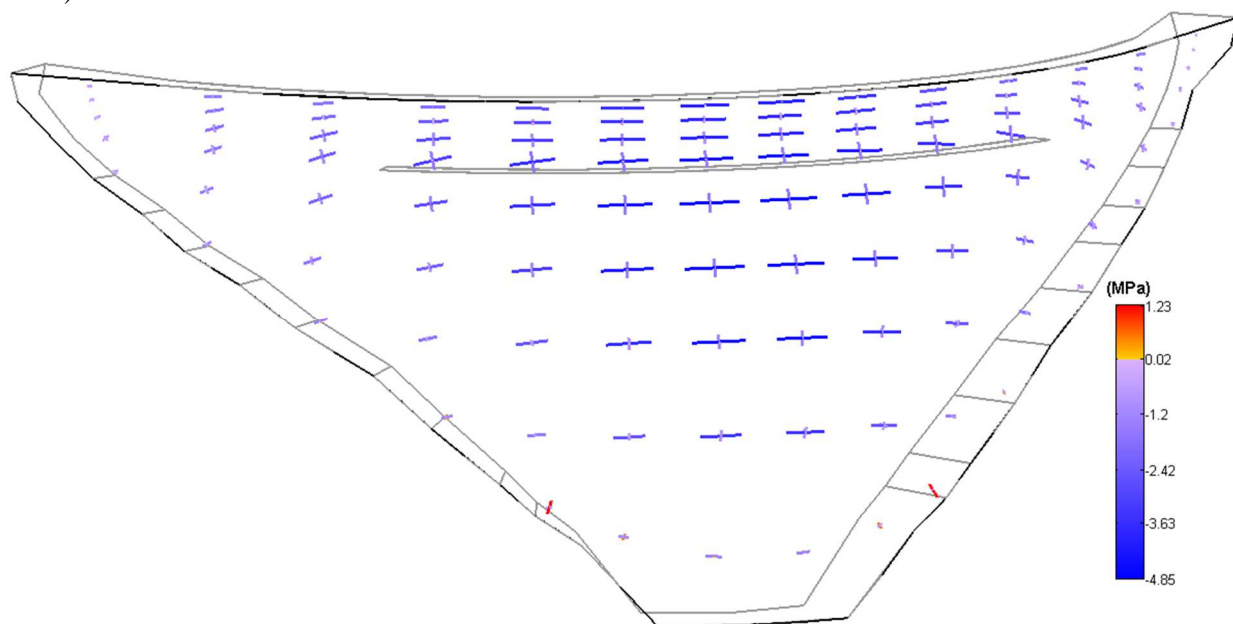
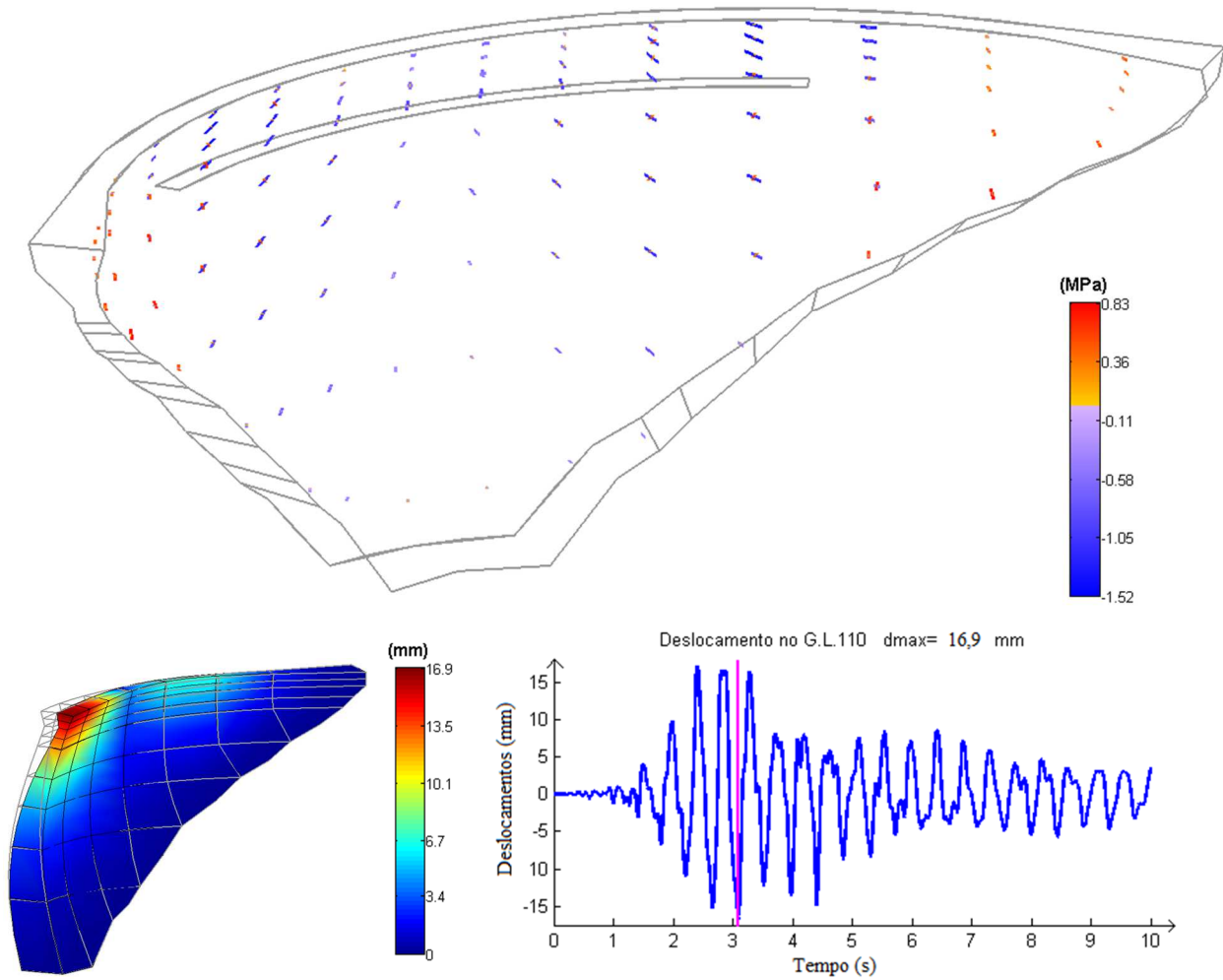


Figura 5.20: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio e da pressão hidrostática.

Tensões principais. Sismo Base de Projeto (SBP). Instante t_1

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

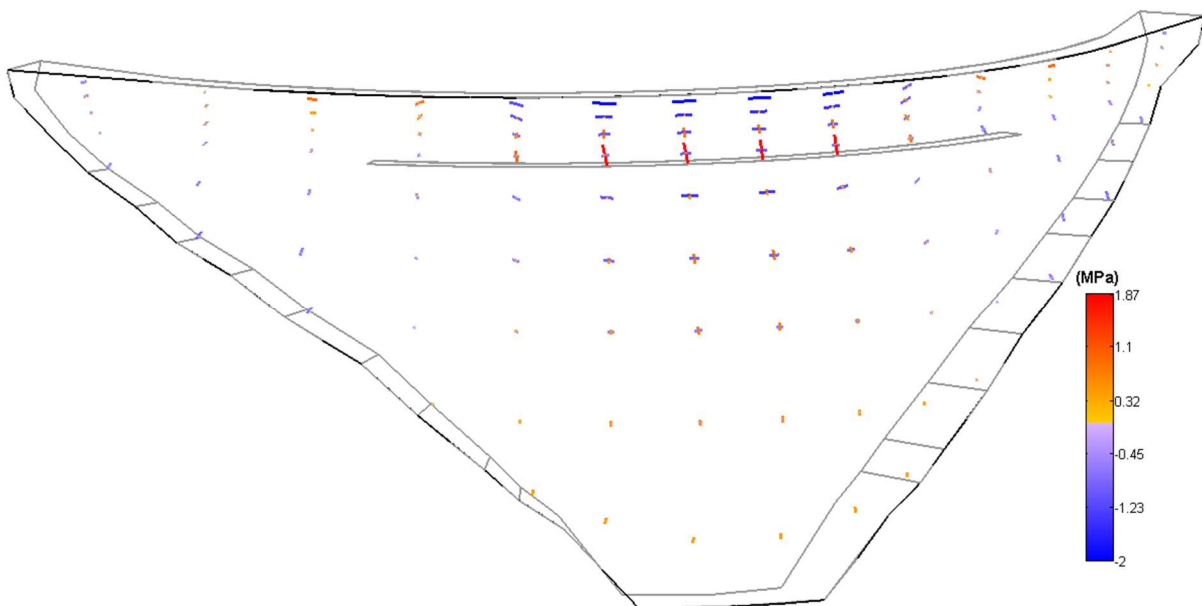
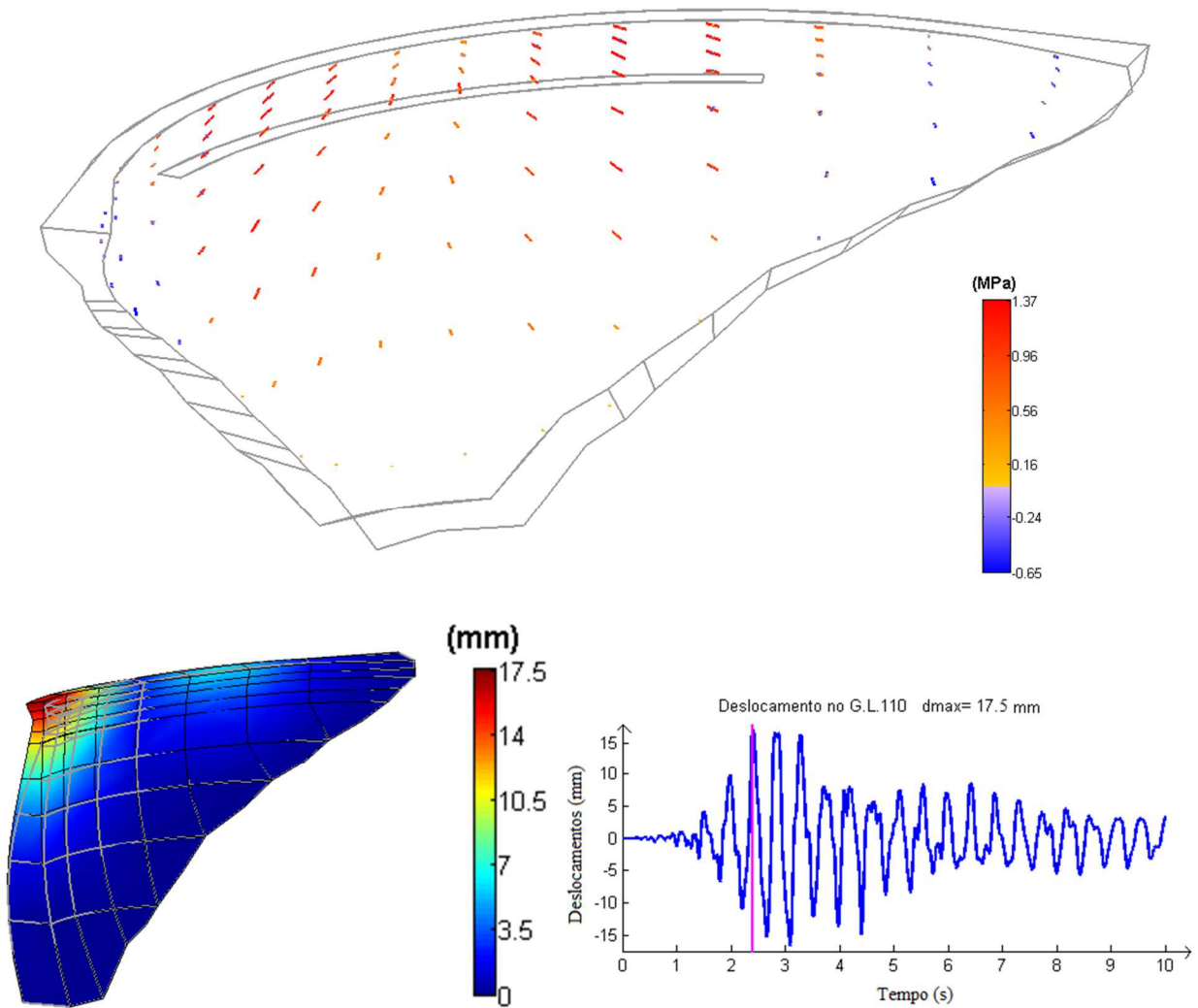


Figura 5.21: Tensões principais nos paramentos devido ao SBP (aceleração de pico 0,1 g, aplicado na direção montante-jusante: acelerograma 16) para o instante t_1 .

Tensões principais. Sismo Base de Projeto (SBP). Instante t_M

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

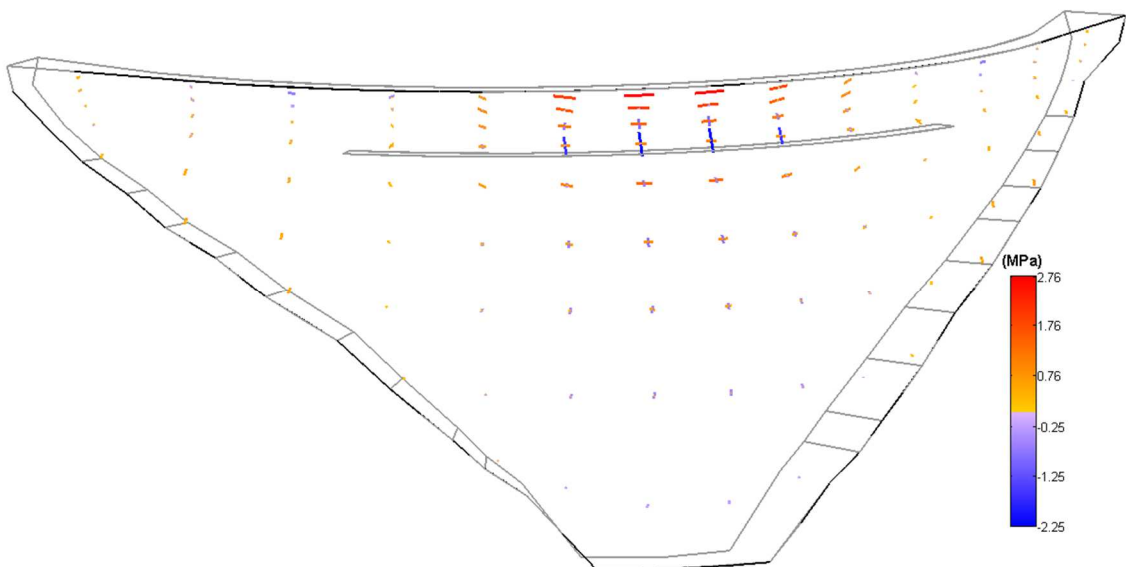


Figura 5.22: Tensões principais nos paramentos devido ao SBP (aceleração de pico 0,1 g, aplicado na direção montante-jusante: acelerograma 16) para o instante t_M .

Combinação: PP+PH+SBP

Nas Figuras 5.24 e 5.25 apresentam-se as tensões principais nos paramentos para a combinação PP+PH+SBP (aceleração de pico de 0,1 g), para os instantes t_i e t_m , respetivamente. Nestas figuras pode-se verificar que, para qualquer um dos referidos instantes, as tensões principais são essencialmente de compressão.

Nas Figuras 5.26 a 5.29 apresentam-se resultados referentes ao comportamento da barragem para um cenário de majoração da ação sísmica, tendo-se considerado uma aceleração de pico de 0,5 g ($5 \times \text{SBP}$) e dois acelerogramas sísmicos diferentes. Optou-se por considerar um outro acelerograma sísmico (acelerograma 11, ver anexo) para além do acelerograma 16 (que apresenta maior amplitude no espectro de resposta para a frequência do 1º modo) com vista a mostrar que acelerogramas com a mesma aceleração de pico mas com conteúdo em frequência distinto, podem excitar a estrutura de forma muito diferente originando, por isso, diferentes campos de tensões e, potencialmente, diferentes danos estruturais. Assim conclui-se mostra-se a importância de efetuar análises no tempo com vários acelerogramas.

Indica-se também que apesar do acelerograma 16 apresentar a maior amplitude para o 1º modo de vibração da estrutura, este excita mais o 3º modo.

Na Figura 5.23 mostra-se, em síntese, os pontos em que podem ocorrer os valores críticos das tensões, nos referidos instantes t_m e t_i . Como se pode observar, quando o movimento é para montante ocorrem tensões de compressão segundo os arcos na zona central da obra e tensões de compressão no pé de montante. Quando o movimento é para jusante podem ocorrer importantes trações verticais no pé de montante.

