

OBSERVAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO

Paulo Jorge Henriques Mendes
(Mestre)

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, no âmbito do protocolo de cooperação entre a FEUP e o LNEC

Porto, Abril de 2010

**OBSERVAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO
DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO**

Paulo Jorge Henriques Mendes
(Mestre)

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, no âmbito do protocolo de cooperação entre a FEUP e o LNEC

Realizada sob a orientação de:

Orientador: Doutor Álvaro Alberto de Matos Ferreira da Cunha

Co-orientador: Doutor Sérgio Bruno Martins de Oliveira

Co-orientador: Doutora Maria Ana Viana Baptista

Porto, Abril de 2010

Dedicatória

Aos meus pais Etelvino e Delmira,
às minhas irmãs Amélia e Maria
e à Telma

Agradecimentos

Ao Investigador Sérgio Oliveira, meu orientador no LNEC, agradeço a disponibilidade, o empenho, o entusiasmo incutido, os ensinamentos transmitidos sobre as diversas matérias abordadas e o apoio em todas as fases do trabalho, de que saliento as imensas horas dedicadas em diversas tarefas fundamentais para a sua realização, que vão desde a submissão do projecto de investigação à FCT, passando pela aquisição de equipamentos, a fase de teste dos equipamentos no LNEC e todas as diligências necessárias para a montagem do sistema em obra. Para além, da sua amizade e companheirismo. O meu muito obrigado!

Ao Professor Álvaro Cunha, meu orientador na FEUP, agradeço a disponibilidade para me aceitar como seu aluno de Doutoramento, os vários desafios que me efectuou para apresentar o trabalho desenvolvido em diversas conferências e o empenho que sempre manifestou na realização deste trabalho.

À Professora Maria Ana Baptista, minha orientadora pelo ISEL, agradeço o empenho pela concessão da minha dispensa de serviço pelo ISEL e por todo o apoio que sempre manifestou para a realização deste trabalho.

Agradeço ao LNEC, instituição que me acolheu durante a realização deste trabalho, pelos importantes contributos para a minha formação pessoal, técnica e científica e por todo o apoio prestado na disponibilização de recursos, materiais e humanos, fundamentais para a realização deste trabalho. Em particular gostaria de agradecer:

- ao Investigador Carlos Pina, Vice-Presidente do LNEC e Director do Departamento de Barragens de Betão, pela disponibilização de recursos financeiros e humanos para a instalação do sistema na barragem do Cabril;
- ao Investigador José Vieira de Lemos, Chefe do Núcleo de Modelação Matemática e Física, pela disponibilização de recursos do Núcleo pelos ensinamentos transmitidos em modelos de elementos discretos e pelas sempre importantes trocas de ideias;
- ao Investigador Romano Câmara, Investigador Coordenador, pelos ensinamentos em Dinâmica de Estruturas e pelas sempre frutuosas trocas de ideias e incentivos permanentes;
- ao Investigador José Almeida Garrett, Chefe do Núcleo de Sistemas Electrotécnicos do Centro de Instrumentação Científica do LNEC, pelo apoio concedido na procura e no desenvolvimento das melhores soluções electrónicas para a implementação do sistema instalado na barragem do Cabril;
- ao Investigador Carlos Oliveira Costa, Director do Centro de Instrumentação Científica, pela disponibilização de meios do CIC, e pelo desenvolvimento das aplicações que efectuaram a aquisição dos dados em contínuo;
- ao Eng.º João Reis, bolseiro do Centro de Instrumentação Científica, pelo desenvolvimento das aplicações para a aquisição dos dados em contínuo;

- à Eng.^a Luísa Farinha, ao Eng.^o Eduardo Bretas e ao Investigador Nuno Azevedo pela amizade, apoio e incentivos durante o período que estive no LNEC desenvolver este trabalho;
- a todos os técnicos do LNEC que intervieram na instalação do sistema na barragem do Cabril, o Sr. Victor Henriques, o Sr. Fernando Marques, o Sr. Hélder Vitória e o Sr. Jorge Gião.

Agradeço à FEUP a oportunidade que me concedeu ao aceitar a minha inscrição como aluno de Doutoramento de uma instituição de reconhecido prestígio nacional e internacional.

Agradeço à EDP a autorização para instalar o sistema na barragem do Cabril, e todo o apoio prestado na instalação do mesmo, de uma forma especial queria agradecer:

- ao Eng.^o Ilídio Ferreira e ao Eng.^o Assunção, por toda a disponibilidade demonstrada para a instalação do sistema na barragem do Cabril;
- ao Eng.^o Carlos Rosário, Chefe de Produção da Zona Centro da EDP, pela disponibilização das melhores soluções para a implementação do controlo remoto do sistema;
- ao Sr. Jorge Fernandes, Chefe da Central do Cabril, um obrigado especial, quer pelo apoio prestado à instalação do sistema, quer pela disponibilidade e empenho em ajudar, em obra, a implementar o controlo remoto do sistema;
- a todos os técnicos da EDP: observadores, electricistas, pessoal da manutenção e segurança, por todo o apoio sempre prontamente disponibilizado.

Um agradecimento também para os técnicos das empresas envolvidas na instalação do sistema na barragem do Cabril, nomeadamente a Cabelte, a Demobetão, bem como à Quantific e à Kinemetrics pelo empréstimo de equipamento.

Gostaria também de agradecer à FCT, quer pela bolsa individual de doutoramento que me concedeu, quer pelo financiamento concedido no âmbito do projecto *REEQ/815/ECM/2005 - Estudo de processos de deterioração evolutiva em barragens de betão. Controlo da segurança ao longo do tempo.*

Agradeço ao ISEL a bolsa de Doutoramento que me concedeu, disponibilizando-me assim três anos para me dedicar inteiramente a este trabalho, e a todos os colegas do ISEL pela amizade, apoio e incentivo constantes. Aos colegas José Gomes, Paulo Martins, Mário Ferreira, Luciano Jacinto, Idália Gomes, Alexandra Costa, Paula Lamego, um obrigado especial. Um palavra também de muito apreço ao Professor Manuel Vasques, à Professora Maria da Graça Lopes, à Professora Carla Costa, à Professora Cristina Machado e à Professora Manuela Gonçalves por todo o apoio recebido durante o meu percurso académico.

Por fim gostaria de expressar o meu agradecimento aos meus pais Etelvino e Delmira, às minhas irmãs Amélia e Maria, ao meu cunhado Álvaro e à minha namorada Telma pela paciência, pelo apoio e pelos permanentes incentivos.

OBSERVAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO

Resumo

O presente trabalho visa contribuir para o aperfeiçoamento das metodologias de observação e análise do comportamento dinâmico de barragens de betão. Com esse objectivo foi instalado na barragem do Cabril um protótipo de um sistema de monitorização, baseado na medição de vibrações em contínuo, que permite a caracterização do comportamento dinâmico desta obra ao longo do tempo, tendo em conta os diversos tipos de excitação, tais como o vento, a vibração provocada pelo funcionamento dos grupos de produção de energia e dos órgãos de descarga, micro tremores e sismos de média e elevada intensidade.

O protótipo de sistema de observação que se propõe no âmbito deste trabalho tem como objectivo proporcionar uma solução integrada que assegure o cumprimento das actuais disposições regulamentares de monitorização do comportamento sísmico, e a obtenção de informação experimental sobre o comportamento dinâmico destas obras (para as diversas condições de excitação), essencial para o aperfeiçoamento dos modelos numéricos existentes, utilizados tanto no projecto de novas obras como no âmbito das actividades de controlo de segurança estrutural de obras existentes (em estudos de previsão do comportamento).

Refere-se o efeito da albufeira na interpretação do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*, salientando-se a influência das variações do nível da albufeira sobre as frequências naturais, as configurações e os amortecimentos modais.

Sistematizam-se as formulações da mecânica estrutural na perspectiva do desenvolvimento de modelos numéricos para a análise dinâmica de barragens de betão (no domínio do tempo e da frequência), nas hipóteses de amortecimento proporcional ou não proporcional à distribuição de massa e rigidez (recorrendo à formulação de estado), e interligação com as formulações de identificação modal (no domínio da frequência e do tempo).

Desenvolveram-se módulos computacionais de identificação modal automática com vista à determinação, em contínuo, das frequências naturais dos principais modos de vibração (e correspondentes configurações e amortecimentos modais), adaptados à análise de sistemas *barragem-fundação-albufeira*. Propõe-se a utilização de modelos estatísticos de separação de efeitos, baseados em técnicas de regressão linear múltipla, para interpretação das histórias de frequências naturais identificadas a partir de resultados da observação dinâmica em contínuo.

Apresenta-se uma aplicação à barragem do Cabril com a qual se mostram as potencialidades do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, a aplicabilidade das metodologias apresentadas neste trabalho e evidencia-se a possibilidade de correlacionar alterações dos parâmetros da resposta dinâmica observada com alterações estruturais devidas a processos de deterioração, muito evidentes nesta obra.

OBSERVATION AND ANALYSIS OF CONCRETE DAMS DYNAMIC BEHAVIOUR

Abstract

The main aim of this research work is to improve the methodologies currently used in the monitoring and analysis of concrete dam dynamic behaviour. For this purpose, a prototype of a monitoring system based on a continuous vibration measurement has been installed in Cabril dam. This allows the characterization of Cabril dam's dynamic behaviour over time, taking into account different types of excitation such as the wind, the vibration due to the operation of both, the power units and the outlets, micro tremors, and earthquakes of both medium and high intensity.

The prototype of the monitoring system proposed here aims at providing an integrated approach which guarantees both, the seismic behaviour monitoring of dams, according to the current Portuguese regulation for the safety of dams, and the possibility of obtaining experimental data on the dynamic behaviour of dams (for different type of excitation), which is essential for the improvement of available numerical models used both, to design new dams and to predict the structural behaviour of operating dams.

The effect that the reservoir has on the dynamic behaviour of the *dam-foundation-reservoir* system is referred, and it is emphasised the influence of the reservoir variations in the variations of natural frequencies, or mode shapes or modal damping.

The governing equations of structural mechanics are systematically presented with a view to developing numerical models for the dynamic analysis of concrete dams (in both time and frequency domains) based on the hypothesis of damping proportional or not proportional to the distribution of mass and stiffness (based on the state formulation), and correlating these with the modal identification formulations (in both time and frequency domains).

The use of automated modal identification methods is implemented with a view to continuously evaluating the natural frequencies of the first modes (and corresponding mode shapes and modal damping), adapted to the analysis of *dam-foundation-reservoir* systems. The use of statistical models of separation of effects based on multiple linear regression techniques is also proposed, for the analysis the natural frequencies data histories identified from the results of continuous dynamic monitoring.

An application to Cabril dam is presented which shows the potential of the continuous dynamic monitoring system, demonstrates that the methodologies proposed in this thesis can be effectively used in practice, and shows the possibility of correlating variations in the modal parameters of the dam's dynamic response with structural deterioration, which is very much evident in this dam.

OBSERVATION ET ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES BARRAGES EN BÉTON

Résumé

Ce travail vise à contribuer à l'amélioration des méthodologies d'observation et d'analyse du comportement dynamique des barrages en béton. A ce propos, on a installé au barrage du Cabril un prototype d'un système de surveillance basé sur la mesure continue de vibrations. Ceci a permis de caractériser le comportement dynamique de cet ouvrage au cours du temps, tout en tenant compte des plusieurs types d'excitation, tels que, le vent, la vibration provoquée par le fonctionnement des groupes de production d'énergie et de vidange, les micro-tremblements de terre et les séismes de moyenne et haute intensité.

L'objectif essentiel du prototype du système d'observation proposé dans ce travail est de fournir une solution intégrée, visant à assurer l'accomplissement des réglementations en vigueur relatives à la surveillance du comportement sismique, ainsi que l'obtention d'information expérimentale sur le comportement dynamique de ces ouvrages (pour plusieurs conditions d'excitation), cette dernière étant indispensable pour l'amélioration des modèles numériques actuels, utilisés soit au projet de nouveaux ouvrages soit dans le cadre des activités de contrôle de la sécurité structurale des ouvrages existants (études de prévision du comportement).

On mentionne l'effet de la retenue sur l'interprétation du comportement dynamique des systèmes barrage-fondation-retenue, tout en soulignant l'influence des variations du niveau de la retenue sur les fréquences naturelles, les configurations et les amortissements modaux.

On systématiser les formulations de la mécanique structurale du point de vue du développement des modèles numériques pour l'analyse dynamique des barrages en béton (dans le domaine temporel et de la fréquence), soit en cas d'amortissement proportionnel ou non-proportionnel à la distribution de masse et rigidité (en utilisant la formulation d'état) soit en cas d'interconnexion avec les formulations d'identification modale (dans le domaine temporel et de la fréquence).

On a développé des modules computationnels d'identification modale automatique, pour la détermination continue des fréquences naturelles des modes de vibration principaux (ainsi que les configurations et les amortissements modaux correspondants), et qui sont adaptés à l'analyse des systèmes barrage-fondation-retenue. On propose l'utilisation des modèles statistiques de séparation des effets, basés sur des techniques de régression linéaire multiple, pour l'interprétation des cas de fréquences naturelles identifiées à partir des résultats de l'observation dynamique continue.

On présente une application au barrage du Cabril, laquelle permet de démontrer les potentialités du système d'observation continue du comportement dynamique et l'applicabilité des méthodologies présentées dans ce travail. On met en évidence la possibilité d'établir une corrélation entre les paramètres de la réponse dynamique observée et les altérations structurales dues aux processus de détérioration très évidents à cet ouvrage.

Palavras Chave / Keywords

Barragens de betão / Concrete dams

Dinâmica de estruturas / Structural dynamics

Controlo da segurança / Safety control

Monitorização / Monitoring

Ensaio de vibração ambiental / Ambient vibration tests

Comportamento dinâmico / Dynamic behaviour

Identificação modal / Modal identification

Frequências naturais / Natural frequencies

Modos de vibração / Mode shapes

Amortecimento modal / Modal damping

Modelos numéricos / Numerical models

Modelos físicos / Physical models (Scale models)

Método dos elementos finitos / Finite element method

Método dos elementos discretos / Discrete element method

Modelos estatísticos de separação de efeitos / Statistical models of separation of effects

Índice

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1	Justificação e enquadramento do tema.....	1
1.1.1	Utilização de novas tecnologias no controlo de segurança de barragens.....	3
1.2	Objectivos.....	4
1.3	Organização do trabalho.....	9

Capítulo 2

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO.

CONTROLO DA SEGURANÇA E OBSERVAÇÃO

2.1	Considerações iniciais	13
2.2	Sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i>. Principais características.....	19
2.3	Observação do comportamento dinâmico de barragens de betão.....	23
2.3.1	Incidentes devidos a eventos sísmicos	24
2.3.2	Ensaio “in-situ”. Vibração forçada e ambiental.....	33
2.3.3	Sistemas instalados em obra. Acções sísmicas e ambientais	38
2.4	Controlo da segurança estrutural. Monitorização em contínuo.....	49
2.4.1	Observação e modelação no controlo da segurança estrutural	51
2.4.2	Evolução dos sistemas de monitorização. Recolha manual e automática	56
2.4.3	Monitorização do comportamento dinâmico.....	62
2.4.4	Regulamentação	68
2.5	Considerações finais	71

Capítulo 3

MODELOS PARA INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO

3.1	Considerações iniciais	73
3.2	Análise dinâmica na perspectiva do problema directo	80
3.2.1	Estabelecimento das equações gerais para a análise dinâmica	80
3.2.2	Análise dinâmica. Integração no tempo após a discretização espacial	91
3.2.3	Exemplo de aplicação. Cálculo dinâmico com o MEF	117
3.2.4	Outros métodos numéricos (MED, MED-MEF)	119
3.3	Análise dinâmica na perspectiva da identificação modal	124
3.3.1	Métodos de identificação modal no domínio da frequência	130
3.3.2	Métodos de identificação modal no domínio do tempo	151
3.3.3	Principais métodos no domínio da frequência e do tempo	171
3.3.4	Análise experimental e numérica da interacção dinâmica estrutura-água	172
3.4	Identificação modal automática	177
3.5	Evolução do comportamento dinâmico ao longo da vida útil. Modelos de separação de efeitos.....	178
3.6	Considerações finais.....	182

Capítulo 4

OBSERVAÇÃO EM CONTÍNUO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO

4.1	Considerações iniciais	185
4.2	Sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo	186
4.2.1	Definição da arquitectura do sistema.....	187
4.2.2	Componentes do sistema	188
4.2.3	Trabalhos de preparação e instalação do sistema.....	194
4.2.4	Controlo remoto do sistema.....	196
4.2.5	Recolha automática de dados.....	197
4.3	Processamento, análise e gestão de dados em contínuo	200
4.3.1	Pré-processamento de dados.....	202
4.3.2	Detecção de eventos especiais	204
4.3.3	Identificação modal automática	206

4.3.4	Gestão de dados	209
4.4	Análise, interpretação e exploração de dados armazenados.....	211
4.4.1	Visualização de registos de aceleração e espectros por canal de medida.....	212
4.4.2	Identificação modal de dados armazenados	213
4.4.3	Interpretação e análise dos dados da observação em contínuo.....	216
4.5	Utilização integrada de resultados numéricos e experimentais	221
4.6	Utilidade da observação do comportamento dinâmico em contínuo.....	222
4.7	Considerações finais	223

Capítulo 5

MONITORIZAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA BARRAGEM DO CABRIL

5.1	Considerações iniciais	225
5.2	Descrição da barragem do Cabril	227
5.3	Ensaio de vibrações e modelação numérica. Análise preliminar	230
5.3.1	Modelo numérico preliminar. Hipótese de comportamento elástico linear.....	230
5.3.2	Análise modal operacional.....	232
5.3.3	Variação das frequências naturais em função do nível da albufeira.....	243
5.4	Modelos numéricos para apoio à interpretação dos ensaios de vibrações	244
5.4.1	Alterações nas configurações modais devidas à fissuração. Modelação numérica da zona fissurada....	245
5.4.2	Influência da torre das tomadas de água. Modelo numérico da torre.....	246
5.4.3	Efeito das juntas de contracção. Modelação numérica com o MED (3DEC)	250
5.5	Análise dos resultados da observação em contínuo	255
5.5.1	Vibrações com e sem grupos em funcionamento.....	258
5.5.2	Detecção de frequências naturais da torre das tomadas de água	259
5.5.3	Apoio às obras de renovação dos grupos	259
5.5.4	Detecção de eventos especiais	261
5.6	Variação do comportamento dinâmico ao longo do tempo.....	265
5.7	Aplicação do método SSI-COV a resultados da observação em contínuo	271
5.8	Considerações finais	275

Capítulo 6

CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

6.1	Síntese do trabalho	279
6.2	Contribuições inovadoras	281
6.3	Apreciação dos resultados obtidos	283
6.4	Perspectivas de desenvolvimentos futuros	284

BIBLIOGRAFIA

Lista de figuras

Figura 1.1 – a) Evolução do panorama da produção de Energia eléctrica, tendo em conta o tipo de combustível, entre 1973 e 2005; b) barragens em construção com mais de 60 m de altura (WRI, 2003).	2
Figura 1.2 – Evolução dos níveis de segurança de uma obra ao longo da sua vida útil. Efeito da deterioração evolutiva e de acidentes/incidentes (adaptado de (Oliveira, 2000)).	4
Figura 1.3 – Várias fases do desenvolvimento e instalação do sistema de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da barragem do Cabril.....	5
Figura 1.4 – Esquema representativo do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo e da utilização integrada de resultados experimentais e modelos numéricos.	6
Figura 1.5 – a) Detecção automática das frequências naturais, baseada em identificação modal no domínio da frequência; b) Utilização conjunta de modelos de identificação modal no domínio do tempo e da frequência; c) Evolução de uma frequência natural ao longo do tempo e correspondente variação do nível da albufeira.	7
Figura 1.6 – Avaliação da amplitude das vibrações e análise espectral dos registos obtidos, para controlo da segurança em “tempo real”.	8
Figura 2.1 Barragem de Alqueva (altura: 96 m; construção:1997-2002; albufeira: 250 km ² , 4150 hm ³). Vista aérea da barragem, albufeira e estruturas anexas.	14
Figura 2.2 Controlo da segurança de sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i> sob acções sísmicas. Observação e desenvolvimento de modelos de previsão da resposta estrutural.....	17
Figura 2.3 – Construção da barragem de Xiaowan (2008) – barragem abóbada com 292 m de altura máxima acima da fundação (Ren, et al., 2007).....	19
Figura 2.4 – Sistema <i>barragem-fundação-albufeira</i> . Representação das principais superfícies de descontinuidade, órgãos anexos e dispositivos de segurança na fundação (cortinas de impermeabilização e drenagem).	20
Figura 2.5 Construção de uma barragem abóbada (Alqueva). Vista dos vários blocos na fase de betonagem do corpo da obra e pormenor de uma face das juntas de contracção onde se podem ver os encaixes (“shear boxes”), neste caso com a forma semi-esférica.	21
Figura 2.6 Linhas de influência típicas das frequências naturais de barragens abóbada.	22
Figura 2.7 – Barragem de Lower Crystal Springs: a) vista da obra; b) corte pela consola central (altura 38,5 m).	25
Figura 2.8 – Planta, alçado e cortes da barragem de Hsinfengkian, na China, adaptado de (Jansen, 1988).	25
Figura 2.9 – Barragem de Koyna, na Índia: a) Vista aérea; b) Secção transversal.....	26
Figura 2.10 – Barragem de Pacoima: a) vista geral; b) vista do encontro da margem esquerda; c) corte consola central.	28
Figura 2.11 – Barragem de Rapel, no Chile.	28
Figura 2.12 – Barragem de Sefid Rud.....	29
Figura 2.13 – Barragem de Sefid Rud após um sismo violento de magnitude 7,6, com epicentro a cerca de 1 km da obra: a) mapa das fissuras no contraforte nº 15 – deslocamento tangencial para jusante, da ordem de 20	

mm, da cunha indicada, formada após o sismo; b) fissuração horizontal no paramento de montante da barragem; c) sala de controlo da central de produção de energia. Adaptado de (Wieland, 2006).....	30
Figura 2.14 – Barragem de Sefid Rud: a) pontas dos cabos de pré-esforço, durante a sua instalação; b) esquema da disposição dos cabos de pré-esforço (Wieland, 2006).....	30
Figura 2.15 – Colapso da Barragem de Shih-Kang, junto à margem direita.	31
Figura 2.16 – Barragem de ZiPingPu (156 m de altura): a) Imagem de satélite; b) Paramento de jusante, com inúmeros desprendimentos e fissurações.....	32
Figura 2.17 – Barragem de Saipai (130 m de altura) após o sismo de Wenchuan: a) foto aérea; b) encontros direito e esquerdo.	33
Figura 2.18 – Vibradores: a) rotativos de massa excêntrica, com motor eléctrico (LNEC); b) de translação com motor servo hidráulico (EMPA).....	34
Figura 2.19 – a) Barragem do Alto Lindoso; b) Barragem do Alto Ceira.	35
Figura 2.20 – a) Barragem de Contra (altura máxima - 220 m); b) Barragem de Emosson (altura máxima - 180 m).	36
Figura 2.21 – Disposição de acelerómetros na 2ª galeria (cota 274,5 m) da barragem do Cabril, durante a realização de um ensaio de vibração ambiental.....	37
Figura 2.22 – Localização dos acelerómetros do sistema de observação sísmica da barragem de Pacoima. Adaptado de (Alves, et al., 2006).....	39
Figura 2.23 – Barragem de Mauvoisin: a) Vista geral; b) Disposição dos sensores na monitorização em contínuo (galeria à cota 1957 m).....	40
Figura 2.24 – Linhas de influência das duas primeiras frequências naturais identificadas, nas campanhas de vibração ambiental e de observação em contínuo [adaptado de (Darbre, et al., 2002)].	40
Figura 2.25 – Barragem de Enguri: a) Vista de frente; b) Plano de observação sísmica (GEOSIG, 2009).	42
Figura 2.26 – Barragem de Karun III no Irão.	42
Figura 2.27 – a) Barragem de Kaore; b) Linha de influência da variação da primeira frequência própria em função do nível da água na albufeira, [adaptado de (Toyoda, et al., 2002)]......	43
Figura 2.28 – Barragem de Hitotsuse, no Japão.	44
Figura 2.29 – Observação em contínuo da barragem de Hitotsuse (Okuma, et al., 2008): a) Variação do nível da albufeira; b) Variação da temperatura; c) Variação das primeiras frequências naturais.	45
Figura 2.30 – Barragem de Cahora-Bassa: a)Localização das estações sismológicas E ₁ a E ₅ (LNEC, 1971); b) vista aérea da obra.....	46
Figura 2.31 – Rede de observação sísmica na barragem (Carvalho, et al., 2008).....	47
Figura 2.32 – Barragem da Aguieira: a) Vista geral; b) Alçado com a localização dos 3 macro-sismógrafos.	47
Figura 2.33 – Barragem de Alqueva: a) vista geral; b) alçado com a disposição das 5 estações sísmicas instaladas no corpo da barragem; c) estações sísmicas dispostas ao longo da albufeira adaptado de (Gomes, et al., 2001).	48
Figura 2.34 – Barragem de Enguri na Geórgia, obras de reabilitação após a guerra civil.	50
Figura 2.35 – Barragem da Aguieira e modelo de elementos finitos tridimensional.	52

Figura 2.36 – Modelo físico da barragem de Odiáxere com albufeira (modelo à escala 1:40). Estudo dinâmico na mesa sísmica do LNEC (Gomes, 2010).	54
Figura 2.37 – Modelo físico da barragem arco-gravidade de Longyangxia (EERC-IWHR, 2008).	54
Figura 2.38 – Ensaio de uma barragem abóbada numa mesa sísmica de 5x5 m ² na China. Exemplo de um “cinto anti-sísmico” – combinação de armaduras de reforço e amortecedores (Zou, et al., 2006).	55
Figura 2.39 – Comparação de mesas sísmicas de diferentes dimensões (Saouma, et al., 2007).	55
Figura 2.40 – Imagens 3D obtidas através de técnicas de fotogrametria para a Barragem do Cabril: ficheiro em formato 3D PDF que permite aceder interactivamente a um modelo gráfico 3D com possibilidade de visualizar sectorialmente imagens orto-rectificadas com diferentes resoluções (Berberan, et al., 2007).	60
Figura 2.41 – Sirenes para emissão de alarmes às populações, em caso de perigo de inundações (Wieland, et al., 2009).	61
Figura 2.42 – Componentes de um sistema modular: a) unidades de aquisição e digitalização de dados; b) concentrador de dados. Adaptado de (http://www.gantner-instruments.com).	64
Figura 2.43 – Exemplos de soluções propostas para medição de acelerações recorrendo a tecnologia sem fios (“wireless”): a) (http://www.techkor.com); b) (http://www.microstrain.com).	64
Figura 2.44 – Soluções para medição de acelerações recorrendo a tecnologia associada à fibra óptica: a) Unidades de medição; b) Acelerómetros. Adaptado de (http://www.fibersensing.com).	65
Figura 2.45 – Prescrição da acção sísmica: a) zonas consideradas no RSAEEP; b) zonas consideradas no EC8; c) modelos de rotura falha.	69
Figura 3.1 – Tipos de modelos utilizados na análise do comportamento dinâmico de barragens de betão.....	75
Figura 3.2 – Modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão: a) barragem abóbada - Cahora-Bassa; b) diferentes tipos de modelos usualmente adoptados na simulação do comportamento dinâmico de sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i>	78
Figura 3.3 – Análise dinâmica de estruturas. Problema directo, inverso e de identificação.	79
Figura 3.4 – Equações fundamentais da Mecânica Estrutural: formulações forte e fraca. Aplicação à análise dinâmica de sistemas <i>barragem-fundação-albufeira</i>	82
Figura 3.5 – Elemento finito tridimensional isoparamétrico tipo cubo com 20 pontos nodais. a) Representação dos eixos locais e expressões com os valores das funções de interpolação para os diferentes nós. b) Representação das funções de interpolação (vectoriais) associadas a cada grau de liberdade; representação para os GL dos pontos nodais 1, 2 e 20.	86
Figura 3.6 – Barragem abóbada discretizada em elementos finitos tridimensionais de 20 nós.....	87
Figura 3.7 – Análise dinâmica de estruturas pelo MEF. Formulação em deslocamentos e no espaço de estados.	90
Figura 3.8 – Modelo físico de um edifício de um piso. Perspectiva e representação esquemática do modelo de 1 GL idealizado para estudar o comportamento dinâmico da direcção mais flexível.....	91
Figura 3.9 – Modo natural de vibração de um modelo de 1 GL, com amortecimento inferior ao valor do amortecimento crítico $c_{cr} = 2\sqrt{k m}$	93
Figura 3.10 – Aplicação da transformada de Fourier para converter a equação diferencial da dinâmica, definida no domínio do tempo, numa equação algébrica (complexa), definida no domínio da frequência. Representação da decomposição em ondas da função incógnita $u(t)$, definida no intervalo $[0,T]$,	

correspondente à transformada discreta de Fourier (a transformada contínua de Fourier corresponde a considerar $T \rightarrow \infty$).	95
Figura 3.11 – Modo natural de vibração de um modelo de 1 GL, com amortecimento. Representação no domínio do tempo e no espaço de estados.....	101
Figura 3.12 – Representação de modos de vibração com componentes complexas.	110
Figura 3.13 – Discretização temporal de forças em cada intervalo: a) constante; b) varia linearmente.	116
Figura 3.14 – Malha de elementos finitos isoparamétricos de 20 nós do corpo da barragem do Cabril.....	117
Figura 3.15 – Modos de vibração e frequências naturais (MEF_DIN3D).	118
Figura 3.16 – História de deslocamentos medida no ponto central da abóbada, devida a uma acção sísmica (definida no regulamento português) aplicada na base do modelo (MEF_DIN3D).	118
Figura 3.17 – Resposta sísmica de uma barragem abóbada – cálculo no domínio do tempo com o programa MEF_DIN3D. Deformação da obra e distribuição das tensões principais (nos pontos de Gauss) em quatro instantes.....	119
Figura 3.18 – Tipo de elementos utilizados pelo Método dos Elementos Discretos: a) Malha de blocos (poliedros) da barragem de Cahora-Bassa; b) Malha de elementos finitos, da barragem de Alqueva, com alguns elementos discretizados em partículas (esferas).....	120
Figura 3.19 – Tipos de elementos discretos.....	120
Figura 3.20 – Ciclo de cálculo nos algoritmos explícitos [adaptado de (Lemos, 1999)].	122
Figura 3.21 – Esquema que ilustra o conceito base da identificação modal estocástica.....	126
Figura 3.22 – Vista do tanque utilizado para estudar o comportamento dinâmico de uma parede de contenção de água, em consola, para diferentes cotas de água (construído no Labest – ISEL).	127
Figura 3.23 – a) Malha plana de elementos finitos; b) ensaio de ultra-sons em provete de betão para determinar experimentalmente o módulo de elasticidade do betão (módulo de elasticidade dinâmico).	128
Figura 3.24 – Primeiros modos de vibração obtidos com o modelo de elementos finitos.	128
Figura 3.25 – a) Esquema representativo dos graus de liberdade de interesse para a caracterização experimental plana do modelo físico; b) acelerómetros colocados no modelo.....	129
Figura 3.26 – Decomposição de uma série temporal, de comprimento T (p. ex., série observada num sensor colocado numa obra sob excitação ambiental), em ondas sinusoidais (Oliveira, 2007). O comprimento T do registo determina o espaçamento em frequência $\Delta\omega$ das várias ondas constituintes da série temporal (para se aumentar a precisão em frequência é necessário aumentar o comprimento T das séries temporais)...	130
Figura 3.27 – Modelo físico da estrutura de um edifício de 3 pisos: a) Representação esquemática da decomposição em ondas dos acelerogramas no modelo físico de um edifício de 3 pisos (Oliveira, 2007; Mendes, et al., 2008). Em cada ponto identificam-se três ondas principais cujas frequências correspondem às frequências naturais de vibração da estrutura; b) Análise comparativa das principais ondas identificadas nos pontos observados, para cada uma das três frequências identificadas.	131
Figura 3.28 – Esquema exemplificativo da relação entre as séries temporais observadas a matriz das funções de densidade espectral e a matriz das funções de correlação.	133
Figura 3.29 – Estimativa das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração da parede em consola. Matriz completa considerando as amplitudes e as fases.....	135

Figura 3.30 – Espectro normalizado médio obtido para o modelo físico da parede em consola.....	138
Figura 3.31 – Estimativa das funções de coerência, obtidas para o modelo físico da parede em consola.	139
Figura 3.32 – Estimativa das funções de transferência, obtidas para o modelo físico da parede em consola.	141
Figura 3.33 – (a) Matriz modal escalada; (b) Configurações modais avaliadas.....	141
Figura 3.34 – Coeficientes de amortecimento modais estimados com o método da meia potência.....	142
Figura 3.35 – Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração.	145
Figura 3.36 – (a) Matriz modal escalada; (b) Configurações modais avaliadas.....	146
Figura 3.37 – Valores do coeficiente MAC.	148
Figura 3.38 – Funções de densidade espectral de cada modo de vibração, obtidas com base no coeficiente MAC.....	148
Figura 3.39 – Avaliação do coeficiente de amortecimento e da frequência do 1º modo de vibração.	149
Figura 3.40 – Avaliação do coeficiente de amortecimento e da frequência do 2º modo de vibração.	149
Figura 3.41 – Avaliação do coeficiente de amortecimento e da frequência do 1º modo de vibração.	150
Figura 3.42 – (a) Matriz modal escalada; (b) Configurações modais avaliadas com base na 1ª coluna das Funções de Transferência.	151
Figura 3.43 – Representação de estado de um sistema dinâmico na perspectiva da identificação das suas principais características modais. Esquema ilustrativo das relações entre as variáveis de estado $\underline{u}(t)$ e $\underline{y}(t)$, a excitação $\underline{f}(t)$ e a resposta observada $\underline{y}(t)$	154
Figura 3.44 – Representação de uma história de carga $f(t)$ definida por troços constantes.....	157
Figura 3.45 – Diagrama de blocos ilustrativo das variáveis e matrizes envolvidas num modelo de identificação modal determinístico no espaço de estados.	161
Figura 3.46 – Síntese da metodologia de identificação modal determinística no espaço de estados, com aplicação de forças impulsivas.	162
Figura 3.47 – Diagrama de blocos ilustrativo das variáveis e matrizes envolvidas num modelo de identificação modal estocástico no espaço de estados. Definição da matriz R das funções de correlação da resposta e da matriz G das funções de covariância entre o estado e a resposta.....	164
Figura 3.48 – Modelo de identificação modal estocástico no espaço de estados (SSI-COV). Utilização da matriz $\underline{R}$ das funções de correlação da resposta e da matriz $\underline{G}$ de covariância entre o estado e a resposta.	167
Figura 3.49 – Diagrama de estabilização utilizando o método SSI-COV.	168
Figura 3.50 – Modos complexos. Configurações modais no instante em que ocorre o máximo no topo da consola.....	168
Figura 3.51 – Sistematização geral dos principais métodos de identificação modal estocástica (Rodrigues, 2004).....	171
Figura 3.52 – Disposição dos 8 acelerómetros utilizados para identificação dos modos de flexão e de torção.....	172
Figura 3.53 – Diagramas de estabilização utilizando o programa IDModal_SSI-COV.....	173
Figura 3.54 – Variação da 1ª frequência natural em função da cota da água. Comparação entre resultados numéricos e experimentais (identificação modal com os métodos BFD e SSI-COV).	174

Figura 3.55 – Esquema da variação do valor da 1ª frequência natural em função da cota da água, comparação entre resultados numéricos e experimentais.	175
Figura 3.56 – 1º Modo de torção. Identificação experimental pelo método SSI-COV, com determinação de modos com componentes complexas: a) reservatório vazio; b) reservatório cheio. Representação do movimento oscilatório nos pontos 7 e 8 para análise da não simultaneidade dos máximos - mais notória na situação de reservatório cheio.	176
Figura 3.57 – Esquema de detecção automática de máximos e selecção de picos modais.	178
Figura 3.58 – Exemplo de aplicação de um modelo de separação de efeitos à análise da evolução ao longo do tempo da frequência natural de um modo de vibração de uma barragem.	182
Figura 4.1 – Barragem do Cabril: a) fotografia com representação de um modo de vibração; b) modelo de E. F. distinguindo a zona fissurada.	187
Figura 4.2 – Esquema de posicionamento dos acelerómetros.....	189
Figura 4.3 – Acelerómetros utilizados no sistema de observação do comportamento dinâmico, na barragem do Cabril: a) acelerómetro triaxial; b) acelerómetro uniaxial.....	189
Figura 4.4 – Componentes do sistema modular: a) Unidades de aquisição e digitalização – ebloxx A1; b) Concentradores de dados – e.pac.	190
Figura 4.5 – Esquema da rede de fibra óptica.....	191
Figura 4.6 – Esquema com as várias componentes do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, instalado na barragem do Cabril.....	193
Figura 4.7 – Caixas instaladas junto dos transdutores: a) tipo 1; b) tipo 2; tipo 3.	194
Figura 4.8 – Equipamento em testes no CIC-LNEC.....	194
Figura 4.9 – Trabalhos de instalação da rede de fibra óptica: a) preparação das fibras; b) soldagem das fibras; c) ligações dos vários filamentos dentro de uma caixa.....	195
Figura 4.10 – Trabalhos de abertura de nichos para acondicionamento dos acelerómetros.	195
Figura 4.11 – Aspecto geral dos acelerómetros e respectivas caixas instalados em obra.	196
Figura 4.12 – Computador onde é efectuado o controlo do sistema e o armazenamento dos dados, nos escritórios da central da barragem.....	196
Figura 4.13 – Esquema de controlo remoto do sistema via internet.	197
Figura 4.14 – Interface do programa de aquisição (Cabril Aquis) desenvolvido no CIC.	198
Figura 4.15 – Esquema da análise e gestão de dados do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo desenvolvido para a barragem do Cabril.	201
Figura 4.16 – Interface do programa Cabril PRE.	202
Figura 4.17 – Interface do programa Cabril Alarme.....	204
Figura 4.18 – Alçado da barragem com a numeração dos vários acelerómetros e sua localização em obra.	206
Figura 4.19 – Ajuste de um espectro analítico aos valores estimados para um espectro do 1º valor singular.	207
Figura 4.20 – Interface do programa Cabril GEST.....	210
Figura 4.21 – Interface do programa Cabril Acel.	213
Figura 4.22 – Interface do programa Cabril IDModal.	214
Figura 4.23 – Interface do programa Cabril RES.	216

Figura 4.24 – Esquema em que se representa alguns espectros de horas consecutivas.....	217
Figura 4.25 – Representação animada da 1ª configuração modal com o programa Cabril RES (a animação é fundamental no caso dos denominados modos complexos, em que não há nodos).....	218
Figura 4.26 – Representação do ajuste de um espectro analítico com o programa Cabril RES.....	219
Figura 4.27 – Interface do programa Cabril RES, em que se mostra a evolução das frequências naturais ao longo do tempo e sua correlação com o desenvolvimento do nível da albufeira, também ao longo do tempo.....	220
Figura 4.28 – Interface do programa Cabril COMPARA, em que se comparam resultados numéricos com experimentais.....	222
Figura 4.29 – Fotografias referentes à fase de remodelação dos grupos da central da barragem do Cabril: a) início da desmontagem do grupo 2; b) remodelação do grupo 2; c) novo grupo 2.....	223
Figura 5.1 – Barragem do Cabril.....	228
Figura 5.2 – Barragem do Cabril. Planta, alçado desenvolvido e corte pela consola central.....	228
Figura 5.3 – Barragem do Cabril: a) levantamento da fissuração no paramento de jusante efectuado em 1996, adaptado de (Florentino, et al., 2003); b) análise dos deslocamentos no topo da consola central, adaptado de (Oliveira, 2000).....	229
Figura 5.4 – Barragem do Cabril. Malha de elementos finitos de um modelo contínuo (sem juntas) e homogéneo.....	231
Figura 5.5 – Primeiras quatro configurações modais determinadas com o modelo numérico preliminar (malha larga, sem considerar o efeito da fissuração e das juntas).	232
Figura 5.6 – Posicionamento dos sensores no ensaio de vibração ambiental de 20 de Fevereiro de 2002.	233
Figura 5.7 – Registo de acelerações obtido no topo da consola central (cota 293,5 m) no ensaio de vibração ambiental de 20 de Fevereiro de 2002 (nível da albufeira 267 m), com os grupos em funcionamento, em dois níveis de potência, e com os grupos desligados.....	234
Figura 5.8 – Registo de acelerações obtido na galeria do coroamento (cota 293,5 m) na consola central no ensaio de vibração ambiental de 20 de Fevereiro de 2002, com os grupos desligados (valores de aceleração máximos da ordem de 50 μ g).	235
Figura 5.9 – Espectros de valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração, obtidos para os ensaios de vibração ambiental de Fevereiro de 2002 (nível da albufeira à cota 267,0 m), com os grupos em funcionamento e com os grupos desligados.....	236
Figura 5.10 – Espectro dos valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração, obtido para o ensaio de vibração ambiental de Fevereiro de 2002, com os grupos em funcionamento.	238
Figura 5.11 – Espectro dos valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração, obtido para o ensaio de vibração ambiental de Fevereiro de 2002, com os grupos desligados.	240
Figura 5.12 – Primeiras quatro configurações modais identificadas experimentalmente com o método FDD na situação de grupos desligados (20 de Fevereiro de 2002; nível da albufeira 267,0 m).....	241
Figura 5.13 – Posicionamento dos sensores nos ensaios de vibração ambiental de Maio e de Outubro de 2003.	242
Figura 5.14 – Registo de acelerações obtido na galeria do coroamento (cota 293,5 m) na consola central no ensaio de vibração ambiental de Maio de 2003 (grupos ligados, com diferentes potências).....	243

Figura 5.15 – Linhas de variação das frequências naturais, em função do nível da albufeira. Comparação de resultados experimentais e numéricos (modelo preliminar EF3D, sem juntas).....	243
Figura 5.16 – Barragem do Cabril. Malha de elementos finitos de um modelo contínuo (sem juntas) considerando na zona da fissuração uma maior deformabilidade na direcção vertical.	245
Figura 5.17 – Configuração modal associada à fissuração: a) identificada experimentalmente a partir dos resultados do ensaio de vibração ambiental de 30 de Maio de 2003 (Mendes, 2005); b) determinada com o modelo numérico considerando o efeito da fissuração de uma forma simplificada.	246
Figura 5.18 – Barragem do Cabril e torre da tomada de água: a) alçado de montante; b) corte pela consola central.....	247
Figura 5.19 – Torre das tomadas de água: a) vista do encontro esquerdo; b) Malha de EF 3D.....	247
Figura 5.20 – Ensaio de ultra-sons para determinar o módulo de elasticidade do betão da torre das tomadas de água.	248
Figura 5.21 – Primeiros três modos de vibração do modelo da torre da tomada de água.	248
Figura 5.22 – Planta do topo da torre da tomada de água.	249
Figura 5.23 – Registos de aceleração medidos nas direcções 1 (Margem Esquerda - Margem Direita) e 2 (Montante - Jusante) na torre da tomada de água.	249
Figura 5.24 – Espectros obtidos a partir dos registos de aceleração medidos na torre da tomada de água.....	250
Figura 5.25 – Modelo 3DEC para estudo do efeito das juntas de contracção na resposta dinâmica da obra. Análise para vários níveis da albufeira (cálculos dinâmicos não lineares).....	251
Figura 5.26 – Determinação de frequências naturais e modos de vibração de um modelo com juntas (3DEC – comportamento dinâmico não linear) através da utilização de métodos de identificação modal (BFD) para análise de séries de acelerações calculadas numericamente. Barragem rigidamente apoiada, considerando a água à cota 288,71 m (massas de água associadas).	253
Figura 5.27 – Linhas de influência da frequência natural do 1º modo de vibração. Comparação de resultados experimentais e numéricos obtidos com base em modelos com e sem juntas.	255
Figura 5.28 – Acelerómetros que compõem o sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo na barragem do Cabril.....	256
Figura 5.29 – Análise espectral (DEP) dos registos obtidos em alguns dos 16 canais do sistema de observação do comportamento dinâmico instalado na barragem do Cabril (08-03-2009 16:00-17:00) e espectro médio.	257
Figura 5.30 – Vibrações medidas no acelerómetro situado no topo da consola central com e sem os grupos em funcionamento.....	258
Figura 5.31 – Espectro dos dois primeiros valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração medida no corpo da barragem. Identificação dos picos correspondentes aos três primeiros modos de vibração da torre das tomadas de água.	259
Figura 5.32 – Amplitudes máximas obtidas no acelerómetro 6 (galeria do coroamento, no bloco MN), em que se mostra uma redução das amplitudes após a desactivação do grupo 1.	260