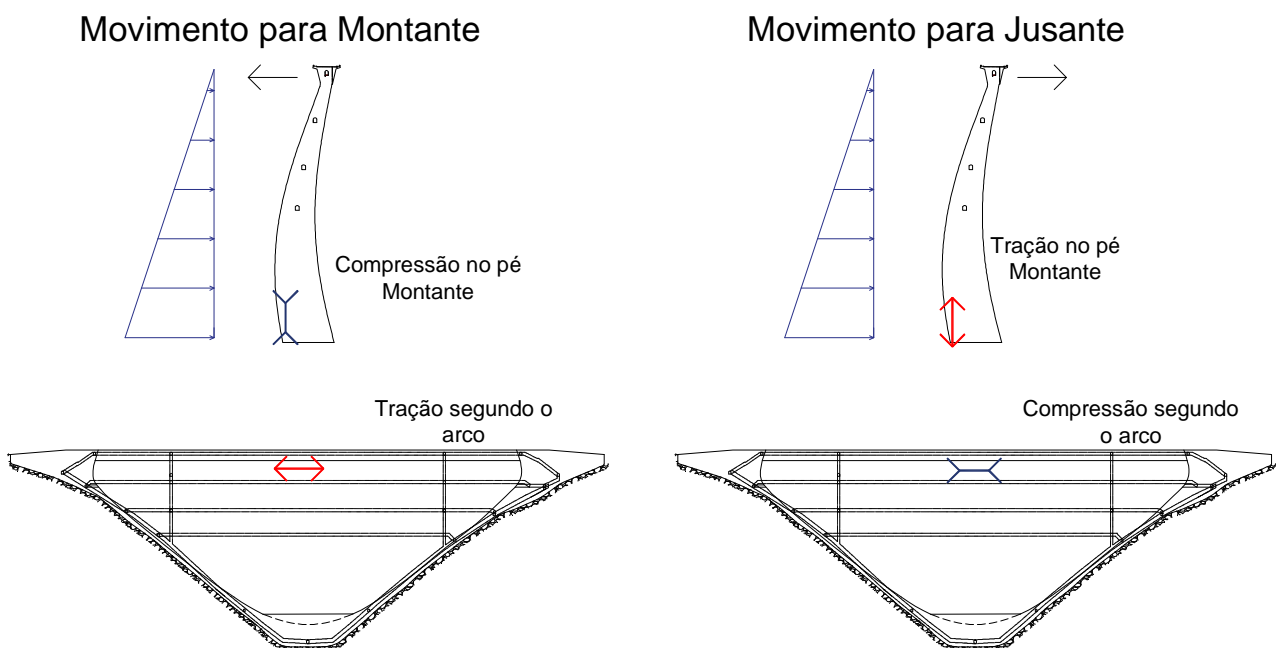
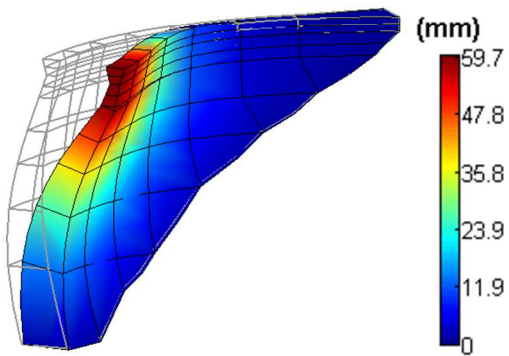
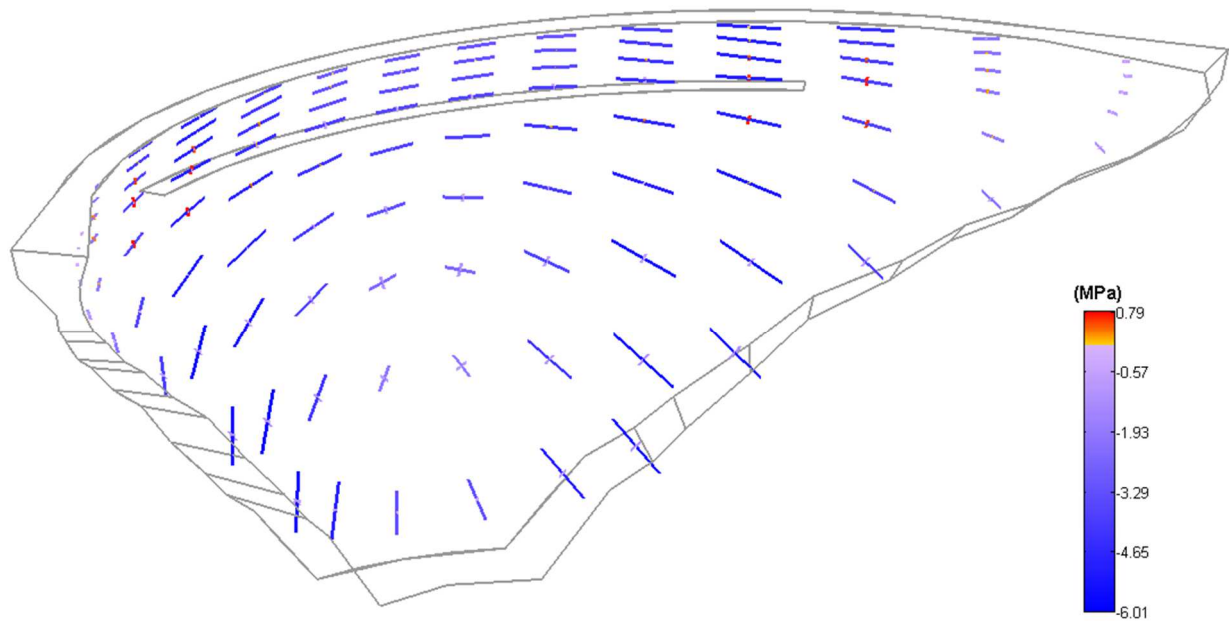


Figura 5.23: Zonas em que podem ocorrer as maiores tensões para os instantes t_i e t_m .

Tensões principais. Combinação: PP+PH+SBP. Instante t_i . Acelerograma 16. $\xi_{1^oM} = 1\%$

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

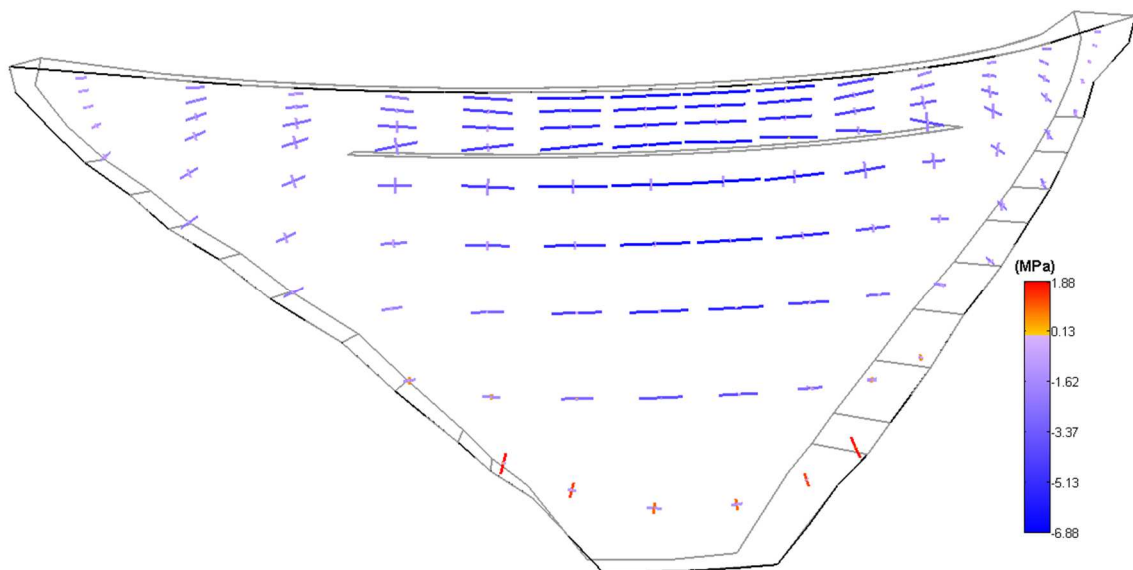
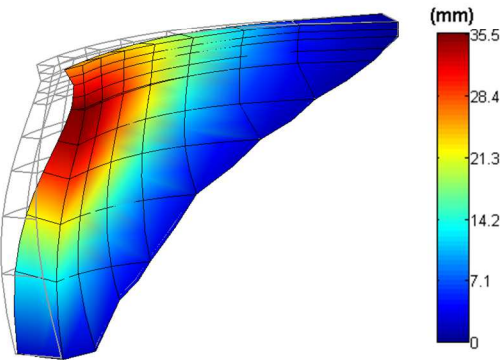
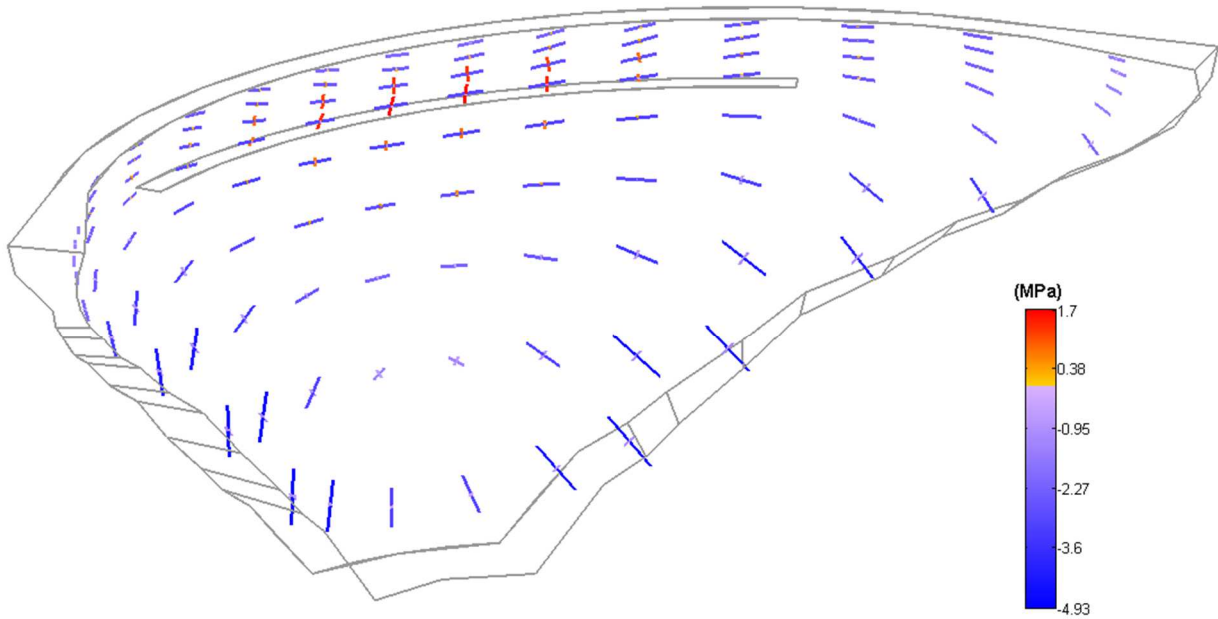


Figura 5.24: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, para o instante t_i . Acelerograma 16.

Tensões principais. PP+PH+SBP. Instante t_M . Acelerograma 16. $\xi_{1^oM} = 1\%$

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

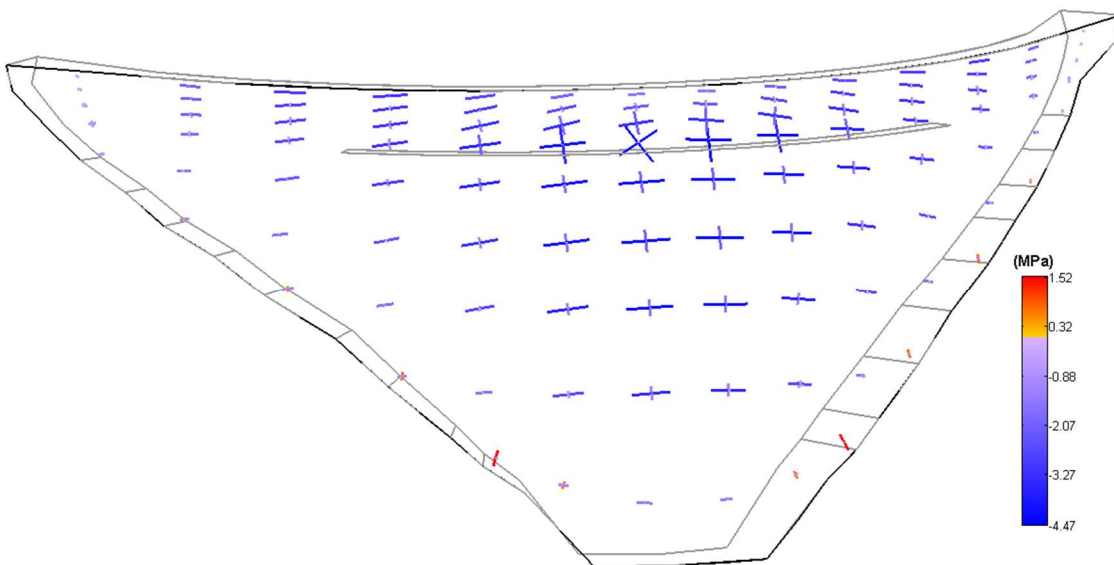
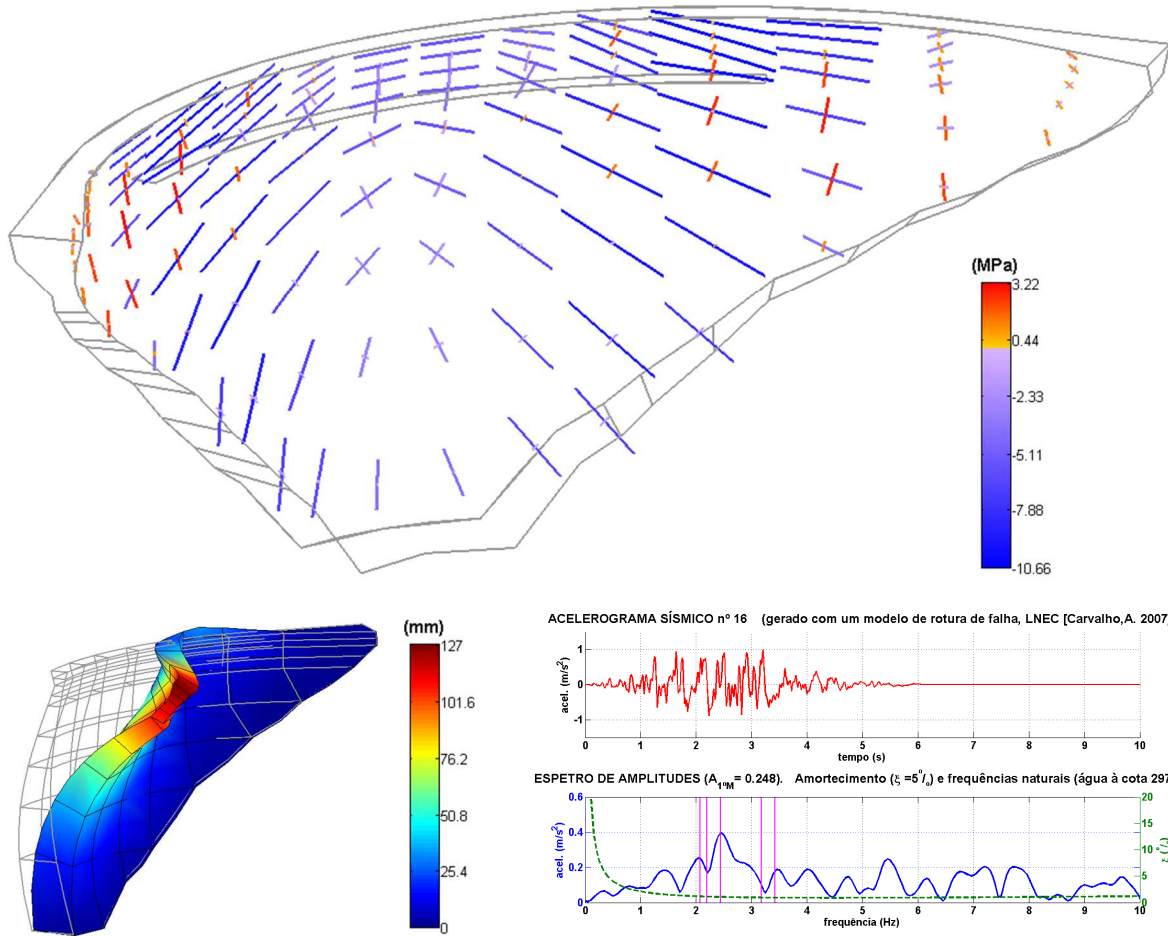


Figura 5.25: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, para o instante t_M . Acelerograma 16.