Figura 5.33 – Espectro de valores singulares da matriz DEP obtido na fase de testes do novo grupo 2, em que é evidente uma largura anormal no pico correspondente à operação dos grupos, devido a dificuldades de estabilização da sua frequência de rotação.....	261
Figura 5.34 – Análise de um segmento de uma série temporal horária antes de uma perturbação.	262
Figura 5.35 – Análise de um segmento temporal correspondente a uma hora após o início da perturbação.	263
Figura 5.36 – a) Aspirador para extrair de poeiras sobre o passadiço que dá acesso à torre das tomadas de água; b) vista inferior do passadiço; c) vistas inferior do encontro do passadiço no coroamento da barragem.	263
Figura 5.37 – Aspirador de poeiras e grupos de produção em funcionamento.....	264
Figura 5.38 – O pico na série temporal às 23:58 UTC (dia 17-07-2007) permite determinar a hora de ocorrência de um acto de vandalismo na barragem (arremesso de uma grelha metálica sobre o paramento de jusante), a partir do coroamento.....	265
Figura 5.39 – Primeiros resultados da observação em contínuo: a) variação do nível da albufeira; b) variação das quatro primeiras frequências naturais identificadas automaticamente ao longo do tempo.....	266
Figura 5.40 – a) Variação do nível da albufeira; b) Resultados do ajuste de modelos estatísticos de separação de efeitos aos valores das quatro primeiras frequências naturais identificadas automaticamente.	268
Figura 5.41 – Linhas de influência do nível da albufeira referentes às frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração. Comparação dos resultados do modelo de separação de efeitos com resultados numéricos (MEF)	269
Figura 5.42 – Aplicação do modelo de separação de efeitos na interpretação das frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração identificados: a) efeito onda térmica anual; b) efeito do tempo.....	270
Figura 5.43 – Identificação da configuração do 1º modo de vibração (anti-simétrico). Representação de duas imagens de uma sequência animada (Programa Cabril_RES) que mostra a não existência de um nodo na zona central (modo “complexo”).....	271
Figura 5.44 – Identificação modal com o método SSI-COV. Diagramas de estabilização correspondentes à análise dos registos obtidos em 1 de Setembro de 2009 (10:00 – 11:00 UTC) e 8 de Outubro de 2009 (14:00 – 15:00 UTC).	272
Figura 5.45 – Modos de vibração identificados com o método SSI-COV em 1 de Setembro de 2009 (10:00 – 11:00 UTC), com o nível da albufeira à cota 279,2 m. Representação no tempo da oscilação em três pontos do coroamento e da configuração modal (em planta, ao nível do coroamento) para um dado instante (indicado na representação temporal com uma linha vertical).	273
Figura 5.46 – Modos de vibração identificados com o método SSI-COV em 8 de Outubro de 2009 (14:00 – 15:00 UTC), com o nível da albufeira à cota 274,8 m. Representação no tempo da oscilação em três pontos do coroamento e da configuração modal (em planta, ao nível do coroamento) para um dado instante (indicado na representação temporal com uma linha vertical).	275

Simbologia

Latinas maiúsculas

$\underline{A}$	Matriz dos coeficientes de estado (solução da eq. de estado - fórmula recursiva)
$\underline{A}_{(mck)}$	Matriz de estado que contém as matrizes de massa, amortecimento e rigidez
$\underline{A}_{(mc)}$	Sub-matriz de estado que contém as matrizes de massa e amortecimento
$\underline{A}_{(mk)}$	Sub-matriz de estado que contém as matrizes de massa e rigidez
$\underline{B}$	Matriz dos coeficientes de entrada (solução da eq. de estado - fórmula recursiva)
$\underline{B}_{0S}$	Matriz de entrada (eq. de estado escrita em termos da matriz de estado)
$\underline{B}_{S0}$	Matriz de entrada (eq. de estado escrita em termos das sub-matrizes)
$\underline{B}$	Matriz que contém as derivadas das funções de interpolação ($\underline{B} = \underline{L}\underline{N}$)
$\underline{C}_a$	Matriz que contém indicação sobre os GL em que se medem acelerações
$\underline{C}_v$	Matriz que contém indicação sobre os GL em que se medem velocidades
$\underline{C}_d$	Matriz que contém indicação sobre os GL em que se medem deslocamentos
$\underline{C}$	Matriz que relaciona o vector de estado com as histórias observadas
$\underline{C}_{on}$	Matriz de controlabilidade estocástica
$\underline{D}$	Matriz que relaciona as forças aplicadas com as observações (espaço de estados)
$\underline{D}$	Matriz de elasticidade
$\underline{G}$	Módulo de distorção
$\underline{G}$	Matriz de covariância
$\underline{H}_v$	Matriz de Hankel das séries temporais da resposta
$\underline{H}_y$ (pf)	Matriz de Hankel das séries temporais da reposta (“passado”, “futuro”)
$\underline{H}_R$	Matriz de Hankel das funções de correlação
K_v	Módulo de compressibilidade volumétrica
$\underline{L}$	Matriz dos factores de participação modal
$\underline{L}_E$	Matriz dos factores de participação modal na representação de estado
$\underline{L}$	Operador diferencial
N	Número de pontos da discretização de uma janela temporal
N_{GL}	Número de graus de liberdade do modelo
$\underline{N}$	Matriz das funções de interpolação
$\underline{O}_{bs}$	Matriz de observabilidade
$\underline{R}$	Matriz das funções de correlação da resposta
$\underline{S}$	Matriz das funções das funções de densidade espectral de potência
$\underline{T}_R$	Matriz de Toplitz das funções de correlação
V_e	Volume de um elemento finito
$\underline{V}$	Matriz da resposta modal no espaço de estados

Latinas minúsculas

$\underline{a}_s$	Vector de aceleração sísmico
c	Amortecimento específico
c	Amortecimento
$\underline{C}$	Matriz de amortecimento
$\underline{C}^*$	Matriz de amortecimento modal
$\underline{C}^e$	Matriz de amortecimento de um elemento finito
f	Frequência circular (Hz)
$\underline{f}$	Vector das forças
$\underline{f}_G$	Vector das forças nodais equivalentes
$\underline{f}$	Vector das forças mássicas $\underline{f} = \underline{f}(x_1, x_2, x_3, t)$
$\underline{f}^*$	Vector das forças modais
$\underline{f}_G$	Vector das forças nodais em todos os graus de liberdade
k	Rigidez
$\underline{k}$	Matriz de rigidez
$\underline{k}^*$	Matriz de rigidez modal
$\underline{k}^e$	Matriz de rigidez de um elemento finito
m	Massa específica (kg/m ³)
m	Massa
$\underline{m}$	Matriz de massa
$\underline{m}^*$	Matriz de massa modal
$\underline{m}^e$	Matriz de massa de um elemento finito
n_i	Número de “inputs”
n_o	Número de pontos observados
$\underline{S}$	Matriz da distribuição espacial das forças pelos vários graus de liberdade
$\underline{u}$	Campo de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(x_1, x_2, x_3, t)$
$\underline{u}_v$	Campo de deslocamentos virtuais
$\underline{u}$	Vector de deslocamentos
$\underline{u}^e$	Vector de deslocamentos dos pontos nodais de um elemento finito
$\underline{u}^*$	Vector das coordenadas modais dos deslocamentos
$\dot{\underline{u}}$	Vector de velocidades
$\ddot{\underline{u}}$	Vector de acelerações
$\underline{v}$	Vector de velocidades na formulação de estado
$\dot{\underline{v}}$	Vector de acelerações na formulação de estado
$\underline{x}$	Vector de estado
$\underline{x}^*$	Vector das coordenadas modais de estado
y_n	Coordenadas locais dos elementos finitos y_n , ($n = 1, 2, 3$)

Gregas maiúsculas

Φ	Matriz modal
$\underline{\Phi}_E$	Matriz modal no espaço de estados

Gregas minúsculas

α	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i>
β	Constante de amortecimento de <i>Rayleigh</i>
δ	Decremento logarítmico
ξ	Vector das deformações
ϕ	Vector modal
ϕ_E	Vector modal no espaço de estados
φ	Vector dos deslocamentos virtuais
γ^2	Função de coerência
λ	Valores próprios de um sistema
λ_E	Valores próprios de um sistema no espaço de estados
$\underline{\lambda}_E$	Matriz diagonal com os valores próprios de um sistema no espaço de estados
ω	Frequência angular (rad/s)
σ	Vector das tensões
ξ	Coefficiente de amortecimento relativo

Abreviaturas (siglas)

BFD	Método básico no domínio da frequência
DEP	Densidade espectral de potência
EFDD	Método melhorado de decomposição no domínio da frequência
FDD	Método de decomposição no domínio da frequência
FFT	Transformada rápida de Fourier
FRF	Função de resposta em frequência
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
LFCV	Lema fundamental do Cálculo Variacional
MED	Método dos Elementos Discretos
MEF	Método dos Elementos Finitos
PTV	Princípio dos Trabalhos Virtuais
PVI	Problema de Valores Iniciais
SSI-COV	Método de identificação modal estocástico a partir das co-variâncias
SSI-DATA	Método de identificação estocástico em subespaços a partir séries da resposta
WCD	<i>World Commission on Dams</i>

1

INTRODUÇÃO

1.1 Justificação e enquadramento do tema

A água é um bem de interesse vital. Desde o aparecimento das primeiras grandes civilizações que existem preocupações em gerir e administrar este importante recurso renovável. Os primeiros aproveitamentos hidráulicos, em geral de pequeno porte, tinham como finalidade o controlo de cheias, bem como o armazenamento de água para irrigação dos terrenos de cultivo e/ou para abastecimento das populações. Posteriormente começaram a ser utilizados como fonte de energia, na moagem de cereais e azeitonas e, no final do século XIX, para produção de energia eléctrica. Actualmente as barragens integram empreendimentos de fins múltiplos que permitem também a gestão da navegabilidade dos rios, o desenvolvimento de empreendimentos turísticos e a promoção de actividades relacionadas com a piscicultura e a pesca.

No século XX, com o crescimento dos grandes centros populacionais e o consequente aumento da necessidade de água, iniciou-se um período em que se construíram milhares de barragens em todo o mundo, em particular a partir da década de 1940. Todavia, em face dos impactos ambientais que a construção de grandes barragens¹ implica, o debate actual sobre estas

¹ De acordo com o ICOLD, classificam-se como “grandes barragens” aquelas que tenham mais de 15 m de altura e/ou armazenem mais de 3×10^6 m³ de água nas suas albufeiras. Segundo dados recentes (Lempérie, 2006), existem cerca de 50000 grandes barragens em todo mundo, das quais 600 têm mais de 100 m; 2000 têm entre 60 e 100 m; 10000 entre 30 e 60 m. Metade das grandes barragens tem menos de 20 m.

obras tem-se centrado em grande parte na definição de estratégias que permitam o seu enquadramento no âmbito das modernas políticas de desenvolvimento sustentável.

Actualmente, organismos internacionais como o WCD (World Commission on Dams) e o ICOLD (International Commission on Large Dams) vêm promovendo o debate sobre o interesse dos grandes empreendimentos hidroeléctricos, salientando a importância das barragens como uma extraordinária fonte de energia renovável, económica e não poluente, que representa cerca de 16% da produção mundial de electricidade (ver Figura 1.1 a). Pelo que, os novos projectos de barragens deverão ser irrepreensivelmente bem enquadrados em termos económicos, sociais e ambientais e as barragens existentes devem ser modernizadas, de forma a minimizar riscos, ambientais e estruturais, e a preservar e prolongar ao máximo a sua vida útil.

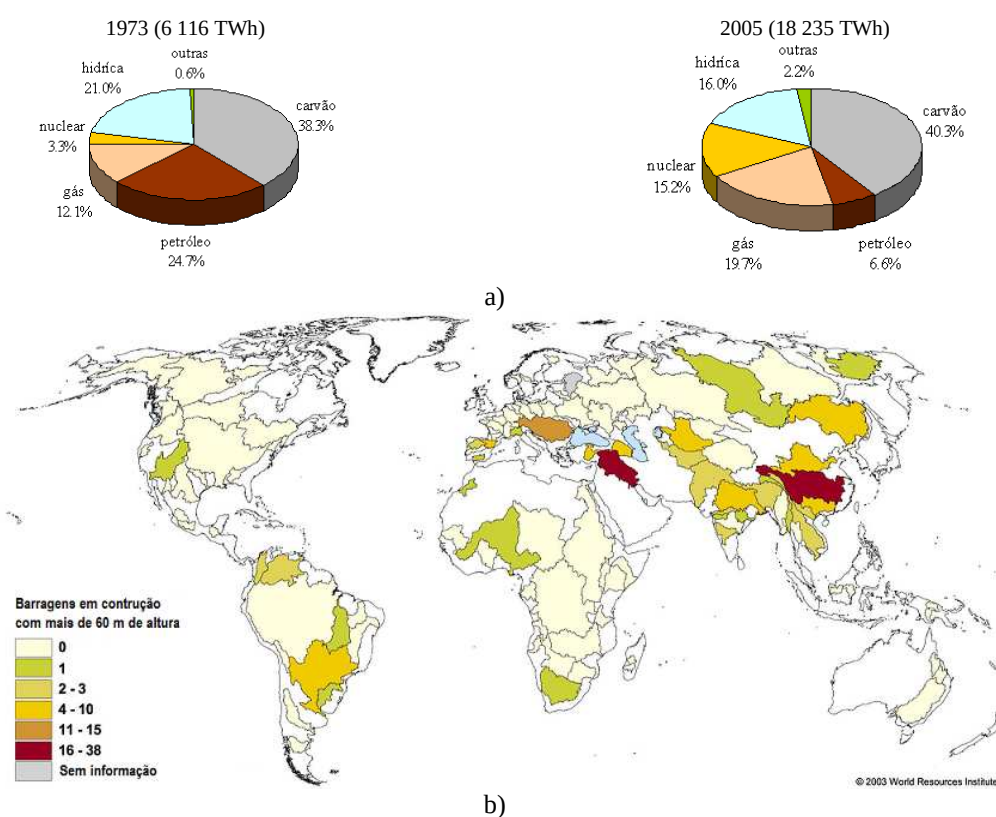


Figura 1.1 – a) Evolução do panorama da produção de Energia eléctrica, tendo em conta o tipo de combustível, entre 1973 e 2005; b) barragens em construção com mais de 60 m de altura (WRI, 2003).

No caso de Portugal, em que os recursos hidráulicos ainda se encontram subaproveitados, foi lançado recentemente o designado Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico (PNBEPH), que prevê a construção de cerca de uma dezena de novas grandes barragens (PNBEPH, 2007) e o reforço de potência em várias obras actualmente em serviço. Mantém-se igualmente um programa de revisão das condições de segurança e exploração das barragens existentes, no âmbito do qual, entre outros objectivos, se promove o desenvolvimento/aperfeiçoamento dos sistemas de observação, no sentido da automatização das actividades de controlo da segurança estrutural. Desta forma visa-se o desenvolvimento de

sistemas de monitorização que permitam acompanhar e analisar em “tempo real” a evolução do comportamento estrutural das obras ao longo do tempo, recorrendo, se possível, a módulos computacionais que permitam a comparação automática das observações com resultados de modelos de simulação, os quais devem permitir ter em conta o efeito de eventuais processos de deterioração, o efeito da variação das principais acções (nível da albufeira e temperatura) e os efeitos associados a eventos excepcionais como grandes cheias e sismos de elevada intensidade.

Com este trabalho pretende-se precisamente contribuir para o desenvolvimento dos sistemas de monitorização do comportamento dinâmico de barragens de betão, não apenas na perspectiva da sua concepção, projecto e instalação em obra mas também na perspectiva do desenvolvimento das metodologias de análise e interpretação da resposta dinâmica observada, com vista à sua utilização no desenvolvimento e calibração de modelos de previsão do comportamento, fundamentais para o controlo da segurança.

1.1.1 Utilização de novas tecnologias no controlo de segurança de barragens

O desenvolvimento de sistemas de recolha automática de dados (RAD), visando a medição de grandezas para caracterização da resposta estática e dinâmica de grandes barragens, permite melhorar a qualidade dos resultados da observação das obras ao longo do tempo², e, consequentemente, permite obter resultados de grande interesse para a elaboração de modelos numéricos adequados para a análise do comportamento estrutural das obras sob acções estáticas e sob acções dinâmicas, nomeadamente sob excitação ambiente ou devida à operação dos órgãos de exploração e descarga e sob acções sísmicas.

O tema central deste trabalho é precisamente o desenvolvimento de um protótipo de um sistema de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de grandes barragens, o qual assenta na experiência obtida em ensaios de vibração ambiental (Darbre, et al., 2002; Mendes, et al., 2007; Okuma, et al., 2008), na exploração dos modernos sensores (em geral acelerómetros) utilizados para medir vibrações, nas actuais tecnologias de informação e na implementação computacional dos mais recentes modelos de identificação modal (Peeters, 2000; Rodrigues, 2004; Cunha, et al., 2006).

Os sistemas de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo são fundamentais não só para melhorar a compreensão dos diversos fenómenos associados ao comportamento dinâmico destas obras, mas também para a compreensão dos efeitos de eventuais processos de

² A instalação de sistemas de observação tecnologicamente evoluídos para o acompanhamento de cenários específicos de comportamento das obras e para avaliar a sua segurança estrutural ao longo do tempo é reconhecidamente um instrumento de grande valia para o dono de obra, as autoridades de segurança de barragens e para as áreas financeira e seguradora. Através da exploração destes sistemas de observação, é possível prognosticar a fiabilidade, as condições de exploração e a longevidade das obras e caracterizar o risco associado, seja ele estrutural ou financeiro, com vantagens óbvias para o planeamento estratégico tendo em conta os objectivos do empreendimento e o investimento.

deterioração na resposta global das obras. Assim, na prática, estes sistemas poderão contribuir para uma maior qualidade dos projectos estruturais, para o melhoramento das tecnologias associadas ao processo construtivo, e para a optimização dos procedimentos de observação e monitorização e para o aperfeiçoamento das metodologias de verificação do nível de segurança das obras ao longo do tempo (Figura 1.2).

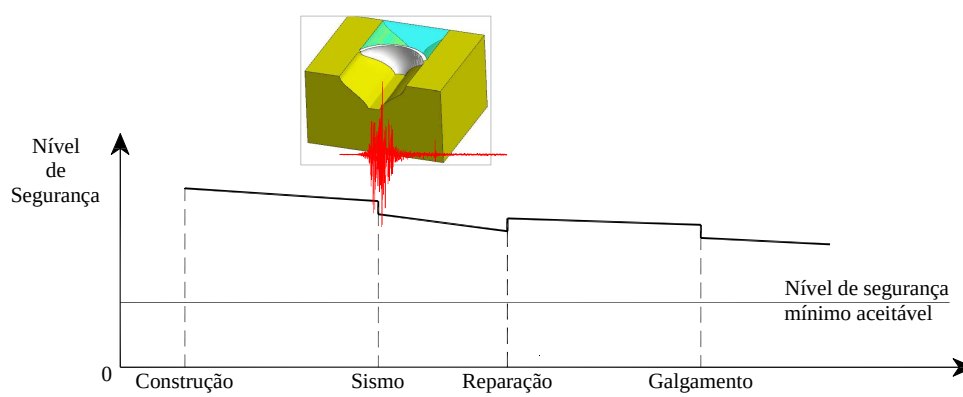


Figura 1.2 – Evolução dos níveis de segurança de uma obra ao longo da sua vida útil. Efeito da deterioração evolutiva e de acidentes/incidentes (adaptado de (Oliveira, 2000)).

Estes sistemas de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo devem permitir a medição da resposta das obras em cenários de incidente/acidente associados, por exemplo, à ocorrência de sismos, cumprindo assim a regulamentação portuguesa (NOIB, 1993; RSB, 2007), que prevê, para as obras de maior risco potencial (classe I), a colocação de equipamento para caracterizar as acções sísmicas e a correspondente resposta estrutural e ainda a eventual realização de ensaios dinâmicos, baseados na medição de vibrações em obra (com o sistema que se propõe as vibrações passam a ser medidas em permanência).

Este tipo de sistemas de monitorização dinâmica em contínuo corresponde, portanto, a uma solução inovadora, que, para além de assegurar o cumprimento das disposições regulamentares relativas ao comportamento sob acções sísmicas e outras acções dinâmicas, pode também permitir a caracterização de eventuais processos de deterioração evolutiva através da detecção de alterações ao longo do tempo dos parâmetros modais.

1.2 Objectivos

A compreensão do comportamento estrutural de grandes barragens, sob acções estáticas e dinâmicas, constitui actualmente um dos maiores desafios da engenharia de estruturas (Uchita, et al., 2005; Chen, 2007). A complexidade da geometria destas obras, a presença de diferentes tipos de descontinuidades, os fenómenos de interacção água-estrutura-fundação, a influência das variações do nível da albufeira e das variações térmicas, o desenvolvimento de eventuais

processos de deterioração ao longo do tempo e a possibilidade de ocorrência de eventos excepcionais, como é o caso de grandes cheias ou de sismos intensos, tornam o controlo da segurança estrutural de grandes barragens uma actividade que exige uma permanente actualização dos meios envolvidos, quer em termos de equipamentos (de medição, aquisição, transmissão, e armazenamento de dados), quer em termos de aplicações computacionais para apoio ao processo de automatização de recolha, tratamento, análise e gestão de toda a informação necessária ao controlo da segurança.

Neste enquadramento, foi definido como principal objectivo do presente trabalho o desenvolvimento e a implementação de um sistema para a monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens³ através do desenvolvimento de um protótipo a instalar na maior barragem portuguesa - a barragem do Cabril (ver Figura 1.3). Com este sistema pretende-se observar a evolução dos principais parâmetros da resposta dinâmica da obra ao longo do tempo - frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais - bem como registar a resposta dinâmica sob acções excepcionais como é o caso de acções sísmicas de elevada intensidade ou acções associadas a grandes cheias.



Figura 1.3 – Várias fases do desenvolvimento e instalação do sistema de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da barragem do Cabril.

³ O desenvolvimento deste sistema foi financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), no âmbito do Programa Nacional de Reequipamento Científico.

Para atingir este objectivo principal considera-se fundamental investir no desenvolvimento e implementação de aplicações informáticas (em LabView e Fortran90), que permitam assegurar o processo de aquisição de dados em contínuo, a identificação modal automática dos principais parâmetros da resposta dinâmica da obra, bem como, a implementação de uma adequada estratégia de gestão e armazenamento local dos dados que vão sendo adquiridos e processados em contínuo e ainda a transmissão de informação (dados e avisos/alertas) para unidades de controlo centrais. Para maximizar estas potencialidades é igualmente importante estabelecer ligações via Internet, que permitam o controlo remoto do sistema e a transmissão de dados entre o centro de controlo instalado em obra e o designado centro de análise localizado no LNEC⁴, tal como se esquematiza da Figura 1.4. Nesta figura mostra-se uma outra potencialidade que este tipo de sistemas deve incorporar que corresponde à possibilidade de utilização integrada de resultados experimentais e de modelos numéricos para simulação do comportamento dinâmico do conjunto *barragem-fundação-albufeira*.

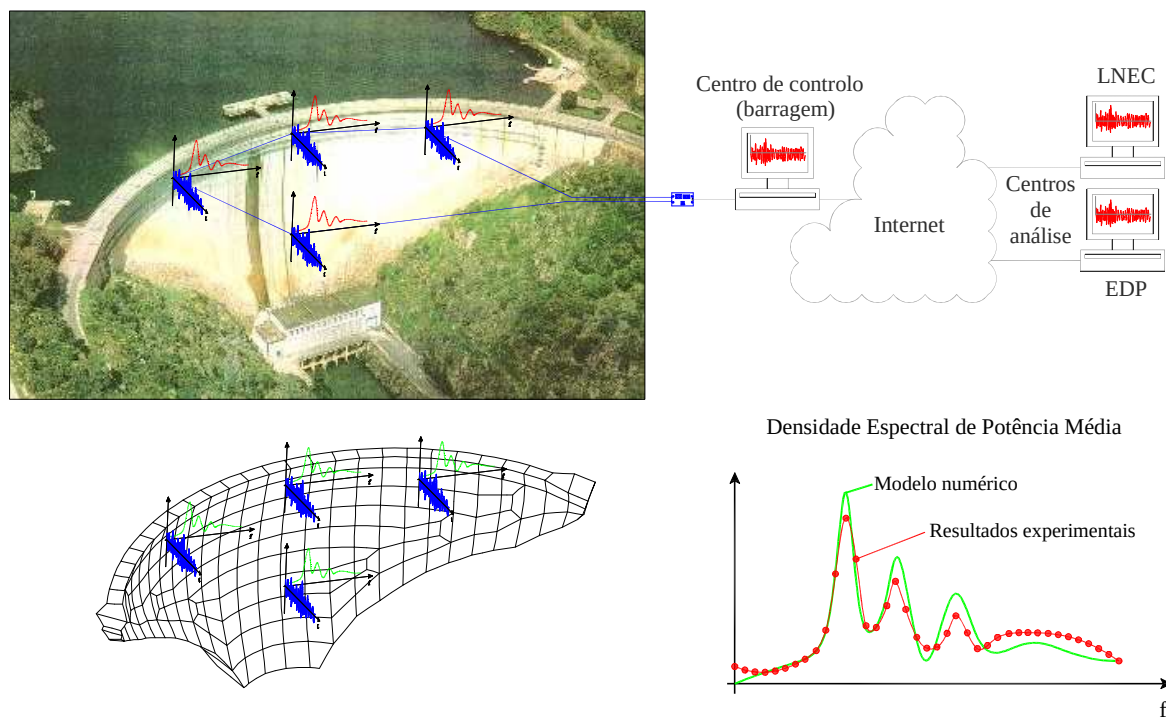


Figura 1.4 – Esquema representativo do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo e da utilização integrada de resultados experimentais e modelos numéricos.

Um outro objectivo importante é o desenvolvimento de metodologias para exploração da informação experimental obtida, nomeadamente implementando módulos computacionais que permitam automatizar a aplicação de modelos de identificação modal e a comparação de

⁴ Numa fase inicial apenas funcionará apenas um centro de análise no LNEC, no entanto, numa fase posterior, prevê-se que irá funcionar um outro centro de análise a num local a indicar pela EDP (em sintonia com o do LNEC).

resultados observados com resultados de modelos numéricos (de elementos finitos e/ou discretos), para interpretação do comportamento dinâmico do sistema *barragem-fundação-albufeira*. Neste sentido pretende-se:

- i) mostrar que, com a actual tecnologia, é possível identificar com a precisão necessária os vários parâmetros modais que caracterizam o comportamento dinâmico de barragens de betão;
- ii) mostrar a adequabilidade dos actuais modelos de identificação modal (formulados no domínio da frequência ou no domínio do tempo, recorrendo a representações de estado) para a análise dos registos experimentais de acelerações obtidos em grandes barragens de betão e, em particular, mostrar o interesse da implementação de procedimentos de identificação modal automática (ver Figura 1.5);

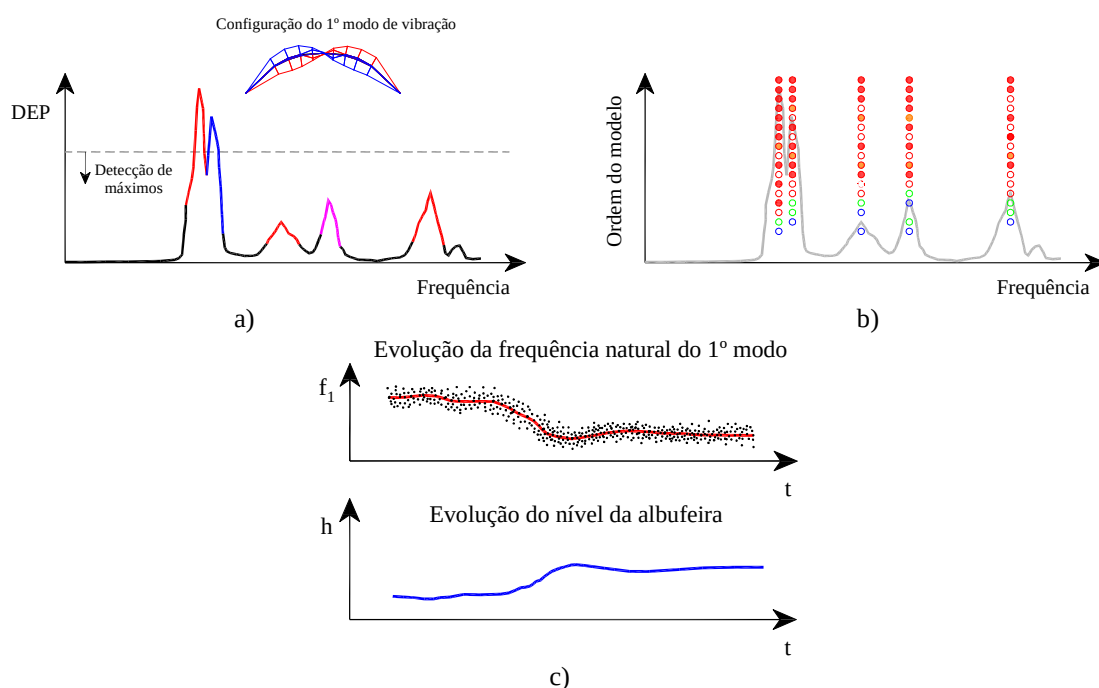


Figura 1.5 – a) Detecção automática das frequências naturais, baseada em identificação modal no domínio da frequência; b) Utilização conjunta de modelos de identificação modal no domínio do tempo e da frequência; c) Evolução de uma frequência natural ao longo do tempo e correspondente variação do nível da albufeira.

- iii) salientar a importância do desenvolvimento de sistemas para medição do comportamento dinâmico de barragens que permitam medir simultaneamente a vibração ambiental e as vibrações devidas a acções sísmicas (no corpo da obra e no maciço rochoso de fundação);
- iv) mostrar o interesse dos modelos de separação de efeitos para estudar a variação ao longo do tempo das frequências naturais do conjunto *barragem-fundação-albufeira* - a utilização destes modelos permite estudar as linhas de influência que traduzem a

variação das frequências naturais do conjunto em função do nível da água na albufeira (ver Figura 1.5), em função da época do ano (efeito da onda térmica anual) e em função do tempo decorrido desde o início do período de vida útil da obra, permitindo discutir o efeito das juntas de contracção no comportamento dinâmico global da obra;

- v) estudar a influência da albufeira, no comportamento estrutural do conjunto *barragem-fundação-albufeira*, nomeadamente, estudar a hipótese de massa de água associada e o efeito da albufeira no amortecimento do conjunto, analisando as hipóteses de amortecimento proporcional e não proporcional com base na identificação experimental de modos reais ou complexos para diferentes cotas de água (nesta perspectiva foi inclusivamente construído um modelo físico de uma parede em consola para estudar o problema da interacção dinâmica estrutura-água, o qual foi utilizado como exemplo para descrever algumas das metodologias de identificação modal que foram implementadas computacionalmente no âmbito deste trabalho);
- vi) utilizar o exemplo de aplicação à barragem do Cabril para mostrar que é possível correlacionar alterações dos parâmetros da resposta dinâmica observada com alterações estruturais devidas a processos de deterioração, nomeadamente, mostrar que é possível correlacionar o desenvolvimento de fissuração com alterações ao nível das configurações modais;
- vii) mostrar a importância do estudo do comportamento dinâmico de estruturas auxiliares, como é o caso das torres das tomadas de água, e dos possíveis efeitos de interacção dinâmica entre estas estruturas e a própria barragem.

Outro objectivo deste trabalho é o desenvolvimento de uma aplicação informática, que permita avaliar em tempo real a amplitude das vibrações e a densidade espectral de potência dos registos de acelerações obtidos (ver Figura 1.6), com possibilidade de utilização por controlo remoto a partir do centro de análise do LNEC ou, pelos próprios técnicos da EDP em obra.

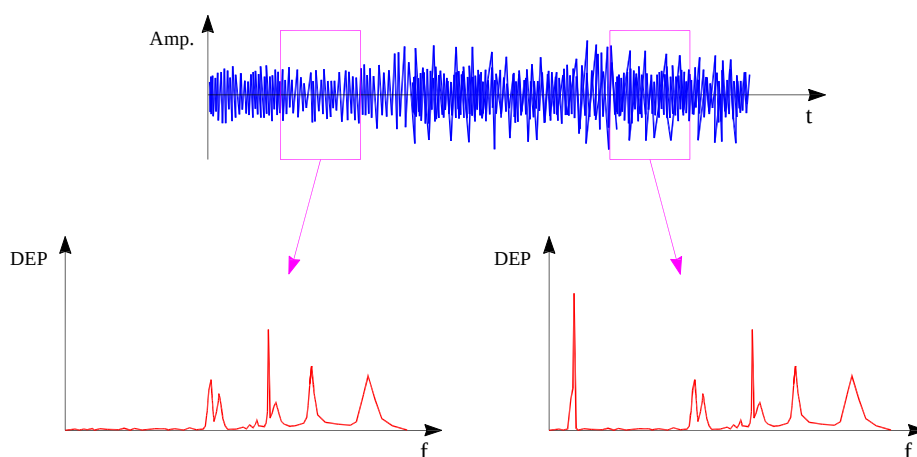


Figura 1.6 – Avaliação da amplitude das vibrações e análise espectral dos registos obtidos, para controlo da segurança em “tempo real”.

1.3 Organização do trabalho

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

Capítulo 2 – Comportamento dinâmico de barragens de betão. Controlo da segurança e observação

Neste capítulo salienta-se o interesse do desenvolvimento de sistemas de monitorização de barragens no sentido da automatização do processo de recolha, tratamento, transmissão, análise, e armazenamento de dados, e referem-se, em particular, as vantagens da instalação de sistemas para monitorização da resposta dinâmica de barragens em contínuo. Mostrando-se que a instalação deste tipo de sistemas deve ser entendida na perspectiva do aperfeiçoamento dos actuais sistemas/metodologias de controlo da segurança em “tempo real”, na medida em que, para além de permitirem obter importantes dados sobre a resposta sísmica das obras, também permitem obter em contínuo elementos de grande interesse para a avaliação da integridade estrutural global - como é o caso das frequências naturais dos principais modos de vibração e correspondentes configurações e amortecimentos modais - o que corresponde a importante informação complementar relativamente à informação clássica sobre a evolução da resposta quase-estática das obras ao longo tempo, traduzida geralmente em termos de dados sobre a evolução quase-estática dos campos de deslocamentos, deformações e tensões no corpo das obras.

A avaliação da integridade estrutural de uma obra ao longo da sua vida útil, requer a medição de um elevado número de grandezas, com uma frequência de amostragem que permita identificar adequadamente os vários aspectos da resposta e das acções que se pretendem caracterizar. Tais grandezas devem estar em permanente observação para que seja possível, em cada momento, comparar o estado actual da obra com a história de comportamento anteriormente observada e com o comportamento previsto recorrendo a modelos numéricos de simulação, devidamente calibrados e testados.

Apresentam-se diversos casos de estudo, nomeadamente de obras que sofreram a acção de sismos de elevada intensidade e de obras cujo comportamento dinâmico tem sido estudado através de ensaios de vibração “*in-situ*”, ambiental e forçada, e através de modelos físicos e/ou numéricos. Finalmente refere-se a evolução que se tem verificado ao nível da regulamentação no que se refere às recomendações em termos de observação da resposta de grandes barragens em zonas sísmicas e perspectivam-se novas adaptações regulamentares em face das potencialidades dos novos sistemas de monitorização dinâmica em contínuo.

Capítulo 3 – Modelos para interpretação e análise do comportamento dinâmico de barragens de betão

Neste capítulo, referem-se os diversos tipos de modelos utilizados na análise do comportamento dinâmico de barragens de betão, salientando-se a importância da modelação matemática e o interesse da utilização conjunta de resultados numéricos e de resultados da observação da resposta dinâmica das obras.

Apresentam-se os fundamentos do método dos elementos finitos na perspectiva do desenvolvimento de módulos computacionais para análise do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira* (Zienkiewicz, 1967; Pedro, 1977; Câmara, 1989; Oliveira, et al., 2010b) utilizando elementos finitos sólidos e/ou de fluido, formulados em deslocamentos. Apresentam-se, em síntese, a formulação clássica, referindo o interesse da transformação para o espaço das coordenadas modais, e a formulação no espaço de estados com vista a possibilitar a realização de análises com amortecimento não proporcional à massa e/ou à rigidez (modos complexos). Referem-se sumariamente os fundamentos do método dos elementos discretos (Cundall, 1971; Lemos, 1987) na perspectiva da utilização do programa 3DEC (Itasca, 2003) com vista à simulação dos movimentos em superfícies de descontinuidade – juntas de contracção, fissuras e diaclases.

Após a referida síntese sobre as formulações matemáticas em dinâmica de estruturas, apresentam-se os fundamentos dos métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência e no domínio do tempo (formulação no espaço de estados e introdução da equação de observação de acordo com a teoria de controlo de sistemas (Juang, et al., 2001)).

Utiliza-se um modelo físico de uma parede de betão, em consola, para estudo da interacção dinâmica estrutura-água o qual permite ilustrar o interesse da utilização integrada de modelos de EF (interacção estrutura-água simulada através de EF de água formulados em deslocamentos) e de modelos dos modelos de identificação modal implementados computacionalmente.

Refere-se o interesse da implementação das metodologias para identificação modal automática no apoio à exploração dos sistemas de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens.

Finalmente propõe-se a utilização de modelos estatísticos de separação de efeitos para análise da evolução das frequências naturais de barragens ao longo da sua vida útil.

Capítulo 4 – Observação em contínuo do comportamento dinâmico de barragens de betão

Neste capítulo, apresentam-se as várias componentes de um sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, instalado na barragem do Cabril. Discutem-se as características técnicas da aparelhagem de medição instalada (acelerómetros) e do sistema de aquisição utilizado, apresentam-se as metodologias adoptadas na aquisição, processamento,

análise, transmissão e gestão de dados em contínuo e descrevem-se os vários módulos computacionais que foram desenvolvidos no âmbito deste trabalho (em Fortran90 e Labview) com vista a tornar o sistema de monitorização instalado de fácil utilização, fiável e efectivamente útil do ponto de vista do controlo da segurança da obra em “tempo real”. É apresentada, em particular, a metodologia e os critérios adoptados no armazenamento dos dados adquiridos e descrevem-se as principais funcionalidades dos módulos computacionais desenvolvidos para analisar, interpretar e explorar os dados armazenados, nomeadamente: i) módulo de visualização das séries de acelerações medidas nos vários canais, no domínio do tempo e em frequência (representação espectral); ii) módulo de identificação modal automática (formulação no domínio da frequência); iii) módulo gráfico de comparação automática entre resultados observados e resultados numéricos de modelos de EF; e iv) módulo de separação de efeitos para análise da variação das frequências naturais ao longo do tempo, com base em regressões lineares múltiplas considerando três variáveis – nível da albufeira, dia do ano e tempo decorrido desde o início da vida útil da obra. Salienta-se o interesse da utilização integrada de resultados numéricos e experimentais e o interesse da utilização conjunta de diferentes técnicas de identificação modal. Finalmente, refere-se a utilidade deste tipo de sistemas na medição da resposta das obras sob acções sísmicas, sob excitação ambiental, sob excitação devida à operação dos órgãos de descarga e exploração e também no apoio a eventuais obras de remodelação dos grupos de produção de energia.

Capítulo 5 – Aplicação à barragem do Cabril

Neste capítulo, após a descrição da barragem do Cabril, em que se refere a existência de uma importante fissuração horizontal na zona central superior, efectua-se uma análise preliminar do comportamento dinâmico da obra com base em resultados de um modelo numérico simples de elementos finitos 3D (sem juntas), admitindo a hipótese de comportamento elástico linear, e em resultados experimentais obtidos em ensaios de vibração ambiental e forçada. Mostra-se a influência do comportamento dinâmico da torre das tomadas de água na interpretação dos resultados experimentais observados no corpo da barragem. Apresenta-se seguidamente um estudo sobre o efeito das juntas de contracção verticais na resposta dinâmica da barragem, utilizando um modelo híbrido de elementos finitos e elementos discretos (Lemos, 1998). Finalmente apresentam-se resultados da observação em contínuo do comportamento dinâmico da barragem do Cabril, destacando-se a evolução das frequências naturais em função da variação do nível da albufeira e a possibilidade de efectuar estudos de separação de efeitos que permitem quantificar separadamente o efeito das variações do nível, da temperatura e do tempo sobre as frequências dos primeiros modos de vibração.

Capítulo 6 – Conclusões e perspectivas futuras

No último capítulo referem-se os principais resultados obtidos, salientam-se as contribuições inovadoras, sumarizam-se as principais conclusões, e apresentam-se as perspectivas de desenvolvimentos futuros.

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO. CONTROLO DA SEGURANÇA E OBSERVAÇÃO

Resumo: *Descrevem-se as principais características dos sistemas barragem-fundação-albufeira salientando os aspectos referentes ao seu comportamento dinâmico e referindo o interesse do desenvolvimento de sistemas de monitorização que permitam recolher informação sobre a resposta dinâmica destas obras. Apresentam-se alguns casos de incidentes/acidentes ocorridos em grandes barragens devido à actuação de sismos de elevada intensidade, referem-se diversos casos de obras em que foram realizados ensaios de vibração forçada e ambiental e descrevem-se alguns sistemas de monitorização sísmica instalados em barragens de betão. Apresentam-se alguns casos de barragens em que têm sido desenvolvidos programas com vista à instalação de sistemas de monitorização dinâmica em contínuo. Apresenta-se uma perspectiva inovadora sobre o controlo da segurança estrutural de barragens de betão em que se propõe a utilização integrada e sistemática de resultados da observação do comportamento, estático e dinâmico, e de modelos numéricos. Salienta-se a influência da recente evolução tecnológica sobre o actual processo de revisão/aperfeiçoamento dos sistemas de observação de barragens, referindo as vantagens da monitorização do comportamento dinâmico. Finalmente discute-se de que forma os novos sistemas de monitorização dinâmica em contínuo poderão influenciar as disposições regulamentares relativas à observação da resposta dinâmica das obras, sob acções ambientais e operacionais, e relativas ao controlo da segurança sob acções sísmicas.*

2.1 Considerações iniciais

De um modo geral, as barragens de betão são estruturas de grandes dimensões e geometria complexa que confinam uma grande massa de água (ver Figura 2.1). A diversidade de fenómenos físicos envolvidos no comportamento estrutural de um sistema *barragem-fundação-albufeira*, sob acções estáticas e/ou dinâmicas, bem como as consequências catastróficas de

eventuais acidentes, têm preocupado desde sempre as entidades que as supervisionam (Serafim, 1984), não só pelas questões relacionadas com a segurança (estrutural, ambiental e hidráulico-operacional), mas também pela sua grande importância económica.

Assim, quer para os aproveitamentos hidráulicos modernos quer para os mais antigos, a minimização do risco⁵ associado à ocorrência de incidentes ou acidentes envolvendo o comportamento estrutural da barragem e obras anexas, continua a ser uma das principais preocupações da engenharia de barragens (NOIB, 1993; Dibiagio, 2000; USCOLD, 2000; RSB, 2007), a par da definição de estratégias para a adequada integração dos empreendimentos em termos ambientais e sócio-económicos (ICOLD, 1997; ICOLD, 2007).



Figura 2.1 Barragem de Alqueva (altura: 96 m; construção:1997-2002; albufeira: 250 km², 4150 hm³). Vista aérea da barragem, albufeira e estruturas anexas.

⁵ O significado de risco pode ser diverso. No âmbito da segurança de barragens define-se **risco potencial** como a quantificação das consequências de um acidente, independentemente da probabilidade da sua ocorrência, e **risco efectivo** como o produto do risco potencial pela probabilidade de ocorrência do acidente com ele relacionado (Ramos, 1994).

Em termos estruturais a questão da segurança coloca-se desde a fase de projecto e consiste em garantir, para todas as fases de vida das obras, a capacidade do corpo da barragem, obras anexas e fundação, para suportarem os efeitos das diversas acções (sem que a funcionalidade do empreendimento seja comprometida), entre as quais se podem destacar o peso próprio, a pressão hidrostática, as variações térmicas, eventuais variações de volume diferenciais devidas a reacções expansivas (Charlwood, et al., 1995; Larive, 2000; Gomes, 2007) e os sismos (Wieland, 2003).

A definição e implementação de adequados sistemas de monitorização⁶ e respectivos planos de observação, desde a fase construtiva até à fase de abandono e demolição, passando pelas fases de primeiro enchimento e de exploração, contribuem de forma decisiva para uma maior segurança das obras (Londe, 1997), a par da adequabilidade do projecto e da qualidade do processo de construção. Uma adequada monitorização possibilita ainda a obtenção de informações que enriquecem os conhecimentos acerca do comportamento real das obras, o que permite definir programas de investigação mais adequados com vista a uma melhor concepção das futuras barragens e a um melhor controlo de segurança das barragens existentes. Esta perspectiva é sobretudo importante para o aprofundamento dos estudos sobre a resposta dinâmica de sistemas *barragem-fundação-albufeira* (Wieland, 2003; Uchita, et al., 2005), em que subsistem ainda dúvidas importantes, nomeadamente sobre quais as hipóteses mais adequadas para simular numericamente a interacção água-estrutura-fundação de forma a contabilizar o efeito da pressão hidrodinâmica e os efeitos de amortecimento (associados, não só ao comportamento viscoso, mas também ao efeito de radiação das ondas de pressão na albufeira e aos movimentos em juntas, fissuras e diacalases), em particular, no caso de ocorrência de um evento sísmico de grande intensidade numa grande barragem com a albufeira cheia o que ainda nunca foi monitorizado (Chen, 2004; Chen, 2007; Chen, 2009).

A aplicação à engenharia de barragens dos conceitos probabilísticos de segurança de estruturas veio permitir contabilizar objectivamente a contribuição favorável dos sistemas de monitorização no cálculo da probabilidade de ocorrência de incidentes e/ou acidentes⁷ (Dibiagio, 2000). Nesta perspectiva, e tendo em conta as crescentes preocupações da sociedade com as questões de segurança e o desenvolvimento tecnológico ao nível dos equipamentos de medição e aquisição de dados, verifica-se actualmente uma tendência para o desenvolvimento de sistemas de monitorização com componentes de recolha automática de dados (RAD). A actual experiência com este tipo de sistemas RAD tem-se confinado essencialmente à automatização da recolha de dados referentes a grandezas para caracterização do comportamento estático, o que envolve frequências de amostragem da ordem de quatro a oito valores por dia - muito baixas quando comparadas com as frequências de amostragem necessárias para a medição da resposta dinâmica.

⁶ De entre as estruturas de engenharia civil as barragens têm sido, desde sempre, as que possuem sistemas de monitorização mais sofisticados, o que se deve ao generalizado reconhecimento do seu elevado risco potencial.

⁷ Para os donos de obra a redução da probabilidade de incidentes ou acidentes decorrente do investimento em modernos sistemas de monitorização, e em particular em sistemas RAD para monitorização em contínuo, pode-se reflectir a curto prazo na redução de custos ao nível dos contratos com as seguradoras.

Ainda assim, a experiência com os actuais sistemas RAD, tem mostrado que, depois de ultrapassadas as dificuldades iniciais de instalação em obra, surgem geralmente dificuldades importantes ao nível da manutenção e calibração dos equipamentos e ao nível da exploração da informação obtida automaticamente. Em face da grande quantidade de informação gerada pela recolha automática (muito superior à obtida com os tradicionais sistemas de recolha manual) considera-se fundamental continuar a investir na formação de equipas devidamente preparadas para o desenvolvimento de software adequado para a recolha, transmissão, tratamento, análise, visualização, gestão e armazenamento em suporte computacional, de toda a informação obtida (Yamamoto, 2002).

Neste capítulo salienta-se que o interesse da monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens, não se restringe à sua capacidade para registar a resposta dinâmica das obras durante a ocorrência de acções sísmicas⁸ (o que é fundamental para o desenvolvimento de modelos de análise e previsão da resposta sísmica das obras): a informação obtida com este tipo de sistemas também pode contribuir de forma decisiva para a caracterização da integridade estrutural ao longo da vida útil das obras, complementando a informação usualmente obtida com os sistemas de observação clássicos, a qual, como se sabe, é utilizada correntemente no controlo da integridade estrutural das obras ao longo do tempo (ver Figura 2.2), a par de informação obtida com base em ensaios *in-situ*, tais como ensaios de ultra-sons, ensaios de vibração forçada e/ou ambiental, ou ensaios na fundação (Farinha, 2009), campanhas de inspecção visual, manual ou automatizada (Berberan, et al., 2007), e com base em ensaios laboratoriais de caracterização química e mecânica do betão colocado em obra (Silva, 1992; Coutinho, et al., 1994; Silva, 2006).

A monitorização em contínuo do comportamento dinâmico ao longo da vida útil das obras também permite caracterizar o efeito de eventuais processos de deterioração na resposta estrutural (como se mostra no Capítulo 5), na medida em que a deterioração afecta os principais parâmetros modais: frequências naturais dos principais modos de vibração e respectivas configurações e amortecimentos. Neste âmbito da caracterização da integridade estrutural com base na medição da resposta dinâmica, salienta-se que uma das principais características que distingue as barragens das outras grandes estruturas de engenharia civil, como é o caso das pontes e edifícios de grande porte, é o facto da sua resposta dinâmica ser significativamente variável no tempo devido às usuais variações do nível da albufeira. Neste sentido refere-se o

⁸ Existem actualmente vários sistemas de monitorização sísmica que apenas são activados em caso de ocorrência de eventos sísmos (Wieland, 2003), contudo este tipo de sistemas para além de não permitir o contínuo acompanhamento da resposta dinâmica das obras ao longo da sua vida útil, têm também o inconveniente de, pelo facto de estarem grandes períodos em situação de inactividade, serem mais susceptíveis a falhas de manutenção e avarias, as quais podem comprometer irremediavelmente a sua principal tarefa que é a de estarem em perfeitas condições de funcionamento no preciso momento em que ocorre um evento sísmico. É de notar que, até hoje, ainda não foi devidamente registado o comportamento de uma grande barragem, em situação de albufeira cheia, sob a acção de um sismo intenso (há registos para o caso da barragem de Pacoima (Alves, 2005) mas com escassa aparelhagem e para cotas de água pouco elevadas). Será de todo o interesse colmatar esta falha ao nível da informação experimental sobretudo tendo em conta que estão actualmente em construção algumas das maiores barragens abóbada do mundo em zonas de elevado risco sísmico (Chen, 2004; Chen, 2009).

grande interesse da utilização de modelos de separação de efeitos⁹ (modelos semi-empíricos baseados na hipótese de linearidade e em técnicas de regressão linear múltipla), para analisar os efeitos sobre os principais parâmetros modais das variações da cota de água, das variações térmicas anuais (e/ou diárias) e de eventuais fenómenos evolutivos associados ao decorrer do tempo.

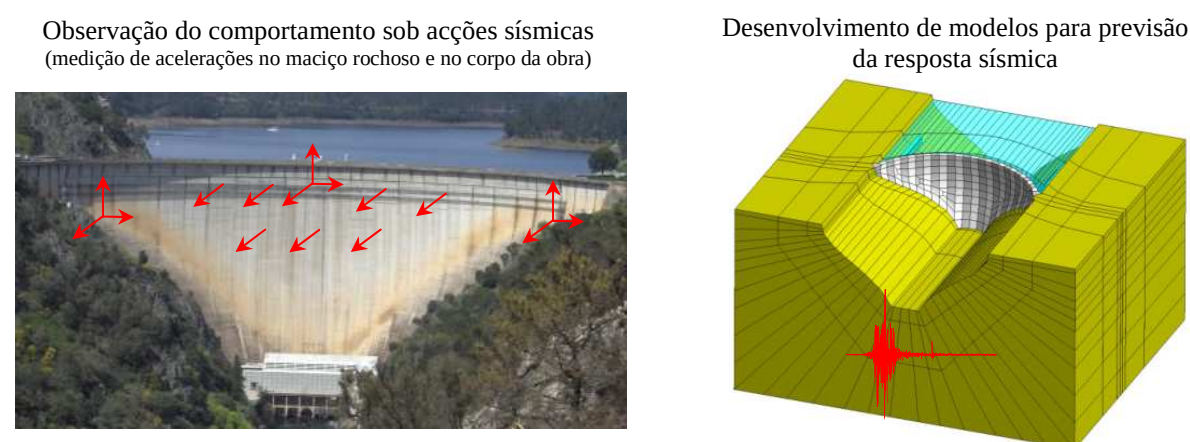


Figura 2.2 Controlo da segurança de sistemas *barragem-fundação-albufeira* sob acções sísmicas. Observação e desenvolvimento de modelos de previsão da resposta estrutural.

Refere-se ainda o interesse dos sistemas de monitorização dinâmica em contínuo para a caracterização dos efeitos de eventuais acções excepcionais sobre a integridade estrutural das obras, como pode ser o caso de galgamentos ou a ocorrência de sismos intensos – a comparação dos parâmetros modais identificados imediatamente antes e depois de uma ocorrência excepcional pode ser um bom indicador do grau de afectação da integridade estrutural. Nesta perspectiva refere-se ainda, que em obras novas é do maior interesse a instalação deste tipo de sistemas antes da fase de primeiro enchimento e, se possível, antes da injeção das juntas de construção na zona superior, para que seja possível caracterizar a influência do fecho das juntas na resposta dinâmica global. A subida do nível da albufeira traduz-se num aumento da rigidez global do corpo das obras devido ao efeito de fecho das juntas (Darbre, et al., 2000; Toyoda, et al., 2002; Lemos, et al., 2008).

A interpretação dos resultados da monitorização dinâmica em contínuo deve ser efectuada em “tempo real”, o que requer a utilização de software de identificação modal automática (ver cap.3) o qual pode ser adaptado às condições de cada obra.

Com vista a aumentar a fiabilidade dos resultados da identificação modal automática é conveniente utilizar diversos tipos de modelos de identificação modal, nomeadamente baseados em técnicas de decomposição no domínio da frequência e no domínio do tempo recorrendo a

⁹ Originalmente desenvolvidos para análise de resultados da observação de grandezas estáticas os modelos de separação de efeitos (Rocha, et al., 1958; Bonaldi, et al., 1977) são actualmente muito utilizados em conjunto com modelos numéricos de EF (Oliveira, 2000; Oliveira, 2006) na análise das referidas grandezas estáticas.

formulações no espaço de estados (ver capítulo 3). Paralelamente, é de todo o interesse recorrer a resultados de modelos numéricos que permitam simular o comportamento dinâmico das obras para diferentes níveis da albufeira e, assim, calcular as variações dos principais parâmetros modais (frequências dos primeiros modos de vibração e correspondentes configurações e amortecimentos, eventualmente complexos, sobretudo para situações de cota de água elevada para a qual a hipótese de amortecimento proporcional poderá não ser adequada como se refere no capítulo 3).

Refere-se, por fim, que em termos dos sistemas de observação de barragens o maior desafio actual é precisamente o do aperfeiçoamento da componente de automatização da recolha de dados (RAD) que, como se sabe, envolve os equipamentos de leitura automática, a formação de equipas de gestão e manutenção, e o software para aquisição, análise, armazenamento, transmissão e aviso - com a devida integração em planos de emergência (RSB, 2007; Wieland, et al., 2009). Neste âmbito da automatização dos sistemas de observação instalados em barragens as maiores dificuldades colocam-se, naturalmente, ao nível da automatização da observação da resposta dinâmica, sobretudo devido ao facto de ser necessário utilizar elevadas frequências de amostragem (da ordem das dezenas ou centenas de leituras por segundo) e da consequente dificuldade de análise e gestão (em “tempo real”) da grande quantidade de informação recolhida.

O *software* de apoio aos sistemas automáticos de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico das obras, para além das já referidas componentes de identificação modal e de comparação com resultados de modelos numéricos, deve também incluir módulos para emissão de avisos, quer para indicar situações de falha do próprio sistema de monitorização automática, quer para indicar situações de ocorrência de acções excepcionais. Por exemplo, em caso de ocorrência de um sismo superior ao de projecto o software deve estar preparado para comparar automaticamente as acelerações máximas observadas com as de projecto, assim como para comparar os espectros de resposta ou os diagramas de velocidade absolutas acumuladas observados e de projecto (EPRI, 1988; Fleitz, et al., 2003).

Actualmente é convicção generalizada (Wieland, 2009) que os resultados a obter futuramente com os sistemas de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens abóbada (na generalidade dos países estão ainda em fase de projecto e/ou instalação, com algumas excepções de entre as quais se pode destacar o caso de algumas barragens nos Estados Unidos e no Japão em que estes sistemas já têm sido testados (Yamamoto, 2002)) irão influenciar a nível mundial, a curto e médio prazo, o desenvolvimento/aperfeiçoamento da regulamentação de segurança de barragens e respectivas normas de projecto e observação, em particular após a observação da resposta sísmica das grandes barragens actualmente em construção – por exemplo, na China, estão agora em fase de projecto e/ou construção várias barragens de grande altura (da ordem dos 300 m), em zonas de elevada sismicidade (Chen, 2007), como é o caso da barragem abóbada de Xiaowan (ver Figura 2.3) com 292 m de altura máxima acima da fundação (numa zona com acelerações de projecto da ordem de 0,3 g) para a qual está a ser estudada a possibilidade de colocação de um dispositivo de segurança especial

para acções sísmicas (cintagem “anti-sísmica”) envolvendo a colocação de armaduras de reforço com varões horizontais ao nível do coroamento (liga especial de aço e vanádio, com elevada extensão de cedência – ductilidade alta) para redução das aberturas de junta durante a ocorrência de sismos intensos (Chen, et al., 2003; Zou, et al., 2006; Saouma, et al., 2007).



Figura 2.3 – Construção da barragem de Xiaowan (2008) – barragem abóbada com 292 m de altura máxima acima da fundação (Ren, et al., 2007).

2.2 Sistemas barragem-fundação-albufeira. Principais características

As grandes barragens abóbada (ver representação esquemática na Figura 2.4) são constituídas por blocos verticais, separados por juntas de contracção, cujo comportamento dinâmico global é significativamente condicionado pela interacção água-estrutura e pela possibilidade de ocorrência de movimentos relativos entre blocos (Figura 2.5) e ao nível de outras discontinuidades, como, por exemplo, fissuras no corpo da obra ou diaclases e falhas geológicas no maciço rochoso de fundação.

Nas obras em serviço é frequente o aparecimento de fissuras no corpo da barragem (por vezes segundo as juntas de betonagem, onde a resistência à tracção é geralmente menor), cuja influência sobre o comportamento estrutural depende da sua localização, extensão e profundidade. Em barragens abóbada é frequente, por exemplo, surgirem fendas na base, a montante, paralelas à inserção, devido às tracções associadas à pressão hidrostática (alguns projectistas optam inclusivamente pela construção de uma junta paralela à inserção denominada junta perimetral (Fanelli, 1999) para evitar o desenvolvimento das referidas fendas); quando sujeitas a reacções expansivas é também frequente, neste tipo de obras, a ocorrência de fendas nos rins, a jusante, paralelas à inserção (Gomes, et al., 2004; Gomes, 2007).

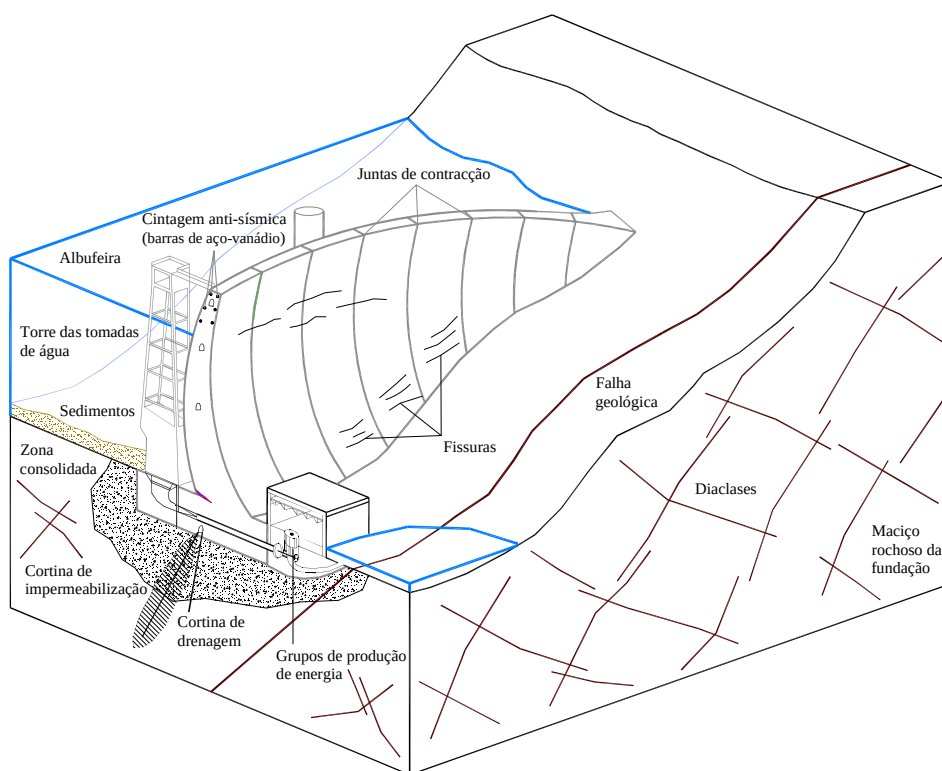


Figura 2.4 – Sistema *barragem-fundação-albufeira*. Representação das principais superfícies de descontinuidade, órgãos anexos e dispositivos de segurança na fundação (cortinas de impermeabilização e drenagem).

O comportamento do maciço rochoso de fundação é condicionado pela existência das várias famílias de diaclases e de eventuais falhas geológicas, em geral preenchidas com materiais muito deformáveis e de baixa resistência (Oliveira, 2000; Oliveira, et al., 2006). Durante a ocorrência de acções sísmicas podem-se verificar deslizamentos de blocos rochosos no maciço de fundação (junto à obra e/ou nas encostas a montante e/ou a jusante) e podem-se desenvolver novas fendas, quer no corpo das obras quer ao nível da inserção e na própria fundação (Chopra, et al., 1984; Chopra, et al., 1992). Em face da presença da água é de esperar um aumento das subpressões no interior das várias superfícies de descontinuidade (fendas, diaclases e juntas de construção com problemas ao nível das lâminas de estanqueidade) devido aos movimentos de abertura/fecho durante a resposta dinâmica das obras (Uchita, et al., 2005). Há também que ter em conta a possibilidade de ocorrência de roturas ao nível da cortina de impermeabilização e consequente aumento de caudais percolados e subpressões.

Quanto à interacção dinâmica com a albufeira, é de salientar a importância do nível da albufeira na resposta global do conjunto *barragem-fundação-albufeira* – para cotas de água elevadas as juntas de contração (ver Figura 2.5) tendem a fechar (o que corresponde a um acréscimo da rigidez global do corpo das obras), desenvolvem-se pressões hidrodinâmicas importantes em todo o paramento de montante e o efeito de amortecimento associado à propagação de ondas de pressão na água assume uma maior importância. Por outro lado é de referir que a subida do nível da albufeira pode desencadear fenómenos sísmicos - sismicidade induzida (Chen, 2004; Wieland, 2006; Kangi, et al., 2008), e que a acumulação de sedimentos no

fundo pode ter um efeito de acréscimo de massa (a massa específica dos sedimentos pode ser superior à da água) e pode influenciar os mecanismos de radiação/reflexão das ondas de pressão na água na fronteira água-rocha (Pedro, et al., 1996; Bouaanani, et al., 2008).

A interacção dinâmica com estruturas anexas também deve ser tida em conta, nomeadamente a interacção com a central de produção de energia quando esta se situa no pé de jusante (o funcionamento dos grupos de produção pode provocar importantes vibrações que se propagam para o corpo da obra) e com as próprias torres de tomada de água (ver capítulo 5).



Figura 2.5 Construção de uma barragem abóbada (Alqueva). Vista dos vários blocos na fase de betonagem do corpo da obra e pormenor de uma face das juntas de contracção onde se podem ver os encaixes (“shear boxes”), neste caso com a forma semi-esférica.

Quanto ao comportamento dinâmico global do sistema *barragem-fundação-albufeira*, é de referir que a sua caracterização experimental deve ser efectuada com base em medições *in situ* para os diversos tipos excitação dinâmica a que as obras podem ser submetidas, nomeadamente:

- Acções sísmicas de diferente intensidade (Câmara, 1999; Wieland, 2003; Chen, 2004);
- Acção do vento sobre o paramento de montante (Brownjohn, et al., 1987; Cantieni, et al., 1995);
- Micro-tremores de origem geo-tectónica (Cantieni, et al., 1995);
- Vibrações na base devidas ao funcionamento dos grupos de produção de energia (Mendes, et al., 2004; Andersen, et al., 2008);
- Vibrações devidas ao funcionamento dos órgãos de descarga (funcionamento dos descarregadores de superfície, ou de meio-fundo e fundo);
- Vibrações aplicadas no âmbito de ensaios de vibração forçada, com amplitude e frequência controladas (LNEC, 1965; Brownjohn, et al., 1987; Duron, 1987; Pina, et al., 1996; Cantieni, 2001; Severn, 2007);
- Vibrações devidas a ocorrências nas proximidades (explosões, tráfego pesado, funcionamento de máquinas com motores de rotação, etc.);

- Acções de terrorismo (Gong, et al., 2009);
- Vibrações induzidas pela oscilação de estruturas anexas (Millán, et al., 2008; Mendes, et al., 2009).

Com um sistema de monitorização dinâmica em contínuo como o que se propõe neste trabalho (ver capítulos 4 e 5) a resposta dinâmica é medida para todos os tipos de excitação atrás referidos sendo de salientar que quando apenas actua o vento a amplitude das acelerações medidas é da ordem dos μg , o que é muito inferior à que é medida usualmente em pontes e edifícios - estruturas mais flexíveis em que muitas vezes se medem acelerações ambiente da ordem dos mg (Cantieni, et al., 1995).

Na aplicação a barragens, os resultados obtidos com um sistema de monitorização em contínuo permitem a identificação de linhas de influência representativas da variação das frequências naturais em função do nível da albufeira. No caso de barragens abóbada a linha de influência correspondente à variação da frequência natural do primeiro modo de vibração, por exemplo, pode ser do tipo da que se apresenta na Figura 2.6, a vermelho. Como se pode ver na figura, para níveis de água muito baixos verifica-se um decréscimo da frequência natural devido a uma diminuição de rigidez associada à abertura das juntas verticais de contracção, que ocorre sempre que a pressão hidrostática sobre o paramento de montante é muito reduzida (Darbre, et al., 2000; Toyoda, et al., 2002; Lemos, et al., 2008). Para cotas de água mais elevadas as juntas fecham, e o efeito de massa de água associada passa a ser dominante o que se traduz por um decréscimo da frequência natural, que pode ser bastante acentuado, sobretudo para cotas de água superiores a $3/4$ da altura total da barragem.

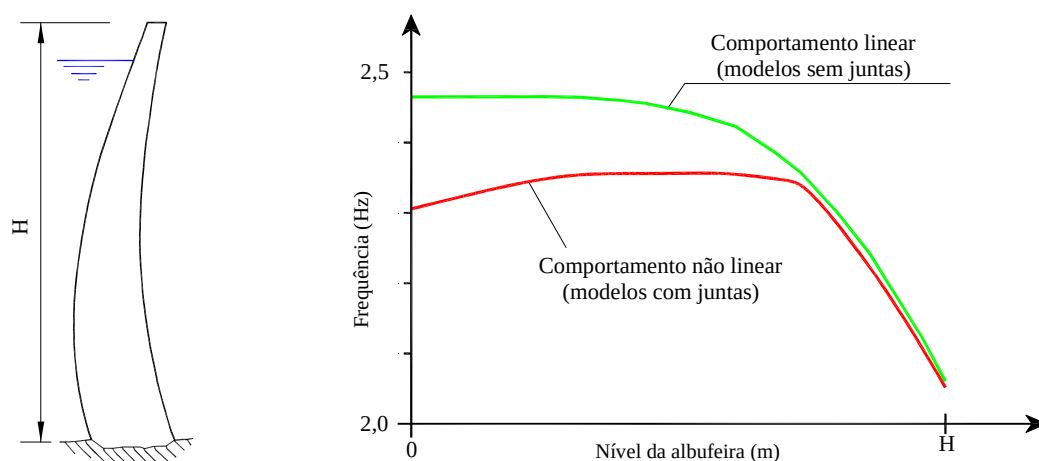


Figura 2.6 Linhas de influência típicas das frequências naturais de barragens abóbada.

Os sistemas de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo também podem contribuir para o esclarecimento de algumas dúvidas relativamente aos mecanismos de amortecimento do conjunto *barragem-fundação-albufeira*, designadamente para avaliar qual a

importância do nível da albufeira no valor dos amortecimentos modais identificados (o que depende da intensidade da excitação (NRC, 1990)) e para estudar experimentalmente a existência dos denominados modos complexos, que, como se refere mais à frente no capítulo 3, são previstos matematicamente pelos modelos em que o amortecimento do conjunto *barragem-fundação-albufeira* não é considerado através de uma matriz de amortecimento proporcional às matrizes de rigidez e de massas. Estas condições de não proporcionalidade entre a distribuição do amortecimento no conjunto *barragem-fundação-albufeira* e a distribuição de massa e de rigidez pode ser mais acentuada para condições de albufeira cheia.

2.3 Observação do comportamento dinâmico de barragens de betão

Actualmente, 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, essencialmente pelo facto de os ensaios de vibração forçada (usualmente efectuados) exigirem uma grande mobilização de meios, o que os torna bastante onerosos. Todavia, começa-se a recorrer, cada vez mais, à utilização de ensaios de vibração ambiental, para caracterizar o comportamento dinâmico de barragens de betão (Brownjohn, et al., 1987; Portugal, 1990; Cantieni, et al., 1995; Oliveira, et al., 2003; Mendes, 2005; Severn, 2007), devido às evidentes vantagens económicas e à fiabilidade dos resultados obtidos.

Por outro lado, face à importância em 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 estações sísmicas dispostas no corpo da obra e em alguns locais ao longo da albufeira, que têm também como objectivo avaliar a eventual existência de sismicidade induzida por parte da albufeira (Wieland, 2003).

Assim, nesta secção, descrevem-se alguns incidentes registados em barragens de betão, devido à ocorrência de sismos, os quais ajudam a reforçar a necessidade de apostar na observação do comportamento dinâmico destas obras. Discutem-se alguns aspectos essenciais sobre a observação do comportamento dinâmico em barragens de betão, baseada na realização de ensaios dinâmicos de vibração forçada e ambiental e referem-se alguns sistemas de monitorização da resposta sísmica instalados em barragens de betão, e apresentam-se alguns trabalhos que visam a monitorização em contínuo do comportamento destas obras, para acções sísmicas e ambientais.

2.3.1 Incidentes devidos a eventos sísmicos

De uma maneira geral as barragens de betão apresentam uma boa resistência estrutural a eventos sísmicos, essencialmente por serem projectadas para as elevadas forças horizontais devidas à pressão hidrostática e pelo facto de serem as primeiras estruturas em que existe uma sistematização dos processos de projecto em relação às acções sísmicas (Westergaard, 1933; Wieland, 2008). Porém, para sismos com elevados valores de aceleração podem ocorrer danos importantes capazes de afectar a funcionalidade das obras (Ramos, 1994). Existem referências a alguns incidentes que envolvem o aparecimento de fissuras e deslocamentos permanentes, bem como a problemas associados à fundação, tais como percolação anómala por rotura das cortinas de impermeabilização, escorregamento de blocos do maciço rochoso formado a partir das descontinuidades (falhas e diaclases).

A partir da análise dos referidos incidentes, tem-se constatado que as patologias e anomalias detectadas advêm por vezes de hipóteses desadequadas admitidas ao nível do projecto e da construção daquelas obras (Chen, et al., 2002; Monteiro, 2009). Assim, para mitigar esta situação é imperativo obter mais e melhor informação experimental, que permita caracterizar a resposta destas obras quando solicitadas por eventos sísmicos, bem como obter mais elementos que permitam caracterizar melhor a própria acção sísmica.

De acordo com dados obtidos em (USCOLD, 2000), conhecem-se menos de 30 situações envolvendo a ruína de barragens devido a eventos sísmicos. Na sua generalidade estas situações referem-se a pequenas obras hidráulicas ou barragens de aterro, nas quais se detectaram, *a posteriori*, a existência de deficiências ao nível do projecto e/ou da construção. De entre os vários incidentes, apenas uma barragem de betão, com a forma em gravidade, ruiu parcialmente, porém verificou-se que tal se ficou a dever a movimentos de uma falha que se encontrava na zona da fundação. Relativamente a barragens abóbada, constata-se que não existe referência a nenhuma que, após a ocorrência de um evento sísmico, tenha registado danos que colocassem em perigo a sua segurança estrutural (Chen, et al., 2002).

Importa referir que muitas barragens foram e são construídas em rios que se formaram a partir de falhas sísmicas. Porém, isso não significa que essas falhas se encontrem necessariamente activas, contudo, o risco de poderem ocorrer movimentos na fundação destas barragens deverá ser tido em conta e convenientemente investigado.

Apresentam-se de seguida um conjunto de alguns incidentes, registados em barragens de betão, em que se relatam as principais ocorrências em cada uma das obras.

2.3.1.1 Barragem de Lower Crystal Springs, 1906 (M 8,3, estimado)

Concluída a sua construção em 1890, a barragem de Lower Crystal Springs (ver Figura 2.7), sofreu um intenso abalo sísmico em 1906, com uma magnitude estimada de 8,3, existindo relatos de roturas no solo nas suas imediações. Esta obra, pertencente já à era do betão, à base de

cimento de Portland, apresenta uma forma em arco-gravidade, com 38,5 de altura máxima acima da fundação e não sofreu quaisquer danos. O exemplo desta obra tem sido várias vezes referenciado quando se pretende salientar a boa resposta das barragens do tipo arco-gravidade sob acções sísmicas (Chen, et al., 2002; Wieland, 2006).

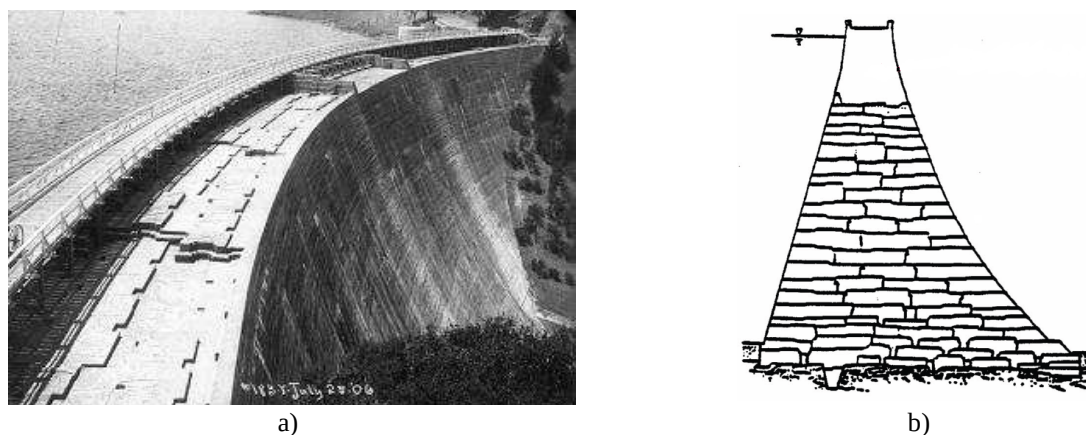


Figura 2.7 – Barragem de Lower Crystal Springs: a) vista da obra; b) corte pela consola central (altura 38,5 m).

2.3.1.2 Barragem de Hsinfengkiang, 1962 (M 6,1)

A barragem de Hsinfengkiang (ver Figura 2.8) localiza-se na China, na província de Kwangdong. Trata-se de uma estrutura com 105 m de altura máxima e 440 m de desenvolvimento, baseada em contrafortes na zona central e em secções de gravidade na zona dos encontros. Foi sujeita a um sismo intenso que atingiu uma magnitude de 6,1 e que teve o seu epicentro a cerca de 1 km do local da barragem. Devido a este sismo, a barragem sofreu danos estruturais que se traduziram em fissuração horizontal, na parte superior junto à zona do coroamento, e nos blocos dos contrafortes não galgáveis, próximos dos blocos do descarregador de cheias, não se verificando a ocorrência de infiltrações pelas zonas fissuradas (Chen, et al., 2002). Acredita-se que este sismo poderá ter originado uma aceleração de pico no coroamento da barragem de cerca 0,6 g (NRC, 1990), uma das mais elevadas registadas em barragens de betão.

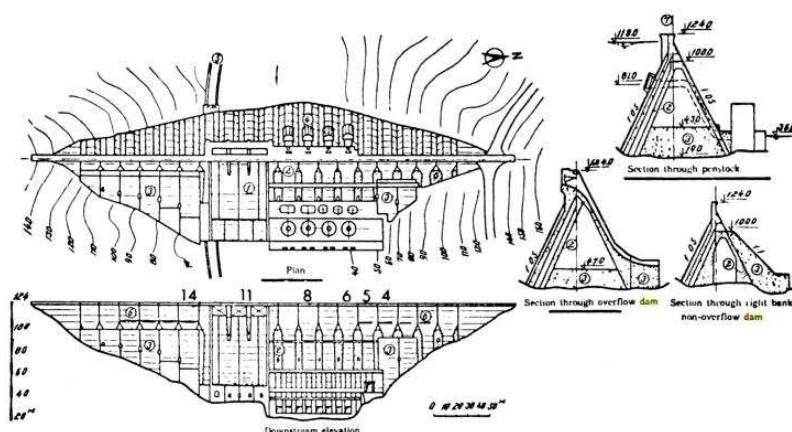


Figura 2.8 – Planta, alçado e cortes da barragem de Hsinfengkiang, na China, adaptado de (Jansen, 1988).

2.3.1.3 Barragem de Koyna, 1967 (M 6,5)

A barragem de Koyna (ver Figura 2.9 a) foi construída entre 1954 e 1963 próximo de Maharashtra, na Índia. Trata-se de uma barragem de gravidade de betão, com um desenvolvimento em alinhamento recto de 854 m e uma altura máxima de 103 m e é constituída por blocos monolíticos com 16 m de largura. Para reduzir os prazos de construção, o seu perfil transversal foi modificado para uma secção não convencional mais esbelta (Figura 2.9 b).



Figura 2.9 – Barragem de Koyna, na Índia: a) Vista aérea; b) Secção transversal.

De acordo com dados de projecto, no seu dimensionamento às acções sísmicas, foi apenas considerada uma aceleração na base da barragem traduzida por um coeficiente sísmico de 0,05 g (Wieland, 2006; Monteiro, 2009). Quando em 1967 ocorreu um sismo de magnitude 6,5 (segundo alguns estudos este sismo foi induzido pela massa da albufeira), cujo epicentro se localizou numa zona situada a cerca de 10 km do local da barragem, registou-se num acelerógrafo localizado numa galeria próximo do encontro direito da barragem, acelerações de pico de 0,63 g na direcção transversal ao rio, 0,49 g na direcção montante jusante e 0,34 g na direcção vertical.

Como consequência deste sismo a barragem sofreu fissuração nos blocos não galgáveis em ambos os paramentos de montante e jusante, numa zona situada a cerca de 35 m a 45 m do coroamento, com desenvolvimento horizontal correspondente à secção de transição da geometria. Verificou-se ainda, existirem evidências da ocorrência de movimentos relativos entre os blocos monolíticos durante o sismo. Foram também detectadas fissuras na galeria situada a cerca de meia altura da barragem e na galeria da fundação. Após o sismo os caudais de drenagem aumentaram para cerca do dobro do valor que registavam antes do sismo. Observou-se também o aparecimento de infiltrações pelas zonas fissuradas, não tendo, no entanto, ocorrido a libertação da albufeira por nenhuma zona da estrutura.

Para colmatar as anomalias detectadas após o sismo, a estrutura foi reforçada com contrafortes e cabos de pré-esforço (Wieland, 2006).

2.3.1.4 Barragem de Pacoima, 1971 (M 6,5) e 1994 (M 6,7)

A barragem de Pacoima é uma abóbada com 113 m de altura máxima e de 192 m de desenvolvimento ao nível do coroamento (ver Figura 2.10 a). A sua espessura varia de 3 m ao nível do coroamento até 30 m (ver Figura 2.10 c) na base e dispõe de 11 juntas de contracção verticais. Encontra-se localizada numa zona de sismicidade elevada (Califórnia, E.U.A.) e foi já fortemente abalada por dois intensos sismos, o sismo de São Fernando em 1971 (magnitude de 6,5) e o sismo de Northridge em 1994 (magnitude de 6,7).

O epicentro do sismo de São Fernando ocorreu a cerca de 8 km a norte da barragem e provocou uma aceleração de pico horizontal de 1,25 g e 0,7 g na vertical, num acelerómetro localizado no maciço rochoso no topo da margem esquerda, 15 m acima da cota do coroamento. Na sequência deste sismo o corpo principal da barragem não sofreu danos estruturais. No entanto, durante o sismo, a secção superior do encontro esquerdo, que é uma estrutura de gravidade, moveu-se em relação à barragem e uma zona do maciço rochoso a jusante dessa secção moveu-se em mais de 20 cm. A junta de contracção registou uma abertura de cerca de 1 cm e formou-se uma fissura no bloco do encontro esquerdo (Alves, 2005).

Na sequência deste sismo foram desenvolvidos trabalhos para fechar a junta e a fissura e, em 1976, foram instalados 35 cabos de pré-esforço para estabilizar a parte superior desse encontro.

Em 1994, a barragem de Pacoima foi novamente abalada pelo conhecido sismo de Northridge, cujo epicentro se localizou a cerca de 18 km a sudoeste da barragem. Os acelerómetros instalados encontravam-se em funcionamento, porém, na sua maioria saturaram. Todavia, nos que se mantiveram plenamente operacionais, registaram-se acelerações de pico, que variaram entre 0,5 g na base da barragem e 2,0 g ao longo dos encontros próximo do coroamento. Foram também registados valores de aceleração de pico a jusante do local da barragem e na zona do encontro esquerdo, com 0,4 g e 1,6 g, respectivamente (Alves, 2005).

Este sismo induziu danos mais severos na barragem, que os verificados no sismo de São Fernando. O maciço rochoso a jusante do bloco da margem esquerda deslizou quase 50 cm e só os cabos de pré-esforço impediram que a fundação desse bloco tivesse movimentos elevados, tendo deslizado apenas 3 cm (ver Figura 2.10 b). Registaram-se ainda fissuras no bloco próximo do encontro da margem esquerda, não se verificando danos significativos no encontro da margem direita. Na barragem há indícios de que durante o sismo as juntas verticais tiveram movimentos de abertura e de fecho, essencialmente devido ao aparecimento de ligeira fissuração no betão, observando-se também a existência de movimentos diferenciais horizontais entre as juntas dos blocos.

A barragem foi reparada e foram tomadas medidas para estabilizar o maciço de fundação no encontro esquerdo. A rede de acelerómetros foi também melhorada com aparelhos com melhores características para registo de acções sísmicas (Alves, et al., 2006).

Em 2001 voltou a ocorrer um sismo de menor intensidade, com uma magnitude de 4,3 g, a cerca de 6 km a sul da barragem. A aceleração de pico na base da barragem foi de 0,02 g e ao longo dos encontros, próximo do coroamento de 0,1 g.

Importa salientar que durante a ocorrência destes sismos, a albufeira nunca se encontrava no nível de pleno armazenamento (Alves, 2005).

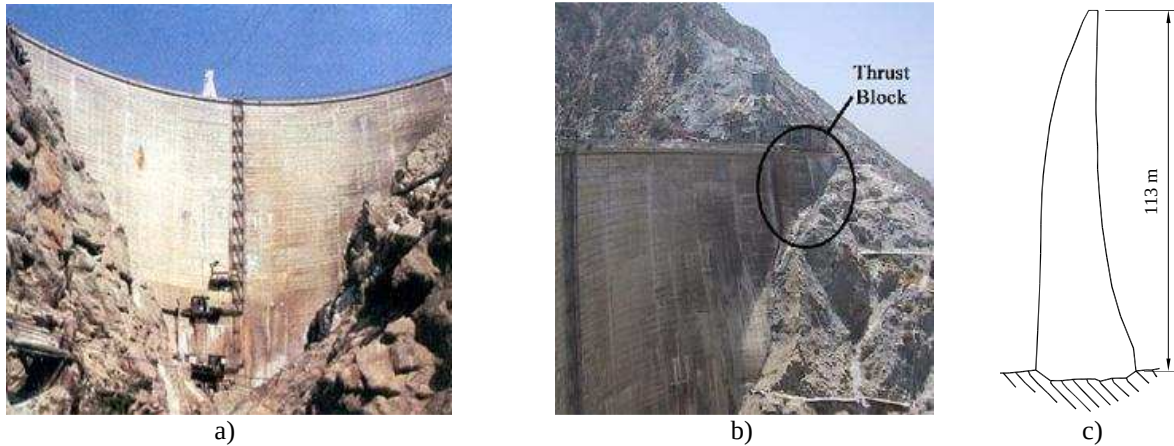


Figura 2.10 – Barragem de Pacoima: a) vista geral; b) vista do encontro da margem esquerda; c) corte consola central.

2.3.1.5 Barragem de Rapel, sismo em 1985 no Chile (M 7,8)

A barragem de Rapel localizada no Chile é uma barragem abóbada de dupla curvatura com 110 m de altura máxima. Tem 270 m de desenvolvimento ao nível do coroamento e uma espessura variando entre 19 m na base e 5,5 m ao nível do coroamento.

A barragem sofreu os efeitos de um sismo que teve uma magnitude de 7,8 (na escala de Richter), cujo epicentro se localizou a cerca 45 km da obra. Sismógrafos localizados na proximidade da barragem mediram uma aceleração de 0,31 g. Apesar da elevada intensidade deste sismo a barragem apresentou um comportamento satisfatório, não tendo sido registados quaisquer danos (Wieland, 2004).



Figura 2.11 – Barragem de Rapel, no Chile.