Tensões principais. Combinação: PP + PH + λ SBP ($\lambda=5$). Instante t_1 . Acelerograma 16. $\xi_{1^oM} = 1\%$

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

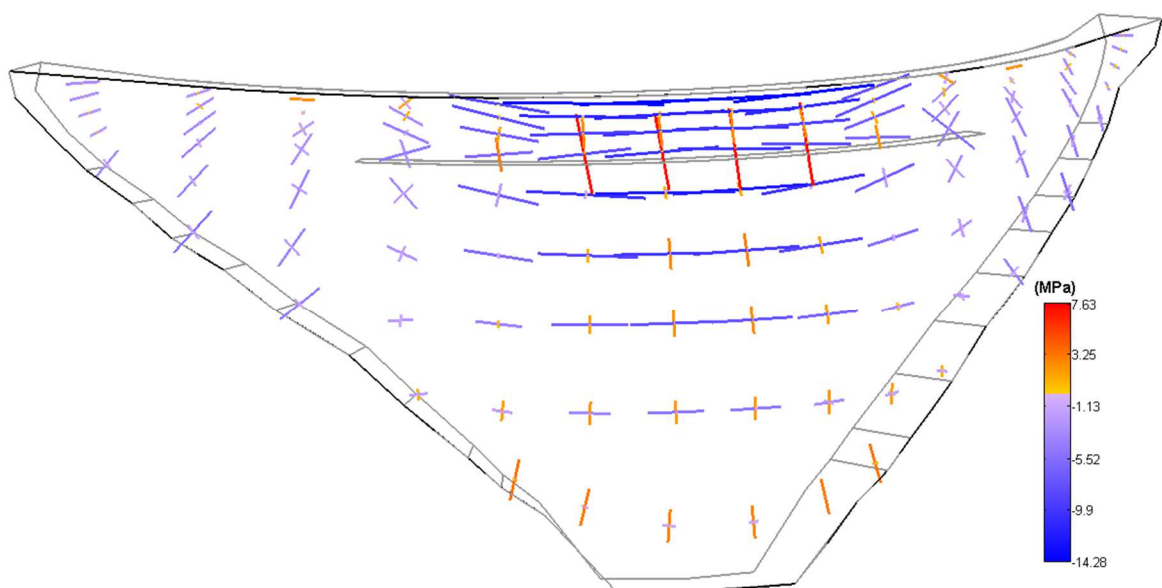
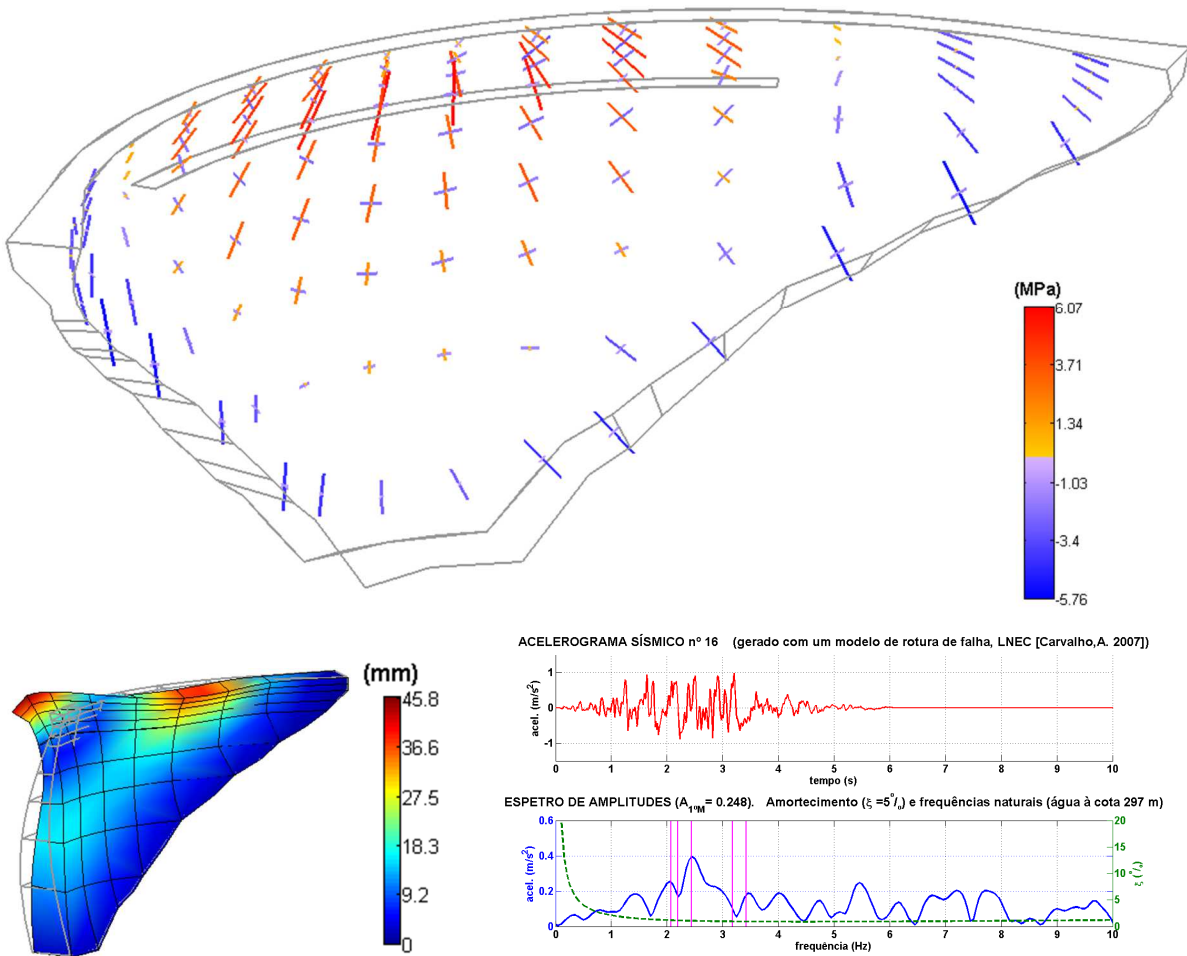


Figura 5.26: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_1 . Acelerograma 16.

Tensões principais. Combinação: PP + PH + λ SBP ($\lambda=5$). Instante t_M . Acelerograma 16. $\xi_{1^oM} = 1\%$

a) Paramento de jusante



b) Paramento de montante

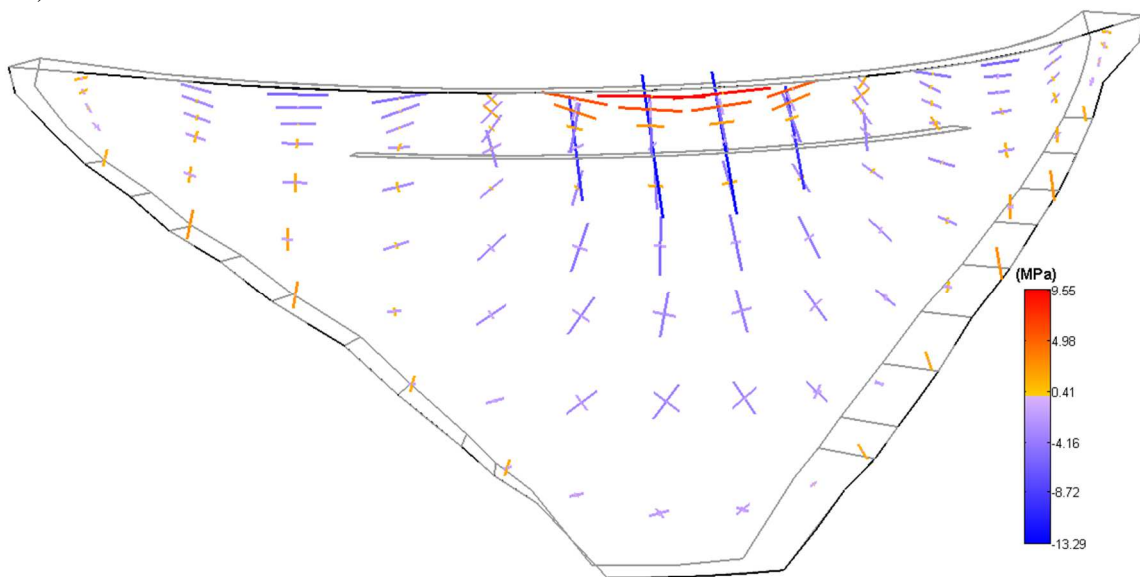
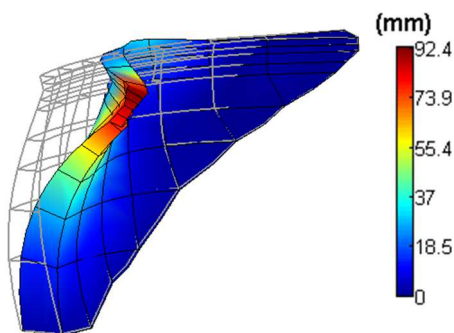
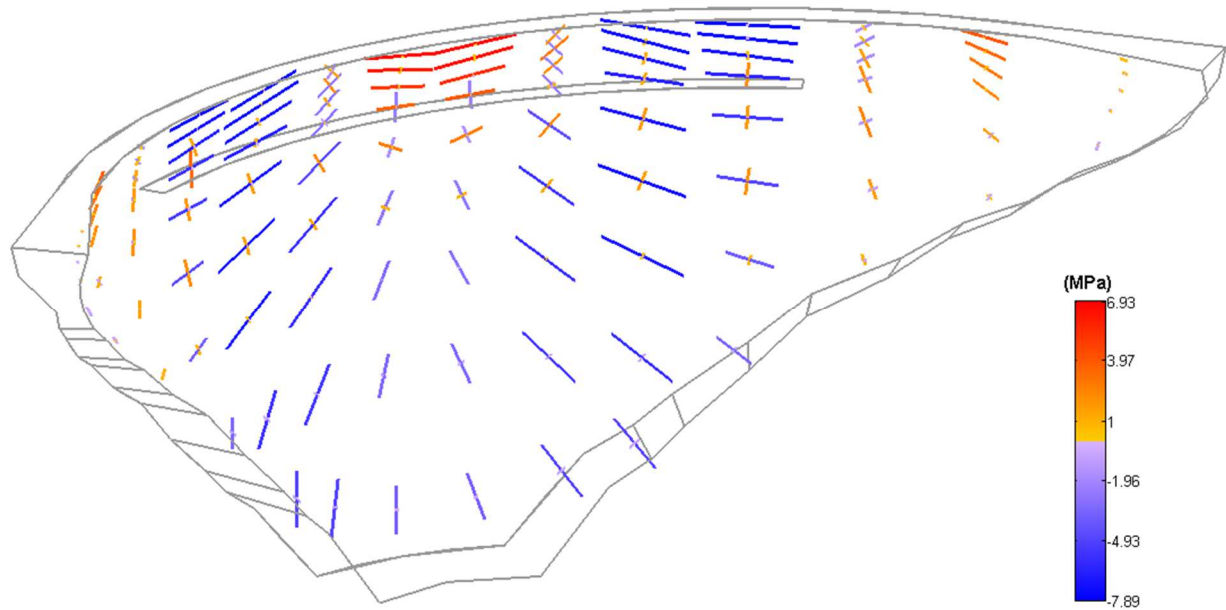


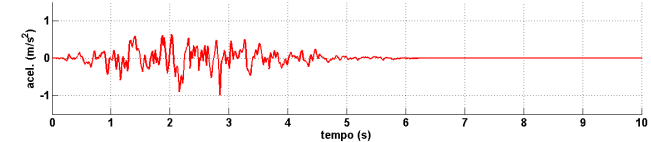
Figura 5.27: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_M . Acelerograma 16.

Tensões principais. Combinação: PP + PH + λ SBP ($\lambda=5$). Instante t_i . Acelerograma 11. $\xi_{1^{\text{M}}} = 1\%$

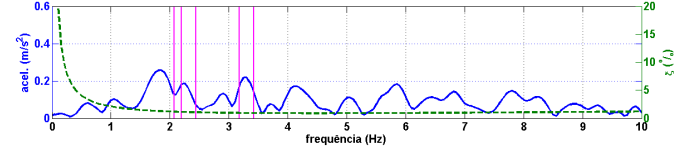
a) Paramento de jusante



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 11 (gerado com um modelo de ruptura de falha, LNEC [Carvalho, A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^{\text{M}}} = 0.129$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



b) Paramento de montante

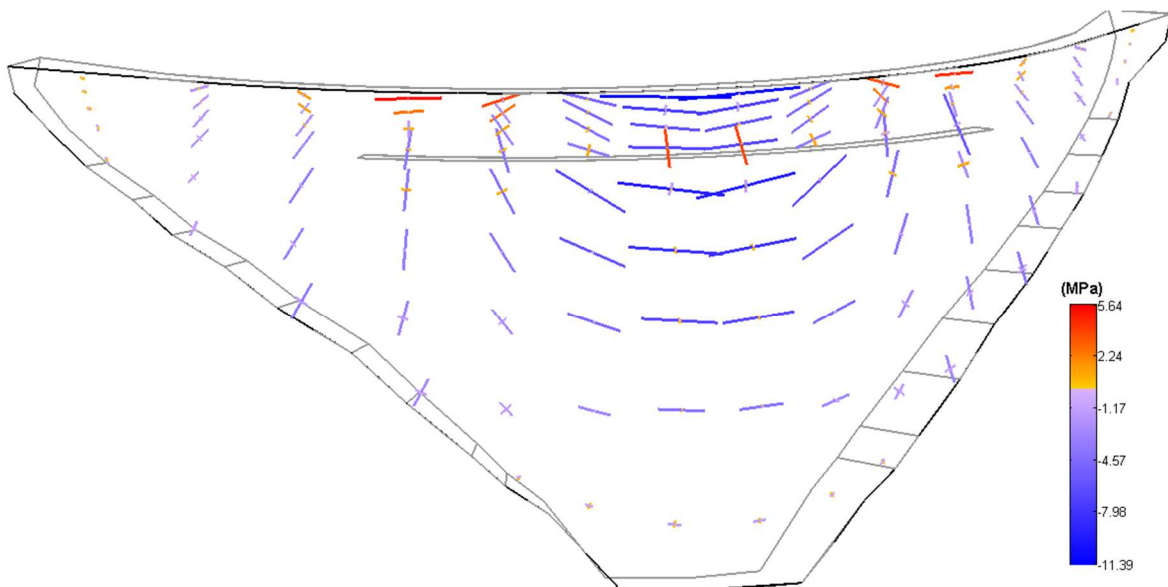
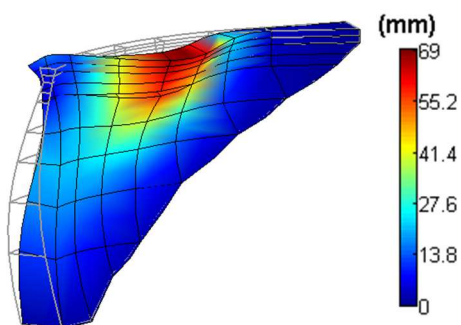
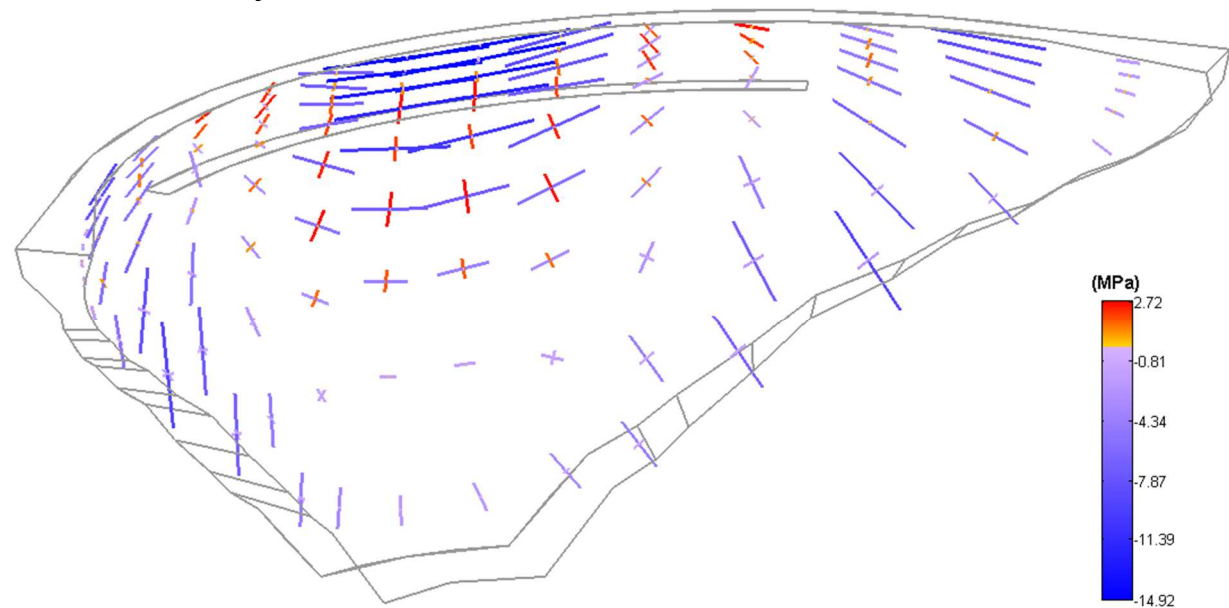


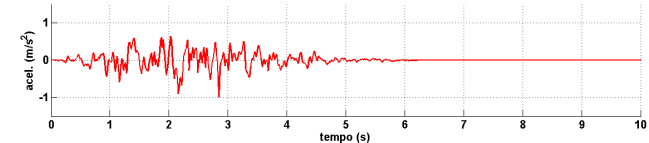
Figura 5.28: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_i . Acelerograma 11.

Tensões principais. Combinação: PP + PH + λ SBP ($\lambda=5$). Instante t_M . Acelerograma 11. $\xi_{1^oM} = 1\%$

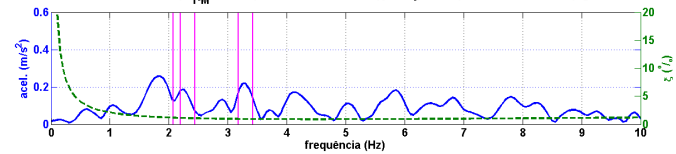
a) Paramento de jusante



ACELEROGRAMA SÍSMICO n° 11 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho, A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^oM} = 0.129$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



b) Paramento de montante

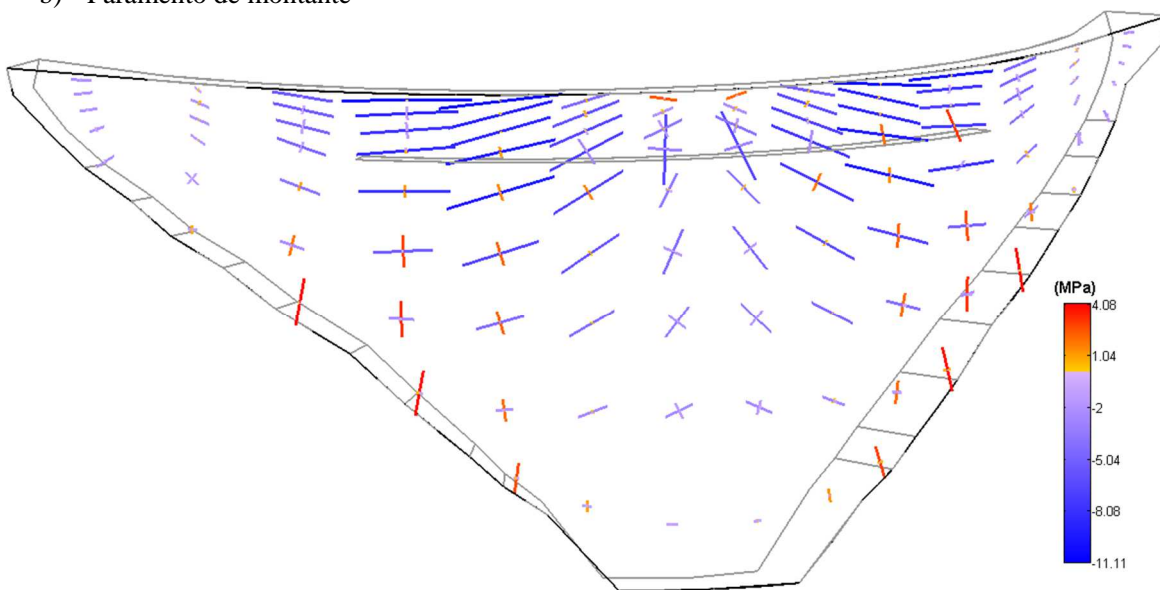


Figura 5.29: Tensões principais nos paramentos devido à sobreposição de efeitos do peso próprio, da pressão hidrostática e do SBP, multiplicado por um fator de majoração de $\lambda=5$, para o instante t_M . Acelerograma 11.