2.3.1.6 Manjil, sismo no Irão em 1990 (M 7,6)

A barragem de Sefid Rud foi construída em 1962 na zona noroeste do Irão, a 2 km da cidade de Manjil. Trata-se de uma barragem de contrafortes com um perfil de gravidade de betão, possui uma altura de 106 m e um desenvolvimento ao nível do coroamento de 417 m, (ver Figura 2.12) e é constituída por 23 contrafortes, com uma largura de 14 m e espessura da alma de 5 m.

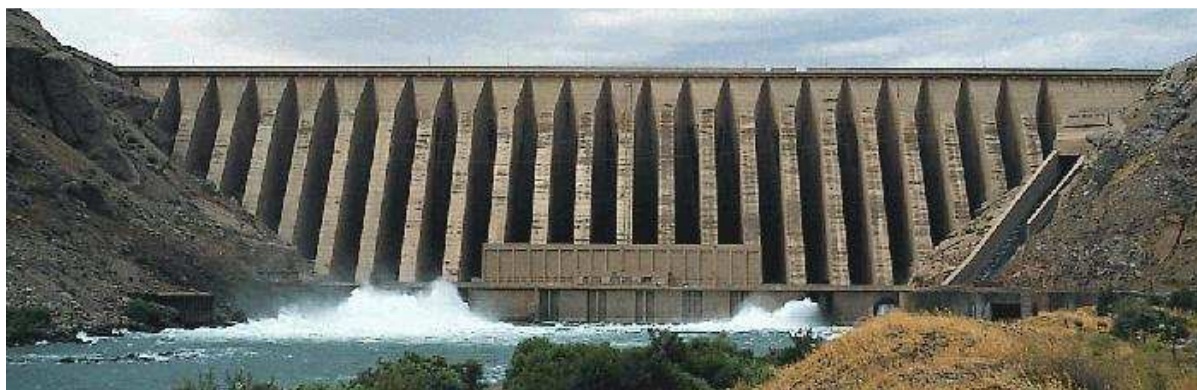


Figura 2.12 – Barragem de Sefid Rud.

Em 1990 esta barragem sofreu um violento sismo com uma magnitude de 7,6, cujo epicentro se localizou a cerca de 1 km do local da barragem, estimando-se que a aceleração de pico no maciço rochoso terá rondado 0,72 g. Quando ocorreu o sismo a albufeira encontrava-se à cota 265 m, cerca 6 m abaixo do nível de pleno armazenamento, o qual é 271,65 m.

A barragem sofreu diversos tipos de danos, que incluíram fissuração horizontal significativa na parte superior dos contrafortes, nomeadamente nos da parte central, nomeadamente entre as cotas 258,25 m e 264,25 m, ou seja numa zona correspondente à mudança de geometria da secção transversal da barragem. Registou-se no contraforte 15 a formação de uma cunha, na qual se verificou um deslocamento tangencial para jusante, da ordem dos 15 a 20 mm, como se pode ver na Figura 2.13 a) (Ahmadi, et al., 1992).

Na sequência deste grave incidente foram efectuados diversos estudos sobre o comportamento dinâmico desta obra, recorrendo a modelos numéricos e a ensaios de modelos físicos em mesa sísmica (Ghaemmaghami, et al., 2008; Ghaemmaghami, et al., 2010), nos quais se confirmou o aparecimento de tensões elevadas na face de jusante junto à zona de transição de geometria da barragem.

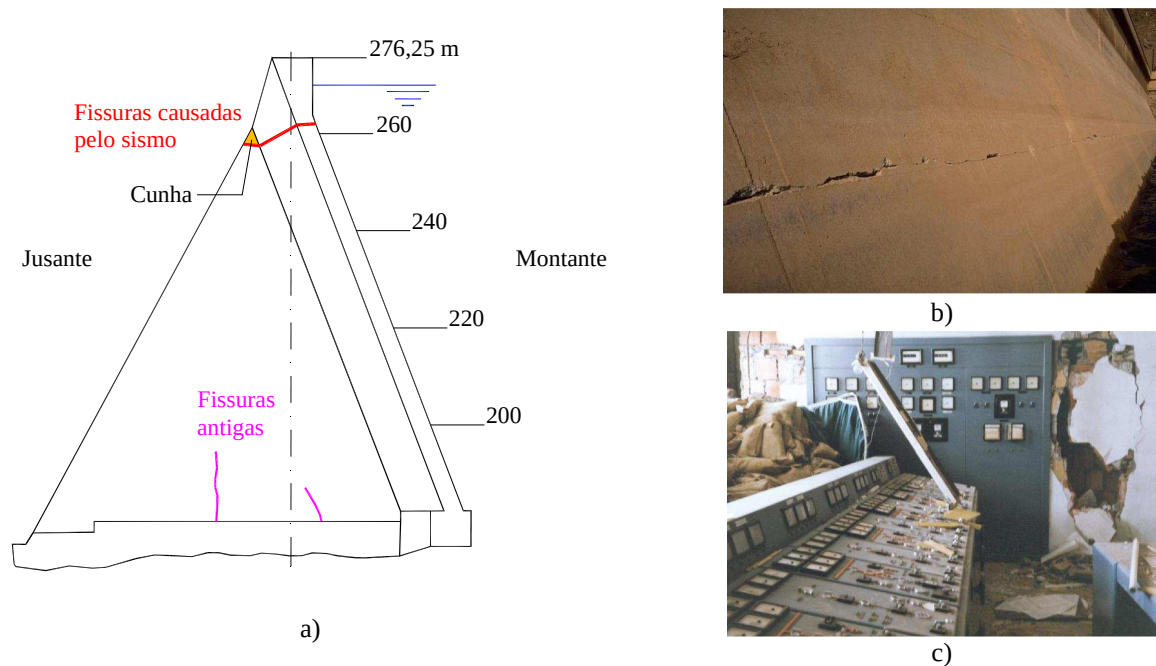


Figura 2.13 – Barragem de Sefid Rud após um sismo violento de magnitude 7,6, com epicentro a cerca de 1 km da obra: a) mapa das fissuras no contraforte nº 15 – deslocamento tangencial para jusante, da ordem de 20 mm, da cunha indicada, formada após o sismo; b) fissuração horizontal no paramento de montante da barragem; c) sala de controlo da central de produção de energia. Adaptado de (Wieland, 2006).

Após a avaliação de segurança da obra procedeu-se à sua reparação através da impermeabilização das zonas fissuradas do corpo da barragem e no reforço da resistência ao corte das juntas horizontais fissuradas (Wieland, 2006; Wieland, 2008). A impermeabilização das zonas fissuradas baseou-se na injeção de resina *epoxy* e a resistência ao corte das superfícies fissuradas foi restaurada através da instalação de cabos de pré-esforço que atravessam as juntas fracturadas (ver Figura 2.14 a) e b).

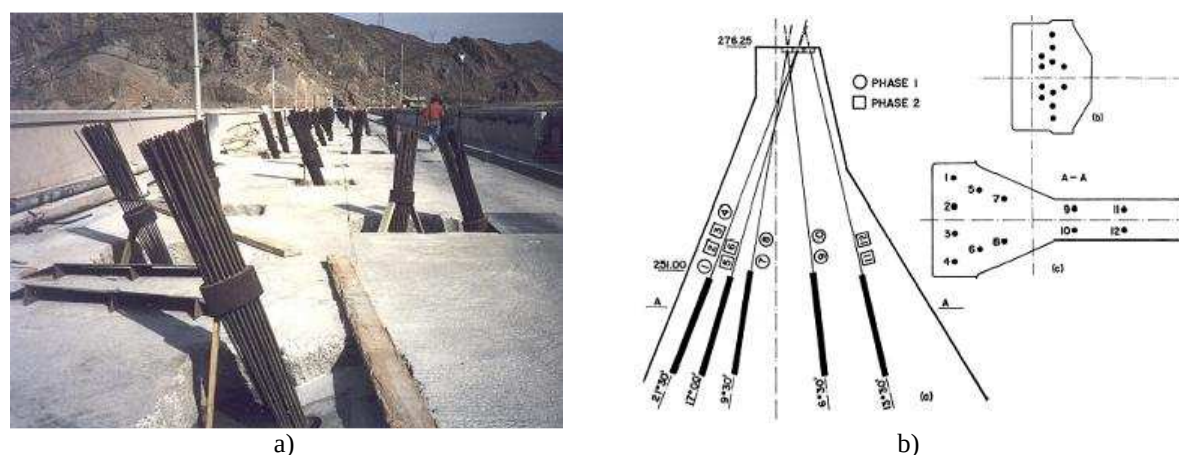


Figura 2.14 – Barragem de Sefid Rud: a) pontas dos cabos de pré-esforço, durante a sua instalação; b) esquema da disposição dos cabos de pré-esforço (Wieland, 2006).

2.3.1.7 Barragem de Shih-Kang, 1999 (M 7,6)

A barragem de Shih-Kang localizada no rio Da-Jia, em Taiwan é uma estrutura constituída por 18 descarregadores equipados com comportas e dois descarregadores de superfície livre, possui uma altura de 25 m e um desenvolvimento ao nível do coroamento de 357 m, tendo a sua construção sido concluída em 1977.

Em 1999 esta obra foi fortemente abalada durante a ocorrência do sismo de Chi-Chi, para o qual se registou uma magnitude de 7,6, provocando a rotura de três descarregadores próximos do encontro direito, essencialmente devido a movimentos verticais oriundos de uma falha situada sob a fundação da barragem, naquela zona (ver Figura 2.15).

Os danos estenderam-se por toda a estrutura, verificando-se zonas extensas em que ocorreu fissuração no betão e, devido aos movimentos da fundação causados pelo sismo, ocorrendo na maioria dos blocos a separação entre a barragem e a fundação. As vigas que suportavam o pavimento sobre a barragem registaram movimentos que as deslocaram para fora dos apoios (Wieland, 2006).

Registos obtidos em estações sísmicas localizadas na proximidade da barragem mediram valores de aceleração de pico de cerca de 0,5 g na direcção horizontal e vertical.

Este exemplo tornou-se num importante caso de estudo, uma vez que foi a primeira grande barragem que foi exposta a movimentos de falha muito significativos, que originaram o colapso parcial da obra, inutilizando-a, e obrigando à construção de uma nova a jusante.



Figura 2.15 – Colapso da Barragem de Shih-Kang, junto à margem direita.

2.3.1.8 Efeitos do sismo de Wenchuan, 2008 (M 7,9)

Em 12 de Maio de 2008, a província chinesa de Sichuan foi abalada por um intenso sismo, que teve uma magnitude de 7,9. Este sismo afectou cerca de 1800 barragens (a maioria, cerca de 95%, eram pequenas barragens de terra utilizadas para irrigação). Uma das mais afectadas foi a barragem de Zipingpu (ver Figura 2.16 a), que se localiza numa zona muito próxima do epicentro deste sismo (cerca de 17 km). Na altura colocou-se a hipótese deste sismo ter sido

induzido pela albufeira desta barragem, cuja construção tinha terminado em 2006, todavia estudos posteriores apontaram no sentido de se tratar de uma hipótese sem fundamento (Chen, 2009).

Para além da barragem de Zipingpu, com cerca de 156 m de altura, localizam-se nas proximidades do epicentro mais três barragens com altura acima dos 100 m: a barragem de Saipai (130 m); a barragem de Baozhusi (132 m); e, a barragem de Bikou (105,3 m).

A barragem de Zipingpu tem um perfil em gravidade constituída pelo paramento de montante em betão, que se manteve em condições de segurança estrutural após o sismo, e um paramento de jusante composto por um enrocamento de blocos de pedra, no qual se registaram alguns desprendimentos e fissurações, como se mostra na Figura 2.16 b). Importa salientar que a intensidade do sismo foi superior à intensidade do sismo de projecto (Chen, 2009).



Figura 2.16 – Barragem de ZiPingPu (156 m de altura): a) Imagem de satélite; b) Paramento de jusante, com inúmeros desprendimentos e fissurações.

A barragem de Saipai é uma abóbada de betão compactado (ver Figura 2.17), localiza-se a cerca de 30 km do epicentro do sismo e na sua estrutura não se detectaram quaisquer anomalias, excepto na central da barragem, em que se verificaram alguns danos e inundações. A barragem de Baozhusi é uma barragem de gravidade, localizada a cerca de 260 km do epicentro do sismo, essencialmente por essa razão também não se verificaram quaisquer anomalias, embora esta seja uma barragem do mesmo tipo de outras anteriormente referidas (Koyna e Sefid Rud), nas quais foram detectadas fissuras nas inspecções realizadas após os sismos. Finalmente a barragem de Bikou (do tipo aterro) localizada na província de Gansu, vizinha de Sichuan, não lhe foi detectada danos importantes, apenas pequenos danos nos parapeitos existentes no coroamento e um pequeno abatimento no coroamento.



Figura 2.17 – Barragem de Saipai (130 m de altura) após o sismo de Wenchuan: a) foto aérea; b) encontros direito e esquerdo.

2.3.2 Ensaios “in-situ”. Vibração forçada e ambiental

A realização de ensaios dinâmicos, em obra, é reconhecida como uma ferramenta útil para identificar as principais características da resposta dinâmica (frequências naturais, configurações e amortecimentos modais) de barragens de betão (Hall, 1988; Ventura, et al., 1996), encontrando-se prevista a sua utilização na regulamentação portuguesa (NOIB, 1993; RSB, 2007) e faz parte das recomendações da ICOLD para avaliação do comportamento dinâmico destas obras (Wieland, 2003).

Os resultados obtidos a partir destes ensaios podem ajudar a esclarecer a importância dos mecanismos de interacção que envolvem a barragem, a albufeira e a fundação, contribuindo desta maneira para o melhoramento dos modelos numéricos existentes. O desenvolvimento deste tipo de modelos, para análise do comportamento dinâmico destas obras, é fundamental para se poderem efectuar estudos de previsão que envolvam acções sísmicas de elevada intensidade.

Contudo, convém salientar que nestes ensaios os níveis de vibração são relativamente baixos, quando comparados com os registados durante a actuação de sismos de elevada intensidade, pelo que, nos ensaios obtêm-se geralmente valores de amortecimento modal mais baixos do que os que devem ser considerados na análise do comportamento sísmico de barragens de betão (Hall, 1988).

Embora a realização deste tipo ensaios proporcione dados importantes sobre o comportamento dinâmico destas obras, facilmente se constata que, mesmo assim essa informação ainda é escassa, uma vez que apenas representa situações pontuais relativas ao comportamento dinâmico das obras, não permitindo caracterizar muitas das situações que influenciam o comportamento dinâmico destas obras (que envolvem diversas situações, designadamente, ruído ambiente, funcionamento dos grupos de produção de energia em diferentes níveis de potência de exploração, vários tipos de descarregadores em funcionamento e sismos de pequena, média e elevada intensidade). Apenas a instalação de sistemas de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo (como o que se propõe nos capítulos 4

e 5), permitirá obter um conjunto mais vasto de informação experimental, essencial para caracterizar melhor o comportamento dinâmico de barragens de betão.

Porém, nesta secção apenas serão abordados os principais aspectos relacionados com os referidos ensaios de vibração forçada e ambiental. Assim, começa-se por abordar os ensaios de vibração forçada, os quais já se efectuam há algumas dezenas de anos, e cujo procedimento de ensaio se baseia na aplicação de uma excitação às estruturas (do tipo aleatório, transitório ou harmónico), utilizando vibradores (ver Figura 2.18), em que a excitação pode ser ou não conhecida e/ou controlada e na medição do seu efeito sobre a estrutura.

A análise dos resultados obtidos nestes ensaios baseia-se na correlação da excitação aplicada com a resposta medida, por exemplo, através das designadas funções de resposta em frequência (FRF), a partir das quais é possível obter estimativas para as frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimentos modais.

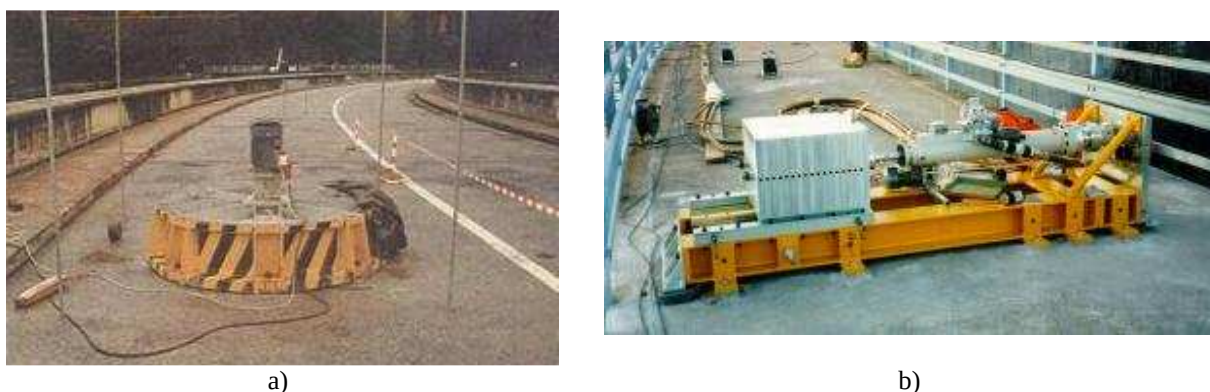


Figura 2.18 – Vibradores: a) rotativos de massa excêntrica, com motor eléctrico (LNEC); b) de translação com motor servo hidráulico (EMPA).

Contudo, a estes ensaios está associado um elevado custo, pelo que apenas se realizam com intervalos de tempo muito longos, não permitindo assim a obtenção de muita informação experimental sobre o comportamento dinâmico destas obras, ao contrário do que se verifica para o caso do comportamento estático (e do sistema de monitorização em contínuo que se propõe neste trabalho), em que se está permanentemente a obter informação experimental, de acordo com o plano de observação estabelecido (Severn, 2007).

Em Portugal, essencialmente devido à actividade desenvolvida no LNEC, tem existido uma forte tradição na realização de ensaios de vibração forçada para caracterizar o comportamento dinâmico de algumas das barragens consideradas como de maior risco potencial, que remonta à década de 1960, datando dessa altura a construção do vibrador apresentado na Figura 2.18 a) (LNEC, 1965). Existem referências a trabalhos realizados em diversas barragens, dos quais se destacam os realizados nas seguintes barragens: Aguieira, Alto Lindoso (ver Figura 2.19 a), Crestuma, Cabril, Alto Ceira (ver Figura 2.19 b) e Alqueva (Portugal, 1990; Portugal, et al., 1992; Câmara, et al., 1993; Pina, et al., 1996).



Figura 2.19 – a) Barragem do Alto Lindoso; b) Barragem do Alto Ceira.

Em termos internacionais existem diversas referências a ensaios de vibração forçada que inicialmente tinham como objectivo a caracterização do comportamento dinâmico das obras e a comparação com resultados numéricos, para averiguar a fiabilidade dos modelos utilizados para analisar o comportamento dinâmico destas obras (Pakalov, et al., 1980; Severn, et al., 1980). Posteriormente estes ensaios começaram também a ser utilizados para avaliar os aspectos de segurança definidos na fase de projecto das obras (Ellis, et al., 1984; Portugal, et al., 1992) e para avaliar as formulações adoptadas na interacção da estrutura da barragem com a água da albufeira (Duron, 1987).

Porém, em alguns ensaios de vibração forçada, nomeadamente nos realizados em grandes barragens ou em barragens com a albufeira cheia, têm-se verificado algumas dificuldades em identificar todos os modos de vibração determinados numericamente. Com o objectivo de ultrapassar esta situação foi proposta a utilização de vários vibradores, como é o exemplo de um conjunto de ensaios de vibração forçada e ambiental realizados nas barragens de Emosson e Contra na Suíça (ver Figura 2.20), nos quais se recorreu à utilização de quatro vibradores para excitar melhor estas grandes barragens (é de referir o facto de estes vibradores terem a possibilidade de aplicar forças com variação harmónica ao longo do tempo desfasadas entre si de 180°). Contudo verificaram-se ainda dificuldades em identificar alguns modos de vibração nos ensaios de vibração forçada (Brownjohn, et al., 1987; Severn, 2007), salientando-se o facto de nos ensaios de vibração ambiental se terem identificado praticamente todos os modos determinados numericamente.

Para situações de albufeira cheia as dificuldades em identificar, correctamente, alguns modos de vibração podem estar relacionadas com o surgimento de modos com componentes complexas que dificultam o processo de identificação (Cantieni, et al., 1995).

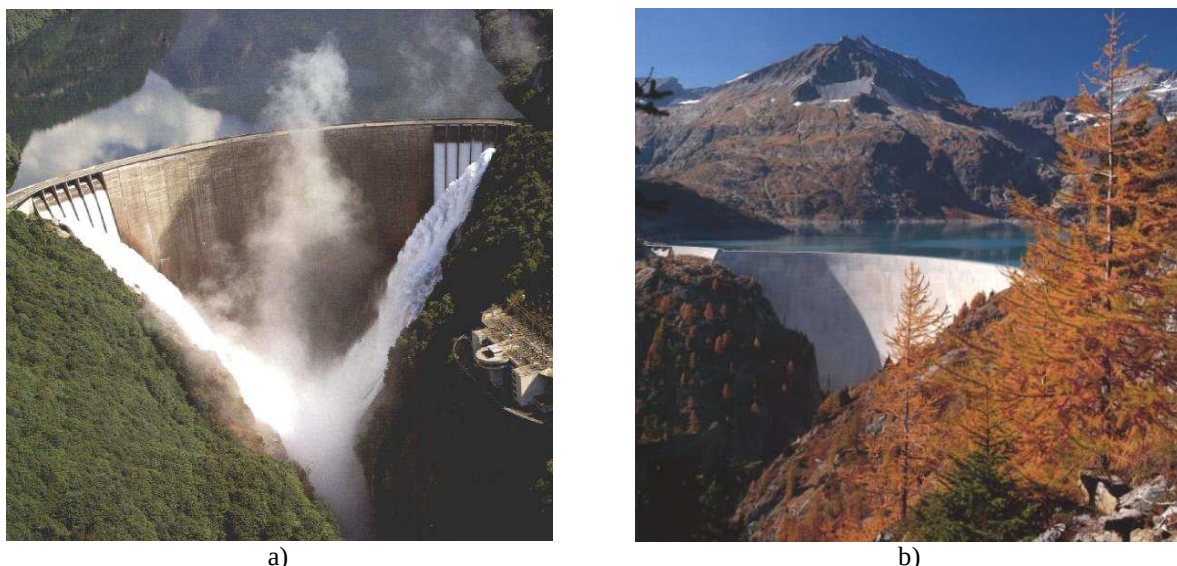


Figura 2.20 – a) Barragem de Contra (altura máxima - 220 m); b) Barragem de Emosson (altura máxima - 180 m).

São ainda utilizados ensaios de vibração em regime livre e mistos; em regime livre, procede-se à análise da reposta da estrutura após a cessação da excitação, enquanto no regime misto analisam-se registos provenientes de ciclos de vibração forçada e vibração livre alternadamente (Portugal, 1990).

Como se referiu anteriormente, no caso das barragens de Emosson e Contra, também se recorreu à realização de ensaios de vibração ambiental para caracterizar o comportamento dinâmico destas obras. O recurso à realização deste tipo de ensaios tem crescido nos últimos anos essencialmente devido às evidentes vantagens económicas e à simplicidade de execução deste tipo de ensaios, quando comparados com os ensaios de vibração forçada. Nestes ensaios¹⁰ apenas se mede a resposta das estruturas (usualmente em aceleração) para as acções a que estão normalmente sujeitas (ver Figura 2.21), tais como o vento, o tráfego de veículos que circulem sobre as estruturas, o funcionamento dos grupos de produção de energia eléctrica (que originam vibrações do tipo harmónico), sismos de baixa intensidade (micro sismicidade), o efeito da ondulação da albufeira, ou a operação dos órgãos de descarga.

Para além dos já referidos casos de utilização de ensaios de vibração ambiental em nas barragens de Emosson e Contra (Brownjohn, et al., 1987; Severn, 2007), existe um conjunto de várias obras onde a aplicação desta metodologia já foi igualmente utilizada, dos quais se refere os ensaios realizados na barragem abóbada de Quanshui (Zhang, et al., 1986) e nas barragens abóbada iranianas de Shahid-Rajaei e Saveh (Mivehchi, et al., 2003). Em Portugal, são de salientar um conjunto de ensaios pioneiros realizados na barragem da Aguieira (Portugal, 1990) e na barragem do alto Lindoso (Portugal, et al., 1992), aos quais se seguiram os trabalhos

¹⁰ Aos ensaios de vibração ambiental, que apenas se baseiam na medição da reposta, são usualmente atribuídas diversas designações, na literatura inglesa, referem-se nomeadamente as seguintes: *output-only*, *natural input*.

desenvolvidos na barragem do Cabril (Oliveira, et al., 2003; Mendes, 2005), que se apresentam no âmbito deste trabalho (ver Figura 2.21).

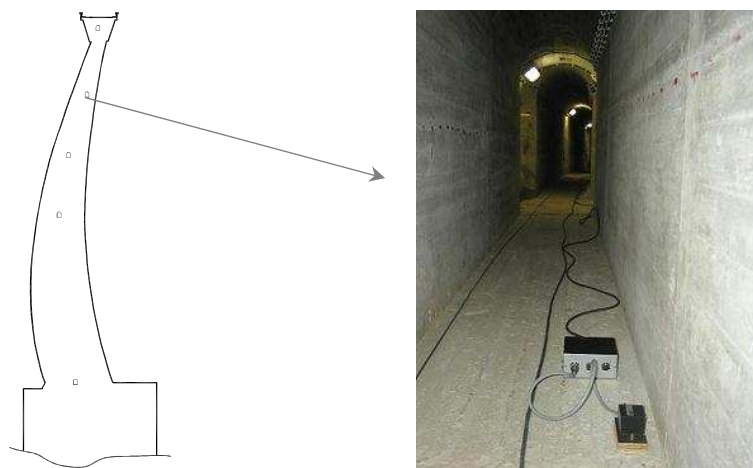


Figura 2.21 – Disposição de acelerómetros na 2ª galeria (cota 274,5 m) da barragem do Cabril, durante a realização de um ensaio de vibração ambiental.

Internacionalmente, destacam-se também um conjunto de ensaios de vibração ambiental realizados numa outra barragem suíça (a barragem de Mauvoisin), nos quais se realizaram pela primeira vez, um conjunto alargado de ensaios com o objectivo de caracterizar o comportamento dinâmico desta obra para várias cotas de água do nível da albufeira (Cantieni, et al., 1995; Darbre, et al., 2000). Também na barragem japonesa de Kaore foram realizados vários ensaios para caracterizar o comportamento dinâmico da obra (Toyoda, et al., 2002).

Em termos dos procedimentos de ensaio e dos meios necessários para a sua execução, os ensaios de vibração ambiental são consideravelmente mais simples que os ensaios de vibração forçada. Estes ensaios podem ser efectuados sem qualquer interrupção do funcionamento normal das estruturas, pois são as próprias acções decorrentes desse funcionamento que constituem as fontes de excitação dinâmica que induzem as respostas que são medidas. Para a realização de ensaios de vibração ambiental é necessário ter em conta alguns aspectos, que se referem de seguida, nomeadamente:

- É recomendável a utilização de transdutores com boa sensibilidade e sistemas de aquisição de dados com boa resolução, pois as barragens de betão são estruturas bastante rígidas (com já atrás se referiu), pelo que as respostas induzidas pelas acções de origem ambiental podem ter amplitudes muito baixas;
- Por outro lado são necessários alguns cuidados ao nível da preparação e execução dos ensaios, que deverão ser função dos objectivos que se pretendem atingir, isto é gama de frequências a analisar, modos a identificar (ver ponto 2.4.3.2);
- É necessário ter em atenção as metodologias de identificação, ou de análise dos registos de resposta com vista a avaliar as características dinâmicas das estruturas, os

quais devem de ser adequados para situações em que apenas se mede a reposta das estruturas.

A informação experimental que se obtém a partir dos ensaios de vibração forçada e ambiental é essencial para continuar a desenvolver e calibrar os modelos utilizados para avaliar o comportamento dinâmico destas obras. Contudo, como já foi referido anteriormente, é de crer que o recurso à instalação de sistemas de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo, utilizando a tecnologia dos ensaios de vibração ambiental, irá revolucionar a interpretação do comportamento dinâmico de barragens de betão, pois irá proporcionar informação experimental sobre todo o tipo de acções que actuam estas obras, que vão desde as acções de origem ambiental, aos grupos de produção de energia e aos eventos sísmicos.

2.3.3 Sistemas instalados em obra. Acções sísmicas e ambientais

As preocupações com o comportamento sísmico de barragens de betão têm levado, um pouco por todo o mundo, as entidades que supervisionam o seu controlo de segurança estrutural, nomeadamente em zonas com maior sismicidade, a tomar medidas no sentido de observar o comportamento sísmico destas obras, recorrendo a sistemas, que na sua generalidade, são constituídos por macro sismógrafos e/ou acelerómetros (formando estações sísmicas), dos quais se apresentam alguns exemplos nesta secção.

Quando a construção de barragens dá origem a grandes albufeiras é também usual instalar estações sísmicas ao longo das albufeiras, para averiguar se ocorrem fenómenos de sismicidade induzida¹¹, devidos ao grande aumento de massa associado à albufeira. Porém, atendendo que actualmente já existe um conjunto alargado de estações sismológicas, para caracterizar a sismicidade, pode-se tirar partido dessa situação ligando as estações a instalar à rede sismológica existente, podendo-se nessas circunstâncias prescindir da instalação de algumas estações. Esta solução tem a vantagem de se tornar mais económica (para o dono de obra) e de contribuir para a ampliação da rede sismológica existente.

2.3.3.1 Barragem de Pacoima, nos EUA

Após o sismo de São Fernando, em 1971, sentiu-se a necessidade de observar o comportamento sísmico da barragem de Pacoima, neste sentido foi instalado em 1977 um

¹¹ A sismicidade induzida pode-se subdividir em duas formas distintas: em pequena e média sismicidade e em elevada sismicidade. A primeira corresponde a sismos que usualmente podem ir até uma magnitude de cerca de 4 e que se deve ao abaloamento de grutas e pequenas falhas existentes no maciço rochoso de fundação por baixo da albufeira criada, enquanto a segunda ocorre quando a albufeira criada se localiza na zona de uma falha activa de grande importância interferindo com o seu equilíbrio devido ao aumento de massa com o enchimento da albufeira.

sistema de observação sísmico na barragem, que incluía 4 acelerómetros de 3 componentes (triaxial) e 5 acelerómetros de 1 componente (uniaxial), num total de 17 canais de medida, de acordo com o esquema que se apresenta na Figura 2.22 b).

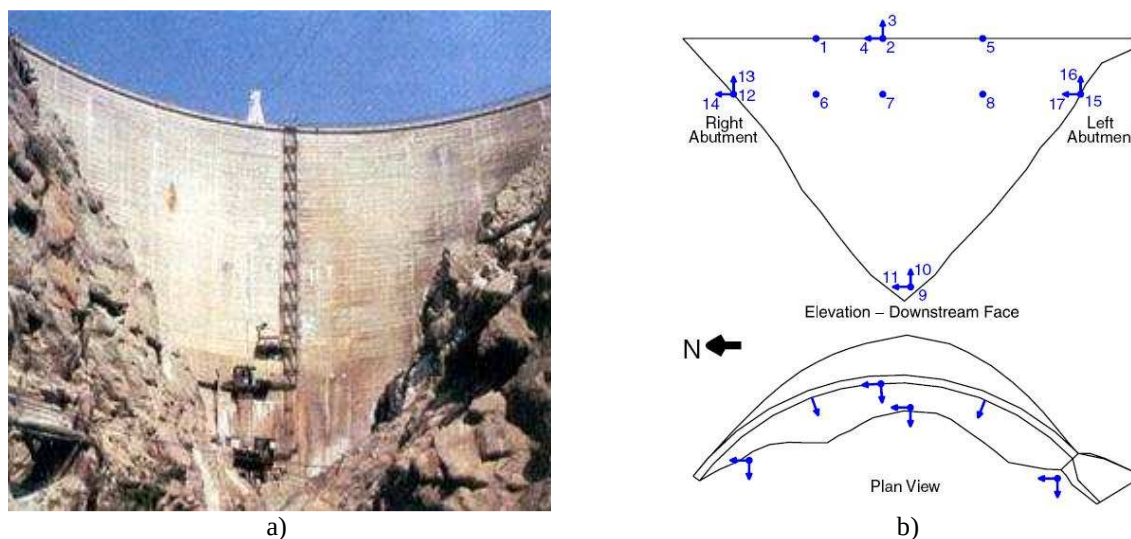


Figura 2.22 – Localização dos acelerómetros do sistema de observação sísmica da barragem de Pacoima. Adaptado de (Alves, et al., 2006).

Com este sistema foi possível medir os valores das acelerações de pico, em alguns canais, para o sismo de Northridge em 1994, porém verificou-se que alguns canais saturaram para os valores de acelerações envolvidos. O valor máximo que se conseguiu medir foi 2,0 g em acelerómetros que se encontravam na zona do coroamento. Desta experiência confirma-se a importância de em pontos estratégicos, como é o caso da zona central do coroamento, ser aconselhável uma configuração diferente, para os canais de medida aí colocados, para que estes não saturarem.

Ainda para este exemplo, em 2001, foi medida a resposta da estrutura a um sismo, com uma magnitude de 4,3, o qual originou uma aceleração de pico de 0,1 g num acelerómetro do coroamento e 0,02 g num acelerómetro situado na base da estrutura (Alves, et al., 2006).

2.3.3.2 Barragem de Mauvoisin, na Suíça

A barragem de Mauvoisin localiza-se na Suíça, trata-se de uma barragem abóbada de dupla curvatura com 250 m de altura e 520 m de desenvolvimento ao nível do coroamento (ver Figura 2.23). Nesta obra foram realizados, numa primeira fase, um conjunto de 7 campanhas de ensaios de vibração ambiental, com o objectivo de caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico desta obra, nomeadamente, frequências naturais e modos de vibração, para diferentes níveis de água na albufeira (Cantieni, et al., 1995; Darbre, et al., 2000). Enquanto numa segunda fase se procedeu à observação em contínuo do comportamento dinâmico da barragem por um

período de seis meses (de Dezembro de 1998 a Junho de 1999), na qual se registaram medições duas vezes por dia (Darbre, et al., 2000), utilizando 4 sensores, como se mostra da Figura 2.23 b).

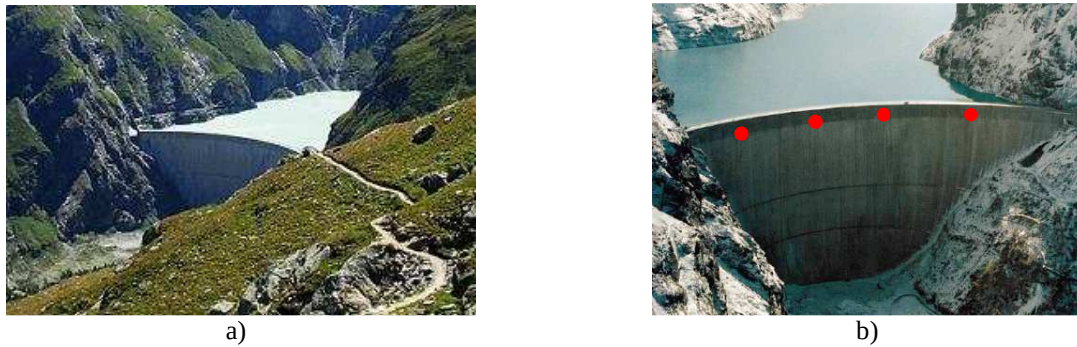


Figura 2.23 – Barragem de Mauvoisin: a) Vista geral; b) Disposição dos sensores na monitorização em contínuo (galeria à cota 1957 m).

Na Figura 2.24, apresentam-se as linhas de influência das duas primeiras frequências naturais da barragem de Mauvoisin, obtidas com base na aproximação de resultados experimentais obtidos, nas já referidas 7 campanhas de ensaios de vibração ambiental, na observação em contínuo e ainda para dois sismos entretanto registados (Darbre, et al., 2002).

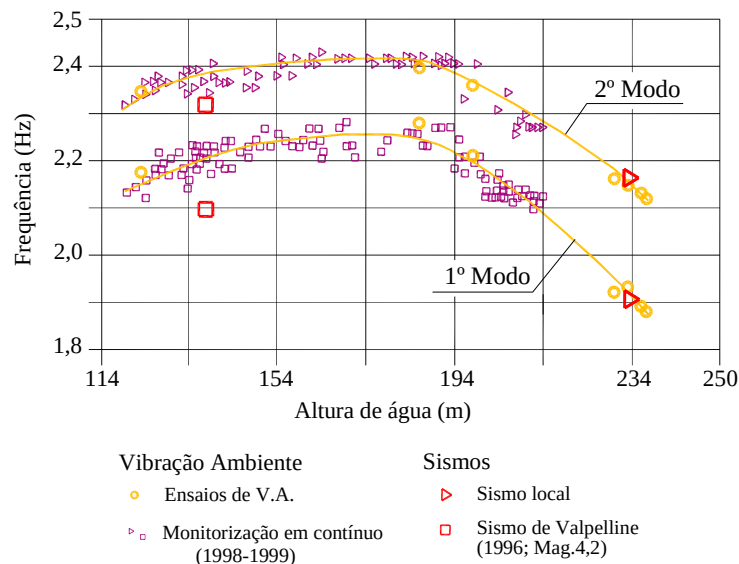


Figura 2.24 – Linhas de influência das duas primeiras frequências naturais identificadas, nas campanhas de vibração ambiental e de observação em contínuo [adaptado de (Darbre, et al., 2002)].

Analisando os resultados apresentados na Figura 2.24, facilmente se confirma que o comportamento dinâmico de barragens abóbada é tipicamente não linear. Isto é, verifica-se que

as máximas frequências ocorrem à cota 190 m (um pouco acima da meia altura da barragem). Para níveis da albufeira acima deste valor verifica-se um decréscimo acentuado (devido ao efeito de massa da água da albufeira). Enquanto para níveis de água na albufeira inferiores, verifica-se também um decréscimo das frequências naturais, mas menos acentuado, o qual poderá ser explicado pelo facto de ocorrer um decréscimo de rigidez da estrutura devido à abertura das juntas de contracção (este decréscimo sobrepõe-se assim ao efeito de decréscimo da massa da água, tendo em conta que as frequências naturais são proporcionais à raiz quadrada da razão rigidez/massa).

Os resultados obtidos com o sistema instalado na barragem de Mauvoisin ilustram bem as potencialidades que podem ser exploradas com a instalação deste tipo de sistemas em barragens de betão. Isto é, a vocação deste tipo de sistemas, deverá ser preferencialmente a observação sísmica, porém podem ser igualmente rentabilizados em actividades relacionadas com a caracterização experimental do comportamento dinâmico destas obras, com vista à obtenção de informação que permita calibrar os modelos de previsão comportamento estrutural destas obras. A opção por esta segunda via, para além de proporcionar informação com interesse evidente, constitui uma preciosa ajuda nas actividades de manutenção do sistema. Nestas condições, os sistemas mantêm-se em permanente funcionamento, assegurando-se assim que estão funcionais aquando da ocorrência de eventos sísmicos, obviando-se assim um dos principais problemas que são correlacionados com este tipo de sistemas, isto é, a sua utilização muito esporádica, e a falta de um plano de manutenção adequado deixa-os ao esquecimento, não se apresentando em condições operacionais aquando da ocorrência de sismos.

2.3.3.3 Barragem de Enguri, na Geórgia

A barragem de Enguri é actualmente a maior barragem abóbada do mundo, com cerca de 272 m de altura máxima, um desenvolvimento ao nível do coroamento de 728 m e uma espessura de 10 m ao nível do coroamento (ver Figura 2.25 a)). No ano de 2000 foi instalada uma rede composta por 10 estações sísmicas, 5 no corpo da barragem e maciço rochoso da fundação e 5 na vizinhança da barragem, como se mostra esquematizado na Figura 2.25 b)). Cada uma destas estações sísmicas é constituída por um sistema de aquisição de dados e um acelerómetro triaxial, sendo os dados, entre as várias estações, sincronizados através da utilização de antenas de GPS em cada uma das estações sísmicas (GEOSIG, 2009).

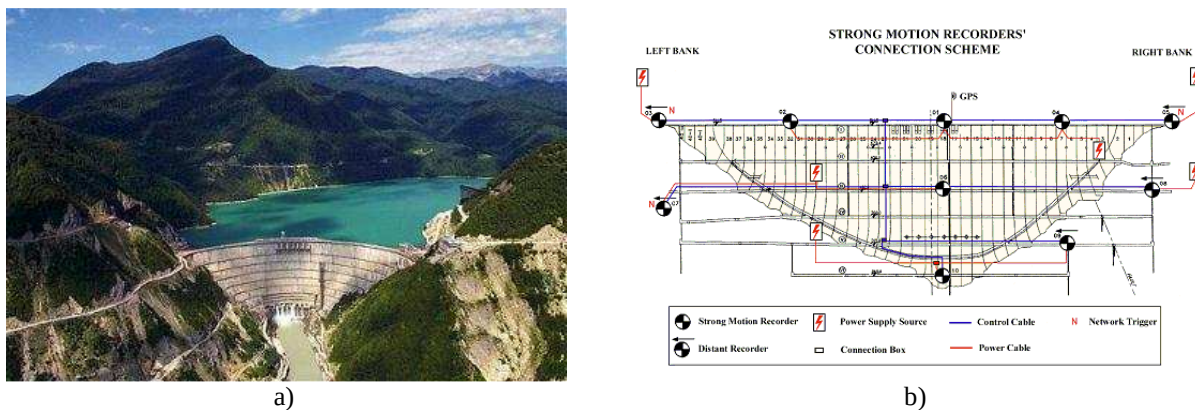


Figura 2.25 – Barragem de Enguri: a) Vista de frente; b) Plano de observação sísmica (GEOSIG, 2009).

Em 6 de Outubro de 2005, às 17:57:28.3 este sistema permitiu a obtenção de registos referentes a um sismo que ocorreu na Geórgia com uma magnitude de 4,6.

2.3.3.4 Barragem Karun III, no Irão

A barragem Karun III é uma barragem abóbada de dupla curvatura que se localiza numa zona com elevada sismicidade no Irão, trata-se da segunda mais alta neste país, com 205 m e tem 462 m de desenvolvimento ao nível do coroamento, apresenta uma espessura de 29 m na base e 5,5 m ao nível do coroamento (ver Figura 2.26).

De acordo com alguns registos geofísicos, o vale onde se localiza a barragem tem duas falhas activas, uma de cada lado do vale do rio. Atendendo a este facto, instrumentou-se a barragem e a zona envolvente da albufeira com algumas estações sísmicas, tendo-se verificado que, após enchimentos rápidos da albufeira ocorriam sismos de média intensidade, com magnitudes entre os 3,7 e 4,1, que não têm colocado em causa a segurança estrutural da obra (Kangi, et al., 2008).



Figura 2.26 – Barragem de Karun III no Irão.

2.3.3.5 Barragem de Kaore, no Japão

A barragem de Kaore localiza-se na zona central do Japão num vale estreito com elevada sismicidade. Trata-se de uma barragem abóbada de dupla curvatura com cerca de 100 m de altura, cuja construção terminou em 1992. Após a sua entrada em serviço, obtiveram-se para esta obra um conjunto de resultados experimentais obtidos com base na realização *in situ* de ensaios de vibração forçada e vibração ambiental, bem como resultados provenientes de um sistema de observação sísmica instalado na obra, que permitiu observar a resposta desta durante a ocorrência de alguns sismos.

Estes resultados experimentais serviram como um importante elemento de apoio ao desenvolvimento e calibração de modelos numéricos, que se desenvolveram posteriormente. Tendo-se desenvolvido dois modelos distintos, um considerando o efeito das juntas de contracção verticais e o outro não, obtendo-se os resultados apresentados na Figura 2.27, para a variação da primeira frequência natural em função do nível da cota da água na albufeira (Toyoda, et al., 2002).

Em termos de comportamento geral da obra, verifica-se que para a primeira frequência natural, são avaliados valores máximos entre os 25 m e 75 m (num máximo de 100 m), obtendo-se acima e abaixo desta zona valores de frequência com tendência para decrescerem, denotando-se uma maior tendência para decrescer entre os 75 m e os 100 m, de forma idêntica ao que se mostra para a barragem de Mauvoisin na Suíça.

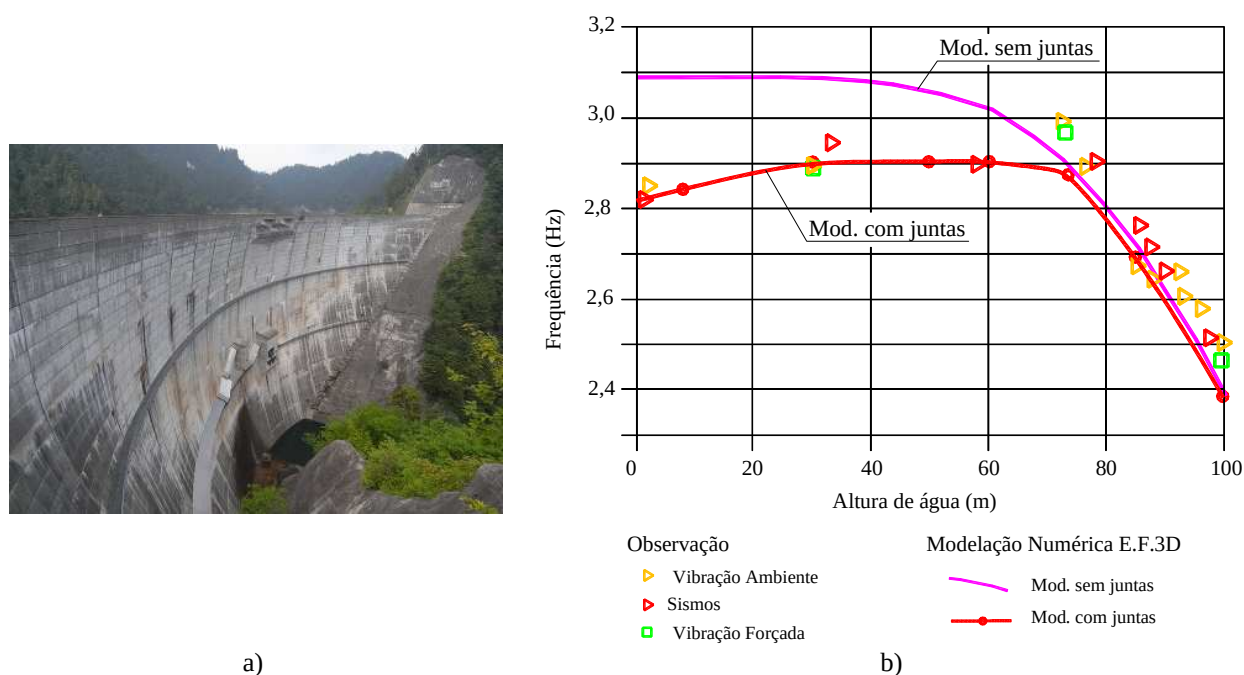


Figura 2.27 – a) Barragem de Kaore; b) Linha de influência da variação da primeira frequência própria em função do nível da água na albufeira, [adaptado de (Toyoda, et al., 2002)].

Tendo em conta o caso apresentado para a barragem de Mauvoisin, este trabalho, embora não apresente uma sequência de resultados de observação em contínuo tão vasta, apresenta o desenvolvimento e calibração de modelos numéricos, adequados para elaborar estudos de previsão do comportamento desta obra, tendo apenas sido calibrados com base na informação experimental obtida.

2.3.3.6 Barragem de Hitotsuse, no Japão

A barragem de Hitotsuse também se localiza no Japão e entrou em serviço em 1963, tem a forma de uma abóbada de dupla curvatura com 130 m de altura e 418 m de desenvolvimento ao nível do coroamento (ver Figura 2.28).



Figura 2.28 – Barragem de Hitotsuse, no Japão.

Em 14 de Agosto de 2006 foram instalados nesta barragem dois acelerómetros triaxiais, ao nível do coroamento, um na zona central da barragem e outro a meio caminho entre a zona central e o encontro da margem direita, com o objectivo observar a variação das frequências naturais da obra, durante períodos longos (observação em contínuo). Para além dos dois referidos acelerómetros foram também instalados 6 termómetros no paramento de montante e outros 6 no paramento de jusante, para medir a onda térmica anual e obter possíveis correlações com os resultados provenientes da observação do comportamento dinâmico.

Na Figura 2.29, mostram-se três gráficos do período de observação em contínuo, empreendido na barragem de Hitotsuse, entre Agosto de 2006 e Dezembro de 2007. O gráfico a) mostra a evolução do nível da água na albufeira, o gráfico b) mostra claramente a onda térmica anual e finalmente o gráfico c) mostra a variação das primeiras frequências naturais identificadas durante o referido período da observação.

Relativamente aos resultados apresentados na Figura 2.29, importa referir que, analisando a nuvem de pontos associada à primeira frequência natural, fica-se com a ideia de que existe uma

tendência para se formarem duas grandes linhas de concentração de pontos, porém estas nuvens de pontos são associadas a uma primeira frequência natural da obra. Esta dúvida advém do facto de as barragens abóbada, terem quase sempre as duas primeiras frequências naturais muito próximas (como acontece para o caso da barragem do Cabril, em análise neste trabalho, e outras obras com as mesmas características). Nestas circunstâncias é recomendável utilizar modelos numéricos para comparar com os resultados experimentais, para estes se validarem mutuamente, o que não se verifica neste estudo.

Apenas refere que nos dias 21 e 22 de Fevereiro de 2007, foram realizadas extensas campanhas de ensaios de vibração ambiental, com o objectivo de caracterizar o comportamento dinâmico desta obra, nomeadamente, identificar a forma dos primeiros modos de vibração da estrutura, nunca apresentando a forma dos modos identificados e respectivas frequências naturais (Okuma, et al., 2008).

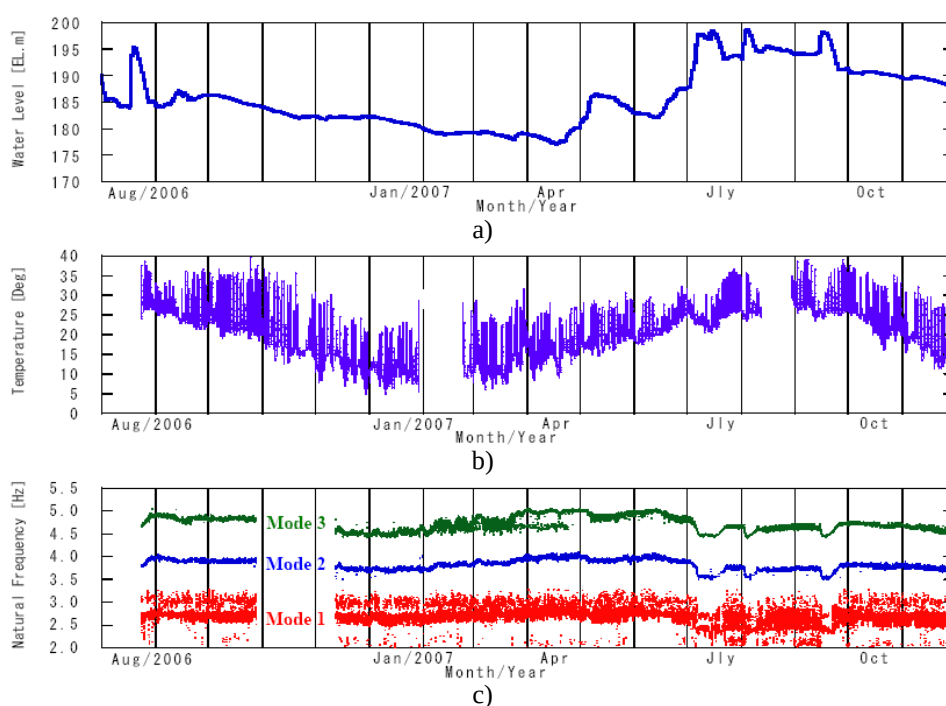


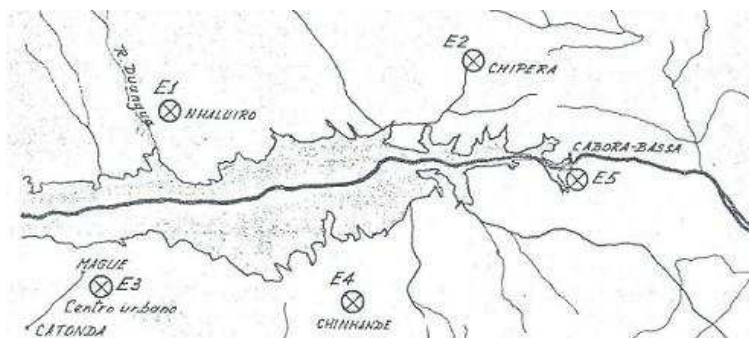
Figura 2.29 – Observação em contínuo da barragem de Hitotsuse (Okuma, et al., 2008): a) Variação do nível da albufeira; b) Variação da temperatura; c) Variação das primeiras frequências naturais.

2.3.3.7 Barragem de Cahora Bassa, em Moçambique

A barragem de Cahora Bassa é uma obra que foi construída em Moçambique no início da década de 1970, tem 171 m de altura e um desenvolvimento ao nível do coroamento de 303 m, é possivelmente uma das barragens abóbada mais esbeltas existentes em todo o mundo, com uma espessura na base de 23 m e de 4 m ao nível do coroamento.

Durante a fase de construção e primeiro enchimento da albufeira foram instaladas, nas proximidades da barragem, um conjunto de estações sísmicas (ver Figura 2.30), com o objectivo

de caracterizar a actividade sísmica do local, nomeadamente, localizar o epicentro e determinar a magnitude de eventuais sismos (induzidos pela criação da albufeira). Contudo, dificuldades de funcionamento associadas à falta de pessoal qualificado e de fiabilidade dos equipamentos de transmissão (via rádio) impediram a sua conveniente exploração. Em 1976 esta rede foi desactivada, embora em meados de 1977 algumas destas estações tenham sido reactivadas temporariamente, contudo, as adversidades provocadas pela guerra votou-as ao abandono tendo, em alguns casos, o equipamento desaparecido.



a)



b)

Figura 2.30 – Barragem de Cahora-Bassa: a) Localização das estações sísmológicas E₁ a E₅ (LNEC, 1971); b) vista aérea da obra.

Actualmente, a obra encontra-se dotada de um sistema de monitorização da acção sísmica e da resposta dinâmica (ver Figura 2.31), o qual é composto por um sismógrafo de campo livre no maciço rochoso da margem esquerda e um outro numa estação sísmica localizada na subestação (ambos para detectar a acção sísmica) e por 4 acelerómetros no corpo da barragem (para caracterizar a resposta dinâmica da estrutura).

Os sismógrafos utilizados para medir a acção sísmica foram fixados rigidamente ao maciço rochoso, um no extremo da galeria do coroamento à cota 325m (GE1), na encosta esquerda da barragem, que funciona como “trigger” e o outro na base de uma elevação montanhosa de raízes profundas junto à subestação, abrigado numa casota. Os sismógrafos têm orientação Norte-Sul para o eixo X, Este-Oeste para o eixo Y e vertical para o eixo Z; eles foram programados para a aceleração máxima 2g. Ao sismógrafo da subestação foi associado um GPS com o objectivo de sincronizar os tempos de registo dos eventos com os registos de outras estações da região Austral de África (Carvalho, et al., 2008).

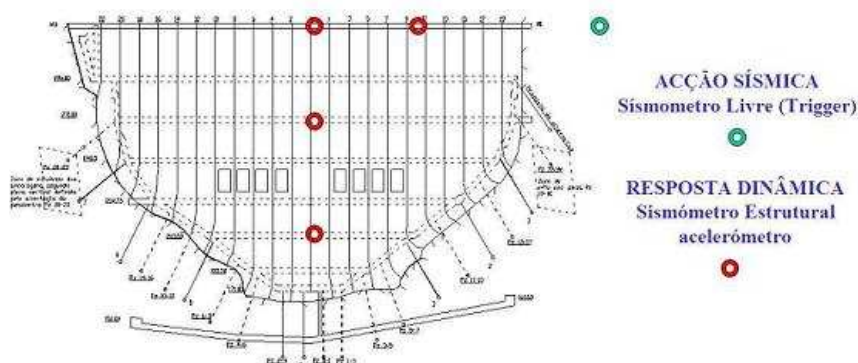


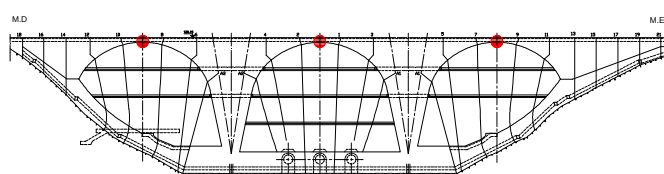
Figura 2.31 – Rede de observação sísmica na barragem (Carvalho, et al., 2008).

2.3.3.8 Barragem da Aguieira, em Portugal

A barragem da Aguieira é composta por 3 abóbadas de dupla curvatura e dois contrafortes¹², que funcionam também como descarregadores de superfície, como se mostra na Figura 2.32. Esta obra encontra-se em exploração desde 1981, e pelo facto de ser considerada como uma barragem relativamente esbelta, tem merecido, desde sempre, especial atenção no que respeita ao acompanhamento do seu comportamento sísmico e dinâmico, nomeadamente através da realização de ensaios dinâmicos (Portugal, 1990) e da instalação de um conjunto de 3 macro-sismógrafos, como se mostra na Figura 2.32 b) (Pedro, et al., 1986).



a)



● Macro-sismógrafos

b)

Figura 2.32 – Barragem da Aguieira: a) Vista geral; b) Alçado com a localização dos 3 macro-sismógrafos.

Embora este equipamento esteja instalado em obra desde meados da década de 1980, dificuldades de funcionamento associadas à falta de manutenção do equipamento têm impedido a sua conveniente exploração. Salienta-se o facto de se encontrar presentemente em desenvolvimento, no LNEC, um sistema de observação do comportamento sísmico e dinâmico idêntico ao que se apresenta no capítulo 5 deste trabalho, para o caso da barragem do Cabril. Pretende-se com este novo sistema, para além de substituir o anterior, obter mais informação

¹² Obras com este tipo configuração são usualmente designadas como barragens de abóbadas múltiplas.

experimental sobre o comportamento sísmico e dinâmico de barragens de betão, em Portugal, nomeadamente numa barragem com características estruturais diferentes das da barragem do Cabril, que é objecto de estudo neste trabalho.

2.3.3.9 Barragem de Alqueva, em Portugal

A barragem de Alqueva (ver Figura 2.33) é uma barragem abóbada com 96 m de altura e 348 m de desenvolvimento ao nível do coroamento, apresenta uma espessura de 7 m ao nível do coroamento, tendo na sua base uma espessura da ordem de 30 m.

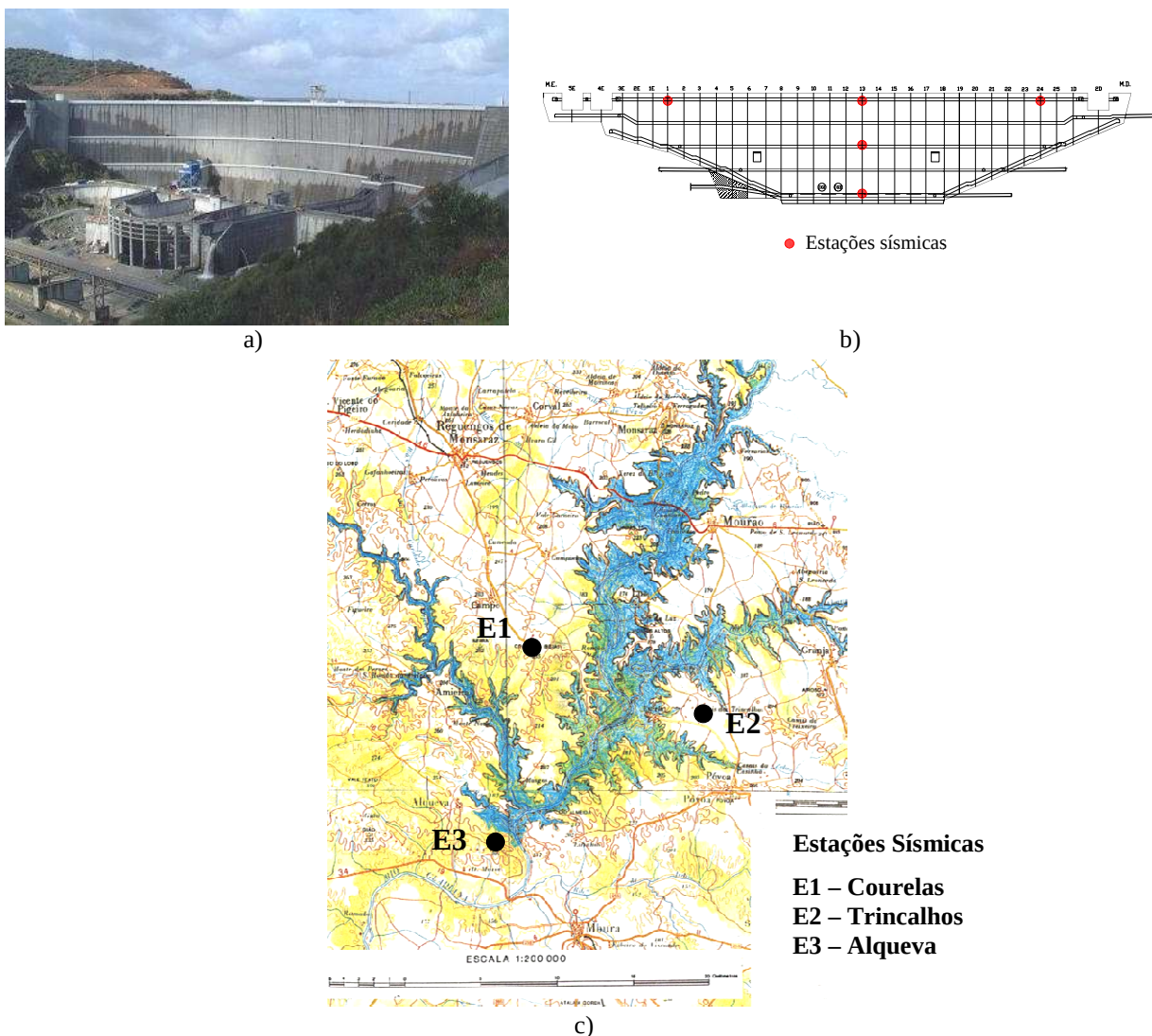


Figura 2.33 – Barragem de Alqueva: a) vista geral; b) alçado com a disposição das 5 estações sísmicas instaladas no corpo da barragem; c) estações sísmicas dispostas ao longo da albufeira adaptado de (Gomes, et al., 2001).

A construção desta obra deu origem ao maior lago artificial da Europa, o que motivou a instalação de um sistema de monitorização sísmica que permita a caracterização de eventuais sismos induzidos pela albufeira ou outros. Por outro lado, importa referir que esta obra foi construída sobre uma falha tectónica pelo que a instalação deste sistema também permite verificar a existência de eventual actividade sísmica associada a esta falha.

Este sistema é composto por 3 estações sísmicas colocadas junto à albufeira (ver Figura 2.33 c), e 5 no corpo da barragem (ver Figura 2.33 b), com as quais se pretende monitorizar a resposta sísmica da obra (Gomes, et al., 2001). Cada estação sísmica é composta por um acelerómetro triaxial e um sistema de aquisição de dados. O funcionamento destas estações baseia-se na utilização de níveis de disparo, que, uma vez atingidos (para determinados valores de amplitudes de vibração) determinam o início do registo das vibrações, devidas a eventos especiais.

2.4 Controlo da segurança estrutural. Monitorização em contínuo

Como já se referiu anteriormente, as barragens de betão permitem armazenar grandes quantidades de água, apresentando, por essa razão, um elevado risco potencial, uma vez que o seu colapso pode originar ondas de inundação catastróficas nas regiões localizadas a jusante, podendo daí resultar graves perdas humanas, danos ambientais e materiais, tais como a perda da central e consequente perda de produção de energia, com impactos socioeconómicos e políticos muito negativos. Por outro lado, a construção e exploração de barragens de betão envolvem elevados investimentos, que têm de ser rentabilizados ao longo da sua vida útil, pelo que é de todo o interesse prolongar ao máximo o ciclo de exploração destas obras (Ramos, 1994).

A prevenção de situações de acidente e incidente apenas pode ser assegurada implementando uma adequada manutenção das obras, a qual deve incluir o efectivo controlo da sua segurança estrutural, que, em face dos desenvolvimentos tecnológicos mais recentes, pode ser garantida através da monitorização em contínuo das principais grandezas fundamentais para o controlo da segurança destas obras, podendo-se referir como exemplo, o sistema de monitorização do comportamento dinâmico que se apresenta neste trabalho.

No âmbito do controlo da segurança de barragens, para além dos aspectos relacionados com o envelhecimento das obras, as principais preocupações com a sua segurança relacionadas com a ocorrência de eventos especiais, tais como:

- cheias que podem dar origem a galgamentos, altamente prejudiciais para as condições de segurança destas obras; e,
- sismos de média e elevada intensidade, cujos efeitos podem ser especialmente gravosos para obras antigas, as quais foram projectadas com base em critérios de segurança sísmica que se encontram actualmente ultrapassados.

Em termos gerais, a vida útil de uma barragem de betão depende dos esforços que são empreendidos na sua manutenção, bem como na manutenção de todas as obras anexas ao empreendimento (ICOLD, 2000; ICOLD, 2002), podendo no seu conjunto, atingir uma vida útil muito longa (Wieland, et al., 2009). Porém quando a manutenção é descurada, as condições de segurança podem diminuir drasticamente, como se verificou no caso da barragem de Enguri na Geórgia (ver Figura 2.34), na qual não foram asseguradas as condições mínimas de manutenção durante a guerra civil que conduziu à independência deste país, no início da década de 1990. Este exemplo, referente à maior barragem abóbada existente no mundo (com cerca de 272 m), ilustra bem a importância da manutenção no prolongamento da vida útil destas obras, mostrando igualmente que a segurança de uma barragem pode decrescer muito rapidamente. Uma barragem relativamente nova pode-se tornar potencialmente perigosa em pouco anos, se não for devidamente conservada.



Figura 2.34 – Barragem de Enguri na Geórgia, obras de reabilitação após a guerra civil.

Ainda no âmbito da segurança de barragens, é importante salientar a importância dos designados planos de emergência, os quais se baseiam na activação de sistemas de alarme, na elaboração de mapas de inundação (resultantes do colapso da obra) e na evacuação de pessoas, caso os alarmes sejam accionados. Trata-se de uma área que se encontra na dependência dos serviços de defesa (do foro militar) e/ou dos serviços de protecção civil, pelo facto das barragens serem consideradas alvos preferenciais em caso de guerra e potenciais alvos de ataques terroristas, devido ao potencial de destruição associado ao seu eventual colapso (Wieland, et al., 2009; Gong, et al., 2009).

Quanto à regulamentação de segurança de barragens é de referir que a generalidade dos países segue as recomendações efectuadas pelo ICOLD, sendo introduzidas pelas entidades competentes as necessárias adaptações de forma a ter em conta as respectivas especificidades.

Assim, a eficácia do controlo da segurança depende, essencialmente, das entidades responsáveis que zelam pelo seu cumprimento, que no caso específico de Portugal, são em

primeira instância os donos de obra, que respondem perante a Autoridade, o Instituto da Água (INAG¹³), que frequentemente recorre à assessoria do LNEC¹⁴ (RSB, 2007). Neste panorama, o LNEC tem assumido um papel importante, uma vez que para além de assessorar a Autoridade, tem também contribuído para o desenvolvimento de investigação neste domínio.

Perante este enquadramento, discutem-se nesta secção os principais aspectos envolvidos no controlo da segurança de barragens, salientando-se as principais inovações neste domínio, nomeadamente as que estão relacionadas com o comportamento dinâmico destas obras. Assim, aborda-se a questão da observação e da modelação no controlo da segurança estrutural, destacam-se as principais evoluções verificadas nos sistemas de observação, que vão desde a recolha manual de dados à sua automatização, abordam-se os principais aspectos relacionados com os sistemas utilizados para a monitorização do comportamento dinâmico e finalmente discutem-se alguns aspectos sobre a regulamentação existente no que se refere à definição das acções sísmicas e à monitorização da resposta das obras sob este tipo de acções.

2.4.1 Observação e modelação no controlo da segurança estrutural

A observação da evolução temporal de algumas das grandezas físicas fundamentais para caracterizar o comportamento estrutural de barragens de betão, assume um papel de grande relevo no controlo da segurança destas obras tratando-se de uma actividade que requer a instalação em obra de instrumentação adequada para a medição ao longo do tempo das grandezas a observar.

Na selecção dessa instrumentação é recomendável a intervenção de pessoal especializado neste domínio, com capacidade para avaliar com bom senso as necessidades de cada obra. Embora não existam regras simples para avaliar o que é adequado instalar, é necessário prestar atenção a alguns aspectos, nomeadamente, à dimensão da obra, ao risco potencial associado, à classificação da barragem, bem como a sua complexidade e da respectiva fundação. Há ainda que conhecer os problemas específicos de cada obra, bem como o grau de conservadorismo adoptados no estabelecimento dos critérios de observação (Ramos, 1994).

Por outro lado é importante ter em conta que é sempre possível corrigir e/ou melhorar a instrumentação instalada, uma vez que os planos de observação são revistos periodicamente. Para se tomarem decisões ajustadas é necessário implementar uma boa organização ao nível do processo de recolha, gestão e avaliação dos dados da observação. Neste sentido, é muito importante ter equipas com um bom conhecimento sobre os instrumentos utilizados e a

¹³ O Instituto da Água, organismo do Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, criado em 1993, sucedeu nas suas competências à Direcção-Geral dos Recursos Naturais que, por sua vez, era já a herdeira da rica tradição de trabalho em prol da protecção e aproveitamento dos recursos hídricos nacionais dos Serviços Hidráulicos, cujas raízes remontam aos finais do século passado.

¹⁴ O LNEC é uma instituição pública, na qual a regulamentação portuguesa delega competências ao nível da investigação associada ao controlo de segurança de barragens.

arquitectura do sistema, definir orientações que prevejam mínimos de instrumentação, agendamento da observação e processamento dos dados e sua avaliação, recolha automática de dados, e procedimentos para a respectiva aceitação e conveniente apresentação.

Por outro lado, convém salientar que a simples instalação de instrumentos em obra ou a simples acumulação de dados observados, por si só, não melhora as condições de segurança das obras nem protege pessoas e bens. Os aparelhos devem ser criteriosamente seleccionados, localizados e instalados. A recolha de dados deve ser efectuada em consciência, meticolosamente reduzidos ao essencial, organizados de acordo com os critérios de avaliação das condições de segurança das obras. Um programa de observação mal concebido produz dados desnecessários, originando perdas de tempo e dinheiro na recolha e interpretação, perdendo por vezes a objectividade que é necessária para este tipo de situações, daí resultando por vezes o abandono do programa (Garrett, 2007).

Importa também salientar que as actividades relacionadas com a instrumentação e observação envolvem muitas vezes a contribuição de especialistas de diversas áreas do conhecimento, para além da Engenharia Civil, nomeadamente são usualmente formadas equipas multidisciplinares com técnicos provenientes das Engenharias Electrotécnica e Mecânica (Instrumentação) e da Engenharia Informática (Tecnologias de Informação).

No âmbito das actividades de controlo da segurança de barragens de betão, é também fundamental o desenvolvimento de modelos numéricos (ver Figura 2.35), que são utilizados para efectuar verificações de segurança e previsões sobre o comportamento futuro destas obras. Neste domínio, têm sido utilizados diversos tipos de modelos, nomeadamente, modelos de elementos finitos e modelos de elementos discretos, como se verá no Capítulo 3.

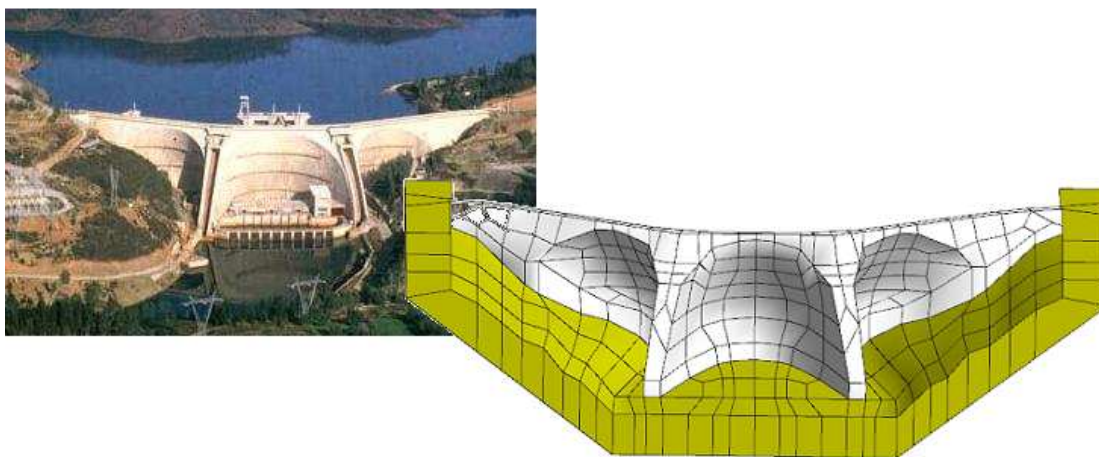


Figura 2.35 – Barragem da Aguieira e modelo de elementos finitos tridimensional.

Na maioria dos casos, os modelos numéricos são elaborados com o objectivo de acompanhar o comportamento das obras, desde as primeiras fases da sua vida útil, designadamente, desde a construção, primeiro enchimento da albufeira e período inicial de

exploração, o que acontece numa sequência formalmente normalizada na regulamentação de cada país. Concluída a fase inicial, são em geral desenvolvidos novos modelos numéricos, a partir dos quais a avaliação de segurança é efectuada na fase de exploração normal, sendo possível confirmar a evolução do carácter satisfatório do seu comportamento. A utilização destes modelos deve permitir avaliar a importância de eventuais fenómenos de deterioração e fundamentar a necessidade de realização de estudos especiais de diagnóstico, que em alguns casos podem conduzir à adopção de medidas de condicionamento da exploração, bem como a obras de reabilitação e até mesmo à desactivação de obras (DeHeer, 2001).

Como já se referiu anteriormente, embora a utilidade dos modelos numéricos seja evidente, subsistem algumas dúvidas na sua utilização e no seu desenvolvimento, que estão relacionadas com a sua fiabilidade e adequabilidade para simular determinadas realidades físicas. É o caso, por exemplo, das dúvidas que subsistem ao nível da representação do comportamento dinâmico destas obras, tendo em consideração, o complexo sistema *barragem-fundação-albufeira*, cuja compreensão e interpretação é essencial para avaliar as condições de segurança deste tipo de obras para eventos sísmicos intensos (Chen, 2009).

Uma das principais razões para as actuais dificuldades ao nível da modelação do comportamento dinâmico de barragens prende-se com a escassa informação experimental que existe actualmente sobre o comportamento dinâmico destas obras (Wieland, 2003). Neste sentido, foi estabelecido como um dos principais objectivos deste trabalho a recolha de informação experimental sobre o comportamento dinâmico destas obras, através do desenvolvimento e implementação de um sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, para a barragem do Cabril, como se mostra no capítulo 4.

Quanto à informação experimental que tem sido recolhida sobre o comportamento dinâmico de barragens, é de referir que já existem dados que têm contribuído para o esclarecimento de algumas questões, nomeadamente os registados durante a ocorrência de alguns eventos sísmicos, como se mostrou no ponto 2.3.1 e os obtidos através da realização de ensaios de vibração forçada e ensaios de vibração ambiental, que têm permitido a caracterização das frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais das obras, para níveis de vibração baixos e/ou controlados. Por fim é de destacar o interesse da realização de ensaios de ultra sons, com vista à caracterização do módulo de elasticidade dinâmico do betão (Farinha, et al., 2002), e com vista à caracterização de eventual fissuração que possa influenciar a resposta dinâmica das obras, a par da realização de ensaios dinâmicos.

2.4.1.1 Modelos físicos

Também é usual recorrer ao desenvolvimento de modelos físicos para estudar o comportamento dinâmico de grandes barragens de betão (Borges, et al., 1963; Oberti, et al., 1967; Pereira, et al., 1973), contudo a sua análise requer a satisfação das condições de semelhança de Froude e de Cauchy, o que dificulta a escolha dos materiais para a construção dos

modelos, dos sistemas de carga, dos sistemas de medição das grandezas físicas e na interpretação dos resultados (Gomes, 2006).

Neste domínio refere-se um trabalho recente, desenvolvido no LNEC, no qual foi executado um modelo físico da barragem de Odiáxere (do tipo abóbada) que foi ensaiado até à rotura em mesa sísmica (ver Figura 2.36). Esta barragem tem uma altura máxima de 41 m, um desenvolvimento ao nível do coroamento de 150 m e uma espessura de 5 m ao nível do coroamento. O modelo físico foi construído em argamassa de cimento à escala de 1:40 (Rosca, 2008; Gomes, 2010).



Figura 2.36 – Modelo físico da barragem de Odiáxere com albufeira (modelo à escala 1:40). Estudo dinâmico na mesa sísmica do LNEC (Gomes, 2010).

Projectos idênticos ao anterior têm sido desenvolvidos na China no “Earthquake Engineering Research Center” (EERC), que pertence ao “China Institute of Water Resources and Hydropower Research”, referindo-se nomeadamente os ensaios realizados em mesa sísmica¹⁵ para o modelo da barragem arco-gravidade de Longyangxia (EERC-IWHR, 2008), tal como se mostra na Figura 2.37.

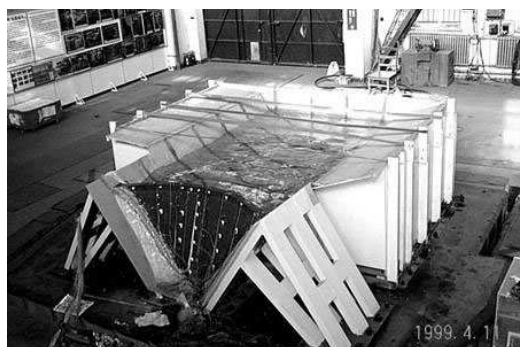


Figura 2.37 – Modelo físico da barragem arco-gravidade de Longyangxia (EERC-IWHR, 2008).

¹⁵ O EERC, na China, tem uma mesa sísmica com 5x5 m² (com 6 graus de liberdade), com capacidade para aplicar forças de 20 toneladas, dotada de uma gama de frequências desde 0,1 até 120 Hz, que permite a aplicação de acelerações máximas de 1 g na horizontal e 0,7 g na vertical.

Também nos estudos efectuados para o projecto da barragem abóbada de Xiaowan (concluída a sua construção será a maior barragem abóbada do mundo) se recorreu a ensaios de modelos físicos em mesa sísmica (Zou, et al., 2006), dos quais se mostra o esquema que se apresenta na Figura 2.38.

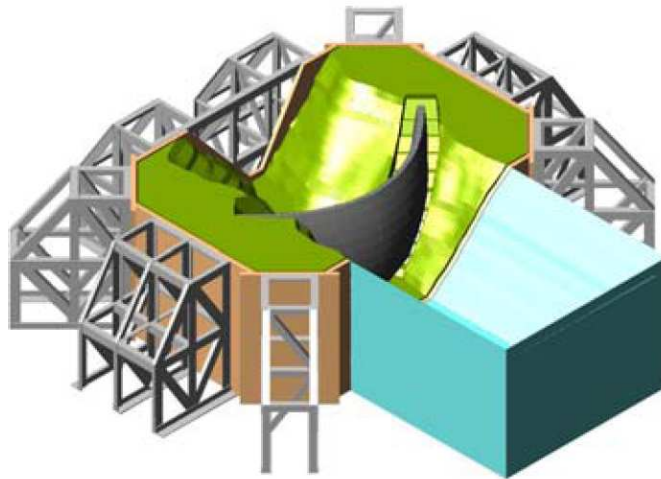


Figura 2.38 – Ensaio de uma barragem abóbada numa mesa sísmica de $5 \times 5 \text{ m}^2$ na China, com vista a estudar o efeito de um “cinto anti-sísmico” – combinação de armaduras de reforço e amortecedores (Zou, et al., 2006).

O estudo do comportamento dinâmico de barragens de betão recorrendo a ensaios de modelos físicos em mesa sísmica, encontra-se ilustrado em diversos trabalhos (Niwa, et al., 1980; Donlon, et al., 1991; Morin, et al., 2002), e continua a constar de propostas de trabalhos de investigação nos EUA (Saouma, et al., 2007), apresentando-se na Figura 2.39 duas mesas sísmicas existentes (em Boulder e Reno) e uma proposta para construção de uma nova mesa sísmica de grandes dimensões, para efectuar ensaios de modelos físicos de barragens de betão, em San Diego.



Figura 2.39 – Comparação de mesas sísmicas de diferentes dimensões (Saouma, et al., 2007).

2.4.2 Evolução dos sistemas de monitorização. Recolha manual e automática

Como se vem referindo, a obtenção de informação experimental é fundamental para caracterizar o comportamento de barragens de betão e avaliar a sua segurança estrutural. Tradicionalmente, a monitorização do comportamento destas obras sempre deu um importante contributo para o estado da arte em engenharia de barragens, mesmo após o grande desenvolvimento dos meios computacionais, verificado a partir da década de 1960, em que se chegou a perspectivar uma diminuição da sua importância, verificando-se precisamente o contrário, isto é a observação do comportamento destas obras tornou-se ainda mais importante, funcionando como um complemento fundamental para o desenvolvimento dos modelos numéricos (Dibiagio, 2000).

A importância da monitorização do comportamento estrutural de barragens de betão, também tem sido reforçada devido à constante e rápida evolução científico-tecnológica nos domínios que permitem o desenvolvimento dos equipamentos de medida, e devido ao desenvolvimento das metodologias de ensaio. Actualmente existe no mercado uma grande diversidade de equipamentos, comprovadamente robustos, adequados para a maioria das aplicações na instrumentação destas obras, e, em particular, para a monitorização do comportamento dinâmico.

Estes desenvolvimentos têm conduzido a um aumento significativo da tendência para a instalação de sistemas de recolha automática de dados (RAD). A instalação de sistemas RAD para grandezas estáticas começou na década de 1970 (Fanelli, 1980; ICOLD, 1999; Farinha, et al., 2004), enquanto para o caso de grandezas dinâmicas os primeiros sistemas RAD em obras de engenharia civil datam da década de 2000, apresentando-se neste trabalho uma proposta inovadora para a instalação e exploração de um sistema RAD com vista à monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens.

A aposta na recolha automática de dados para a monitorização do comportamento estrutural de barragens, para além de ser uma consequência lógica dos recentes desenvolvimentos tecnológicos, permite o desenvolvimento de metodologias e ferramentas computacionais de grande utilidade que aumentam a capacidade de interpretar o comportamento destas obras, permitindo melhorar a capacidade para projectar e construir novas obras e proporcionando uma maior confiança na exploração de obras antigas e recentes (Wieland, 2003).

Nos sistemas de monitorização automática os equipamentos de medida e as metodologias de análise encontram-se interligados, formando uma cadeia na qual a informação experimental passa por diversas fases, começando pela medição de um sinal, seguindo-se a sua conversão e quantificação, atingindo a forma da grandeza física de interesse, passando pelos formatos considerados adequados para se proceder à análise, até se obter o produto final utilizado para efectuar as necessárias verificações da segurança estrutural das obras (Dibiagio, 2000). Usualmente, este processo é concluído através da elaboração de representações gráficas elucidativas, que permitam uma rápida interpretação dos fenómenos físicos envolvidos, nas quais se estabelecem, preferencialmente, relações directas entre as acções e a resposta estrutural.

Na referida cadeia de monitorização os sensores representam o primeiro elo, funcionando como os “olhos” dos sistemas de monitorização, sendo por esta razão, considerados como a principal componente dos sistemas. Nos últimos anos os sensores têm evoluído consideravelmente, existindo actualmente no mercado uma grande quantidade e diversidade de equipamentos, apresentando melhorias significativas em termos de precisão, fiabilidade, durabilidade e robustez e, tudo isto com custos cada vez menores devido ao crescente volume de produção para satisfazer as actuais necessidades.

No domínio dos sensores destacam-se ainda os designados “smart sensors”, que se caracterizam pelo facto de terem capacidade para assumir autonomamente algumas funções relacionadas com a correcção de erros sistemáticos e o processamento de sinal, por exemplo, para os quais os níveis de “inteligência” são cada vez maiores.

Numa cadeia de monitorização, aos sensores, seguem-se os cabos (ou outros canais de ligação), os quais estabelecem as ligações entre os sensores e os sistemas de aquisição de dados. À semelhança dos sensores, também neste domínio têm surgido importantes inovações, das quais se destacam o surgimento dos cabos de fibra óptica e as redes de sensores sem fios. No âmbito da instrumentação de barragens estas inovações têm um interesse evidente, uma vez que se apresentam como uma solução para alguns problemas tradicionais nesta área, designadamente, a instalação de cabos de fibra óptica evita os problemas electromagnéticos que ocorrem em locais onde existem campos de tensão elevados (o que é muito usual em barragens), são também uma óptima solução em caso de ocorrência de trovoadas (devido às descargas eléctricas), para além de serem a solução mais adequada para a transmissão dos dados em caso de distâncias longas (Garrett, 2007).

Nos sistemas de aquisição de dados, as potencialidades também têm aumentado significativamente, encontrando-se actualmente limitadas apenas por questões de custo e de racionalidade na definição das necessidades envolvidas em cada caso, com vista a obter soluções que apresentem uma boa relação qualidade/preço. Os sistemas mais recentes encontram-se dotados de várias funções, das quais se salientam a grande capacidade para adquirir e armazenar dados com elevadas taxas de amostragem, a possibilidade de efectuar análises on-line, a capacidade de gestão das bases de dados criadas, e a capacidade para estabelecer comunicações com utilizadores localizados em qualquer parte do mundo (via internet), permitindo o controlo remoto dos sistemas instalados em obra a partir de centros de análise especializados (Yamamoto, 2002).

Esta nova perspectiva, baseada no funcionamento em rede, utilizando a internet, permite aceder aos sistemas e aos dados com bastante comodidade, facilitando deste modo a automatização do processamento, a criação de bases de dados e a apresentação dos resultados finais de interesse para o controlo da segurança estrutural destas obras.

De seguida referem-se as principais grandezas observadas no âmbito do controlo da segurança destas obras, salientando-se aquelas cuja recolha pode e deve ser automatizada, as experiências recentes no âmbito da automatização de inspecções visuais e a automatização da observação do comportamento dinâmico.

2.4.2.1 Grandezas observadas para o controlo da segurança sob acções estáticas e dinâmicas

No controlo da segurança de barragens são observadas diversas grandezas que permitem caracterizar a resposta das obras (*barragem-fundação-albufeira*) sob acções estáticas e dinâmicas. Na Tabela 2.1 apresentam-se as grandezas usualmente observadas em grandes barragens de betão e o tipo de dispositivo instalado para efectuar as medições. Como se pode verificar na referida tabela, é usual classificar as grandezas observadas consoante permitem caracterizar as acções, a resposta estrutural do corpo da obra e a resposta hidromecânica da fundação, evidenciando-se a negrito as grandezas associadas ao comportamento dinâmico.