5.6 Verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas

A verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas locais por corte e por tração (Figura 5.30) é efetuada para algumas das combinações de ações mais desfavoráveis, envolvendo, para além das ações do peso próprio e da pressão hidrostática, a ação sísmica (considerando amortecimento de Rayleigh calibrado para $\xi = 1\%$ ou $\xi = 5\%$, na frequência do 1º modo, de acordo com as leis de amortecimento representadas na Figura 5.31).

Verificação da segurança ao corte e à tração

Coefficiente de segurança

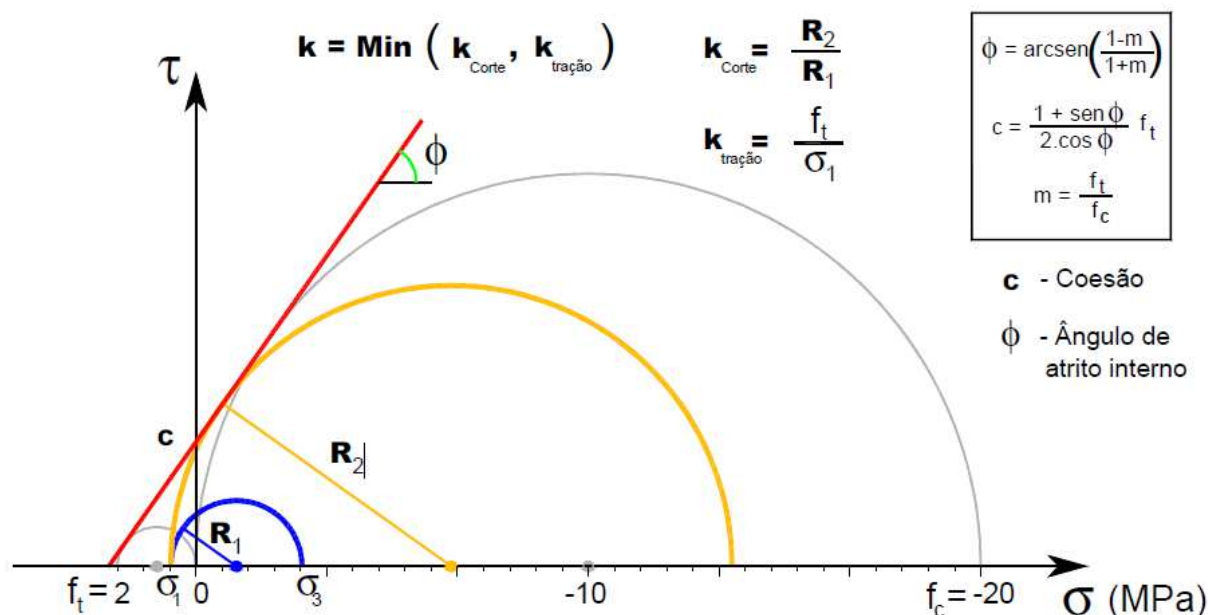


Figura 5.30: Verificação da segurança ao corte (critério de Mohr-Coulomb) e à tração (critério de Rankine): definição adotada para determinação do coeficiente de segurança.

Para o cenário em que se visa estudar a possibilidade de ocorrência de roturas localizadas no betão, consideraram-se os valores $f_{ck}=20$ MPa e $f_{tk}=2,0$ MPa para as resistências características do betão, à compressão e à tração, respetivamente. A verificação da segurança é efetuada com base na determinação pontual (considerando um vasto conjunto de pontos que se considerou representativo da variabilidade do campo de tensões no corpo da barragem – pontos de Gauss, na nomenclatura associada à discretização em elementos finitos) de um coeficiente de segurança $k = \min(k_{\text{corte}}, k_{\text{tração}})$ correspondente ao menor dos valores determinados para o coeficiente de segurança ao corte k_{corte} (critério de Mohr-Coulomb) e para o coeficiente de segurança à tração simples $k_{\text{tração}}$ (critério de Rankine): neste caso admite-se que a rotura por corte ocorre quando o círculo de Mohr representativo do estado de tensão atinge a reta de Mohr-Coulomb após ser expandido com base no aumento da tensão principal de compressão, mantendo fixa a menor tensão principal em valor absoluto (que poderá ser a maior tração ou, caso não existam trações, será a menor compressão), como se ilustra na Figura 5.30.

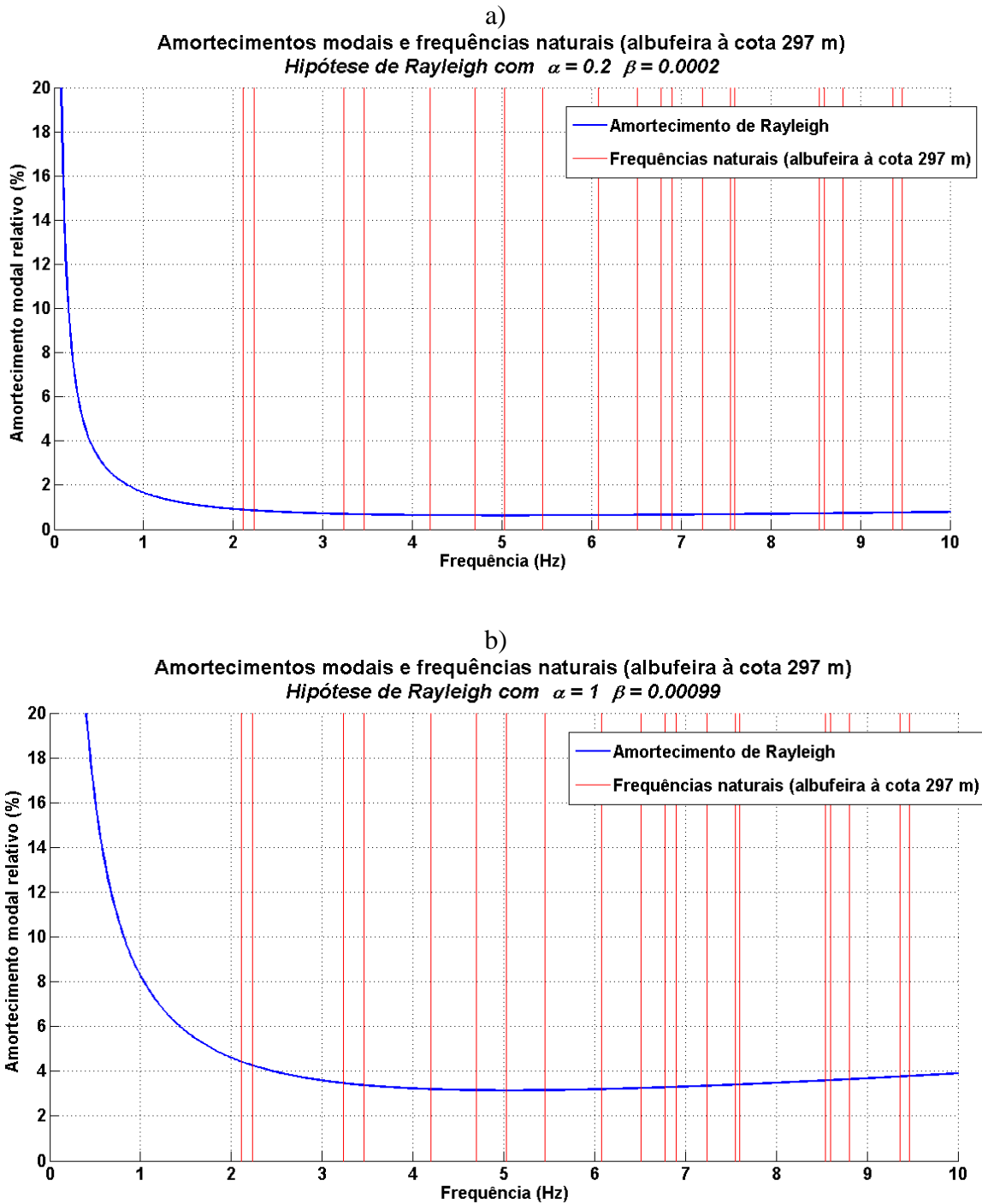


Figura 5.31: Amortecimento de Rayleigh. Curvas adotadas: a) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi = 1\%$ na frequência do 1º modo; b) Calibrada para um amortecimento relativo $\xi = 5\%$ na frequência do 1º modo.

Para visualização gráfica da distribuição dos valores do coeficiente de segurança à rotura no corpo da obra optou-se por representar os valores do correspondente índice de rotura definido como $i_R = 100/k$, em que k é o coeficiente de segurança definido no ponto anterior (Figura 5.31). Com esta definição de i_R assume-se que nos pontos do corpo da obra onde é atingida a rotura (para as características de resistência adotadas) o valor de i_R toma o valor 100 (valor máximo considerado para o índice i_R); para estados de tensão com valores muito inferiores aos das tensões resistentes,

o índice i_R assume valores muito baixos (no limite, para estados de tensão nulos, i_R tenderá para o seu valor mínimo, que é zero).

Assim definido, o índice de rotura i_R fornece, para cada ponto/estado de tensão, uma boa indicação sobre a maior ou menor proximidade de uma situação de rotura localizada. Valores de i_R menores que 40 (“estado de tensão 40% inferior ao que provoca a rotura”) correspondem a situações em que são verificadas as condições de segurança regulamentares: a que correspondem valores de k superiores a 2,5 (representação em tons de verde, desde verde escuro a verde claro). Valores de i_R superiores a 40 e inferiores a 100 indicam que não se verifica a condição regulamentar que exige um coeficiente de segurança k superior a 2,5 (representação em tons que vão desde o laranja/amarelo ao vermelho forte). A rotura apenas ocorre nos pontos da obra em que o índice i_R atinge o valor 100 (vermelho forte).

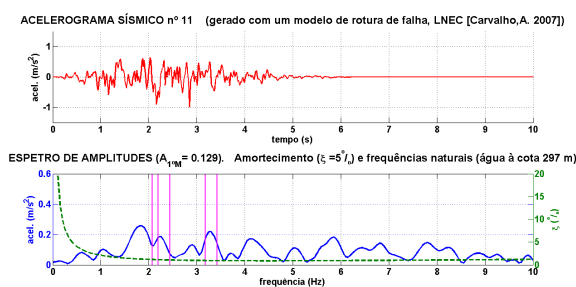
Na Figura 5.32 e na Figura 5.33 apresentam-se resultados referentes ao comportamento da barragem para um cenário de majoração da ação sísmica, partindo da aceleração de pico de 0,1g (SBP): na Figura 5.32 considerando $\xi_{1^oM} = 1\%$ e na Figura 5.33 considerando $\xi_{1^oM} = 5\%$. No estudo deste cenário faz-se variar o coeficiente λ de majoração das acelerações sísmicas desde $\lambda = 1$ até $\lambda = 10$, para a combinação PP + PH297 + λ x SBP e utilizando dois acelerogramas sísmicos diferentes (acelerograma 11 e 16).

Na Figura 5.32, correspondente a cálculos com amortecimento $\xi_{1^oM} = 1\%$, verifica-se que para $\lambda = 1$ (combinação PP+PH+SBP), a distribuição dos valores do índice de rotura $i_R = 100/k$ no corpo da barragem, mostra que a segurança ao corte e à tração é globalmente verificada em todo o volume da obra (para as resistências $f_{ck}=20$ MPa e $f_{tk}=2,0$ MPa), com elevados coeficientes de segurança – em geral superiores ao mínimo regulamentar de 2,5 (i_R é geralmente inferior a 40) exceto em algumas zonas abaixo do coroamento e na zona do pé de jusante. Para $\lambda=5$ surgem roturas importantes, que para o caso do acelerograma 16 indicam que podem surgir fendas que atravessam toda a espessura, na zona central da obra. Para $\lambda = 10$ verifica-se que ambos os acelerogramas são suscetíveis de originar fendas que atravessam toda a espessura em todo o corpo da obra.

Na Figura 5.33 apresentam-se resultados semelhantes aos da figura anterior mas agora considerando um maior amortecimento, $\xi_{1^oM} = 5\%$ na frequência do 1º modo (Figura 5.31 b). Neste caso é notório que a fissuração prevista com o modelo é significativamente menos profunda, contudo para o caso mais grave ($\lambda = 10$, pico máximo de 1 g) poderão surgir fendas que atravessam toda a espessura em grande parte do corpo da obra.

Combinação: PP + PH297 + λ x SBP (instante t_J) $\xi_{1^oM} = 1\%$

Acelerograma 11



Acelerograma 16

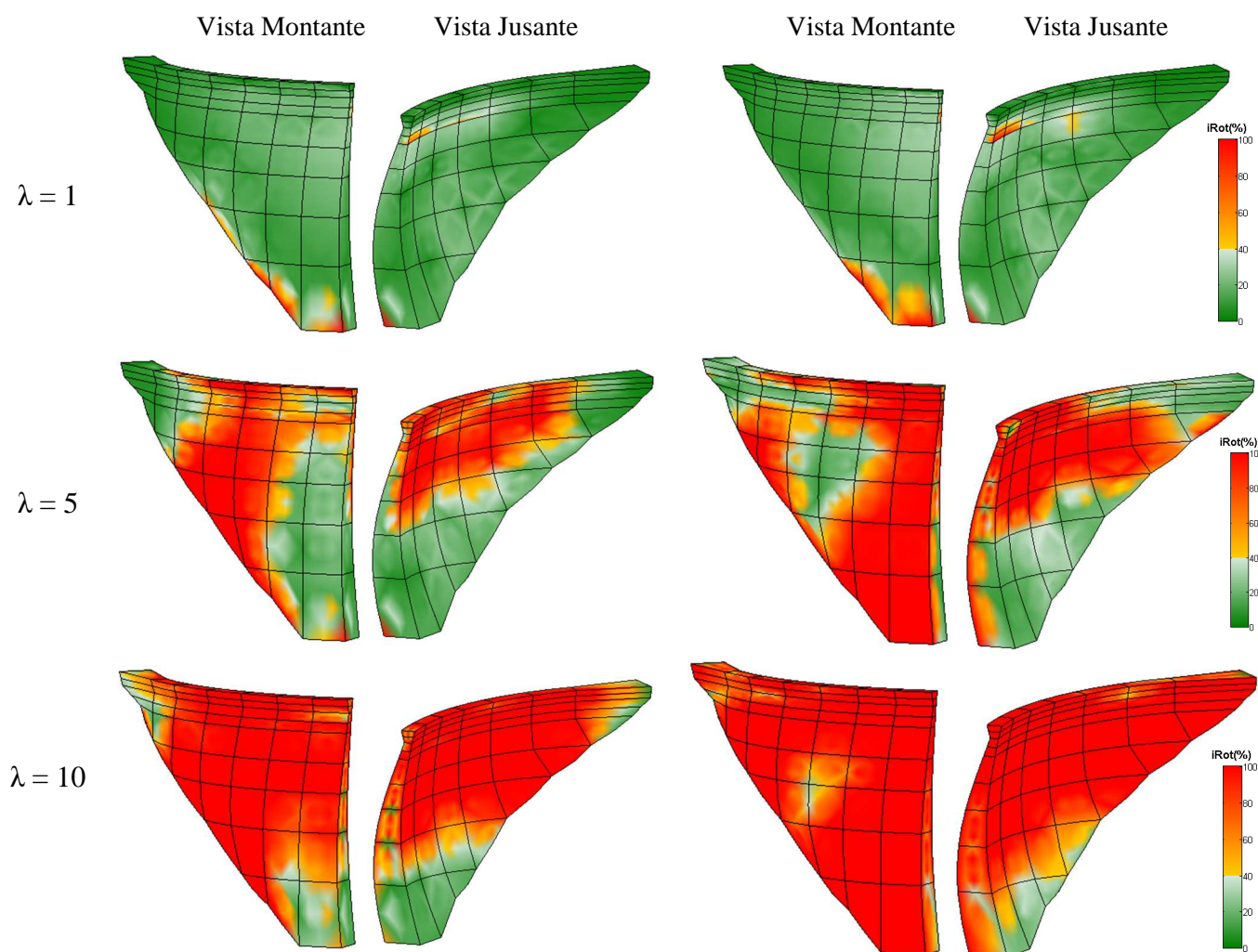
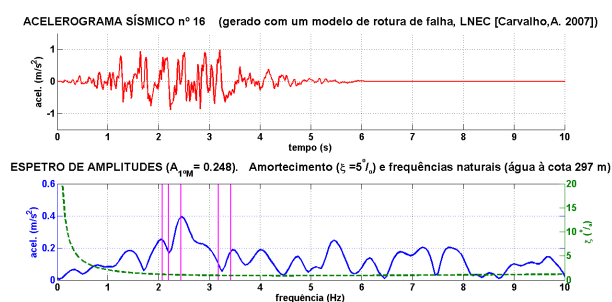
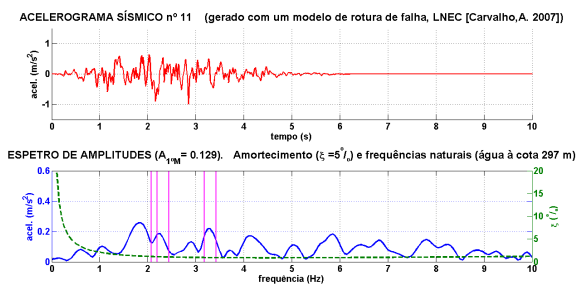


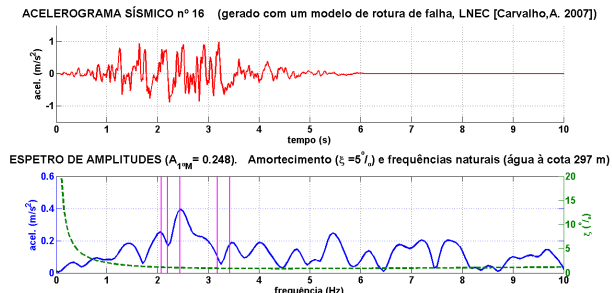
Figura 5.32: Estudo da segurança relativamente à possibilidade de roturas no betão para a combinação PP+PH297+ λ SBP em que o sismo é aplicado apenas na direção montante-jusante (acel.11 e 16) considerando $\xi_{1^oM} = 1\%$. Representação dos valores de $i_R=100/k$ considerando o SBP multiplicado por fatores de amplificação desde $\lambda=1$ até $\lambda=10$.

Combinação: PP + PH297 + $\lambda \times$ SBP (instante t_j) $\xi_{1^oM} = 5\%$

Acelerograma 11



Acelerograma 16



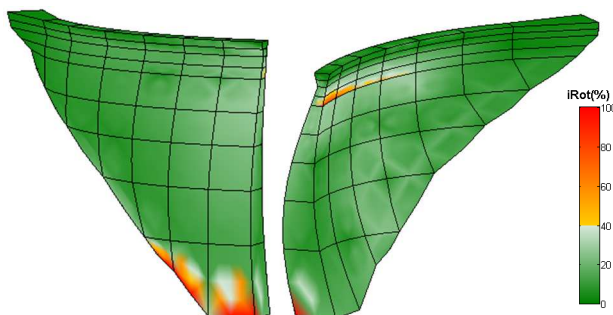
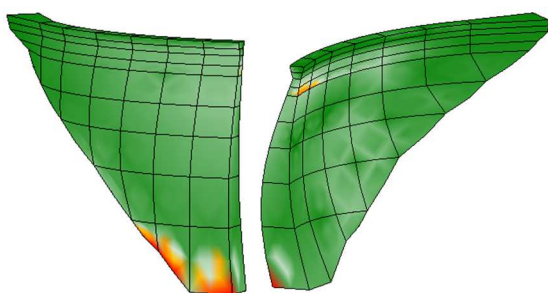
Vista Montante

Vista Jusante

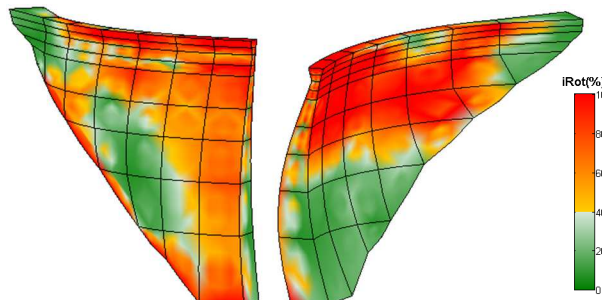
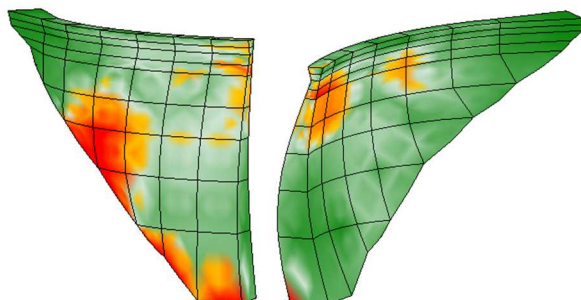
Vista Montante

Vista Jusante

$\lambda = 1$



$\lambda = 5$



$\lambda = 10$

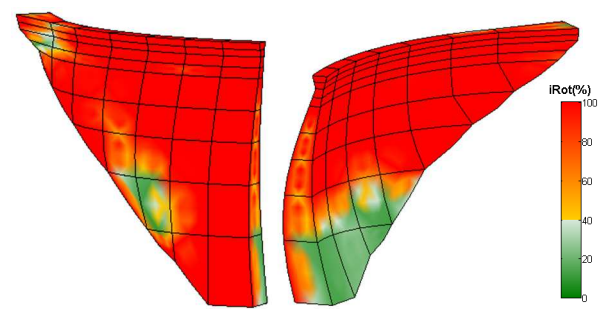
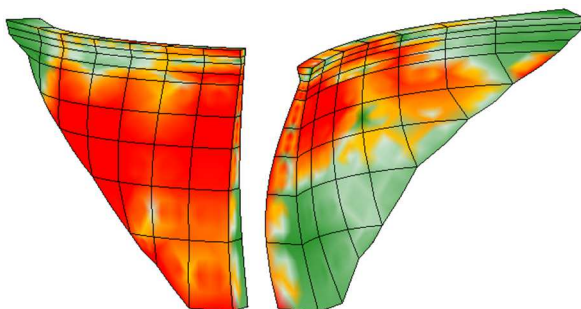


Figura 5.33: Estudo da segurança relativamente à possibilidade de roturas no betão para a combinação PP+PH297+ λ SBP em que o sismo é aplicado apenas na direção montante-jusante (acel.11 e 16) considerando $\xi_{1^oM} = 5\%$. Representação dos valores de $i_R=100/k$ considerando o SBP multiplicado por fatores de amplificação desde $\lambda=1$ até $\lambda=10$.

5.7 Considerações Finais

No presente capítulo foi apresentado o caso de estudo da barragem do Cabril, na qual foi instalado um sistema de monitorização em contínuo. Foram apresentados resultados experimentais obtidos com este sistema de monitorização, nomeadamente frequências naturais para várias cotas de água. Os resultados experimentais foram comparados com resultados numéricos obtidos com os programas **DynDam1.0** e **DySSA2.6**, ambos descritos no capítulo anterior, com vista à verificação da fiabilidade e calibração dos respetivos modelos numéricos.

Relativamente a esta comparação, foi possível verificar uma boa coerência entre os resultados experimentais e os resultados obtidos através do modelo numérico com a albufeira discretizada em EF3D (**DySSA2.6**). Com o modelo baseado na hipótese de Westergaard (**DynDam1.0**), apenas se obteve uma boa concordância com os resultados experimentais após reduzir para 50% as massas de água associadas e considerando um módulo de elasticidade $E = 36 \text{ GPa}$.

Foi também realizada uma análise da resposta sísmica da barragem considerando o peso próprio, a pressão hidrostática e o sismo base de projeto (aceleração de pico de 0,1 g). Para a combinação PP+PH+SBP, a tensão de tração mais elevada é de 1,73 MPa a qual ocorre no pé de montante quando o deslocamento máximo é para jusante.

Por fim, foi realizado um estudo de verificação da segurança à rotura para a combinação PP+PH+SBP $\times \lambda$ (considerando duas leis de amortecimento de Rayleigh). Verificou-se que para a segunda lei de amortecimento ($\xi^{1^{\text{M}}} = 5\%$) com $\lambda = 5$ (aceleração de pico de 0,5 g) e para o acelerograma com maior pico espectral coincidente com o 1º modo de vibração da estrutura, surgem roturas por tração, a jusante, numa zona relativamente extensa, contudo não atravessam toda a espessura da obra. Para este sismo com aceleração de pico de 1 g ($\lambda = 10$), não são verificadas as exigências regulamentares de segurança relativamente a roturas pontuais no betão.

6

Conclusões e Perspetivas Futuras

6.1 Síntese do trabalho e apreciação de resultados

O presente trabalho corresponde à continuação de diversos estudos realizados no LNEC sobre o desenvolvimento de sistemas de monitorização em contínuo para barragens abóboda, tendo como exemplo de aplicação o sistema instalado na barragem do Cabril.

O *software* para tratamento e análise de dados é uma componente fundamental dos sistemas para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens. Neste trabalho apresentou-se o *software* que tem vindo a ser desenvolvido no LNEC (em MATLAB) para o caso da barragem do Cabril: *software* de identificação modal (**Modal ID1.0**) e de EF3D (**DynDam1.0** e **DySSA2.6**). Mostrou-se o interesse das análises baseadas na comparação entre resultados experimentais e numéricos, nomeadamente, em termos de frequências naturais e configurações modais. Os resultados obtidos permitiram concluir que no estudo do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira a simulação das pressões hidrodinâmicas com o modelo de massas de água associadas de Westergaard (**DynDam1.0**) conduz a frequências naturais bastante inferiores às identificadas experimentalmente. Considerando a discretização da albufeira em EF3D (**DySSA2.6**) obtêm-se resultados mais próximos dos experimentais, em termos das frequências naturais e das configurações dos principais modos, e dos modos de interação (de menor energia cinética e por vezes não-estacionários). Contudo, foi realizado um estudo em que se considerou um coeficiente de redução das massas de água associadas de 50 % (**DynDam1.0**) e um ligeiro aumento do módulo de elasticidade de 32,5 GPa para 36 GPa. Nestas condições verificou-se que as primeiras frequências naturais calculadas coincidiam bastante bem com as frequências obtidas experimentalmente.

Após esta análise pode-se concluir que o programa que efetua a análise dinâmica tridimensional do sistema barragem-fundação-albufeira, considerando a albufeira discretizada em EF3D e utilizando uma formulação no espaço de estados, **DySSA2.6**, permite obter resultados muito próximos dos reais.

Relativamente à análise da resposta sísmica da barragem considerou-se a combinação PP+PH 297+SBP, para a qual ocorre uma tensão de tração de 1,9 MPa, no pé de montante, no instante em que o deslocamento máximo da zona superior é no sentido de jusante.

A verificação da segurança à rotura para a combinação PP+PH+SBP $\times\lambda$ permitiu concluir que para $\lambda = 5$ (sismo com aceleração de pico de 0,5 g) não ocorrem roturas suscetíveis de provocar o colapso (considerando amortecimento de Rayleigh com $\xi_{1^oM} = 5\%$). Para $\lambda = 10$ o modelo utilizado indica que poderão ocorrer fendas que atravessam toda a espessura da obra, numa zona extensa, pelo que, para a aceleração de pico de 1 g, não são verificadas as exigências regulamentares de segurança relativamente a roturas pontuais no betão.

6.2 Principais Contribuições

- Apresentação e análise crítica dos resultados obtidos recentemente com o sistema de monitorização de vibrações em contínuo instalado pelo LNEC na barragem do Cabril com vista a contribuir para o desenvolvimento e consolidação das metodologias de identificação modal automática e desenvolvimento de modelos de elementos finitos para análise dinâmica para sistemas de barragem-fundação-albufeira.
- Analisar e explorar as potencialidades do software de identificação modal automática (MIM - Modelos de Identificação Modal, instalado no servidor colocado pelo LNEC no POC - Posto de Observação e Controlo da barragem do Cabril) para análise do comportamento dinâmico de barragens com base em modelos de elementos finitos 3D.
- Apresentação dos fundamentos dos métodos de identificação modal estocástica baseados na técnica de decomposição no domínio da frequência, desde as questões mais elementares de análise de sinal até à utilização de matrizes de densidade espectral de potência (montadas com base na técnica de sobreposição de janelas sinusoidais, método de Welch, ou recorrendo ao método de *random decrement*, e dos respetivos valores e vetores singulares para identificação modal (**Modal_ID2.0**).
- Apresentação das formulações usualmente adotadas para analisar o comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira, com base em modelos de EF3D, referindo, em particular, as formulações clássicas, em deslocamentos, baseadas na hipótese de amortecimento de Rayleigh e as formulações de estado, em velocidades e deslocamentos, que permitem considerar amortecimento generalizado.

- Apresentação de resultados numéricos recorrendo à hipótese de massas de água de Westergaard (**DynDam1.0**) e apresentação de resultados obtidos com base na hipótese de albufeira discretizada em EF3D de água (**DySSA2.6**).
- Comparação entre resultados experimentais (frequências naturais para várias cotas de água) obtidos através de modelos de identificação (MIM) e resultados numéricos obtidos com MEF3D na perspetiva de obter modelos para simulação da resposta sísmica, devidamente calibrados;
- Estudo do comportamento sísmico da barragem do Cabril (sistema barragem-fundação-albufeira) utilizando um modelo de massas de água associadas devidamente calibrado (**DynDam1.0**).

6.3 Desenvolvimentos Futuros

- Desenvolver uma aplicação *web* (para alojar no servidor da barragem, com um endereço *web* próprio) que, mediante autenticação (*username* e *password*) permita:
 - i) aceder aos resultados de síntese gerados automaticamente pelo *software Modal_IDauto2.0*;
 - ii) analisar *online* os registos de acelerações de qualquer data/hora recorrendo aos diferentes métodos de identificação modal disponíveis (FDD, FDD-RD, FDD-SVD, FDD-SVD-RD) com parâmetros à escolha do utilizador.
- Otimizar o software **DySSA2.6** com o objetivo de reduzir o tempo de cálculo. Para tal pode ser implementada uma formulação que permita efetuar a análise modal utilizando sub-matrizes de estado por forma a evitar o cálculo da inversa da matriz modal.

Bibliografia

- Asmussen, L. C. (1997). *Modal Analysis Based on the Random Decrement Technique*. PhD Thesis, Aalborg University.
- Azevedo, Á. F. (2003). *Método dos Elementos Finitos*. Porto.
- Batista, A. L., & Gomes, P. J. (2013). As barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. *Aspetos de projeto, de construção e de exploração de barragens e obras subterrâneas*. Lisboa: LNEC.
- Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2001). Modal Indicators for Operational Modal Identification.
- Cantieni, R., & Felber, A. (1995). *Ambient vibration testing of Mauvoisin dam. Preliminary report*. EMPA.
- Carvalho, A. (2007). Modelo de rotura de falha e propagação de ondas sísmicas.
- Cole, H. A. (1973). *On-Line Failure Detection of a Space Shuttle Wing by Random Decrement*. NASA.
- Darbre, G., & Proulx, J. (2002). *Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin. Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Espada, M. I. (2009). *Desenvolvimento de Modelos para Análise Dinâmica de Estruturas. Aplicação a Barragens de betão e estruturas Auxiliares*. Lisboa.
- Felber. (1998). *Ambient Vibration testing of Mauvoisin Dam, Final Report, Phase 1 through 7*. EMPA Report No. 158'992/1-7: Duebendorf, Switzerland.
- GeoSig Ltd. (Maio de 2014). *GeoSig: Seismic Instrumentation and Monitoring of Dams*. Obtido de <http://www.geosig.com/>.
- Gomes, A. C. (2009). *Metodologias de Análise e Dimensionamento de Estruturas de Apoio de Comportas de Barragens*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Gomes, J. (2007). *Modelação do Comportamento Estrutural de Barragens de Betão Sujeitas a Reações Expansivas*. Lisboa: UNLFCCT.
- Houqun, C. (2004). *Seismic safety for hydropower engineering in China*. Pequim.
- Houqun, C. (2014). Seismic Safety of High Concrete Dams. *Seismic Safety of Dams in Chine*, pp. 1-54.
- LNEC. (2001). *Observação da Barragem do Cabril. Análise do Comportamento e Avaliação das Condições de Segurança*.
- Mendes, P. J. (2010). *Observação e Análise do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão*. 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" *Prog. de Re-equipamento*.