Tabela 2.1 – Grandezas observadas em grandes barragens de betão e dispositivos instalados para as medir.

CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES		
		<u>Dispositivos instalados</u>
Cota de água na albufeira		• Escala de níveis - Limnígrafo
Acções Termo-higrométricas	Temperatura do ar	• Termómetro de máxima e mínima
	Humidade do ar	• Termohigrógrafo
	Temperatura no betão	• Termómetros tipo Carlson
Acelerações sísmicas junto à inserção		• Acelerómetros triaxiais
Acelerações sísmicas na zona envolvente (em torno da albufeira)		• Estações sísmicas
CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL		
		<u>Dispositivos instalados</u>
Deslocamentos no corpo da obra	Horizontais	• Fios de prumo • Sistema para medição de deslocamentos horizontais em vários pontos do paramento de jusante, por geodesia de posição
	Verticais	• Nivelamento geodésico de precisão no coroamento
Movimentos relativos em juntas de contracção		• Medidores de junta e Bases de alongâmetro
Movimentos relativos em fendas e fissuras		• Bases de alongâmetro uniaxiais
		• Medidores de resistência eléctrica
Deslocamentos ao nível da fundação		• Extensómetros de fundação • Fios de prumo invertidos
Extensões no betão		• Grupos de extensómetros Carlson
Caudais na zona fendilhada		• Medidores de caudal na zona do paramento de jusante acessível através dos passadiços
Acelerações no corpo da barragem		• Acelerómetros uniaxiais e triaxiais
CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DA FUNDAÇÃO		
		<u>Dispositivos instalados</u>
Caudais drenados e infiltrados		• Medição de caudais à saída de vários drenos da cortina de drenagem
		• Medição de caudais em Bicas totalizadoras
Subpressões		• Medição de subpressões em várias zonas da fundação
Subpressões hidrodinâmicas em fendas e fissuras		• Medição de subpressões em várias zonas da fundação

2.4.2.2 Escolha de grandezas para automatização

O recurso à utilização de dispositivos de recolha automática, para além de permitir um controlo mais expedito da segurança, visa também uma maior racionalização das actividades de observação das obras e, simultaneamente, o aumento da frequência e precisão das medições de um conjunto alargado de grandezas de observação, definidas como fundamentais para o controlo da segurança das obras.

Neste sentido têm vindo a ser propostos sistemas automáticos para medição da resposta estática, nomeadamente para a observação de deslocamentos podem automatizar-se as medições em fios-de-prumo (bases de coordenómetro com leitura automática) e podem automatizar-se as medições por métodos geodésicos, utilizando sistemas de taqueómetros motorizados dotados de um sistema de reconhecimento automático de alvos-reflectores (encontrando-se os alvos-reflectores dispostos no paramento de jusante das barragens) e sistemas de controlo de deslocamentos por GNSS¹⁶ (Duffy, et al., 2001; Oliveira, et al., 2010a).

No âmbito da observação do comportamento dinâmico propõe-se, com a realização deste trabalho, a instalação de um sistema RAD que visa a medição em contínuo de grandezas dinâmicas (nomeadamente acelerações), que permitem caracterizar o comportamento dinâmico das obras sob acções sísmicas (essencial para cumprir as actuais disposições regulamentares), sob acções devidas ao funcionamento dos órgãos de descarga e de exploração ou sob acções associadas ao denominado ruído ambiente (vento, trânsito local, trabalhos na zona envolvente, etc.).

2.4.2.3 Automatização das inspecções visuais

As inspecções visuais são preferencialmente utilizadas para detectar indicações acerca de eventuais patologias, como sejam escorrimientos, fissuração, desalinhamentos, depressões, escorregamentos, etc. Uma vez identificadas estas situações, a inspecção visual assume um papel de destaque na avaliação e detecção de variações ou padrões espaciais destas incidências. Todavia, a grande maioria das inspecções visuais apenas fornecem informação qualitativa, sendo necessário complementar essa informação com dados experimentais provenientes da instrumentação instalada, para que se possa quantificar as referidas incidências.

A inspecção visual de barragens de betão e a sua instrumentação complementam-se e, em conjunto, proporcionam os elementos que permitem avaliar as condições de segurança destas obras.

¹⁶ O Sistema Global de Navegação por Satélite em inglês Global Navigation Satellite Systems (GNSS) trata-se de um termo genérico para referir os sistemas de navegação por satélite. Neste momento existem dois sistemas a operar, o GPS (Norte-americano) e o GLONASS (Russo). Encontram-se, ainda outros dois em desenvolvimento, o Galileo (Europeu) e o Compass (Chinês).

Relativamente à actividade relacionada com a inspecção visual de barragens de betão é necessário definir para cada obra a periodicidade das inspecções a efectuar, bem como o tipo de inspecções a realizar e os principais aspectos a ter em conta na inspecção. Finalmente é necessário encontrar a forma adequada para efectuar a apresentação dos resultados das inspecções visuais.

Na perspectiva do comportamento dinâmico de barragens de betão, as inspecções visuais são essencialmente utilizadas para detectar e aferir qualitativamente a importância da evolução de algumas das patologias referidas no início deste ponto, já existentes na obra ou, eventualmente, o surgimento de novas patologias devidas à ocorrência de eventos sísmicos ou a outras acções dinâmicas importantes.

Neste domínio tem-se recorrido recentemente à criação de imagens 3D através de técnicas de fotogrametria (ver Figura 2.40) que permitem criar uma base de dados sobre inspecções visuais (Berberan, et al., 2007), com a vantagem de estas imagens ficarem arquivadas e poderem ser analisadas e comparadas sempre que se entender, para avaliar, por exemplo, a evolução de eventual fissuração.

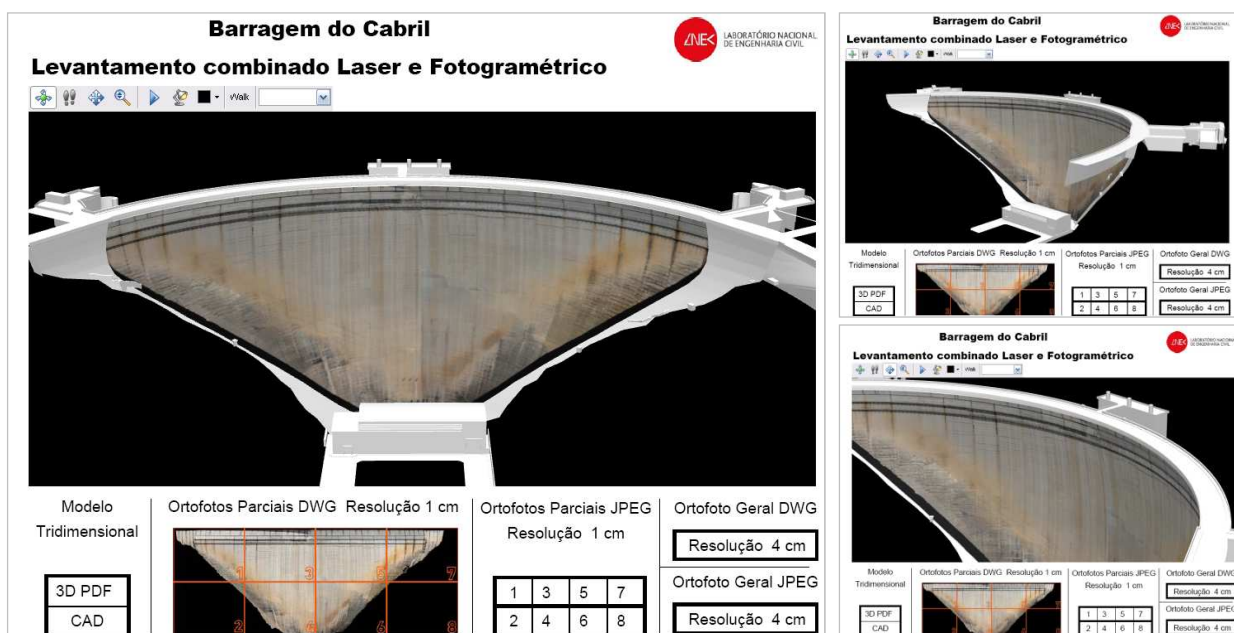


Figura 2.40 – Imagens 3D obtidas através de técnicas de fotogrametria para a Barragem do Cabril: ficheiro em formato 3D PDF que permite aceder interactivamente a um modelo gráfico 3D com possibilidade de visualizar sectorialmente imagens orto-rectificadas com diferentes resoluções (Berberan, et al., 2007).

2.4.2.4 Automatização da observação do comportamento dinâmico

Nos capítulos 4 e 5 deste trabalho apresenta-se uma estratégia para a automatização do comportamento dinâmico de barragens de betão, baseada na medição em contínuo de registos de

aceleração, em pontos criteriosamente seleccionados, que permitem avaliar os parâmetros da resposta dinâmica (frequências naturais, configurações e amortecimentos modais) e a caracterização da acção sísmica.

A avaliação dos parâmetros da resposta dinâmica é assegurada através da implementação de rotinas de identificação modal automática, que se apresentam no capítulo 3, enquanto para a caracterização da acção sísmica (detecção de eventos especiais) o sistema prevê que sejam accionados 3 níveis de alarme, que dependem da amplitude das vibrações medidas. No caso de os alarmes serem accionados, os dados são automaticamente guardados, em directorias específicas, para posterior análise.

Após a ocorrência de sismos podem-se efectuar, automaticamente, análises expeditas para verificar as condições de segurança das obras, designadamente, comparando os valores de pico da aceleração, medidos durante a ocorrência do sismo, com os considerados no projecto das obras, sendo também importante efectuar comparações entre os espectros de resposta e os diagramas de velocidade absoluta acumulada correspondentes ao sismo medido (no maciço rochoso envolvente), com os considerados no projecto (Fleitz, et al., 2003).

Após este tipo de análises pode-se prever o envio de mensagens para o correio electrónico dos responsáveis pela segurança das obras, ou para telemóveis.

Em casos de perigo iminente as mensagens de alerta podem ser enviadas para outras entidades, nomeadamente os responsáveis por parte do dono de obra, os agentes da protecção civil, que em situações extremas, em que exista perigo de colapso da obra e consequente risco de inundações, podem proceder ao accionamento de alarmes (ver Figura 2.41) para evacuação das populações a jusante da obra (Wieland, et al., 2009).



Figura 2.41 – Sirenes para emissão de alarmes para avisar as populações em caso de perigo de inundação (Wieland, et al., 2009).

2.4.3 Monitorização do comportamento dinâmico

Dado que a monitorização do comportamento dinâmico de barragens de betão, é o tema central deste trabalho, referem-se nesta secção alguns dos equipamentos utilizados actualmente para medir acelerações, nomeadamente sistemas de aquisição de dados e sensores, e salientam-se alguns dos principais aspectos a ter em conta na preparação de ensaios de vibração ambiental e na interpretação dos resultados obtidos.

2.4.3.1 Sistemas de aquisição de dados e sensores

Actualmente existem diversos tipos de equipamentos para a medição de acelerações, apresentando-se na Tabela 2.2, alguns dos produtos disponíveis no mercado, referindo-se as suas principais características.

Tabela 2.2 – Características de alguns equipamentos para aquisição de sinais de aceleração.

	Marca: Kinmetrics (http://www.kinometrics.com) Modelo: Granite Resolução da placa de ADC: 24 Bits Memória: Interna de 16 Gbytes Transdutores: família kinmetrics
	Marca: Kinmetrics (http://www.kinometrics.com) Modelo: Quanterra Resolução da placa de ADC: 24 Bits Memória: 32 Mbytes Transdutores: família kinmetrics
	Marca: Kinmetrics (http://www.kinometrics.com) Modelo: Makalu Resolução da placa de ADC: 24 Bits Memória: 32 Mbytes (Expansível até 64 Mbytes) Transdutores: família kinmetrics
	Marca: GeoSig (http://www.geosig.com) Modelo: GSR-24 Resolução da placa de ADC: 24 Bits Memória: 16 Mbytes (Expansível até 64 Mbytes) Transdutores: família geosig e guralp
	Marca: Guralp (http://www.guralp.com) Modelo: CMG-DM24 Resolução da placa de ADC: 24 Bits Memória: 64 Mbytes (Expansível até 8 Gbytes) Transdutores: família guralp
	Marca: Guralp (http://www.guralp.com) Modelo: CMG-DM24S12AMS Resolução da placa de ADC: 16 Bits Memória: 64 Mbytes (Expansível até 8 Gbytes) Transdutores: CMG-5U (uniaxial)

As empresas que vêm desenvolvendo estas soluções propõem igualmente acelerómetros compatíveis, que, no seu conjunto, proporcionam soluções tipo “chave na mão”. Na Tabela 2.3

apresentam-se alguns dos acelerômetros com características compatíveis com os sistemas de aquisição apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.3 – Características de alguns acelerômetros de tipo “force balance”.

	Marca: Kinmetrics (http://www.kinmetrics.com) Modelo: EpiSensor ES-U2 (uniaxial) Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,25$ g, $\pm 0,5$ g, ± 1 g, ± 2 g ou ± 4 g Gama dinâmica: Resposta dinâmica:
	Marca: Kinmetrics (http://www.kinmetrics.com) Modelo: EpiSensor ES-T (triaxial) Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,25$ g, $\pm 0,5$ g, ± 1 g, ± 2 g ou ± 4 g Gama dinâmica: Resposta dinâmica:
	Marca: GeoSig (http://www.geosig.com) Modelo: AC-8x Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,1$ g, $\pm 0,5$ g, ± 1 g, ± 2 g ou ± 4 g Gama dinâmica: 145 dB Resposta dinâmica: de DC até 100 Hz
	Marca: Guralp (http://www.guralp.com) Modelo: CMG-5U (uniaxial) Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,1$ g, $\pm 0,5$ g, ± 1 g, ± 2 g ou ± 4 g Gama dinâmica: 140 dB Resposta dinâmica: de DC até 100 Hz
	Marca: Guralp (http://www.guralp.com) Modelo: CMG-5T (triaxial) Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,1$ g, $\pm 0,5$ g, ± 1 g, ± 2 g ou ± 4 g Gama dinâmica: 140 dB Resposta dinâmica: de DC até 100 Hz

Estas soluções foram inicialmente concebidas para funcionarem autonomamente, isto é, baseavam-se no princípio de um único sistema de aquisição de dados ao qual se ligava um conjunto de sensores. Todavia, aproveitando o conceito de funcionamento em rede, estes sistemas vêm evoluindo no sentido de possibilitar a criação de redes compostas por vários sistemas de aquisição, aos quais se encontram ligados vários sensores. Contudo, nestas circunstâncias, para que seja possível utilizar de uma forma integrada os sinais obtidos a partir de diferentes sistemas de aquisição, é necessário proceder à sincronização dos sinais medidos pelos vários sistemas.

A utilização de redes de sistemas de aquisição de dados deu mesmo origem à criação de linhas de equipamentos baseados numa filosofia modular, as quais permitem que se vá progressivamente ajustando a configuração do sistema, acrescentando ou retirando módulos, consoante as necessidades. No âmbito da aplicação que se apresenta neste trabalho optou-se por uma solução deste tipo, composta por módulos de aquisição e digitalização e módulos concentradores de dados, dos quais se mostram alguns exemplos na Figura 2.42.

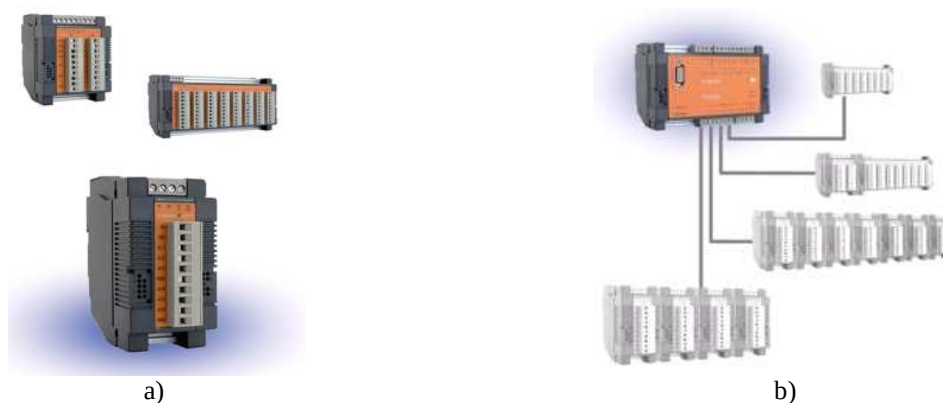


Figura 2.42 – Componentes de um sistema modular: a) unidades de aquisição e digitalização de dados; b) concentrador de dados. Adaptado de (<http://www.gantner-instruments.com>).

Actualmente encontram-se em desenvolvimento, e em alguns casos já em fase de experimentação, sistemas alternativos baseados no conceito de redes sem fios (Lynch, et al., 2006), tal como se mostra na Figura 2.43, bem como sistemas integralmente desenvolvidos em fibra óptica para medição de acelerações, como os que se apresentam na Figura 2.44, que, em termos genéricos, se baseiam numa rede multiplexada, isto é, com capacidade para no mesmo cabo de fibra óptica ser possível transmitir o sinal referente a vários sensores que se encontram encadeados nessa rede, isto é concatenados num só cabo. Contudo, este tipo de sistemas ainda apresenta algumas lacunas, designadamente os sistemas de redes sem fios têm limitações ao nível da autonomia dos sensores e da capacidade de transmitir um grande volume de dados, enquanto os sistemas com sensores de fibra óptica revelam problemas de falta de sensibilidade.



a)



b)

Figura 2.43 – Exemplos de soluções propostas para medição de acelerações recorrendo a tecnologia sem fios (“wireless”): a) (<http://www.techkor.com>); b) (<http://www.microstrain.com>).



Figura 2.44 – Soluções para medição de acelerações recorrendo a tecnologia associada à fibra óptica: a) Unidades de medição; b) Acelerómetros. Adaptado de (<http://www.fibersensing.com>).

2.4.3.2 Preparação de ensaios e interpretação de resultados

Como se referiu anteriormente, a monitorização do comportamento dinâmico de barragens de betão é assegurada através da medição de acelerações, a partir das quais se identificam os parâmetros da resposta dinâmica (frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais). Contudo, a obtenção de bons resultados a partir da identificação modal requer a adopção de uma metodologia de trabalho que tenha em consideração diversos aspectos, que vão desde a preparação dos ensaios de vibração ambiental até à interpretação de resultados, os quais se passam a descrever.

Modelo de elementos finitos preliminar

Numa primeira fase deve ser desenvolvido um modelo numérico, da estrutura em análise (modelo de elementos finitos, p. ex.), para avaliar de uma forma preliminar os valores das frequências naturais e a configuração dos modos de vibração. A informação obtida neste tipo de análise preliminar é essencial para a preparação dos ensaios de vibrações, nomeadamente, para definir o valor a utilizar como frequência de amostragem e o número e a localização dos pontos a medir, de maneira a garantir que as frequências naturais e as formas dos modos de interesse sejam convenientemente caracterizados com os ensaios a realizar.

Frequência de amostragem

O valor a adoptar como frequência de amostragem deverá ser, no mínimo, o dobro (frequência de Nyquist¹⁷) do valor que se obtém, somando à máxima frequência natural que se pretende identificar, uma margem que garanta uma folga adequada para a identificação dessa máxima frequência. Contudo, verifica-se que existem vantagens em utilizar frequências de amostragem elevadas (Rodrigues, 2004), uma vez que nestas circunstâncias o ruído electrónico

¹⁷ A frequência de Nyquist corresponde a metade do valor da frequência de amostragem.

se distribui por uma gama mais alargada de frequências, proporcionando assim um sinal com uma melhor qualidade sinal-ruído. Todavia, após a aquisição do sinal este deve ser decimado para a gama de frequências de interesse preservando a qualidade sinal-ruído entretanto obtida e facilitando as operações de análise. É importante salientar que alguns sistemas de aquisição, disponíveis no mercado efectuam esta operação automaticamente, isto é, quando se indica um determinado valor de frequência de amostragem, na realidade o equipamento utiliza o valor máximo possível e o valor indicado pelo utilizador é obtido por decimação a partir do anterior.

Número de pontos a instrumentar e metodologia de ensaio

A definição do número de pontos a instrumentar e a sua localização em obra depende da forma dos modos que se pretendem identificar (avaliados com o modelo de elementos finitos preliminar). Quando o número de pontos a instrumentar é compatível com o número de sensores disponíveis e/ou com o número de canais disponíveis no sistema de aquisição que se está a utilizar, então o ensaio é realizado de uma só vez. Contudo, em grandes estruturas, o número de pontos a medir pode ser superior ao número de sensores disponíveis ou ao número de canais disponíveis nos sistemas de aquisição, pelo que é usual, nestas situações, recorrer a metodologias de ensaio baseadas em várias fases de ensaio. Nestas circunstâncias, alguns sensores permanecem sempre na mesma posição, durante as várias fases de ensaio, designando-se como sensores de referência e os restantes sensores mudam de posição nas diferentes fases de ensaio, tomando por este motivo a designação de sensores volantes.

Relativamente aos sensores de referência é aconselhável, sempre que possível, considerar dois ou mais com estas funções e deve-se evitar colocá-los em posições que correspondam a nodos dos modos de vibração das estruturas, isto é, em posições em que os deslocamentos modais possam ser nulos.

Análise preliminar das condições de ensaio

Antes de efectuar um ensaio deverá ser efectuada uma análise preliminar em que se avaliam as condições de ensaio, nomeadamente deverá ser efectuada a caracterização da relação sinal-ruído e da existência de possíveis frequências de ressonância devidas a efeitos não estruturais (Cunha, et al., 2006).

A partir deste tipo de análise pode-se proceder a alguns reajustes ao planeamento inicial do ensaio, isto é, poderá ser necessário rever o valor da frequência de amostragem; em alguns casos pode existir a necessidade de aumentar o nível de excitação para melhorar a qualidade da relação sinal-ruído, podendo mesmo ser necessário induzir excitações aleatórias (Peeters, 2000).

Comprimento dos registos de dados

O comprimento dos registos influencia dois aspectos essenciais na identificação modal, a resolução em frequência e os erros de variância associados aos sinais medidos. Para se obter uma boa resolução em frequência é necessário utilizar janelas de dados com elevado comprimento e para minimizar os erros de variância dos sinais medidos é necessário efectuar muitas médias (Bendat, et al., 2000). É possível efectuar muitas médias utilizando janelas de dados compridas, adquirindo séries temporais com um grande comprimento, sendo prática usual sobrepor as janelas de dados entre $1/2$ a $2/3$, para efectuar mais médias.

Utilização de vários métodos de identificação modal

É considerada como uma boa prática a utilização de mais do que um método de identificação modal para avaliar o comportamento dinâmico de uma estrutura, pois os resultados da aplicação de dois ou mais métodos permitem a sua validação mútua. Nestas circunstâncias até se recomenda a utilização de métodos de tipos diferentes, por exemplo, um no domínio da frequência e outro no domínio do tempo.

Interpretar resultados experimentais comparando com resultados numéricos

É essencial comparar resultados de modelos numéricos com resultados experimentais, obtidos a partir de métodos de identificação modal. Esta metodologia facilita a interpretação e validação dos resultados experimentais obtidos, e permite calibrar e validar os modelos numéricos existentes, nomeadamente o modelo preliminar que serviu de base para a preparação dos ensaios, ou outro tipo de modelos mais sofisticados que estejam igualmente a ser desenvolvidos.

Assim, após a calibração e validação dos modelos existentes, para além de se compreender melhor todo o processo referente à interpretação e análise do comportamento dinâmico das estruturas, abrem-se novas janelas de oportunidade para outros domínios, nomeadamente, é possível utilizar com mais confiança os modelos, agora calibrados, para efectuar estudos de previsão do comportamento futuro das obras. É de salientar que estes estudos de previsão são fundamentais no âmbito das actividades de controlo de segurança das obras existentes, como é o caso das grandes barragens de betão, sendo também esta uma das grandes motivações para a realização deste trabalho.

2.4.4 Regulamentação

As actividades relacionadas com a construção e exploração de barragens de betão envolvem cenários de risco para as populações e bens materiais e ambientais. Neste sentido, tem sido desenvolvida regulamentação que enquadra as actividades de projecto e as actividades de segurança a desenvolver nas sucessivas fases de vida destas obras, designadamente a construção, o primeiro enchimento da albufeira, um período inicial de exploração, a exploração normal e, eventualmente, o seu abandono (NPB, 1993; NOIB, 1993; NCB, 1998; RSB, 2007).

Nesta subsecção discute-se de que maneira a monitorização do comportamento dinâmico em contínuo pode influenciar as actuais disposições regulamentares, nomeadamente em termos do controlo da segurança sob acções sísmicas e no que se refere ao controlo de eventuais processo de deterioração evolutiva.

2.4.4.1 Sismicidade

O termo sismicidade é usualmente utilizado para caracterizar a frequência com que ocorrem sismos e para quantificar a sua intensidade. Actualmente um dos desafios a este nível está relacionado com o desenvolvimento de aplicações computacionais com capacidade para modelar de forma adequada a sismicidade natural, isto é, identificar as potenciais zonas onde é possível que ocorra o epicentro de eventuais sismos e avaliar os potenciais caminhos de propagação das ondas sísmicas até ao local onde se encontram as estruturas a analisar (Oliveira, et al., 1998). Este tipo de modelação depende da estrutura das placas tectónicas e dos mecanismos de rotura associados a essas mesmas placas.

No âmbito da engenharia de barragens há ainda que ter em conta a designada sismicidade induzida, associada à criação de albufeiras de grandes dimensões que provocam alterações no equilíbrio dos maciços rochosos que as integram, devido ao grande aumento de massa (Câmara, 1999; Wieland, 2003). Nestas circunstâncias tem sido usual instalar redes de sismógrafos com o objectivo de caracterizar este tipo de sismicidade. Estas redes são usualmente complementadas por aparelhagem do mesmo tipo instalada no maciço rochoso junto à fundação das obras e em locais seleccionados no corpo das barragens.

A instalação em barragens de sistemas de monitorização dinâmica em contínuo, como se propõe neste trabalho, pode representar um importante contributo no sentido da caracterização da acção sísmica (sismos de pequena, média e elevada intensidade), para além de permitir a caracterização em contínuo do comportamento dinâmico destas obras que, como se sabe, pode reflectir a existência de eventuais patologias. Estes sistemas poderão ser integrados na rede sismológica existente, podendo daí advir benefícios evidentes, quer para os donos de obra (reduzindo o número de estações sísmicas ao longo das albufeiras), quer para o reforço da rede sismológica nacional.

2.4.4.2 Definição da acção sísmica

Na regulamentação portuguesa de 1983 (RSA, 1983) a acção sísmica foi definida com base numa divisão do território nacional em 4 zonas sísmicas (ver Figura 2.45 a), A, B, C e D, às quais é atribuído por ordem decrescente de perigosidade sísmica um coeficiente de sismicidade α igual a 1, 0,7, 0,5 e 0,3. Nesta definição são considerados dois tipos de acção sísmica e três tipos de terrenos, para os quais as acções sísmicas são representadas através de espectros de resposta ou de densidades espectrais de potência de aceleração. Na recente proposta para o documento de aplicação nacional do Eurocódigo 8 (Oliveira, et al., 2000) (EC8, 2002) prevêem-se duas situações distintas: consideração de uma acção sísmica próxima em que se consideram 3 zonas e uma acção sísmica afastada em que se consideram 5 zonas (ver Figura 2.45 b).

No caso de barragens é usual recorrer a estudos determinísticos e/ou probabilísticos para a prescrição da acção sísmica a considerar no projecto de novas obras, nomeadamente recorrendo à utilização de modelos de rotura de falha (ver Figura 2.45 c), os quais são utilizados para estudar diversos cenários em que se prevê a possível localização das zonas de rotura de falha e os vários trajectos possíveis até ao local de implantação das novas estruturas (Atkinson, et al., 2000; Carvalho, 2007).

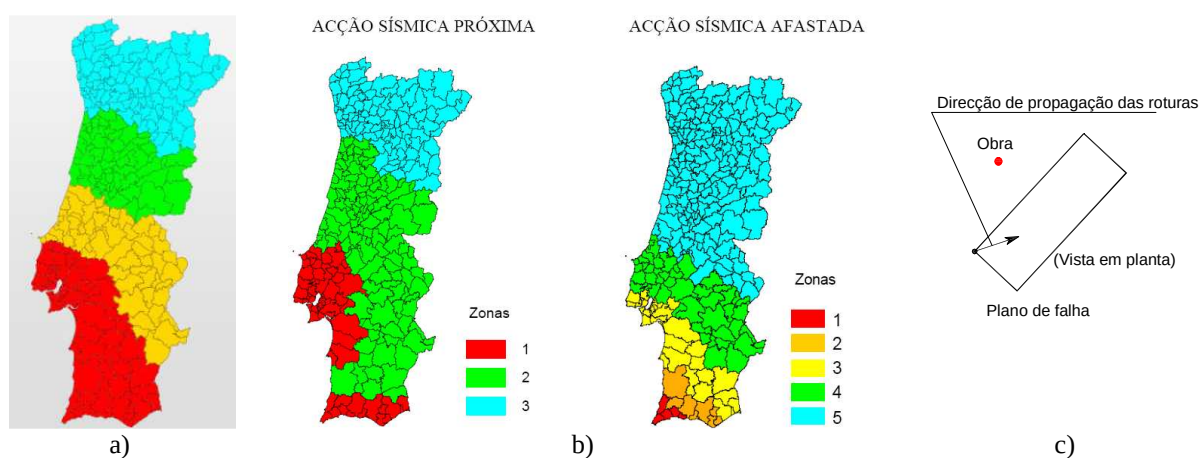


Figura 2.45 – Prescrição da acção sísmica: a) zonas consideradas no RSAEEP; b) zonas consideradas no EC8; c) modelos de rotura falha.

Os sistemas de monitorização dinâmica em contínuo podem contribuir para uma melhor caracterização das acções sísmicas e dos seus efeitos sobre as obras. Nomeadamente poderão fornecer elementos úteis para a revisão de espectros de resposta e dos valores da aceleração de pico usualmente considerados e no esclarecimento dos valores de amortecimento a adoptar. Neste ponto é de referir que muitas das actuais barragens projectadas com base em valores de aceleração de pico muito baixos, quando comparados com os que se têm medido devido sob a acção de sismos recentes.

2.4.4.3 Avaliação da segurança sísmica de obras existentes

No ponto 2.3.1 referiram-se algumas das anomalias que foram identificadas em barragens após a ocorrência de sismos cuja análise tem contribuído para a revisão da regulamentação, tornando as verificações de segurança em relação à acção sísmica mais exigentes. De facto, muitas das obras actualmente em serviço foram projectadas utilizando critérios que actualmente se consideram desadequados, atendendo à experiência entretanto adquirida. Em muitos casos tem-se optado por proceder à reavaliação da segurança sísmica das obras, nomeadamente para os casos em que existe maior probabilidade de ocorrência de sismos intensos (Wieland, 2003; Chen, 2009).

A avaliação da resposta sísmica das barragens existentes deverá ter em conta como aspectos importantes, como a sua forma estrutural (gravidade, contrafortes, abóbada), a história da sua exploração e todos os dados disponíveis de projecto, tais como elementos hidrológicos, análises estruturais e ainda resultados referentes ao comportamento observado ao nível da estrutura e da fundação. Em particular será útil reunir todos os elementos que contribuam para uma melhor caracterização do comportamento dinâmico das obras, nomeadamente será conveniente:

- a realização de ensaios de vibrações (forçada e ambiental), para obter dados experimentais que permitam a calibração dos modelos numéricos utilizados na avaliação do comportamento sísmico destas obras;
- a utilização de métodos numéricos adequados para simular o comportamento sísmico destas obras;
- a comparação entre resultados experimentais e numéricos (de modelos já devidamente calibrados);
- a realização de ensaios geofísicos para quantificar a variabilidade das características dos materiais da estrutura e da fundação. Estes ensaios incluem a determinação das velocidades da propagação de ondas de vibração em profundidade, a partir dos quais se podem identificar as características de elasticidade, densidade e variabilidade espacial dos materiais. Permitem igualmente avaliar a existência de vazios, que possam existir no núcleo da estrutura e juntas de construção ou estruturais que se encontrem desligadas;
- a realização de estudos de caracterização geológica, que permitam averiguar a existência de falhas, que possam interferir no comportamento estrutural destas obras.

2.4.4.4 Dispositivos de construção anti-sísmicos em barragens de betão

Actualmente encontram-se em construção, na China, numa das regiões de maior actividade sísmica, um conjunto de grandes barragens abóbada com altura da ordem dos 300 m (Chen, 2007). O projecto e a construção destas obras tem motivado a realização de vários estudos sobre

o comportamento de grandes barragens abóbada sob a acção de sismos intensos (Chen, et al., 2003; Zou, et al., 2006; Zhang, et al., 2007; Chen, 2007; Ren, et al., 2007), dos quais ressalta a introdução no projecto destas novas obras de “cintos anti-sísmicos” ao nível do coroamento, para impedir grandes movimentos de abertura de juntas de contracção verticais, funcionando estes dispositivos como uma combinação de armaduras de reforço (em ligas aço-vanádio, com grandes patamares de cedência), entre juntas, na direcção dos arcos e amortecedores (Zou, et al., 2006).

2.5 Considerações finais

No actual panorama, em que encontram em construção várias grandes barragens de betão, em que é necessário continuar a apostar na manutenção das obras existentes (muitas já com mais de 50 anos), mostrou-se, neste capítulo, a utilidade da monitorização em contínuo do comportamento dinâmico destas obras no âmbito das actividades de controlo da segurança estrutural em relação às acções sísmicas e no acompanhamento de eventuais processos de deterioração evolutiva.

Descreveram-se as principais características dos sistemas *barragem-fundação-albufeira*, salientando-se o facto de as barragens de betão apresentarem um comportamento dinâmico que, nalguns aspectos, é claramente distinto do comportamento da generalidade das outras estruturas de engenharia civil (de betão), devido, essencialmente, à interacção com a água da albufeira, o que tem implicações ao nível da quantificação do efeito de massa e do amortecimento nestes sistemas. Para o caso de barragens abóbada discutiu-se o carácter não linear do seu comportamento dinâmico, o qual é associado aos movimentos de abertura e fecho das juntas de contracção verticais os quais podem ser significativamente influenciados pelas variações do nível da albufeira.

Abordaram-se os principais aspectos relacionados com a observação do comportamento dinâmico destas obras, descrevendo-se alguns dos incidentes mais importantes associados à ocorrência de sismos em barragens de betão. A análise das consequências dos referidos incidentes permitiu constatar que, em geral, estas obras têm sido projectadas para valores de aceleração de pico inferiores aos que se têm registado efectivamente, mas que, mesmo assim, na grande maioria dos casos, o comportamento estrutural tem sido satisfatório.

Salienta-se que, embora a realização de ensaios de vibrações para caracterizar o comportamento dinâmico de barragens de betão não seja um assunto novo (os ensaios de vibração forçada já se realizam desde a década de 1960), há que proceder a diversos desenvolvimentos nesta área, nomeadamente há que investir nas novas tecnologias de ensaio (novos sensores e sistemas de aquisição que possibilitam a medição de vibrações ambientais), que permitem a obtenção de mais informação por um custo menor.

Descreveram-se as principais características de alguns sistemas de monitorização da resposta sísmica instalados actualmente em diversas barragens e referiram-se alguns trabalhos em que se representam os primeiros resultados de sistemas de monitorização do comportamento

dinâmico em contínuo (para acções sísmicas e ambientais), nos quais se salienta a utilidade de observar em contínuo o comportamento dinâmico de barragens, no sentido de acompanhar a sua evolução ao longo do tempo. Com estes sistemas é possível, p. ex., estabelecer comparações entre o comportamento dinâmico observado antes e após um determinado incidente (p. ex., devido a sismos ou galgamentos) e avaliar se ocorrem alterações no comportamento dinâmico ao longo do tempo que se possam associar a fenómenos de deterioração evolutiva. Salientou-se a importância de recorrer à utilização integrada de resultados de modelos numéricos e de modelos de identificação modal para interpretar os resultados da observação do comportamento dinâmico.

Na perspectiva do controlo da segurança de barragens de betão referiu-se o interesse da adopção de metodologias baseadas no recurso à observação do seu comportamento dinâmico em contínuo e na utilização de modelos para interpretar o comportamento das obras e verificar as condições de segurança estrutural. Salientou-se a evolução verificada ao nível dos equipamentos que, actualmente, permitem a modernização dos actuais sistemas de observação de barragens, complementando-os com dispositivos de recolha automática de dados, rumo à monitorização em contínuo. Em particular, destacaram-se as inovações relacionadas com a monitorização do comportamento dinâmico, nomeadamente, ao nível da instrumentação e das metodologias de ensaio e ao nível dos modelos para interpretação de resultados.

Discutiu-se a influência que a instalação dos sistemas de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo pode ter em futuras revisões da regulamentação de segurança de barragens em relação às acções sísmicas, salientando o facto de possibilitarem a obtenção de mais informação experimental que permita uma melhor caracterização destas acções, o que poderá conduzir a ajustamentos ao nível da prescrição destas acções no projecto de novas obras, bem como na reavaliação das condições de segurança estrutural das obras que estão actualmente em serviço.

Salientou-se o interesse da integração dos novos sistemas de monitorização do comportamento dinâmico nas redes sismológicas existentes, com o objectivo de obter mais e melhor informação experimental para a caracterização das acções sísmicas.

Referem-se ainda estudos recentes que visam a adopção de disposições construtivas anti-sísmicas em grandes barragens, designadamente através da instalação de cintos anti-sísmicos ao nível do coroamento para controlar os movimentos de abertura das juntas de contracção verticais, durante a ocorrência de sismos intensos.

MODELOS PARA INTERPRETAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO

Resumo: *Referem-se os diversos tipos de modelos utilizados na análise do comportamento dinâmico de barragens de betão, salientando a importância da modelação matemática e o interesse da utilização conjunta de resultados numéricos e de resultados da observação da resposta dinâmica das obras. Apresentam-se os fundamentos do MEF na perspectiva do desenvolvimento de módulos computacionais para análise do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira e os fundamentos do MED na perspectiva da utilização de programas comerciais. Após uma síntese sobre as formulações matemáticas em dinâmica de estruturas, em que se salienta o interesse da transformação para o espaço de estados e da utilização de coordenadas modais, apresentam-se os fundamentos dos métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência e no domínio do tempo. Utiliza-se um modelo físico de uma parede de betão, em consola, para estudo da interacção dinâmica água-estrutura o qual permite ilustrar o interesse da utilização integrada de modelos de EF (interacção água-estrutura simulada através de EF de água formulados em deslocamentos) e de modelos de identificação modal. Refere-se o interesse da observação do comportamento dinâmico de barragens em contínuo e apresentam-se metodologias para identificação modal automática. Finalmente propõe-se a utilização de modelos de interpretação quantitativa para análise da evolução das frequências naturais de barragens ao longo da sua vida útil.*

3.1 Considerações iniciais

Nas últimas décadas têm-se registado significativos avanços ao nível do desenvolvimento de modelos numéricos para estudo do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*. Actualmente existem várias aplicações computacionais que permitem efectuar estudos numéricos baseados numa grande diversidade de hipóteses, desde as mais simples às mais elaboradas.

Contudo, apesar destes avanços, subsistem ainda bastantes dúvidas sobre quais as hipóteses mais adequadas a adoptar no desenvolvimento de modelos numéricos para simulação do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*. Trata-se de dúvidas referentes a aspectos relacionados com as propriedades dos materiais (módulo de elasticidade do betão e da fundação, amortecimento específico do betão e da água), das juntas e fissuras, relacionados com as hipóteses referentes à simulação do efeito de amortecimento (amortecimento viscoso proporcional ou não proporcional à massa e à rigidez, amortecimento de radiação na fronteira), ou, ainda, relacionados com as técnicas numéricas para modelação da interacção estrutura-água (formulação da albufeira em deslocamentos ou em pressões).

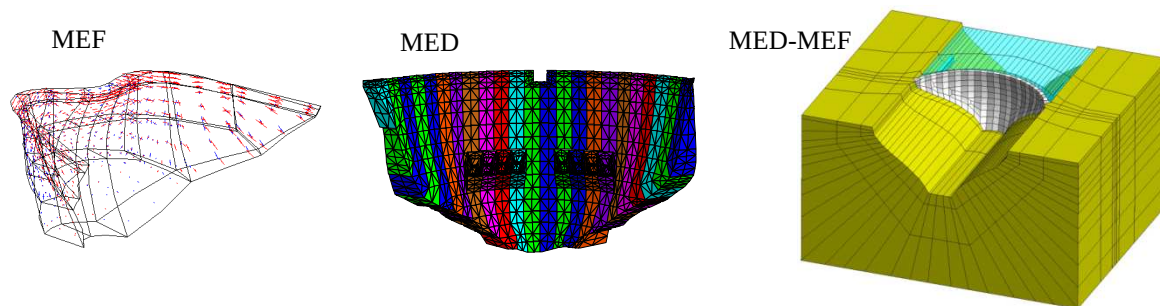
Estas dúvidas só podem ser dissipadas através de um maior investimento ao nível dos meios para obtenção de resultados experimentais, quer em laboratório, utilizando modelos físicos que permitam o estudo da interacção dinâmica estrutura-água, quer através da observação das obras já construídas (muitas com problemas de deterioração evolutiva, que interessa acompanhar utilizando diversos meios de observação, incluindo, obviamente, a medição de vibrações com vista à detecção de alterações na resposta dinâmica correlacionáveis com a evolução do estado de deterioração), investindo na renovação dos sistemas de observação do comportamento dinâmico de forma a obter elementos experimentais, *in situ*, que permitam caracterizar a resposta dinâmica das obras para diferentes níveis de água na albufeira e sob a actuação de cargas dinâmicas de diferentes tipos e intensidade (vibrações devidas ao funcionamento dos órgãos de exploração e segurança, vibrações devidas a explosões associadas a eventuais obras na zona de fundação envolvente ou devidas a acções sísmicas).

A obtenção de resultados da observação do comportamento dinâmico das obras constitui verdadeiramente a única forma de evoluir no sentido do aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*, permitindo, em particular, obter os elementos necessários para estudar a importância relativa dos diversos parâmetros que podem ser envolvidos na modelação destes complexos sistemas estruturais (parâmetros referentes às propriedades dos materiais, às acções e às características geométricas do conjunto, nomeadamente, distância entre juntas de contracção, localização e orientação espacial de fissuras e diaclases, geometria da albufeira, etc.).

Os referidos investimentos com vista à obtenção de mais e melhores resultados experimentais sobre o comportamento dinâmico de barragens, devem envolver não apenas os equipamentos necessários para os ensaios dinâmicos, em obra e em laboratório, e para a instalação de sistemas de observação dinâmica em obra, mas também o desenvolvimento de módulos computacionais que permitam a utilização integrada de modelos de identificação modal, modelos numéricos e modelos de separação de efeitos (Figura 3.1), o que é fundamental para se conseguir aumentar a fiabilidade dos estudos de interpretação dos resultados observados.

ANÁLISE DINÂMICA DE SISTEMAS BARRAGEM-FUNDAÇÃO-ALBUFEIRA
MODELOS PARA APOIO AO PROJECTO, INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO OBSERVADO
E CONTROLO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

MODELOS NUMÉRICOS

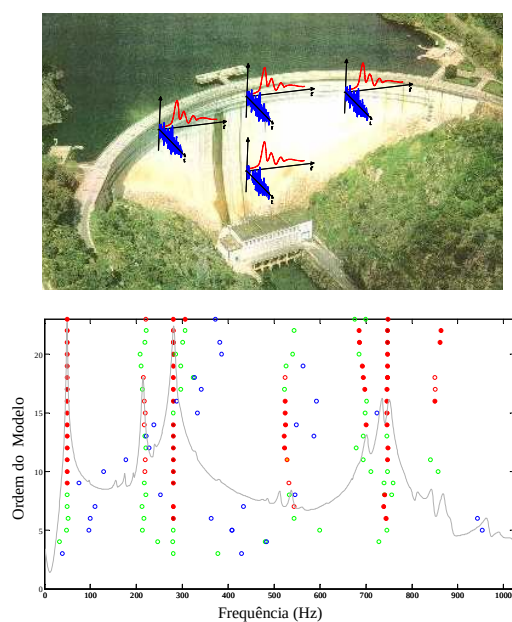


MODELOS FÍSICOS



MODELOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

No domínio da frequência e no domínio do tempo



MODELOS DE SEPARAÇÃO DE EFEITOS

Análise da frequência natural do 1º modo de vibração

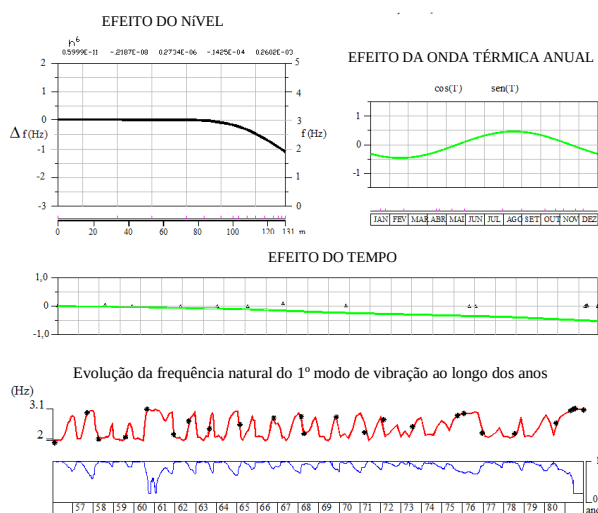


Figura 3.1 – Tipos de modelos utilizados na análise do comportamento dinâmico de barragens de betão.

O interesse em aprofundar o conhecimento sobre o comportamento dinâmico real das obras existentes (o que, como já foi referido, requer o desenvolvimento de sistemas de observação que permitam a medição de vibrações em contínuo) justifica-se:

- i) na perspectiva do aperfeiçoamento das actuais metodologias de controlo da segurança de barragens ao longo do tempo (muitas das obras em serviço revelam problemas de deterioração cuja evolução pode ser correlacionada com alterações na resposta dinâmica observada);
- ii) na perspectiva do aperfeiçoamento dos modelos a utilizar no apoio ao projecto das novas barragens, no que respeita à componente de verificação da segurança sob acções sísmicas; e
- iii) na perspectiva do aperfeiçoamento da regulamentação de segurança no que concerne às disposições relativas ao comportamento das barragens e dos respectivos órgãos de exploração e segurança sob acções sísmicas.

Quanto às perspectivas de desenvolvimento dos meios de observação do comportamento dinâmico de barragens é de salientar que o desenvolvimento tecnológico ao nível dos equipamentos de medição de vibrações e dos sistemas de aquisição de dados, transmissão (fibras ópticas) e armazenamento, permite perspectivar um grande investimento em sistemas para observação em contínuo do comportamento dinâmico de barragens, novas e antigas. Nesta perspectiva, a observação dinâmica em contínuo é um tema de grande actualidade e interesse, que, para além da investigação que exige ao nível das novas tecnologias com vista ao desenvolvimento de projectos e metodologias de instalação em obra de sistemas de observação com bom desempenho, exige também, como se referiu, uma forte aposta ao nível do desenvolvimento de módulos computacionais para apoio à exploração destes sistemas, envolvendo, em especial, módulos interactivos com boas potencialidades gráficas para visualização integrada de resultados de modelos de identificação modal, modelos de separação de efeitos e modelos numéricos.

Quanto aos modelos numéricos (ver Figura 3.2), é importante salientar o grande interesse dos modelos mais simples nos quais se admite, por exemplo, que:

- i) o betão tem um comportamento elástico-linear e isotrópico;
- ii) não existem juntas (ou juntas fechadas com comportamento elástico linear);
- iii) a fundação é elástica (sem massa, o que equivale a considerar desprezável o seu comportamento dinâmico);
- iv) a pressão hidrodinâmica sobre o paramento de montante pode ser simulada através de massas de água associadas (hipótese de Westergard);
- v) o amortecimento pode ser simulado apenas com base numa parcela viscosa proporcional à distribuição da massa e/ou da rigidez.

Nos modelos mais sofisticados, a desenvolver preferencialmente após estudos numéricos com os anteriores modelos simplificados, pode-se admitir, por exemplo:

- i) a possibilidade de ocorrência de roturas no betão - comportamento não linear, em tracção (possibilidade de ocorrência de fissuras) e em compressão (modelos de fenda discreta) (Pina, 1988), modelos de dano (Oliver, et al., 1990; Faria, et al., 1993; Faria, 1994; Oliveira, 2000), modelos de partículas ou híbridos EF-partículas (Munjiza, 2004; Azevedo, et al., 2006);
- ii) as juntas e fissuras podem ter movimentos de abertura/fecho e deslizamento (elementos finitos de juntas ou elementos discretos);
- iii) propagação de ondas de pressão na albufeira e de ondas de corte e de pressão na fundação;
- iv) amortecimento devido a efeitos viscosos e à radiação de ondas elásticas na fundação e na albufeira;
- v) comportamento não linear da fundação com possibilidade de deslizamento em falhas e diaclases (Cundall, 1971; Lemos, 1987) com possibilidade de instalação de subpressões nas superfícies de descontinuidade.

No estudo do comportamento dinâmico de barragens de betão é fundamental ter em conta a interacção dinâmica entre a barragem, a fundação e a albufeira. Em particular é fundamental ter em conta a influência do nível da albufeira que, como se sabe, pode registar importantes alterações ao longo da vida útil das obras, determinadas pelos ciclos anuais de exploração dos empreendimentos e pela duração dos períodos de seca ou de cheias.

Num sistema *barragem-fundação-albufeira* o efeito de um aumento da cota de água traduz-se por um acréscimo da massa do sistema, de fácil quantificação, por um eventual aumento da rigidez (devido a um maior fecho das juntas de contracção verticais) e por alterações ao nível do amortecimento do conjunto, o que, em geral, é mais difícil de quantificar (na análise dinâmica de estruturas a quantificação da rigidez e da massa é geralmente menos problemática do que a quantificação das parcelas de amortecimento).

Quanto ao amortecimento é de referir que no comportamento dinâmico de barragens podem estar envolvidos diversos mecanismos de dissipação de energia¹⁸, os quais podem ser contabilizados de forma simplificada através uma única parcela de amortecimento viscoso (proporcional à velocidade) em que se atribui um dado coeficiente de amortecimento, específico a cada um dos materiais, betão, rocha e água. Por vezes, em face da escassez de resultados experimentais, que permitam fundamentar a escolha de valores para o amortecimento específico

¹⁸ O amortecimento em sistemas *barragem-fundação-albufeira* pode ser devido a: i) dissipação de energia associada a mecanismos internos de deformação dos materiais, em regime elástico linear (baixo valor de amortecimento) ou em regime não linear, envolvendo a formação de fissuras e microfissuras (amortecimento elevado); ou ii) dissipação de energia por radiação de ondas para a fundação e a albufeira – ondas de pressão na água e ondas de corte e de pressão no maciço de fundação – que se comportam como meios semi-infinitos (Eringen, et al., 1975; Câmara, 2007).

dos diversos materiais, admite-se, de forma ainda mais simplificada, que a distribuição de amortecimento é proporcional à distribuição da massa e/ou à da rigidez global.

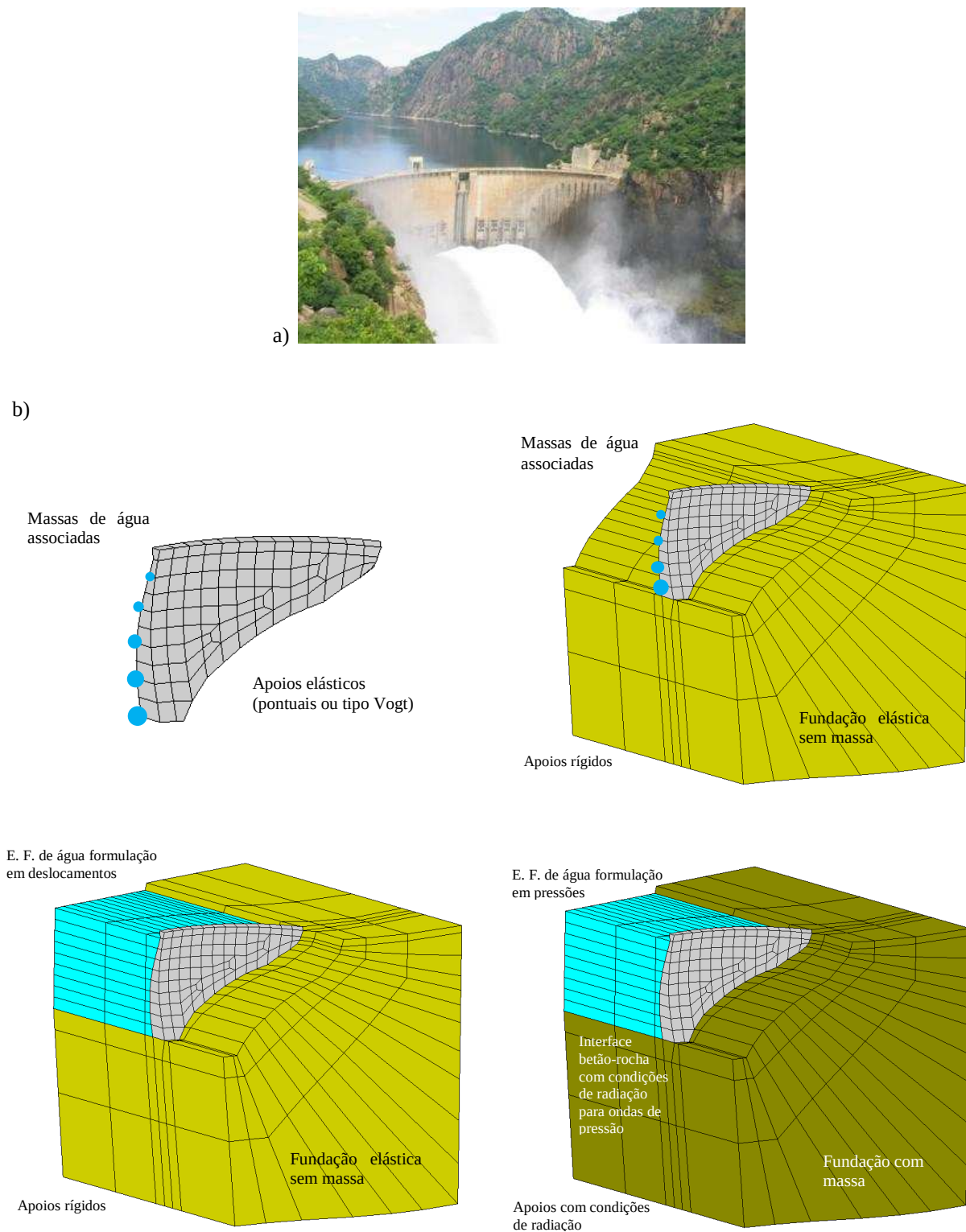


Figura 3.2 – Modelação do comportamento dinâmico de barragens de betão: a) barragem abóbada - Cahora-Bassa; b) diferentes tipos de modelos usualmente adoptados na simulação do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira.

Ao nível da modelação o amortecimento por radiação pode ser contabilizado de forma independente do amortecimento viscoso o que exige a consideração do comportamento dinâmico da fundação e da albufeira (discretização da fundação e da albufeira, com atribuição dos devidos parâmetros de rigidez e de massa) e a consideração de adequadas condições de fronteira (na modelação há que distinguir as zonas de fronteira rocha-rocha e água-água). Em determinados tipos de modelos de interacção, em que se utilizam formulações em pressão para a albufeira e formulações em deslocamentos para a barragem e fundação (“coupled models”), é possível definir também condições de radiação nas interfaces água-rocha e água-betão (Fenves, et al., 1986; Câmara, 1999; Bathe, et al., 2007; Chuhan, et al., 2009; Monteiro, 2009).

Assim, neste capítulo apresentam-se os fundamentos da análise dinâmica de estruturas, inicialmente na perspectiva do desenvolvimento de modelos com vista à determinação da resposta dinâmica admitindo que são conhecidos os parâmetros que caracterizam o sistema e os parâmetros que caracterizam as acções (perspectiva do denominado problema directo) e, em seguida, na perspectiva do desenvolvimento de modelos de identificação modal estocástica (ver Figura 3.3) em que se admite que o objectivo é identificar algumas das características do sistema sendo conhecida experimentalmente a resposta estrutural (em alguns pontos) e algumas características da acção, que, em geral, se admite ter as características de um processo estocástico.

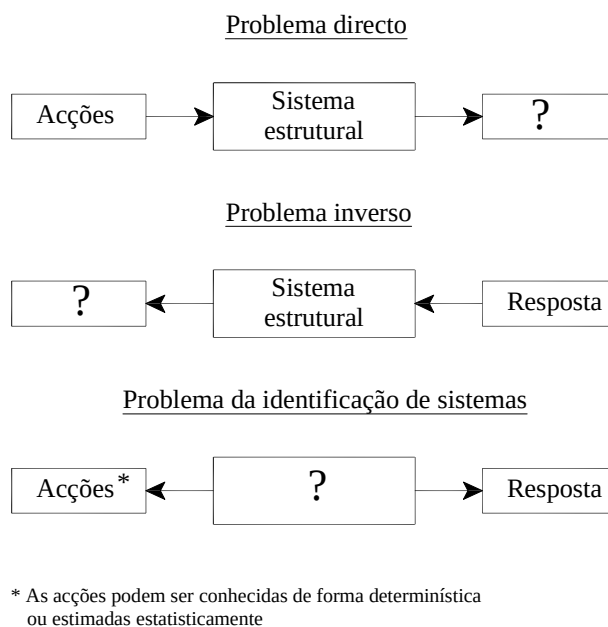


Figura 3.3 – Análise dinâmica de estruturas. Problema directo, inverso e de identificação.

3.2 Análise dinâmica na perspectiva do problema directo

3.2.1 Estabelecimento das equações gerais para a análise dinâmica

Um dos problemas fundamentais em engenharia de estruturas é o da determinação do campo de deslocamentos, e dos correspondentes campos de deformações e tensões, que se desenvolvem nas estruturas ao longo do tempo, devido aos diversos tipos de acções, estáticas ou dinâmicas, a que são submetidas e tendo em conta as características mecânicas dos materiais, eventualmente variáveis ao longo do tempo.

Este problema é resolvido no âmbito da Mecânica Estrutural, em que as diversas variáveis envolvidas, nomeadamente, forças, tensões, deformações e deslocamentos, são correlacionadas em cada instante, por equações de equilíbrio entre forças e tensões, equações constitutivas que correlacionam tensões e deformações e por equações de compatibilidade entre deformações e deslocamentos (ver Figura 3.4).

Na formulação clássica em deslocamentos, o problema directo pode ser estabelecido através da conhecida equação de Navier (ver Figura 3.4). Na hipótese de comportamento dinâmico, o campo de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(x_1, x_2, x_3, t)$, correspondente à função incógnita, obtém-se através da resolução de um problema de valores iniciais e de fronteira (PVIF) que envolve a resolução da equação de Navier que é uma equação diferencial (matricial) com derivadas parciais, em ordem às coordenadas espaciais x_1, x_2, x_3 e em ordem ao tempo t

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{L}^T (\underline{D} \underline{L} \underline{u}) + \underline{f} = \underline{0} \quad , \text{ a verificar em todos os pontos e instantes} \\ \text{Condições iniciais e de fronteira} \end{array} \right. \quad (2.1)$$

em que o termo $\underline{L}^T (\underline{D} \underline{L} \underline{u})$ representa as forças elásticas internas (mássicas) para a hipótese de pequenos deslocamentos e o termo $\underline{f} = \underline{f}(x_1, x_2, x_3, t)$ representa as restantes forças mássicas: forças exteriores (como, p. ex., o peso $m\underline{g}$) e forças de inércia, $-m\ddot{\underline{u}}_T$, e de amortecimento, $-c\dot{\underline{u}}$ (sendo $\dot{\underline{u}} = \partial \underline{u} / \partial t$, $\ddot{\underline{u}} = \partial^2 \underline{u} / \partial t^2$, m a massa específica e c o amortecimento viscoso específico dos materiais da estrutura em análise - betão, rocha e água, como se mostra na Figura 3.4). É de notar que no cálculo das forças de inércia, em cada ponto da estrutura, deve ser considerada a aceleração total $\ddot{\underline{u}}_T$ que corresponde à soma da aceleração de corpo rígido (idêntica à aceleração na base $\underline{a}_s$ - aceleração sísmica, p. ex.) com a aceleração relativa $\ddot{\underline{u}}$, ou seja, $\ddot{\underline{u}}_T = \ddot{\underline{u}} + \underline{a}_s$. No cálculo das forças de amortecimento, admite-se, em geral, que a parcela devida à velocidade de corpo rígido é nula. $\underline{L}$ é o operador diferencial (matricial) definido na Figura 3.4 e $\underline{D}$ é a conhecida matriz de elasticidade, também definida na Figura 3.4 para o caso

de um material elástico e isotrópico. A matriz de elasticidade apresenta-se em termos do módulo de compressibilidade volumétrica K_v e do módulo de distorção G , porque se trata de uma forma mais adequada para generalizar a formulação em deslocamentos para o caso da água (basta considerar para a água o módulo de distorção nulo).

No caso geral de equilíbrios tridimensionais há que determinar três componentes de deslocamento por ponto enquanto as seis componentes de deformação e as seis componentes de tensão, a determinar também em cada ponto da estrutura e em cada instante, são obtidas a partir das três componentes de deslocamento, com base nas equações de compatibilidade e nas equações constitutivas (ver Figura 3.4).

Quando se consideram acções dinâmicas as forças mássicas $\underline{f}$ em cada ponto da estrutura (três componentes por ponto, no caso geral tridimensional), envolvem para além da força correspondente ao peso, as forças de inércia e as forças de amortecimento, ou seja

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{L}^T (\underline{D} \underline{L} \underline{u}) + \underbrace{mg - m(\ddot{\underline{u}} + \underline{a}_s) - c\dot{\underline{u}}}_{\underline{f}(t)} = \underline{0} \ , \ \forall (x_1, x_2, x_3, t) \\ \text{Condições iniciais e de fronteira} \end{array} \right. \quad (2.2)$$

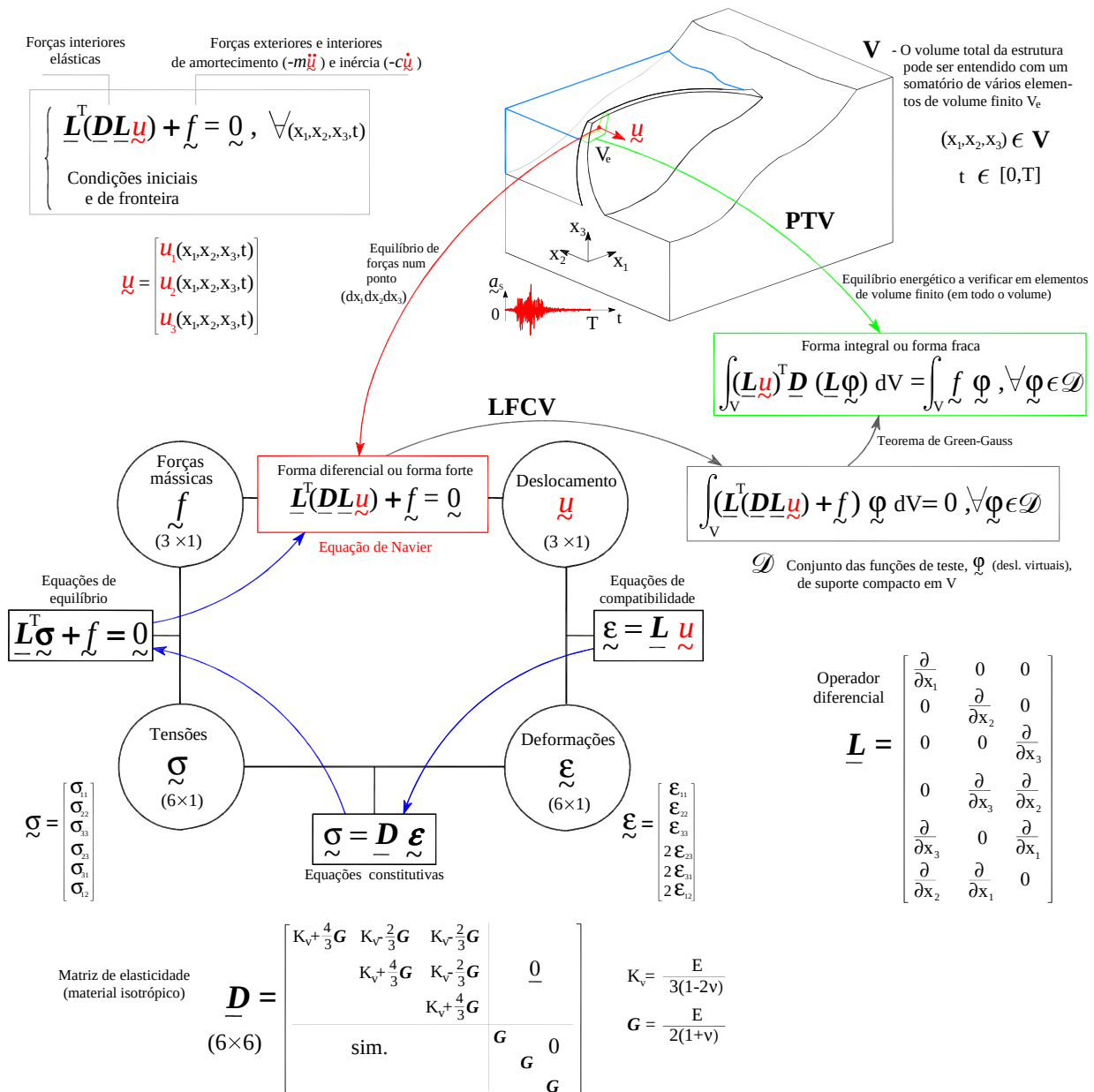
Dado que para a generalidade das estruturas este problema não pode ser resolvido analiticamente recorre-se a métodos numéricos para obter a pretendida solução.

A integração numérica efectua-se em duas etapas: i) integração no espaço (utilizando o MEF, p. ex.); ii) integração no tempo.

Para efectuar a integração numérica em ordem às coordenadas espaciais, pode-se partir directamente da forma diferencial da equação de Navier e, neste caso, há que utilizar o Método da Diferenças Finitas (MDF). Contudo a resolução da equação de Navier pelo MDF apresenta importantes limitações nos problemas em que a geometria da fronteira não é regular, como acontece geralmente nos problemas de barragens.

EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DA MECÂNICA ESTRUTURAL

Análise dinâmica de estruturas tridimensionais



Condições de fronteira

- Em deslocamento (apoios elásticos)
- Em velocidade (amortecedores)
- Forças distribuídas ou concentradas (p. ex. pressão hidrostática no paramento de montante ou pressão do vento a jusante)

	Massa específica ton/m ³	Amortecimento viscoso (N/ms ²)/m ³	Constantes de deformabilidade
Água	$m_a = 1,0$	c_a	$K_V = 2 \text{ GPa}$ $G = 0$
Betão	$m_b = 2,4$	c_b	$E_b = 30 \text{ GPa}$ $\nu_b = 0,2$
Rocha	$m_r \cong m_b$	c_r	$E_r \cong E_b$ $\nu_r \cong \nu_b$

Figura 3.4 – Equações fundamentais da Mecânica Estrutural: formulações forte e fraca. Aplicação à análise dinâmica de sistemas *barragem-fundação-albufeira* (adaptado de (Oliveira, et al., 2010b)).

Assim o mais usual é recorrer ao Método dos Elementos Finitos (MEF) para efectuar a integração numérica da equação de Navier em ordem às coordenadas espaciais. Contudo o MEF não pode ser aplicado directamente à equação de Navier na forma diferencial (forma forte), sendo necessário, previamente, obter a correspondente forma integral (ou forma fraca), o que se pode conseguir matematicamente, aplicando à equação de Navier o Lema Fundamental do Cálculo Variacional¹⁹ (LFCV) e o Teorema de Green-Gauss. A forma integral da equação de Navier também pode ser obtida fisicamente através da aplicação do conhecido Princípio dos Trabalhos Virtuais²⁰ (PTV), como se mostra na Figura 3.4.

Após esta primeira etapa, correspondente à integração numérica em ordem às coordenadas espaciais da equação de Navier, o problema passa a ser descrito por um sistema de N_{GL} equações diferenciais ordinárias de 2ª ordem (na variável tempo), em que N_{GL} é o número total de graus liberdade da discretização adoptada, como se mostra no ponto seguinte.

3.2.1.1 Discretização espacial. Métodos numéricos (MEF)

Actualmente o Método dos Elementos Finitos (MEF) é um dos métodos numéricos mais utilizado na resolução computacional de equações diferenciais, nomeadamente, no âmbito da Análise de Estruturas em Engenharia Civil. As primeiras referências à utilização do MEF datam

¹⁹ **Lema Fundamental do Cálculo Variacional (LFCV):**

Se o integral $\int_V F(x_i, u, u', u'', \dots) \varphi(x_i) dV$ (i=1,2,3)

for zero para todas as funções $\varphi(x_i)$ pertencentes à classe $\mathcal{D} = C_c^\infty(V)$ das funções de teste com suporte compacto em V então verificar-se-á também que $F(x_i, u, u', u'', \dots) = 0$ em V, sendo a recíproca também verdadeira. Ou seja, pode-se escrever a seguinte equivalência

$$F=0 \text{ em } V \Leftrightarrow \int_V F \varphi(x_i) dV = 0, \quad \forall \varphi \in \mathcal{D} = C_c^\infty(V)$$

que, para o caso em análise, corresponde a uma equivalência entre a equação diferencial na forma que foi estabelecida para um elemento infinitesimal e uma nova forma (forma integral) em que surge uma integração estendida ao domínio V. Na formulação do PTV as funções de teste φ correspondem aos deslocamentos virtuais $\underline{u}_V$.

²⁰ **Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV):** Para que um corpo elástico esteja em equilíbrio, é necessário, e suficiente, que, para todo o campo de deslocamentos virtuais $\underline{u}_V = \underline{u}_V(x_1, x_2, x_3)$ o trabalho das forças exteriores seja igual ao trabalho das forças interiores, isto é

$$W_{\text{ext}} = \int_V \underline{f} \cdot \underline{u}_V dV \quad ; \quad W_{\text{int}} = \int_V \underline{\sigma} \cdot \underline{\varepsilon}_V dV \quad \rightarrow \quad W_{\text{int}} = W_{\text{ext}} \Leftrightarrow \int_V \underline{\sigma} \cdot \underline{\varepsilon}_V dV = \int_V \underline{f} \cdot \underline{u}_V dV \quad , \quad \forall \underline{u}_V$$

Para um caso unidimensional (um pilar, p. ex.), em que $\sigma = E du/dx$ e $\varepsilon_V = du_V/dx$ tem-se

$$\int_V \frac{du}{dx} E \frac{du_V}{dx} dV = \int_V f u_V dV \quad , \quad \forall u_V$$

do final da década de 1940 e surgiram no âmbito do programa de desenvolvimento da indústria aeroespacial americana. Tal como tem acontecido em muitos outros domínios da Matemática, as ideias fundamentais que estão na base do MEF surgiram da necessidade de resolver problemas práticos: neste caso era necessário encontrar uma boa aproximação da solução de equações diferenciais governativas de problemas complexos referentes à condução do calor e a problemas de Mecânica dos Sólidos, em domínios geometricamente irregulares e com condições de fronteira que tornavam impossível a utilização de métodos analíticos e dos métodos numéricos conhecidos.

Contudo, é na década de 1960 que se assiste a um extraordinário desenvolvimento deste método²¹ (Zienkiewicz, 1967), essencialmente, devido ao aparecimento dos primeiros computadores.

Embora o MEF esteja suficientemente descrito em bibliografia da especialidade (Zienkiewicz, 1967; Hughes, 1987), apresenta-se nesta secção uma síntese, em que se aborda a formulação da mecânica estrutural, salientando-se os conceitos básicos da sua fundamentação física e matemática, com base nos quais se estabelece o problema a resolver por intermédio deste método numérico. Após o estabelecimento do problema, introduz-se naturalmente a discretização das estruturas em vários elementos de dimensão finita (elementos finitos), apresentando-se os principais aspectos relacionados com este método numérico de resolução de equações diferenciais recorrendo aos actuais meios computacionais disponíveis. A abordagem ao método termina com a introdução da formulação geral para o caso de acções dinâmicas, que constitui o tema central abordado neste trabalho.

3.2.1.2 Formulação para o caso de acções dinâmicas

Na análise das estruturas, a resolução numérica da equação de Navier baseia-se na divisão do volume de toda a estrutura num dado número de elementos, denominados elementos finitos, ligados entre si ao nível dos pontos nodais comuns.

A aproximação fundamental do MEF consiste em admitir que o vector dos deslocamentos $\underline{u} = u_i$, ($i = 1, 2, 3$) num ponto qualquer (x_1, x_2, x_3) de um elemento finito (e num dado instante t) pode ser obtido por interpolação a partir dos deslocamentos dos pontos nodais $\underline{u}^e$, através da seguinte equação

$$\underbrace{\underline{u}}_{(3 \times 1)} = \underbrace{\underline{N}}_{(3 \times 60)} \cdot \underbrace{\underline{u}^e}_{(60 \times 1)} \quad (2.3)$$

²¹ Em 1961 Zienkiewicz apresentou uma conferência sobre a utilização do método das diferenças finitas no cálculo de barragens; em 1964 Wilkins, apresenta uma nova formulação de diferenças finitas que permite resolver o problema da discretização das fronteiras e utiliza um método de relaxação dinâmica para solução das equações de equilíbrio; em 1967 é publicado um dos primeiros trabalhos de divulgação sobre o MEF (Zienkiewicz, 1967). Em Portugal (no LNEC), o MEF foi introduzido no âmbito de um trabalho referente à análise do comportamento de barragens (Pedro, 1977).

sendo $\underline{\mathbf{N}}$ a matriz com os valores das funções de interpolação (Zienkiewicz, 1967) no ponto (x_1, x_2, x_3) em análise; para o caso tridimensional com elementos finitos de 20 pontos nodais, com 3 GL de translação por nó (ver Figura 3.5), a matriz $\underline{\mathbf{N}}$ assume a forma seguinte (dimensão 3×60)

$$\underline{\mathbf{N}} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \cdots & N_{20} & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \cdots & 0 & N_{20} & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & \cdots & 0 & 0 & N_{20} \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

No caso geral tridimensional, com 3 GL de translação por ponto nodal, o número de colunas da matriz $\underline{\mathbf{N}}$ é igual a 3 vezes o número de pontos nodais do elemento finito adoptado, neste caso, com 20 pontos nodais por elemento, a matriz $\underline{\mathbf{N}}$ tem 60 colunas (elemento finito com 60 GL). Para cada ponto nodal e para cada grau de liberdade há que definir, no interior de cada elemento finito, uma função de interpolação (função vectorial) que deve assumir valor unitário no correspondente ponto e grau de liberdade, valor nulo nos restantes graus de liberdade, e valores absolutos entre 0 e 1 para os pontos intermédios, na direcção do correspondente grau de liberdade. No caso de elementos finitos do 2º grau (com pontos nodais a meio das arestas) as funções de interpolação podem assumir valores negativos em alguns pontos do elemento (ver Figura 3.5).

Usualmente utilizam-se funções de interpolação polinomiais definidas em termos de coordenadas locais y_n , ($n=1,2,3$), como é o caso do elemento finito isoparamétrico, tipo cubo, de 20 pontos nodais, que é utilizado no âmbito deste trabalho (ver Figura 3.5).

Admitindo a hipótese de pequenos deslocamentos e introduzindo (2.3), na equação de compatibilidade (deformação-deslocamento), obtém-se

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\mathbf{L}}} \underline{\underline{\mathbf{N}}} \underline{\underline{\mathbf{u}}}^e = \underline{\underline{\mathbf{B}}} \underline{\underline{\mathbf{u}}}^e \quad (2.5)$$

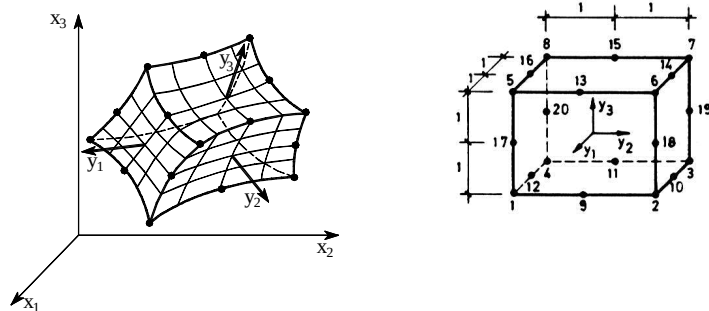
em que $\underline{\underline{\mathbf{B}}}$ (6×60) é uma matriz cujos termos não nulos correspondem às derivadas das funções de interpolação em ordem às coordenadas gerais. Esta equação mostra que as deformações em qualquer ponto dum elemento finito podem ser obtidas a partir dos deslocamentos nodais $\underline{\underline{\mathbf{u}}}^e$ e das derivadas das funções de interpolação em ordem às coordenadas gerais $\underline{\underline{\mathbf{B}}}$.

Introduzindo a aproximação do MEF na relação constitutiva e admitindo a hipótese de comportamento elástico linear, pode-se escrever

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\mathbf{D}}} \underline{\underline{\mathbf{B}}} \underline{\underline{\mathbf{u}}}^e \quad (2.6)$$

em que $\underline{\underline{\mathbf{D}}}$ é a matriz de elasticidade (ver Figura 3.4).

Elemento isoparamétrico de 20 pontos nodais (60 GL).



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

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

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

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

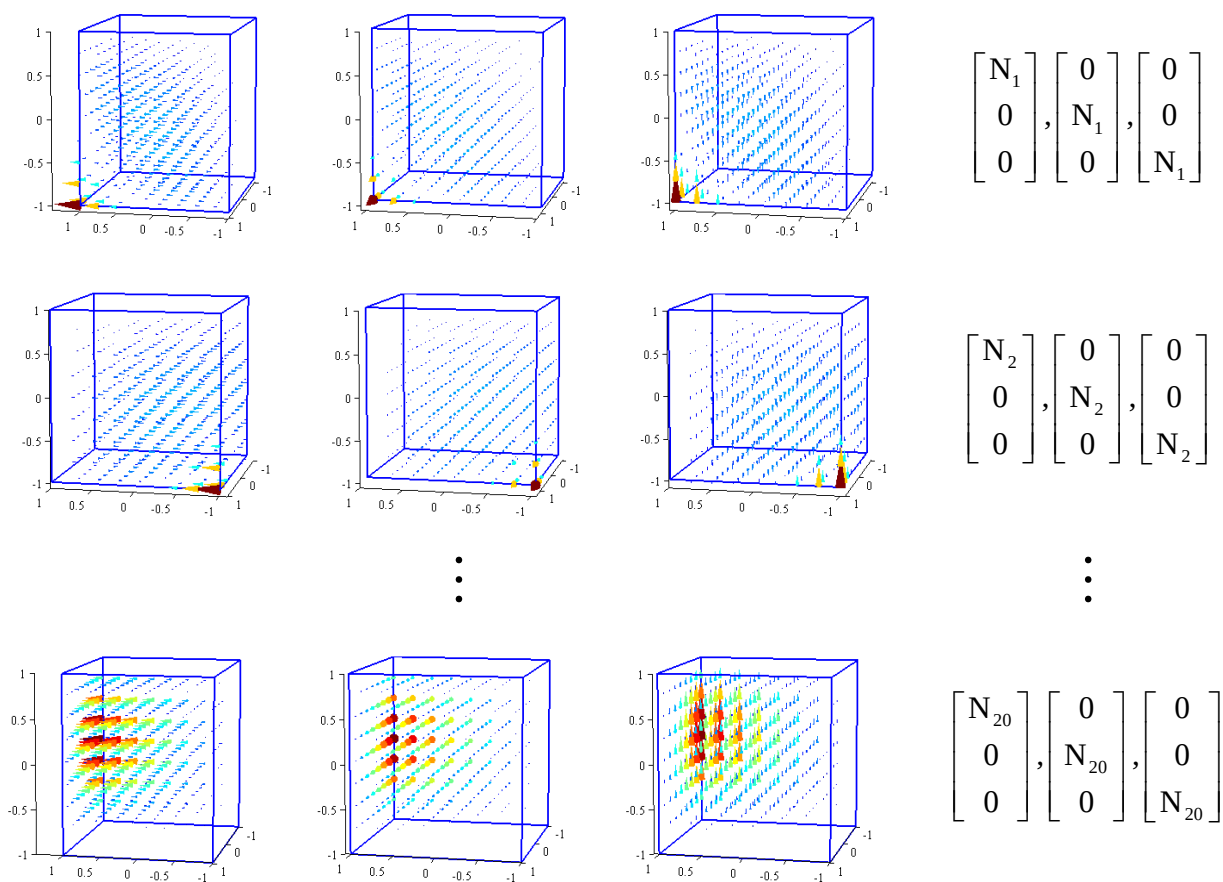


Figura 3.5 – Elemento finito tridimensional isoparamétrico tipo cubo com 20 pontos nodais. a) Representação dos eixos locais e expressões com os valores das funções de interpolação para os diferentes nós. b) Representação das funções de interpolação (vectoriais) associadas a cada grau de liberdade; representação para os GL dos pontos nodais 1, 2 e 20 (adaptado de (Oliveira, et al., 2010b)).

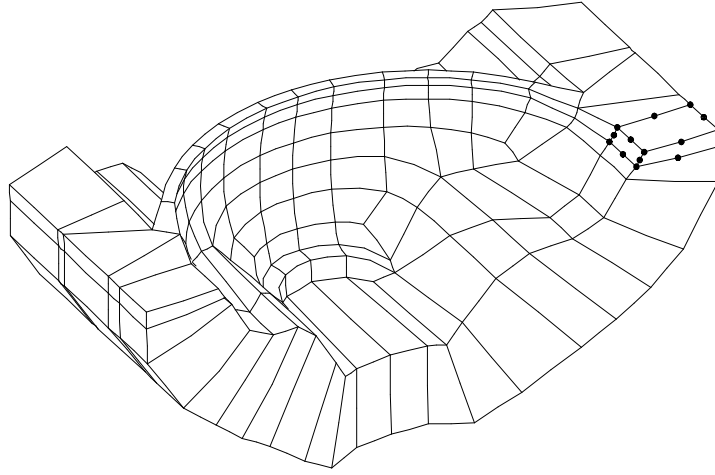


Figura 3.6 – Barragem abóbada discretizada em elementos finitos tridimensionais de 20 nós.

Utilizando a formulação da mecânica estrutural na forma integral (ou forma fraca), decorrente da aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais, e considerando como acção a ocorrência de um sismo definido por três acelerogramas na base (correspondentes às componentes de aceleração na direcção dos três eixos gerais, $\underline{\ddot{a}}_s = \underline{\ddot{a}}_s(t)$ (3×1)) então o equilíbrio dinâmico de um elemento finito de volume V_e pode ser expresso por

$$\int_{V_e} m \underbrace{(\ddot{\underline{u}} + \underline{\ddot{a}}_s)}_{\ddot{\underline{u}}_T}^T \underline{u}_v dV + \int_{V_e} c \dot{\underline{u}}^T \underline{u}_v dV + \int_{V_e} (\underline{\underline{L}} \underline{u})^T \underline{\underline{D}} (\underline{\underline{L}} \underline{u}_v) dV = 0 \quad , \quad \forall \underline{u}_v \quad (2.7)$$

em que m e c representam a massa específica e o amortecimento viscoso específico dos materiais (betão, água e rocha de fundação), e $\underline{u}_v$ representa um qualquer campo de deslocamentos virtuais (com significado idêntico ao das funções de teste $\underline{\varphi}$ introduzidas no âmbito do LFCV). A aceleração total $\ddot{\underline{u}}_T$, em cada ponto da estrutura, inclui a parcela de aceleração relativa à base $\ddot{\underline{u}}$ e a parcela de aceleração de corpo rígido, que, em cada ponto da estrutura, deve ser igual às três componentes de aceleração sísmica aplicadas na base $\underline{\ddot{a}}_s = \underline{\ddot{a}}_s(t)$.

Introduzindo na equação (2.7) a aproximação fundamental do MEF dada pela equação (2.3) e considerando também que $\underline{\ddot{a}}_s = \underline{\underline{N}} \underline{\ddot{a}}_s^e$ (sendo $\underline{\ddot{a}}_s^e$ o vector das acelerações nodais elementar) obtém-se a seguinte expressão

$$\int_{V_e} m (\underline{\underline{N}} \ddot{\underline{u}}^e + \underline{\underline{N}} \underline{\ddot{a}}_s^e)^T \underline{u}_v dV + \int_{V_e} c (\underline{\underline{N}} \dot{\underline{u}}^e)^T \underline{u}_v dV + \int_{V_e} (\underline{\underline{L}} \underline{\underline{N}} \underline{u}^e)^T \underline{\underline{D}} (\underline{\underline{L}} \underline{u}_v) dV = 0 \quad , \quad \forall \underline{u}_v \quad (2.8)$$

A necessária verificação da anterior expressão para todos os campos de deslocamentos virtuais $\underline{u}_v$ (teoricamente existem infinitos campos de deslocamentos virtuais, compatíveis com as condições de fronteira) pode ser conseguida para uma dada discretização em elementos finitos, admitindo que qualquer campo de deslocamentos virtuais também pode ser aproximado através de uma combinação linear das funções de interpolação; admite-se, como aproximação,

que as funções de interpolação formam uma base de um espaço linear que contém todos os campos de deslocamentos virtuais. Com esta aproximação basta verificar a anterior expressão apenas para os campos de deslocamentos virtuais $\underline{u}_v$ coincidentes com as funções de interpolação que formam a base do referido espaço. No caso do elemento finito, tipo cubo com 20 pontos nodais e 3 GL por nó, há que verificar a anterior expressão para cada uma das 60 funções de interpolação vectoriais seguintes (ver Figura 3.5)

$$\underline{u}_v = \begin{bmatrix} N_1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}, \underline{u}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ N_1 \\ 0 \end{bmatrix}, \underline{u}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ N_1 \end{bmatrix}, \underline{u}_v = \begin{bmatrix} N_2 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}, \underline{u}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ N_2 \\ 0 \end{bmatrix}, \underline{u}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ N_2 \end{bmatrix}, \dots, \underline{u}_v = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ N_{20} \end{bmatrix} \quad (2.9)$$

Assim, obtém-se um sistema de 60 equações em que as incógnitas correspondem aos deslocamentos nodais $\underline{u}^e$ (componentes de deslocamento nos 60 GL do elemento). Este sistema pode ser escrito matricialmente na seguinte forma

$$\int_{V_e} m \underline{N}^T \underline{N} dV \ddot{\underline{u}}^e + \int_{V_e} c \underline{N}^T \underline{N} dV \dot{\underline{u}}^e + \int_{V_e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV \underline{u}^e = - \int_{V_e} m \underline{N}^T \underline{N} dV \underline{a}_s^e \quad (2.10)$$

o que é equivalente a

$$\underline{m}^e \ddot{\underline{u}}^e + \underline{c}^e \dot{\underline{u}}^e + \underline{k}^e \underline{u}^e = \underline{f}^e \quad (2.11)$$

em que:

$$\underline{m}^e = \int_{V_e} m \underline{N}^T \underline{N} dV \quad - \quad \text{é a matriz de massa do elemento finito (60} \times \text{60);}$$

$$\underline{c}^e = \int_{V_e} c \underline{N}^T \underline{N} dV \quad - \quad \text{é a matriz de amortecimento do elemento finito (60} \times \text{60);}$$

$$\underline{k}^e = \int_{V_e} \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dV \quad - \quad \text{é a matriz de rigidez do elemento finito (60} \times \text{60);}$$

$$\underline{f}^e = - \underline{m}^e \underline{a}_s^e \quad - \quad \text{é o vector das forças elementares (60} \times \text{1): forças nodais equivalentes às forças de inércia associadas às acelerações sísmicas aplicadas.}$$

É de salientar que na hipótese de amortecimento proporcional, a matriz de amortecimento elementar, $\underline{c}^e$, é obtida como uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez ($\underline{c}^e = \alpha \underline{m}^e + \beta \underline{k}^e$ - hipótese de amortecimento de Rayleigh). Contudo, no caso de sistemas *barragem-fundação-albufeira* esta hipótese de amortecimento proporcional poderá não ser adequada – recorde-se que um dos objectivos do presente trabalho é, precisamente, averiguar a validade desta hipótese, com base em resultados experimentais da observação do comportamento dinâmico de barragens. Adoptando uma formulação em deslocamentos, com a hipótese de amortecimento não proporcional à rigidez e à massa, determinam-se modos de vibração com componentes complexas, correspondentes a oscilações em que os máximos e mínimos não ocorrem simultaneamente em pontos distintos da estrutura (devem ser calculados como os

valores próprios da matriz de estado que se define no ponto 3.2.3.2); no caso de formulações em que as funções incógnitas são definidas em termos de deslocamentos na estrutura e pressões na albufeira, as matrizes generalizadas de massa e rigidez são sempre assimétricas pelo que os modos de vibração do conjunto serão sempre complexos independentemente das hipóteses simplificativas que se adoptem para o amortecimento (Fenves, et al., 1984; Câmara, 1999).