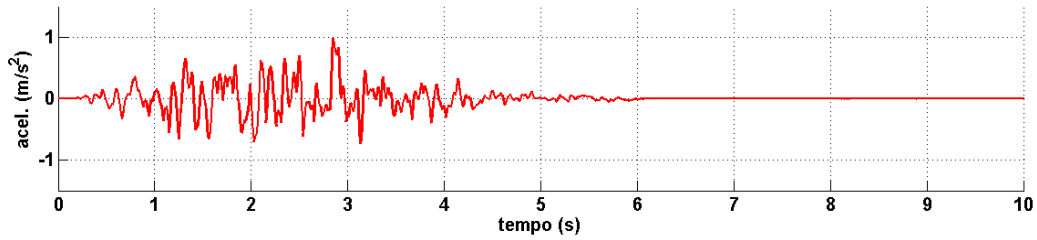
- Oliveira, S. (2012). Folhas de apoio a Mecânica dos Sólidos III. Lisboa, Portugal: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Oliveira, S. (2013). Análise de Fourier e Aplicações em Dinâmica de Estruturas. Em F. Pestana da Costa, J. Pinto, & J. Buescu, *Matemática do Planeta Terra*. IST Press.
- Oliveira, S. B. (2000). *Modelos para a Análise do Comportamento de Barragens de Betão Considerando a Fissuração e os Efeitos do Tempo. Formulações de Dano*. Porto.
- Oliveira, S., Espada, M., & Câmara, R. (2012). Long-term dynamic monitoring of arch dams. The case os Cabril dam, Portugall, WCEE).
- Oliveira, S., Silvestre, A., Espada, M., & Câmara, R. (2012). Monitorização e Modelação do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão. Interação Barragem-fundação-albufeira. Porto: Conferência de Betão Estrutural 2012.
- Peeters, B. (2000). “*System identification and damage detection in civil engineering*”. Belgium: PhD Thesis, Univ. Loivana.
- Rodrigues, J., & Brincker, R. (2005). Application of the Random Decrement Technique in Operational Modal Analysis. 1st IOMAC.
- Rodrigues, J., Brinker, R., & P., A. (2004). Improvement of Frequency Domain Output-Only Modal Identification from the Application of the Random Decrement Technique.
- Silva, J. M. (2013). *Injeção de Juntas de Contração de Barragens Abóbada*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto .
- Silvestre, A. F. (2012). *Modelação do Comportamento Dinâmico de Sistemas Barragem-Fundação-Albufeira. Formulação no Espaço de Estados com Amortecimento Generalizado*. Lisboa.
- Wieland, M. (2010). Dam safety and earthquakes. *International Water Power & Dam Construction*, 12-14.
- Wieland, M., & Brenner, R. (s.d.). *Current Seismic Safety Requirements For Large Dams And Their Implication on Existing Dams*.
- Wikipédia. (s.d.). *Wikipédia*. Obtido de Wikipédia: http://pt.wikipedia.org/wiki/Wikip%C3%A9dia:P%C3%A1gina_principal

Anexos

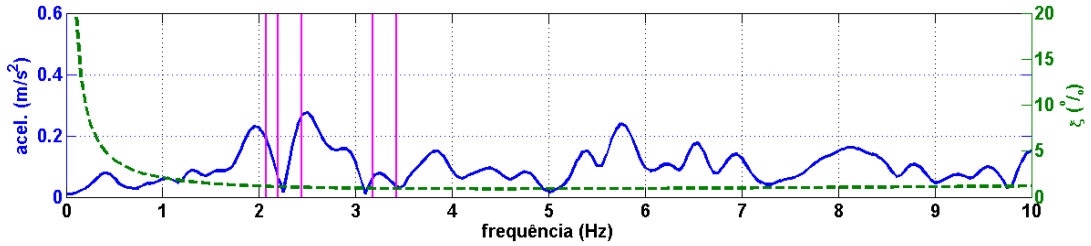
Anexo I

Acelerogramas sísmicos e espectros correspondentes

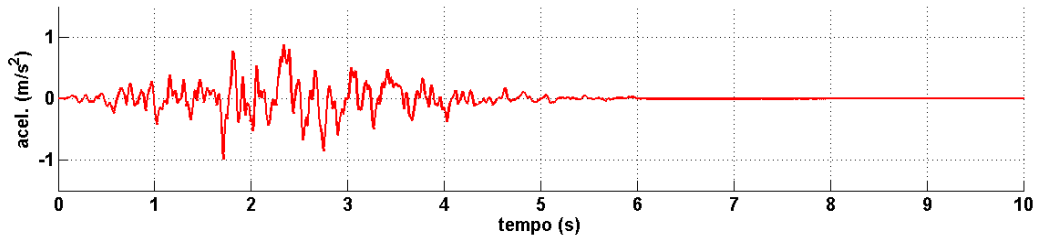
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 1 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



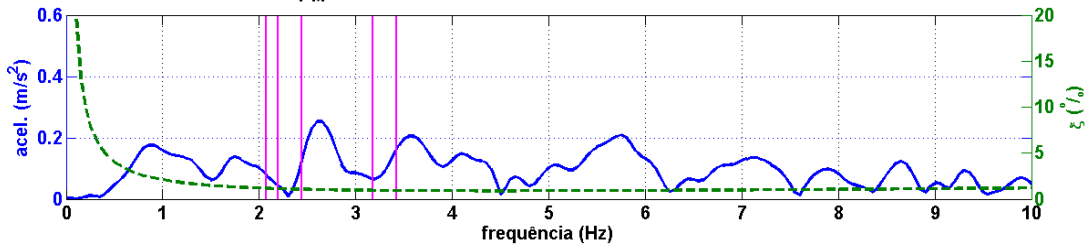
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^{oM}} = 0.185$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



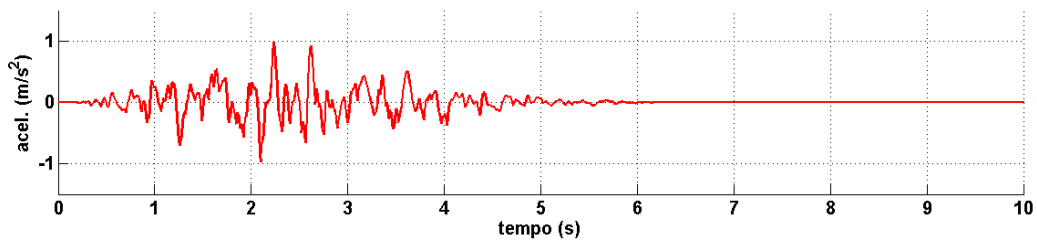
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 2 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^{oM}} = 0.077$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 3 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^{oM}} = 0.144$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

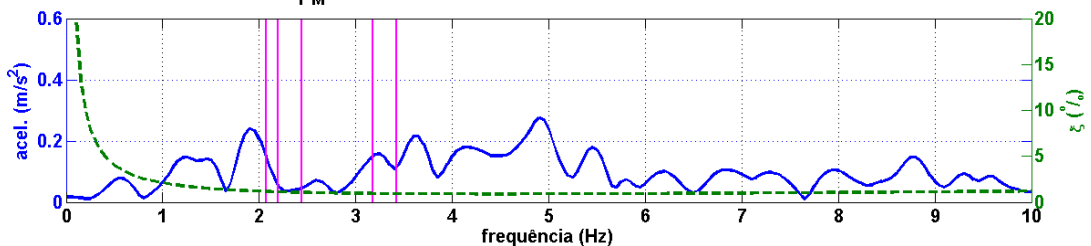
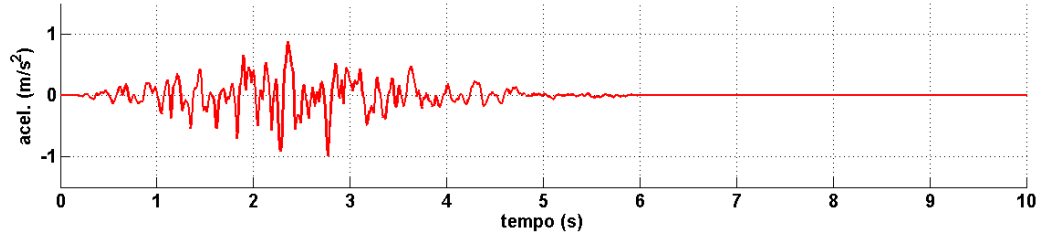
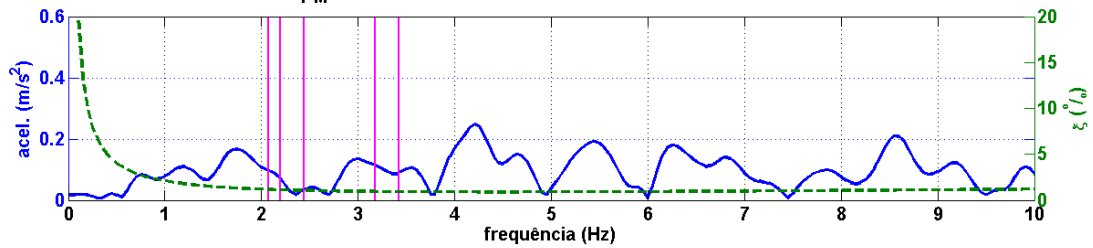


Figura AI.1: Acelerogramas sísmicos 1, 2 e 3 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

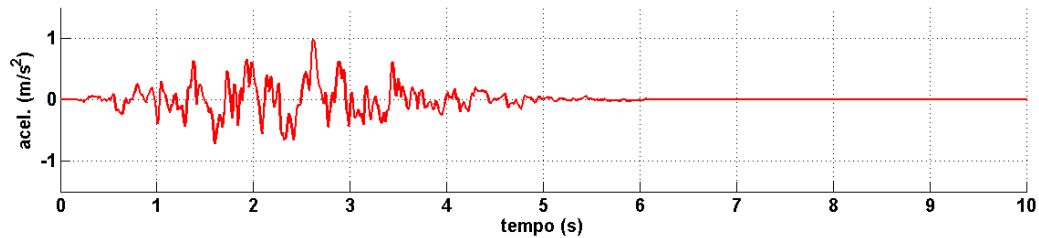
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 4 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



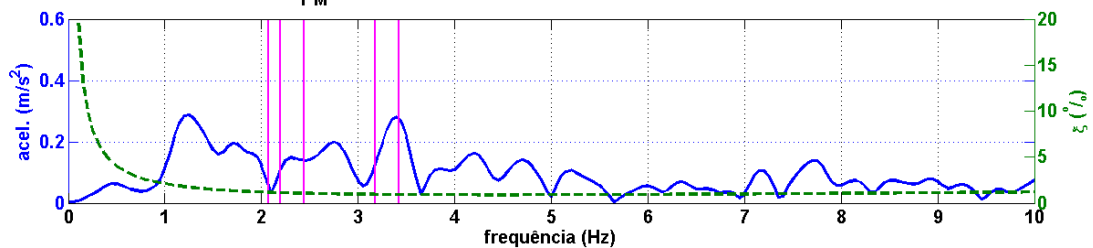
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.097$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



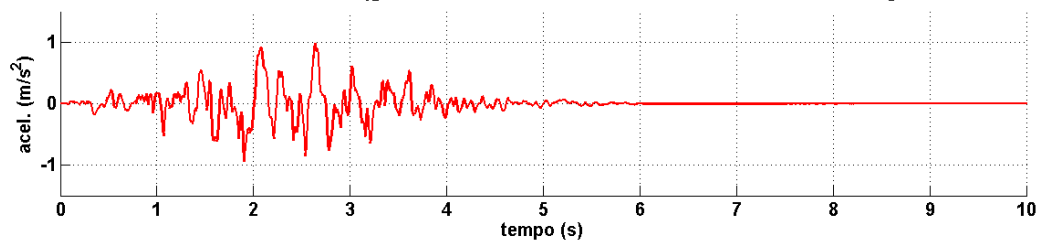
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 5 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.053$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 6 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.136$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

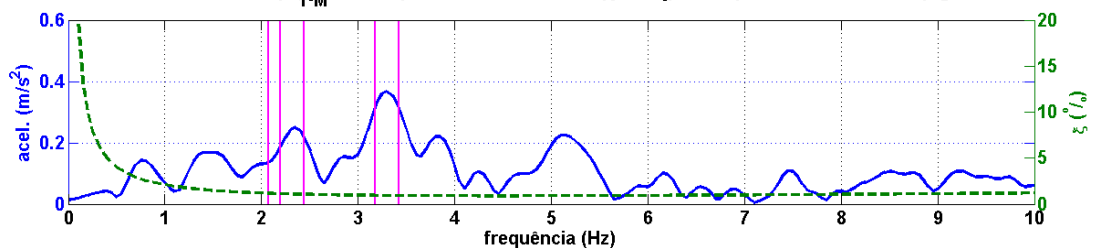
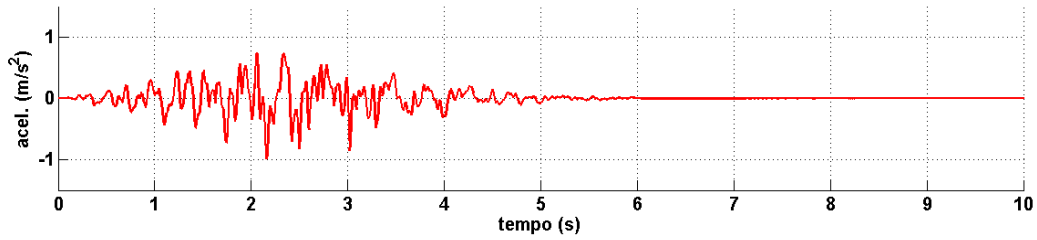
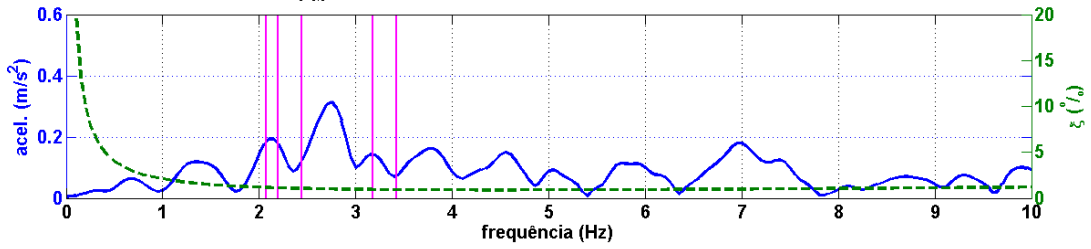


Figura AI.2: Acelerogramas sísmicos 4, 5 e 6 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

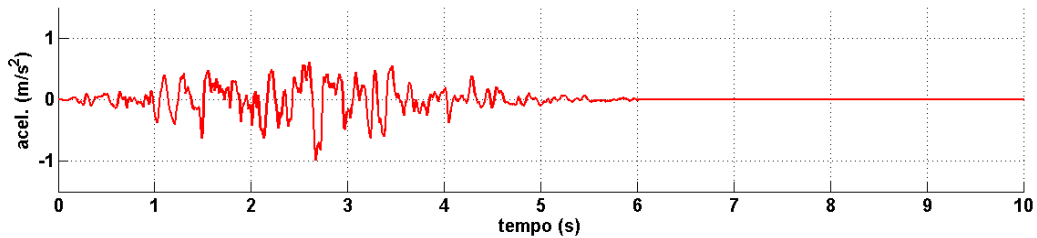
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 7 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



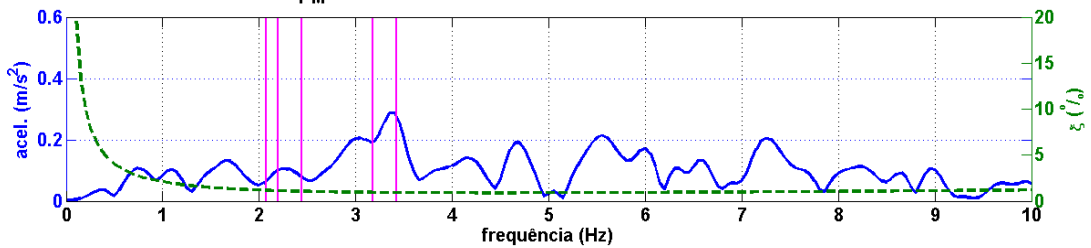
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^{oM}} = 0.184$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



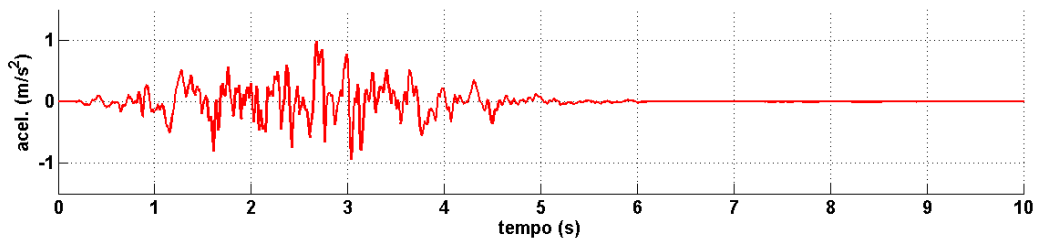
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 8 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^{oM}} = 0.066$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 9 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^{oM}} = 0.224$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

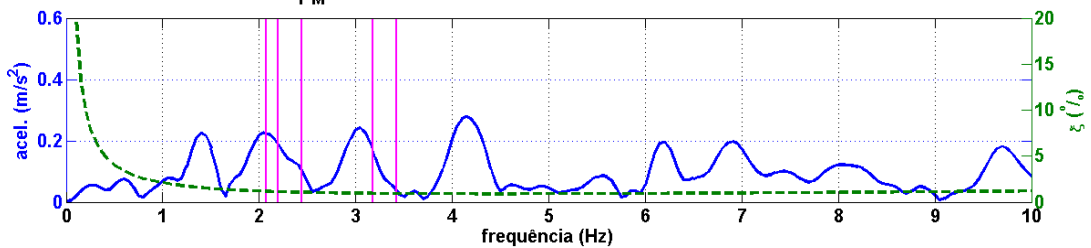
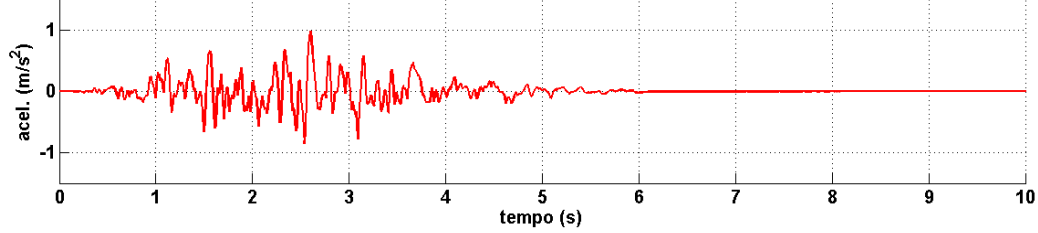
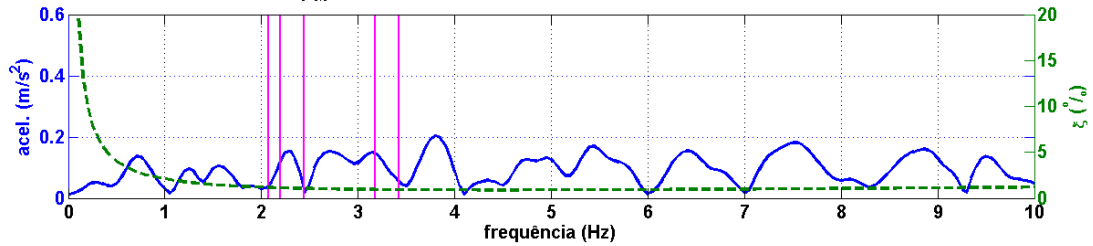


Figura AI.3: Acelerogramas sísmicos 7, 8 e 9 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

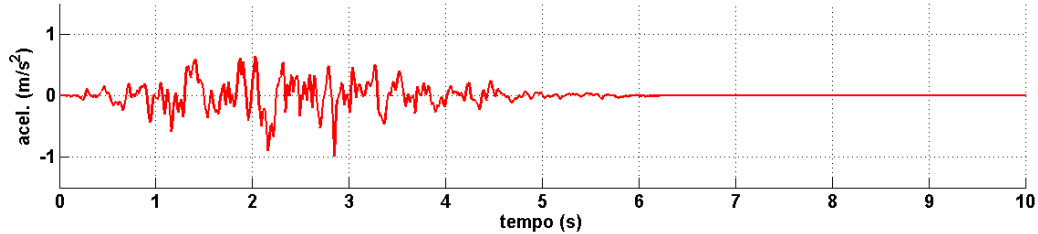
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 10 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



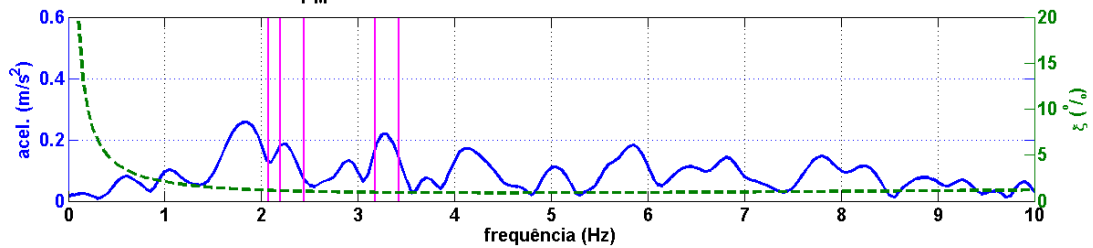
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.042$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



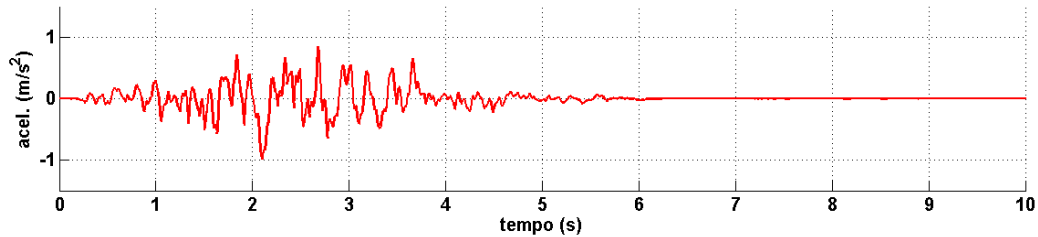
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 11 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.129$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 12 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.119$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

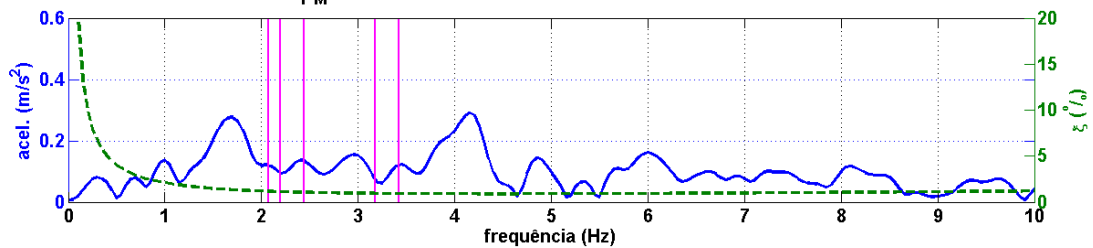
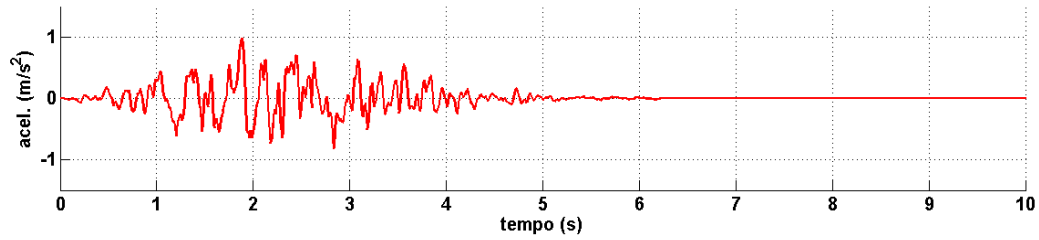
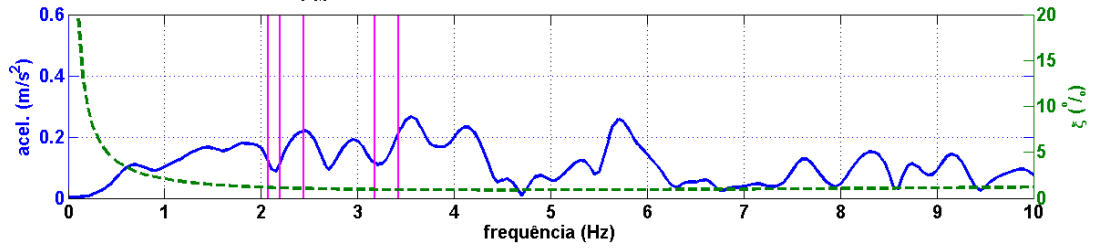


Figura AI.4: Acelerogramas sísmicos 10, 11 e 12 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

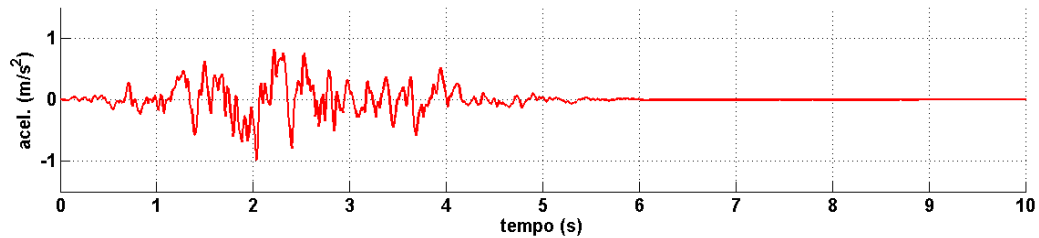
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 13 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



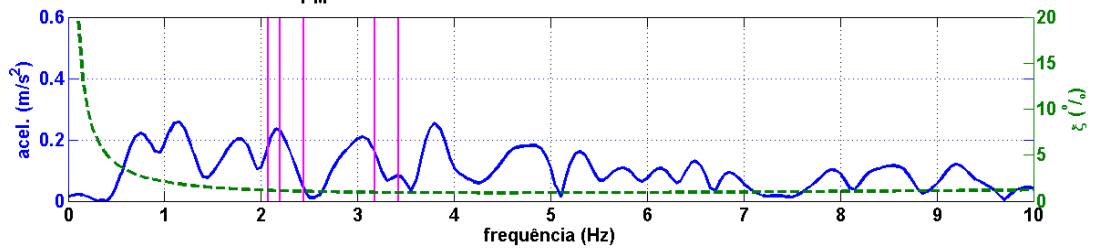
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma M} = 0.117$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



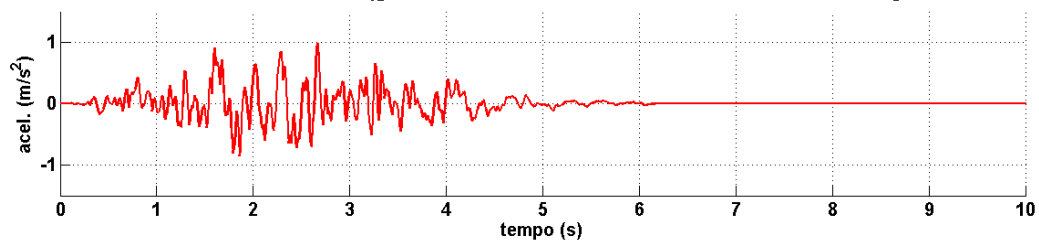
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 14 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma M} = 0.185$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 15 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma M} = 0.155$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

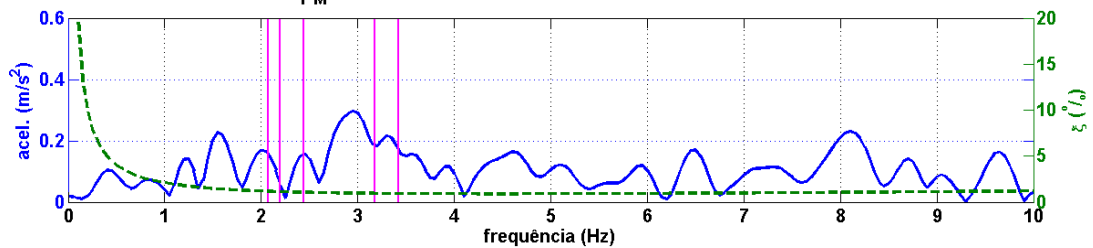
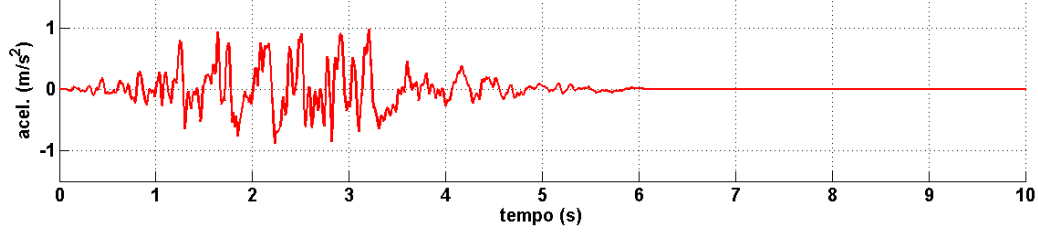
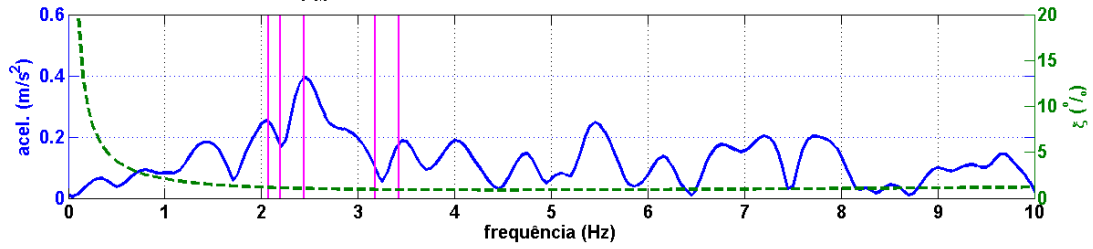


Figura AI.5: Acelerogramas sísmicos 13, 14 e 15 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

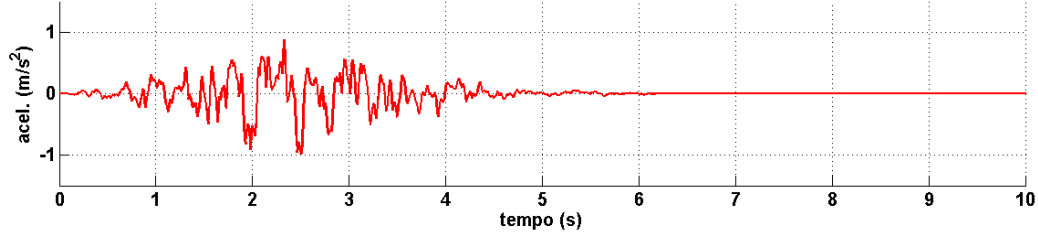
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 16 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



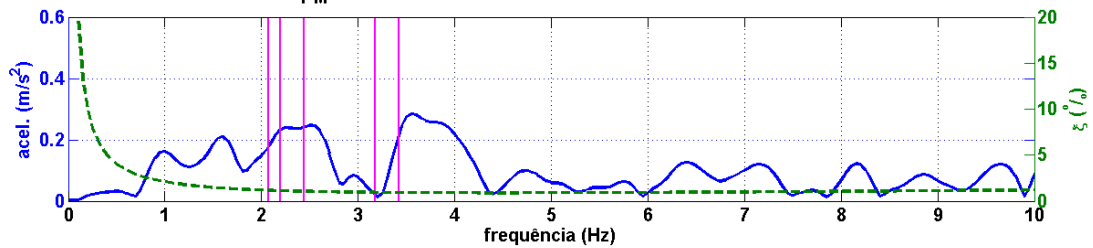
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.248$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



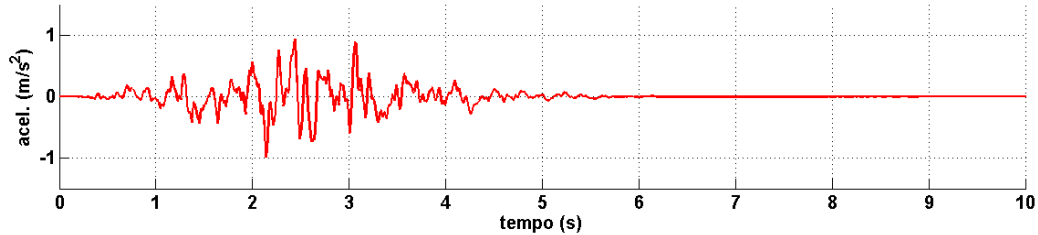
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 17 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.179$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 18 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.043$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

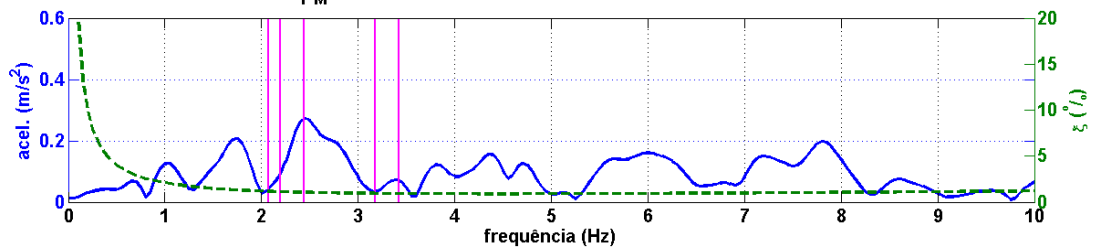
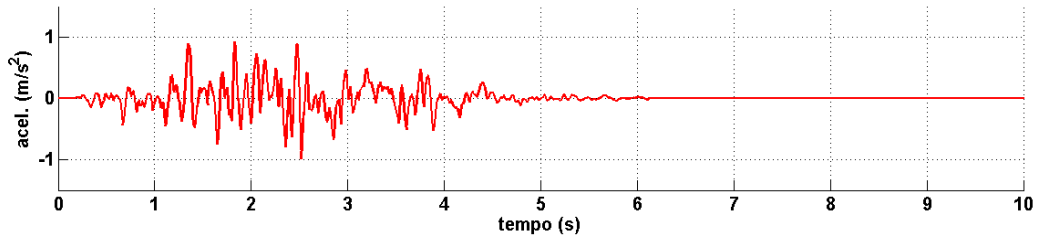
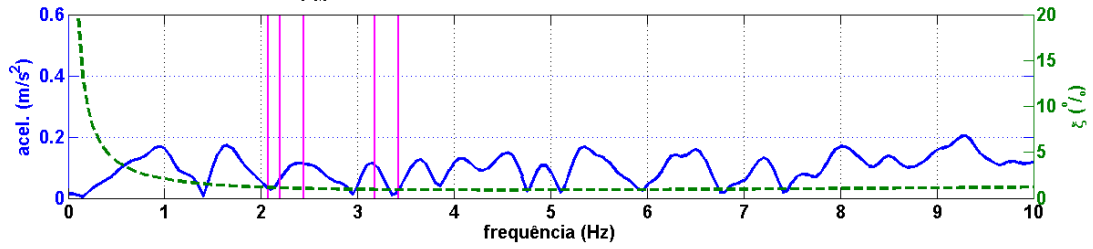


Figura AI.6: Acelerogramas sísmicos 16, 17 e 18 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

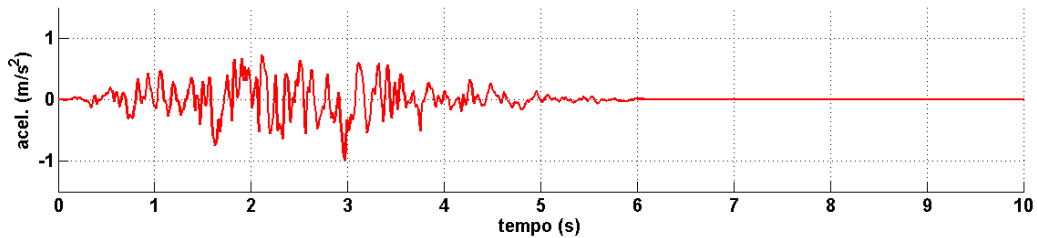
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 19 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



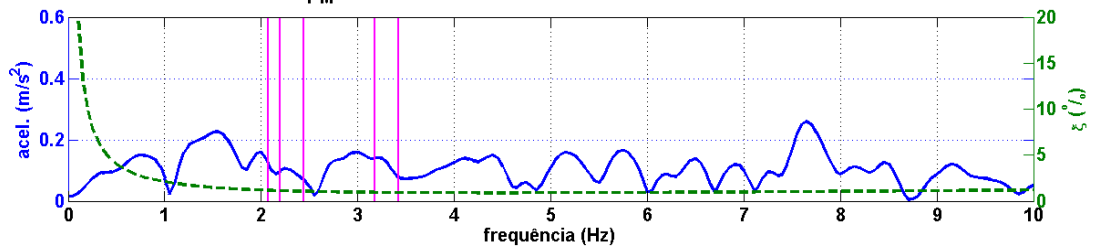
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma_M} = 0.032$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



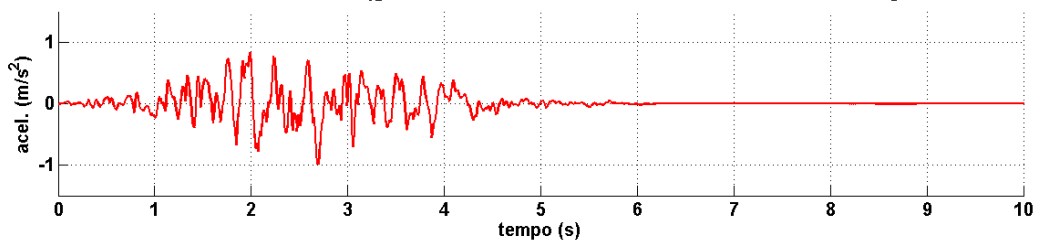
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 20 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma_M} = 0.12$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 21 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma_M} = 0.029$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

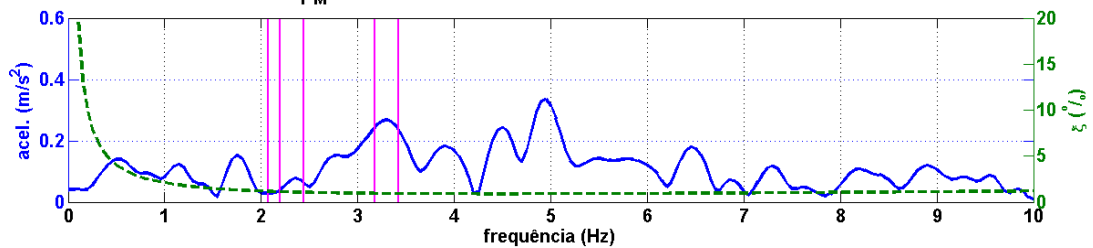
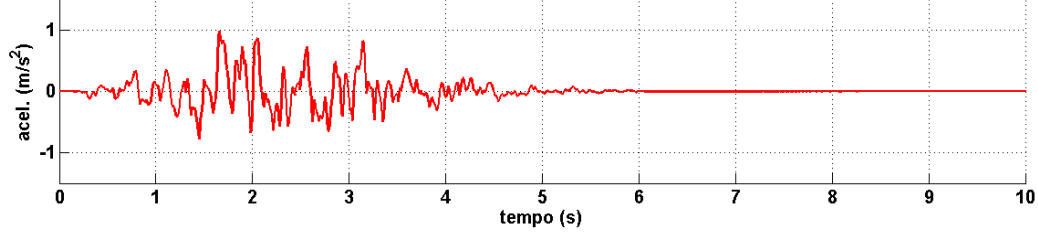
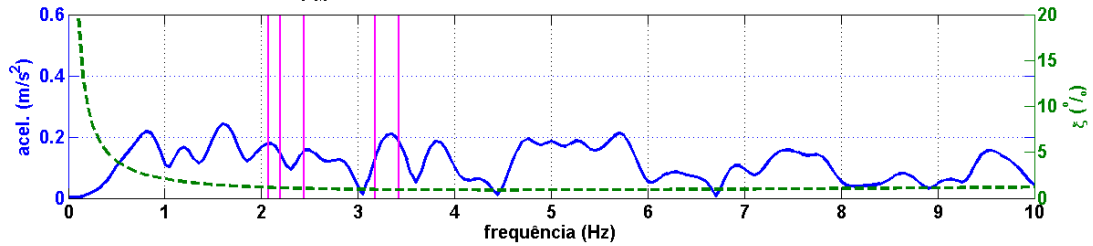


Figura AI.7: Acelerogramas sísmicos 19, 20 e 21 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

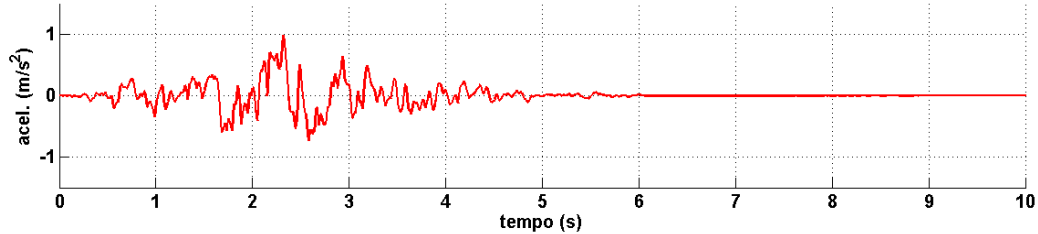
ACELEROGRAMA SÍSMICO n° 22 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



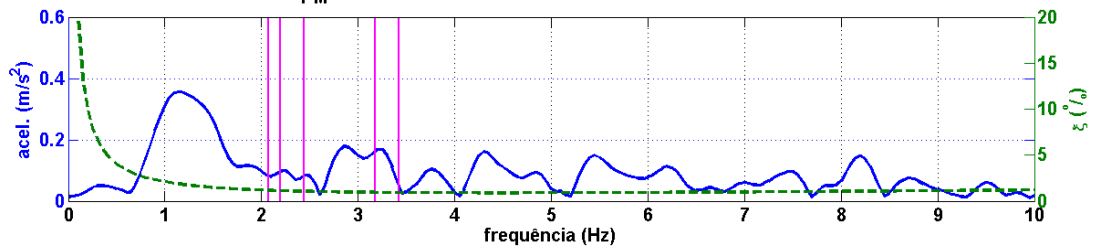
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^oM} = 0.178$). Amortecimento ($\xi = 5^{\circ}$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



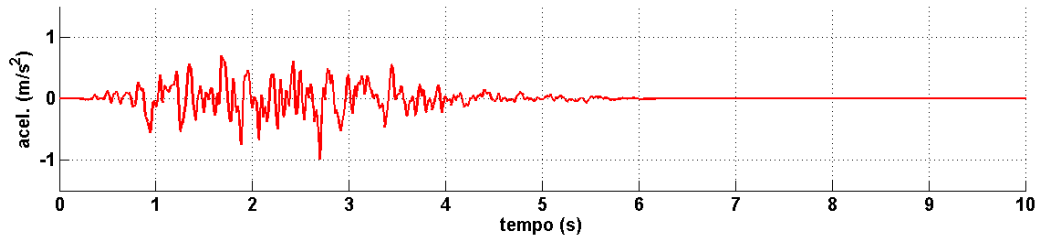
ACELEROGRAMA SÍSMICO n° 23 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^oM} = 0.082$). Amortecimento ($\xi = 5^{\circ}$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO n° 24 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1^oM} = 0.069$). Amortecimento ($\xi = 5^{\circ}$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

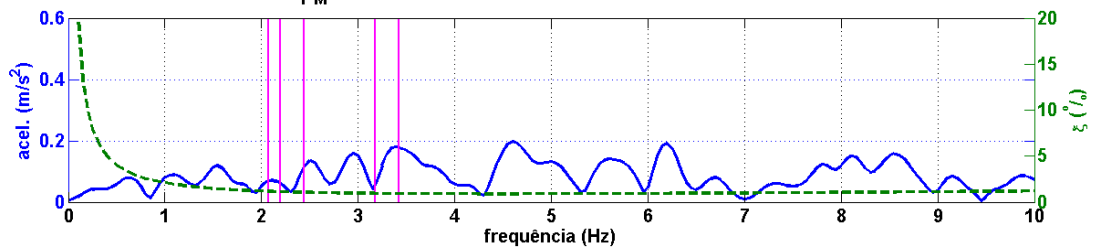
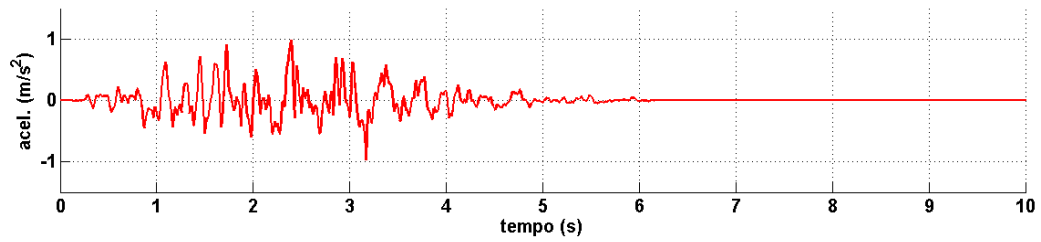
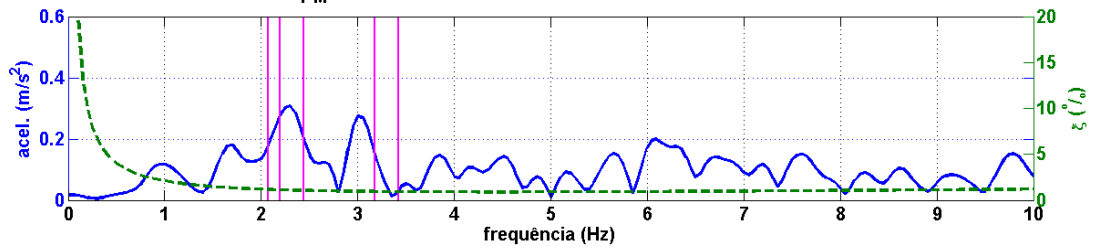


Figura AI.8: Acelerogramas sísmicos 22, 23 e 24 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

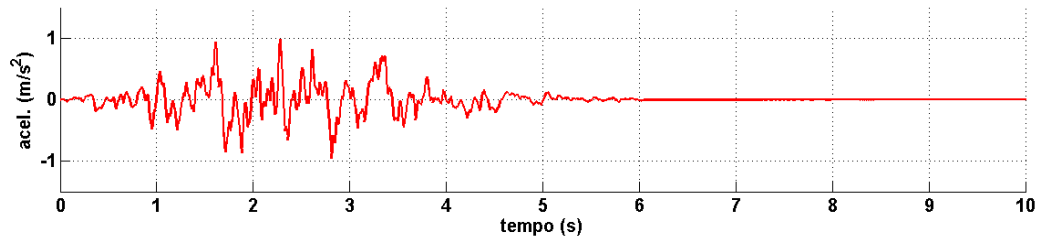
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 25 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



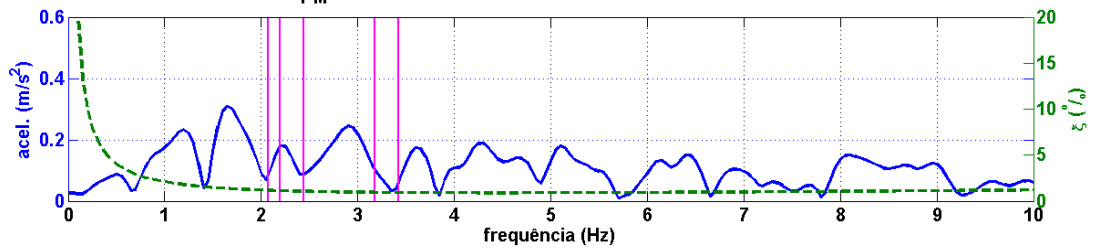
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma M} = 0.177$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



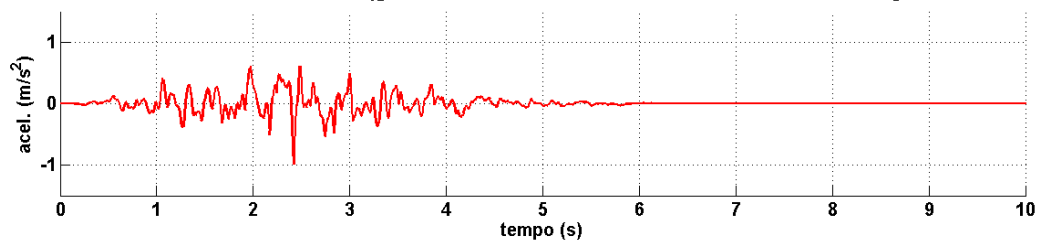
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 26 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma M} = 0.086$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 27 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{1\sigma M} = 0.155$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

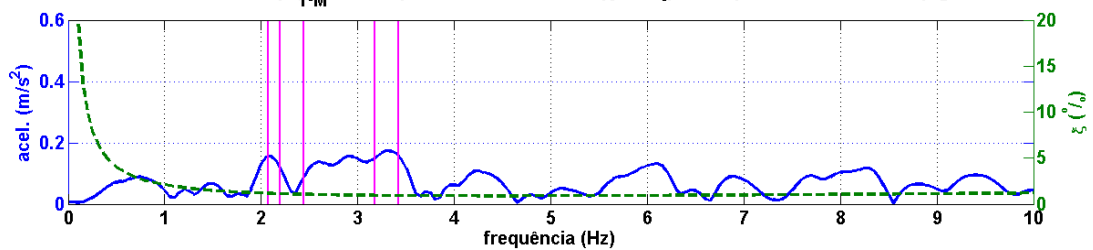
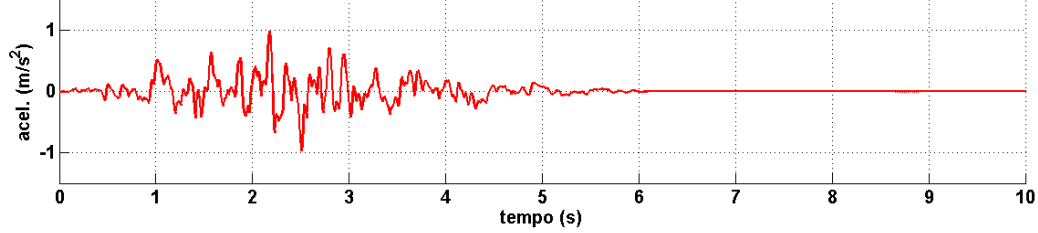
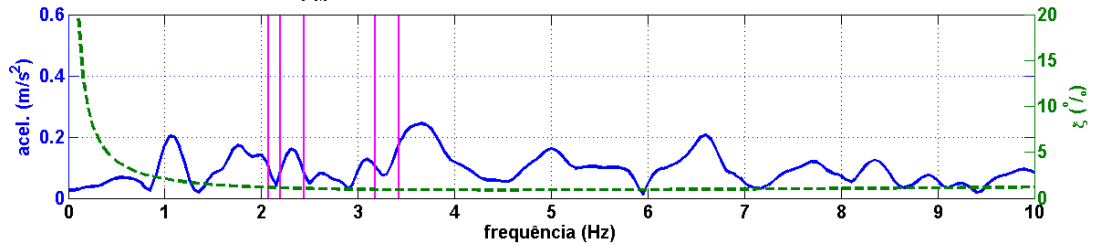


Figura AI.9: Acelerogramas sísmicos 25, 26 e 27 (SIMQKE) e espectros de amplitudes.

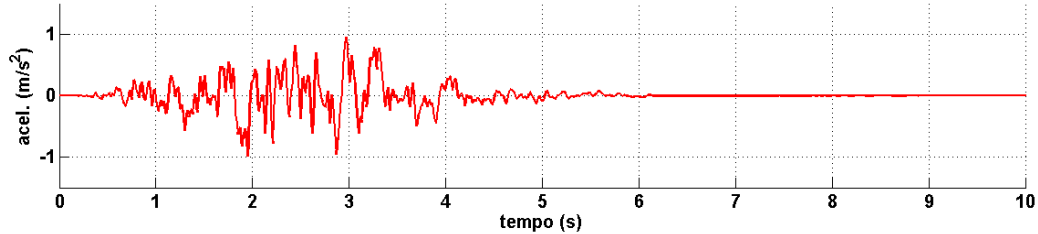
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 28 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



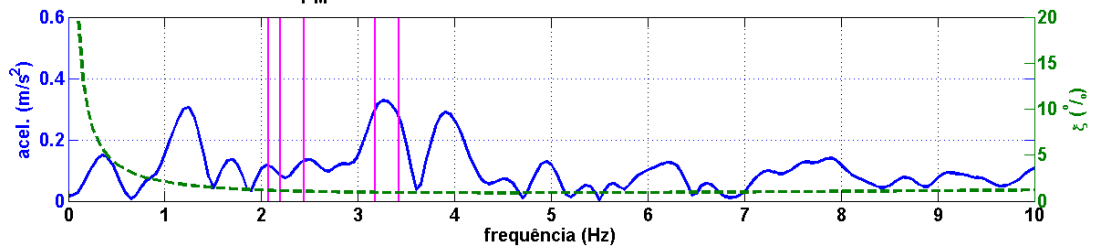
ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.097$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



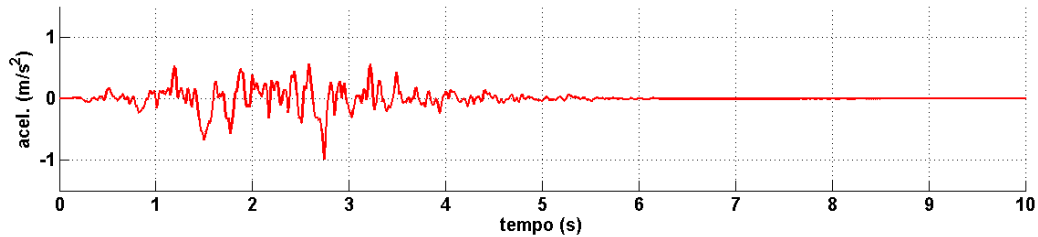
ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 29 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.116$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)



ACELEROGRAMA SÍSMICO nº 30 (gerado com um modelo de rotura de falha, LNEC [Carvalho,A. 2007])



ESPECTRO DE AMPLITUDES ($A_{10M} = 0.053$). Amortecimento ($\xi = 5\%$) e frequências naturais (água à cota 297 m)

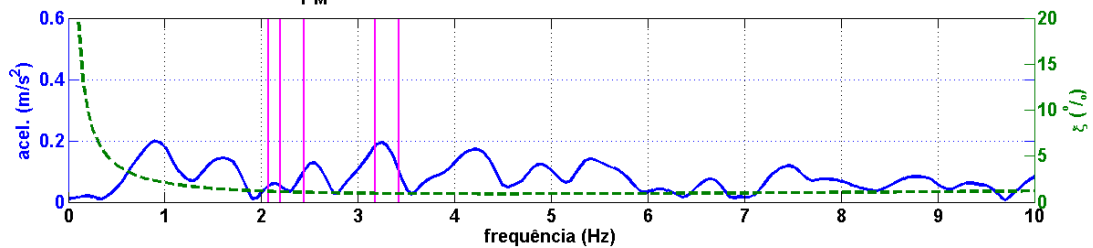


Figura AI.10: Acelerogramas sísmicos 28, 29 e 30 (SIMQKE) e espectros de amplitudes