Para uma dada discretização espacial em elementos finitos, as matrizes globais – matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez – são obtidas por sobreposição ou assemblagem das anteriores matrizes elementares, sendo possível, a partir destas matrizes globais, estabelecer a seguinte equação de equilíbrio global (equação diferencial matricial) que corresponde a um sistema de equações diferenciais ordinárias (na variável tempo) de 2ª ordem, acopladas, a resolver para as condições iniciais estabelecidas. Assim, na resolução numérica, após a primeira etapa correspondente à integração em ordem às coordenadas espaciais (ver Figura 3.7), utilizando uma dada discretização em elementos finitos, a análise dinâmica do sistema fica reduzida à resolução do seguinte problema de valores iniciais (PVI)

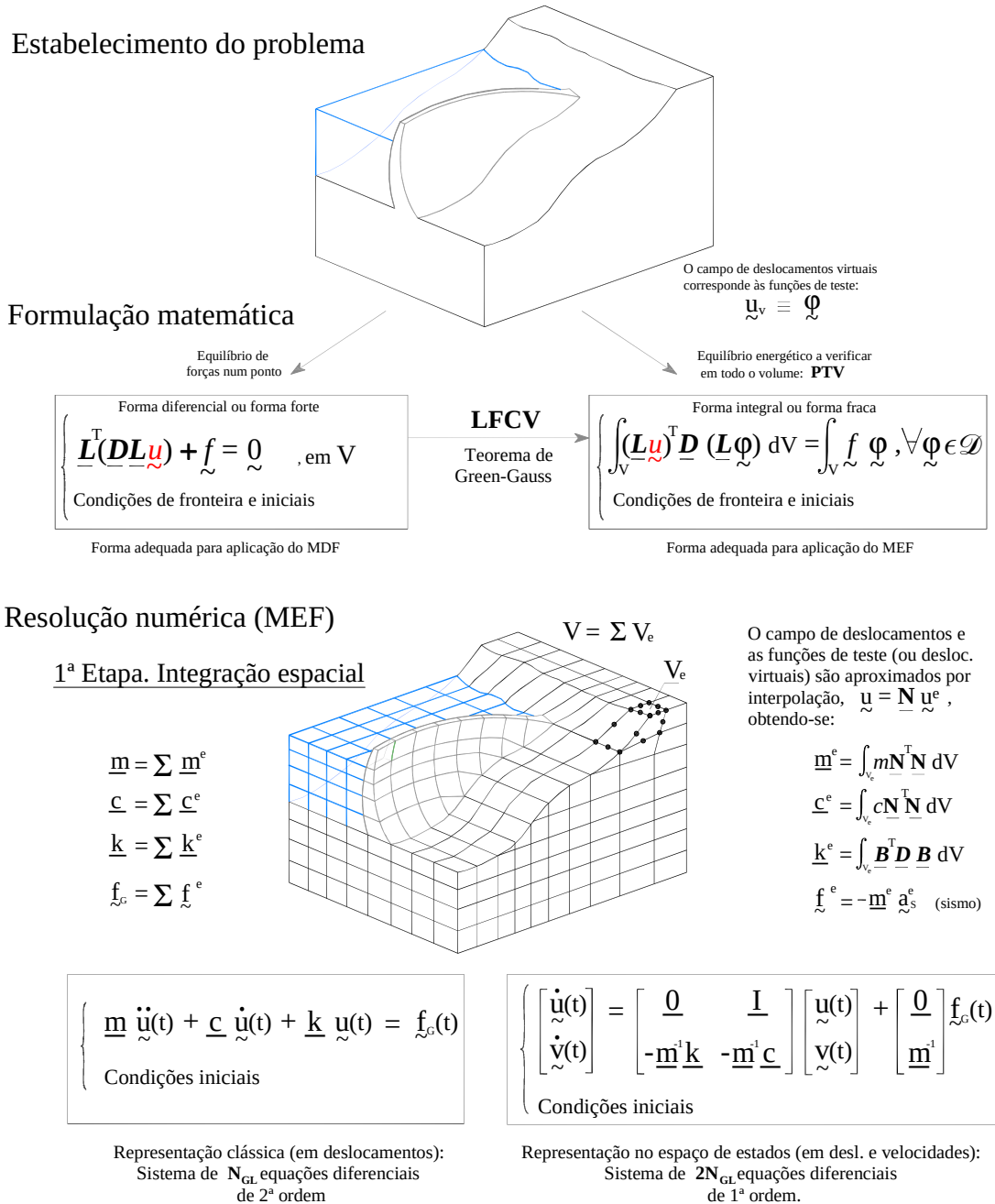
$$\begin{cases} \underline{m} \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{c} \dot{\underline{u}}(t) + \underline{k} \underline{u}(t) = \underline{f}_G(t) \\ \text{Condições iniciais (em deslocamento e velocidade)} \end{cases} \quad (2.12)$$

em que $\underline{m}$, $\underline{c}$ e $\underline{k}$ representam as matrizes globais de massa, amortecimento e rigidez ($N_{GL} \times N_{GL}$); o vector $\underline{u} = \underline{u}(t)$, de dimensão ($N_{GL} \times 1$), contém as componentes de deslocamentos em todos os nós, segundo os três graus de liberdade de translação por nó; e $\underline{f}_G = \underline{f}_G(t)$, também de dimensão ($N_{GL} \times N_{GL}$), é o vector das forças nodais equivalentes às forças mássicas exteriores (neste caso decorrentes da parcela de aceleração de corpo rígido correspondente à aplicação do referido acelerograma sísmico na base $\underline{a}_s = \underline{a}_s(t)$, cuja distribuição pelos vários graus de liberdade é efectuada por intermédio da matriz $\underline{S}$, de dimensão ($N_{GL} \times n_I$), em que n_I representa o número de acelerogramas fornecidos – número de “inputs”); assim, esta matriz $\underline{S}$ envolve geralmente valores nulos e unitários – quando se pretende reduzir ou amplificar a intensidade dos acelerogramas fornecidos podem ser utilizados valores não unitários correspondentes aos pretendidos coeficientes de redução ou amplificação do acelerogramas).

Efeito hidrodinâmico em sistemas *barragem-fundação-albufeira*

A utilização do método dos elementos finitos na análise dinâmica de estruturas que envolvam a presença de reservatórios de água, como é o caso das barragens de betão, obriga à consideração do efeito hidrodinâmico. Nos programas de análise dinâmica desenvolvidos no âmbito deste trabalho, o efeito hidrodinâmico da água foi considerado de duas formas distintas: i) recorrendo ao conceito de massas de água associadas como foi proposto por Westergaard

(Westergaard, 1933); e ii) considerando a albufera discretizada em elementos finitos de água, formulados em deslocamento, nos quais se considera o módulo de compressibilidade da água $K_v = 2 \text{ GPa}$ (valor correspondente a uma velocidade de propagação das ondas de pressão na água de 1440 m/s) e um módulo de distorção nulo (ver Figura 3.4).



2ª Etapa. Integração no tempo

A integração no tempo pode ser efectuada em coordenadas modais ou em coordenadas estruturais, utilizando qualquer método numérico para resolução de equações diferenciais ordinárias (Nota: para se aplicar o método de Euler ou o método de Heun é necessário partir da representação no espaço de estados, pois são métodos aplicáveis apenas a equações diferenciais de 1ª ordem)

Figura 3.7 – Análise dinâmica de estruturas pelo MEF. Formulação em deslocamentos e no espaço de estados (adaptado de (Oliveira, et al., 2010b)).

Introdução das condições de fronteira

As condições de fronteira podem ser introduzidas de forma simplificada em termos de apoios elásticos pontuais, idealizados como “molas” nos apoios (em que é respeitada uma relação do tipo $k_{ap}u_{ap} = F_{ap}$) cuja rigidez k_{ap} , pode ser facilmente calibrada por forma a simular fronteiras com qualquer tipo de deformabilidade, desde as muito flexíveis até fronteiras rígidas (neste caso basta utilizar valores de rigidez muito elevados para as “molas” de apoio) e/ou em termos de apoios de amortecimento, ou “amortecedores” de apoio (em que é respeitada uma relação do tipo $c_{ap}\dot{u}_{ap} = F_{ap}$) que, da mesma forma, podem ser calibrados de maneira a representar fronteiras com maior ou menor capacidade de absorção, ou amortecimento, dos movimentos oscilatórios. Em termos práticos a introdução dos apoios elásticos corresponde a somar os valores das constantes de rigidez pontual k_{ap} das “molas” de apoio à diagonal da matriz de rigidez global (na posição correspondente ao GL apoiado), e a introdução dos apoios de amortecimento corresponde a somar à diagonal da matriz de amortecimento global as constantes de amortecimento pontual c_{ap} dos “amortecedores” de apoio.

3.2.2 Análise dinâmica. Integração no tempo após a discretização espacial

3.2.2.1 Modelos de 1 grau de liberdade. Formulação clássica e no espaço de estados

Com vista a introduzir a notação utilizada na análise dinâmica de modelos espacialmente discretos (modelos utilizados no estudo de estruturas contínuas após a aplicação das técnicas numéricas de discretização espacial apresentadas no ponto anterior), é conveniente começar por estudar com detalhe as formulações matemáticas que permitem descrever o comportamento dinâmico de um modelo discreto de apenas 1 grau de liberdade (oscilador de 1 GL). Um modelo físico de um edifício de 1 piso como o que se mostra na Figura 3.8 é o ideal para se visualizar uma estrutura de interesse para a engenharia civil cujo comportamento dinâmico pode ser adequadamente simulado com base na equação da dinâmica de modelos estruturais de 1 GL.

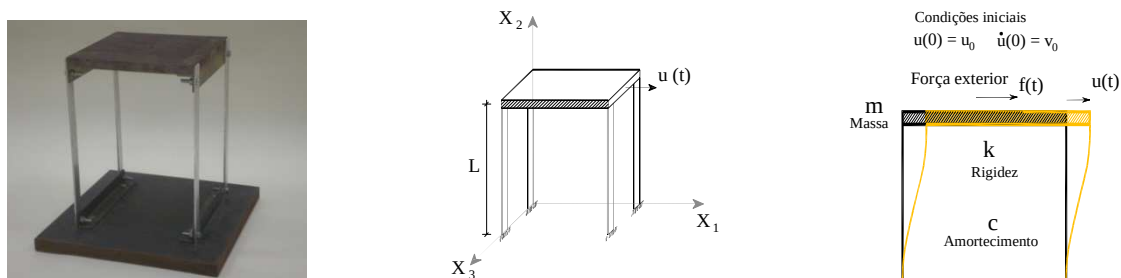


Figura 3.8 – Modelo físico de um edifício de um piso. Perspectiva e representação esquemática do modelo de 1 GL idealizado para estudar o comportamento dinâmico da direcção mais flexível.

O grande interesse do estudo dos modelos de 1 GL deve-se sobretudo ao facto de conduzir a resultados que podem ser utilizados directamente na análise de modelos de vários GL, dado que a resposta dinâmica desses modelos de maior complexidade pode ser estudada através da sobreposição da resposta de modelos de 1 GL, se for utilizada uma transformação de coordenadas adequada (transformação das coordenadas estruturais, correspondentes aos deslocamentos nos diversos graus de liberdade, para as denominadas coordenadas modais).

Formulação clássica. Análise no domínio do tempo e no domínio da frequência

Para o caso de modelos de apenas 1 GL a equação diferencial da dinâmica de estruturas assume a seguinte forma escalar, em que a incógnita $u = u(t)$ é uma função escalar que representa a pretendida história de deslocamentos no intervalo de tempo em estudo ($0 \leq t \leq t_f$)

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = f \quad (2.13)$$

e em que m , c e k são escalares (constantes no tempo) que representam, respectivamente, a massa, o amortecimento e a rigidez do modelo, enquanto $f = f(t)$ representa a história de carga, e $\ddot{u}(t)$ e $\dot{u}(t)$ as histórias de acelerações e velocidades ao longo do tempo. As condições iniciais, em deslocamento e velocidade, são usualmente representadas por $u(0) = u_0$ e $\dot{u}(0) = v_0$.

A determinação dos parâmetros que caracterizam a vibração de um modelo de 1 GL no seu **modo natural de vibração** é a chave para o estudo de toda a dinâmica de estruturas. O modo natural de vibração de um modelo de 1 GL corresponde à sua oscilação natural, ou seja, ao seu movimento oscilatório sem a actuação de qualquer força ($f = 0$), após a aplicação de uma excitação no instante inicial (condições iniciais não nulas). Matematicamente o modo natural de vibração de um modelo de 1 GL determina-se, então, resolvendo o seguinte problema de valores iniciais (que envolve uma equação diferencial ordinária, homogéna, com coeficientes constantes)

$$\begin{cases} m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0 \\ u(0) = u_0, \dot{u}(0) = v_0 \end{cases} \quad (2.14)$$

Utilizando o conhecido método do polinómio característico²² e admitindo que o amortecimento c é suficientemente baixo para que ocorra oscilação (amortecimento inferior ao crítico $c_{cr} = 2\sqrt{km}$ como se verifica em todas as estruturas de engenharia civil), obtém-se a seguinte solução para este problema da determinação do **modo natural de vibração** de um modelo de 1 GL

$$u(t) = a e^{\lambda t} + b e^{\bar{\lambda} t} \quad (2.15)$$

²² Método baseado na hipótese de que a solução geral pode ser uma combinação linear de funções da forma $u(t) = e^{\lambda t}$.

em que λ e $\bar{\lambda}$ correspondem a um par de raízes complexas conjugadas do polinómio característico ($m\lambda^2 + c\lambda + k = 0$), sendo

$$\lambda = -\xi\omega_N + i\omega_A, \quad \text{com} \quad \omega_N = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad \xi = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad \text{e} \quad \omega_A = \omega_N\sqrt{1-\xi^2}$$

e

$$a = u_0 - \frac{v_0 - u_0\lambda}{\bar{\lambda} - \lambda} = \frac{1}{2}u_0 + \frac{1}{2}\left(\frac{v_0 + \xi\omega_N u_0}{\omega_A}\right)i \quad \text{e} \quad b = \frac{v_0 - u_0\lambda}{\bar{\lambda} - \lambda} = \bar{a}$$

Quanto à notação, utiliza-se ω_N para designar a frequência natural, ξ para designar o amortecimento relativo e ω_A a frequência natural amortecida.

Utilizando a conhecida fórmula de Euler para os complexos pode-se verificar que a anterior solução $u(t)$, após as devidas manipulações algébricas, pode ser escrita numa forma trigonométrica equivalente, mais adequada para a interpretação física dos parâmetros dinâmicos que caracterizam o **modo natural de vibração** de um modelo de 1 GL com amortecimento não nulo, ficando então

$$u(t) = \left[u_0 \cos(\omega_A t) + \left(\frac{v_0 + \xi\omega_N u_0}{\omega_A} \right) \sin(\omega_A t) \right] e^{-\xi\omega_N t} \quad (2.16)$$

Na figura seguinte representa-se graficamente a anterior solução, o que permite visualizar o pretendido **modo natural de vibração** de um modelo de 1 GL (com amortecimento inferior ao crítico) e apreender o significado físico dos vários parâmetros dinâmicos envolvidos

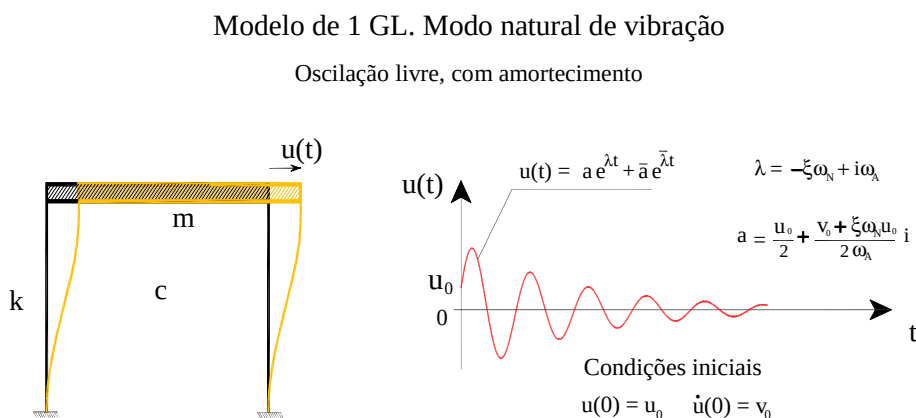


Figura 3.9 – Modo natural de vibração de um modelo de 1 GL, com amortecimento inferior ao valor do amortecimento crítico $c_{cr} = 2\sqrt{km}$.

Quando existe uma história de forças aplicadas a solução envolve mais uma parcela (parcela forçada) correspondente a um integral de convolução entre a história da força $f(t)$ e a função de resposta a impulsos unitários $h(t)$

$$u(t) = \left[u_0 \cos(\omega_A t) + \left(\frac{v_0 + \xi \omega_N u_0}{\omega_A} \right) \text{sen}(\omega_A t) \right] e^{-\xi \omega_N t} + \underbrace{\int_0^t h(t-\tau) f(\tau) d\tau}_{\text{Convolução}} \quad (2.17)$$

em que

$$h(t-\tau) = \frac{1}{m\omega_A} \text{sen}(\omega_A(t-\tau)) e^{-\xi \omega_N(t-\tau)} \quad (2.18)$$

Formulação no domínio da frequência

A solução anterior também pode ser obtida recorrendo à transposição da equação diferencial da dinâmica para o domínio da frequência (ver Figura 3.10), recorrendo à transformada de Fourier (adequada quando se consideram condições iniciais nulas) ou à transformada de Laplace (generalização da transformada de Fourier, que permite a análise em frequência para condições iniciais não nulas)

Os fundamentos desta transposição decorrem do conceito de série de Fourier, segundo o qual qualquer função $f_T(t)$ (representável graficamente) definida no domínio do tempo num intervalo finito $[0, T]$, pode ser aproximada através da soma do seu valor médio em $[0, T]$ com infinitas funções sinusoidais $a_k \cos(\omega_k t) + b_k \text{sen}(\omega_k t)$, $k=1,2,\dots$ (do tipo “ondas”) definidas no mesmo intervalo e com períodos $T, T/2, T/3, \dots$ (ou seja, frequências $\Delta\omega, 2\Delta\omega, 3\Delta\omega, \dots$, em que $\Delta\omega = 2\pi / T$). Atendendo que cada onda k é definida por dois coeficientes, a_k e b_k , coeficientes da série de Fourier (ou em termos da amplitude $\sqrt{a_k^2 + b_k^2}$ e fase $\text{atan}(b_k/a_k)$), então a representação destes dois coeficientes em função da frequência (das várias ondas) constitui uma representação no domínio da frequência (espectro) da função inicial $f_T(t)$ definida no domínio do tempo (note-se que uma função real de variável real t , representável no domínio do tempo apenas por um gráfico, é representada no domínio da frequência por intermédio de dois gráficos, denominados espectros, sendo usual optar pela representação do espectro das amplitudes e do espectro das fases).

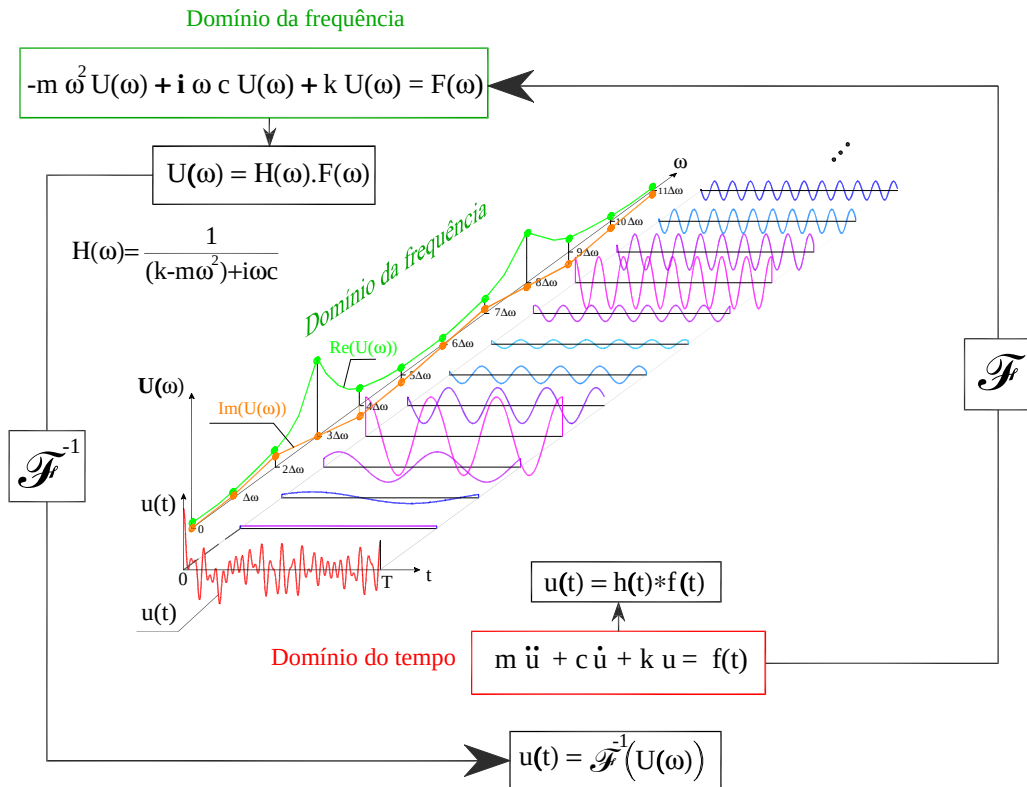


Figura 3.10 – Aplicação da transformada de Fourier para converter a equação diferencial da dinâmica, definida no domínio do tempo, numa equação algébrica (complexa), definida no domínio da frequência (adaptado de (Oliveira, 2007)). Representação da decomposição em ondas da função incógnita $u(t)$, definida no intervalo $[0, T]$, correspondente à transformada discreta de Fourier (a transformada contínua de Fourier corresponde a considerar $T \rightarrow \infty$).

A anterior representação trigonométrica das várias ondas sinusoidais constituintes da série de Fourier pode ser vantajosamente convertida numa representação equivalente, em termos de exponenciais imaginárias, usando a fórmula de Euler dos complexos, podendo-se então escrever

Forma trigonométrica

$$f_T(t) = v_{\text{méd}} + \sum_{k=1}^{\infty} [a_k \cos(\omega_k t) + b_k \sin(\omega_k t)]$$

$$\omega_k = k \Delta\omega$$

Forma complexa

$$f_T(t) = v_{\text{méd}} + \sum_{k=-\infty}^{\infty} \frac{a_k - i b_k}{2} e^{i\omega_k t}$$

$$-\infty < \omega_k = k \Delta\omega < +\infty$$

cujos coeficientes (coeficientes de Fourier) são obtidos através das seguintes médias em $[0, T]$, sendo usual proceder ao seu cálculo através do algoritmo FFT (“Fast Fourier Transform”) proposto por (Cooley, et al., 1965)

$$v_{\text{med}} = \langle f(t) \rangle_T = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) dt$$

$$a_k = 2 \langle f(t) \cos(\omega_k t) \rangle_T = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos(\omega_k t) dt, \quad n=1, 2, 3, \dots$$

$$b_k = 2 \langle f(t) \sin(\omega_k t) \rangle_T = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \sin(\omega_k t) dt, \quad n=1, 2, 3, \dots$$

Convenciona-se designar por Transformada Discreta de Fourier da função $f_T(t)$, no intervalo finito de comprimento T , a função complexa $F_T(\omega_k)$ ²³ (função de variável real discreta, ω_k) dada por

$$F_T(\omega_k) = \int_0^T f_T(t) e^{-i\omega_k t} dt = \frac{a_k - i b_k}{2} T, \quad -\infty < \omega_k = k \Delta\omega < +\infty \quad (2.19)$$

Com esta definição, a aproximação de uma função $f_T(t)$ em série de Fourier, num intervalo de comprimento T (intervalo $[0, T]$ ou $[-T/2, T/2]$), pode ser escrita na seguinte forma (note-se que $1/T = \Delta\omega / 2\pi$)

$$f_T(t) = \frac{1}{T} \sum_{k=-\infty}^{\infty} F_T(\omega_k) e^{i\omega_k t} = \frac{1}{2\pi} \sum_{k=-\infty}^{\infty} F_T(\omega_k) e^{i\omega_k t} \Delta\omega \quad (2.20)$$

em que, quando $T \rightarrow \infty$ ($\Delta\omega \rightarrow d\omega$) se converte no integral de Fourier que permite a representação de funções $f(t)$, definidas em $\mathbb{R}$, $]-\infty, +\infty[$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.21)$$

O anterior par de funções, $F(\omega)$ e $f(t)$, que agora se pode escrever na forma

Transformada de Fourier

Transformada inversa de Fourier

$$\mathcal{F}(f(t)) = F(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt$$

$$\mathcal{F}^{-1}(F(\omega)) = f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega$$

é usualmente designado como Transformada de Fourier (da função $f(t)$) e correspondente Transformada Inversa de Fourier. A transformada de Fourier $F(\omega)$ é uma função complexa de

²³ A função $F_T(\omega_k)$ - transformada discreta de Fourier de $f_T(t)$ - é uma função complexa cujas partes real e imaginária são, respectivamente:

$$\frac{a(\omega_k)}{2} T \quad \text{e} \quad -\frac{b(\omega_k)}{2} T$$

variável real contínua ω (domínio da frequência) e a correspondente transformada inversa $f(t)$ coincide com a função original $f(t)$, que é uma função real de variável real t (domínio do tempo).

Matematicamente o grande interesse das Transformadas de Fourier advém, em boa parte, do facto de que a Transformada de Fourier da derivada de uma dada função $f(t)$ pode ser obtida através de uma simples operação algébrica: basta multiplicar a Transformada de Fourier da função por $i\omega$. Por esta razão, a aplicação da transformada de Fourier à equação diferencial da dinâmica permite transformá-la numa equação algébrica (complexa), de fácil resolução (a transformada de Laplace é, como se referiu, uma generalização da transformada de Fourier em que o imaginário puro $i\omega$ é substituído pelo complexo $s = \alpha + i\omega$)

$$\mathcal{F}(m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + k u(t)) = \mathcal{F}(f(t)) \quad (2.22)$$

o que, tendo em conta as propriedades da transformada de Fourier, é equivalente a

$$-m\omega^2 U(\omega) + i c \omega U(\omega) + k U(\omega) = F(\omega) \quad (2.23)$$

A solução da anterior equação, $U(\omega)$, é uma função complexa definida no domínio da frequência, que se obtém facilmente através de simples operações algébricas, isto é

$$U(\omega) = \frac{F(\omega)}{(k - m\omega^2) + i c \omega} \quad (2.24)$$

sendo usualmente escrita na forma

$$U(\omega) = H(\omega) F(\omega) \quad (2.25)$$

em que

$$H(\omega) = \frac{1}{(k - m\omega^2) + i c \omega} \quad (2.26)$$

se designa por Função de Resposta em Frequência (FRF).

Na tabela seguinte apresenta-se uma síntese destes resultados, estabelecendo-se um paralelismo entre as formulações no domínio do tempo e no domínio da frequência, para resolução da equação da dinâmica.

Tabela 3.1 – Resolução da equação da dinâmica. Modelos de 1GL.

RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DA DINÂMICA. MODELOS DE 1GL (Condições iniciais nulas *)	
PARALELISMO ENTRE A ABORDAGEM NO DOMÍNIO DO TEMPO E NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA	
Domínio do tempo	Domínio da frequência
Equação Diferencial $m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = f(t)$	Equação algébrica (complexa) $-m\omega^2 U(\omega) + i\omega c U(\omega) + k U(\omega) = F(\omega)$
Solução (cond. iniciais nulas) (Produto de convolução de funções reais) $u(t) = h(t) * f(t)$ $h(t) = \frac{1}{m\omega_A} \text{sen}(\omega_A t) e^{-\xi\omega_N t}$	Solução (cond. iniciais nulas) (Produto de funções complexas) $U(\omega) = H(\omega) F(\omega)$ $H(\omega) = \frac{1}{(k - m\omega^2) + (c\omega) i}$
$u(t) = \mathcal{F}^{-1}(U(\omega))$ $U(\omega) = \mathcal{F}(u(t))$	

* Para condições iniciais não nulas utiliza-se a transformada de Laplace em vez da transformada de Fourier.

Formulação no espaço de estados

Neste ponto utiliza-se o exemplo do sistema de 1 GL para ilustrar a aplicação da formulação no espaço de estados à resolução de problemas de dinâmica de estruturas. Opta-se, assim, por introduzir desde já a notação utilizada neste tipo formulação dado o seu interesse para os desenvolvimentos seguintes, referentes ao estudo do comportamento dinâmico de modelos com vários GL com amortecimento não proporcional à rigidez e/ou à massa, e referentes ao desenvolvimento modelos de identificação modal.

Para obter a denominada representação do espaço de estados da equação diferencial anterior (equação de 2ª ordem) há que efectuar uma mudança de variável de forma a obter um sistema de duas equações diferenciais de 1ª ordem equivalente à equação original de 2ª ordem.

Considerando a mudança de variável $\dot{u} = v(t)$ obtém-se então o seguinte sistema de duas equações diferenciais (matriciais) de 1ª ordem em que as funções incógnitas são, como se referiu, o deslocamento $u = u(t)$ e a velocidade $v = v(t)$

$$m \ddot{u} + c \dot{u} + k u = 0 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} \dot{u} = v \\ m \dot{v} + c v + k u = f \end{cases} \quad (2.27)$$

A partir do anterior sistema obtém-se facilmente a conhecida representação no espaço de estados da equação do movimento do modelo estrutural de 1 GL (nas variáveis de estado: deslocamento e velocidade)

$$\begin{cases} \dot{u} = v \\ \dot{v} = -\frac{k}{m} u - \frac{c}{m} v + \frac{f}{m} \end{cases} \quad (2.28)$$

pelo que a equação de estado assume a seguinte forma matricial

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \dot{u} \\ \dot{v} \end{bmatrix}}_{\dot{\underline{x}}} = \underbrace{\begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -k/m & -c/m \end{bmatrix}}_{\underline{A}_{(mck)}} \underbrace{\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix}}_{\underline{x}} + \underbrace{\begin{bmatrix} 0 \\ 1/m \end{bmatrix}}_{\underline{B}_m} f \quad \text{ou} \quad \dot{\underline{x}} = \underline{A}_{(mck)} \underline{x} + \underline{B}_m f \quad (2.29)$$

em que o vector $\underline{x}$, designado vector de estado, contém o deslocamento e a velocidade, e a matriz $\underline{A}_{(mck)}$ é a matriz de estado.

Para resolver esta equação de estado é conveniente proceder à sua diagonalização através da decomposição da matriz de estado em valores próprios $\underline{\lambda}_E$ (matriz diagonal 2×2) e vectores próprios $\underline{\Phi}_E$ (matriz 2×2) com vista a obter o resultado seguinte

Matriz de estado

$$\underline{A}_{(mck)} = \underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1}$$

Matriz de estado diagonalizada

$$\underline{A}_{(mck)}^* = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A}_{(mck)} \underline{\Phi}_E = \underline{\lambda}_E$$

em que:

$$\underline{\lambda}_E = \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \bar{\lambda} \end{bmatrix} \quad \underline{\Phi}_E = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \lambda & \bar{\lambda} \end{bmatrix} \quad \underline{\Phi}_E^{-1} = \frac{i}{2\omega_A} \begin{bmatrix} \bar{\lambda} & -1 \\ -\lambda & 1 \end{bmatrix} \quad \lambda = -\xi\omega_N + i\omega_A$$

A pretendida diagonalização da equação de estado obtém-se facilmente efectuando a mudança de variável $\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{x}^*$ e substituindo $\underline{A}_{(mck)}$ por $\underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1}$, vindo então

$$\underline{\Phi}_E \dot{\underline{x}}^* = (\underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1}) (\underline{\Phi}_E \underline{x}^*) + \underline{B}_m f \quad (2.30)$$

ou, multiplicando ambos os membros por $\underline{\Phi}_E^{-1}$,

$$\dot{\underline{x}}^* = \underline{\lambda}_E \underline{x}^* + \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_m f \quad (2.31)$$

o que equivale a escrever

$$\begin{bmatrix} \dot{u}^* \\ \dot{v}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda & 0 \\ 0 & \bar{\lambda} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u^* \\ v^* \end{bmatrix} + \frac{i}{2m\omega_A} \begin{bmatrix} -1 \\ 1 \end{bmatrix} f \quad (2.32)$$

Obtiveram-se, assim, duas equações diferenciais desacopladas de 1ª ordem cujas soluções são

$$\begin{cases} u^*(t) = u_0^* e^{\lambda t} - \frac{i}{2m\omega_A} \int_0^t e^{\lambda(t-\tau)} f(\tau) d\tau \\ v^*(t) = v_0^* e^{\bar{\lambda} t} + \frac{i}{2m\omega_A} \int_0^t e^{\bar{\lambda}(t-\tau)} f(\tau) d\tau \end{cases} \quad (2.33)$$

ou, em vibração livre (forças nulas)

$$\begin{cases} u^*(t) = u_0^* e^{\lambda t} \\ v^*(t) = v_0^* e^{\bar{\lambda} t} \end{cases} \quad (2.34)$$

Efectuando agora a transformação para coordenadas estruturais obtém-se

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \lambda & \bar{\lambda} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u^* \\ v^* \end{bmatrix} \quad \text{ou} \quad \begin{cases} u = u^* + v^* \\ v = \lambda u^* + \bar{\lambda} v^* \end{cases} \quad (2.35)$$

o que, no caso da vibração livre em análise corresponde a escrever

$$\begin{cases} u = u_0^* e^{\lambda t} + v_0^* e^{\bar{\lambda} t} \\ v = \lambda u_0^* e^{\lambda t} + \bar{\lambda} v_0^* e^{\bar{\lambda} t} \end{cases} \quad (2.36)$$

Dado que as condições iniciais implicam que, para $t = 0$, se tenha

$$\begin{cases} u_0 = u_0^* + v_0^* \\ v_0 = \lambda u_0^* + \bar{\lambda} v_0^* \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} u_0^* = \frac{u_0}{2} + \frac{v_0 + u_0 \xi \omega_N}{2\omega_A} i \\ v_0^* = \frac{u_0}{2} - \frac{v_0 + u_0 \xi \omega_N}{2\omega_A} i \end{cases} \quad (2.37)$$

então, substituindo em (2.36) e aplicando a fórmula de Euler para os complexos obtém-se, tal como no caso da formulação clássica, a solução correspondente ao modo natural de vibração do modelo de 1 GL com amortecimento

$$u(t) = \left[u_0 \cos(\omega_A t) + \left(\frac{v_0 + u_0 \xi \omega_N}{\omega_A} \right) \text{sen}(\omega_A t) \right] e^{-\xi \omega_N t} \quad (2.38)$$

tal como se pretendia, para ilustrar a aplicação da formulação de estado. Na figura seguinte representa-se graficamente a resposta do modelo de 1 GL no seu modo natural de vibração, com amortecimento, num gráfico tempo-deslocamento e no espaço de estados – gráfico no plano deslocamento-velocidade.

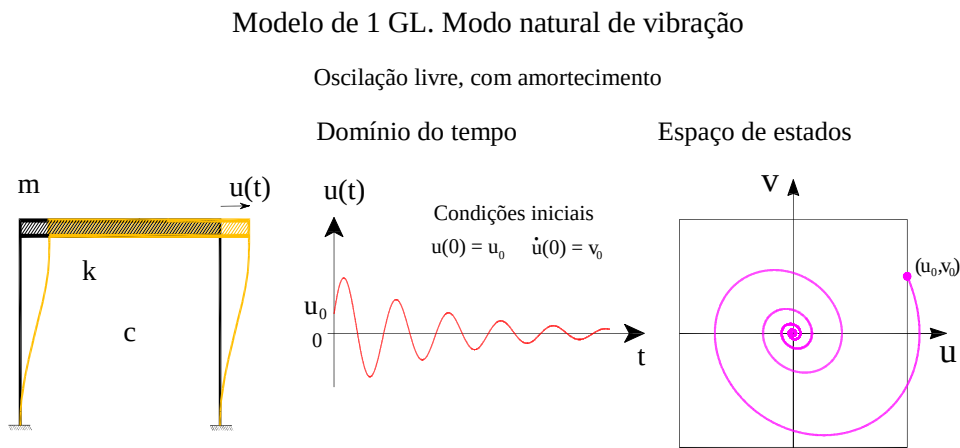


Figura 3.11 – Modo natural de vibração de um modelo de 1 GL, com amortecimento. Representação no domínio do tempo e no espaço de estados.

3.2.2.2 Modelos de vários GL. Formulação clássica e no espaço de estados

A análise do comportamento dinâmico de estruturas, naturalmente contínuas ou constituídas por elementos estruturais contínuos (as barragens são um exemplo de estruturas constituídas por blocos verticais contínuos, separados por juntas de contracção) efectua-se usualmente com base em modelos estruturais discretos (devido à necessidade de introduzir aproximações numéricas para obter modelos computacionais) e envolve o estabelecimento das equações diferenciais do movimento na forma matricial

$$\underline{m} \ddot{\underline{u}}(t) + \underline{c} \dot{\underline{u}}(t) + \underline{k} \underline{u}(t) = \underline{f}(t) \quad (2.39)$$

em que $\underline{m}$, $\underline{c}$ e $\underline{k}$ representam, respectivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, enquanto $\underline{f}(t)$, $\underline{u}(t)$, $\dot{\underline{u}}(t)$ e $\ddot{\underline{u}}(t)$ representam, respectivamente, os vectores das forças, dos deslocamentos, das velocidades e das acelerações nos vários GL da discretização. Trata-se, portanto, de um sistema de equações diferenciais ordinárias de 2ª ordem, acopladas.

A resolução do anterior sistema de equações diferenciais pode ser efectuada directamente no domínio do tempo (escolhendo uma adequada discretização temporal e um método numérico adequado para resolução de equações diferenciais ordinárias) ou efectuando uma transposição para o domínio da frequência recorrendo à transformada de Laplace, ou, mais simplesmente, à transformada de Fourier no caso de se considerarem condições iniciais nulas; optando pela resolução no domínio da frequência há que efectuar a transposição da solução final, obtida em

frequência, para o domínio do tempo através da aplicação da transformada inversa de Laplace (ou de Fourier).

Muitas vezes opta-se por resolver o anterior sistema após se proceder à sua diagonalização recorrendo a uma conhecida transformação de coordenadas denominada transformação de coordenadas estruturais (deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(t)$) para coordenadas modais $\underline{u}^* = \underline{u}^*(t)$ de acordo com a seguinte relação

$$\underline{u} = \underline{\Phi} \underline{u}^* \quad (2.40)$$

em que $\underline{\Phi}$ ($N_{GL} \times N_{GL}$) corresponde à denominada matriz modal clássica ⁽²⁴⁾.

Amortecimento nulo ou amortecimento proporcional. Formulação clássica

Se, por aproximação, for admitido que amortecimento é nulo ($\underline{c} = \underline{0}$), ou que a matriz de amortecimento é proporcional às matrizes $\underline{m}$ e $\underline{k}$, a pretendida diagonalização obtém-se facilmente através da anterior matriz $\underline{\Phi} = [\underline{\phi}_1 \dots \underline{\phi}_n \dots \underline{\phi}_{N_{GL}}]$ calculando-a por forma que as suas N_{GL} colunas correspondam aos N_{GL} vectores próprios $\underline{\phi}$ associados ao seguinte problema de valores e vectores próprios

$$\underline{k} \underline{\phi} = \lambda \underline{m} \underline{\phi} \Leftrightarrow [\underline{k} - \lambda \underline{m}] \underline{\phi} = \underline{0} \quad (2.41)$$

em que os valores próprios λ correspondem ao quadrado das frequências modais de cada modo vibração.

Determinada desta forma, a matriz modal $\underline{\Phi} = [\underline{\phi}_1 \dots \underline{\phi}_n \dots \underline{\phi}_{N_{GL}}]$ diagonaliza a matriz de massas e a matriz de rigidez de acordo com as seguintes relações ⁽²⁵⁾

²⁴ Esta transformação pode ser interpretada fisicamente com base no facto de que cada estrutura tem formas de vibração preferenciais (cada uma delas associada a uma frequência de vibração específica) que se denominam modos naturais de vibração, verificando-se que a deformação estrutural num qualquer instante t pode ser obtida como uma combinação linear desses seus modos naturais de vibração, em que os coeficientes da combinação são as denominadas coordenadas modais:

$$\begin{bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ \vdots \\ u_{N_{GL}}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} \\ \phi_{21} \\ \vdots \\ \phi_{N_{GL}1} \end{bmatrix} \cdot u_1^*(t) + \begin{bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{22} \\ \vdots \\ \phi_{N_{GL}2} \end{bmatrix} \cdot u_2^*(t) + \dots + \begin{bmatrix} \phi_{1N_{GL}} \\ \phi_{2N_{GL}} \\ \vdots \\ \phi_{N_{GL}N_{GL}} \end{bmatrix} \cdot u_{N_{GL}}^*(t)$$

²⁵ É de notar que, em face da conhecida indeterminação de 1ª ordem do problema de valores e vectores próprios, a matriz modal só é determinada impondo para cada vector próprio uma condição adicional - assim, a matriz $\underline{\Phi}$ é geralmente determinada impondo condições por forma a diagonalizar a matriz de massas transformando-a na matriz identidade: $\underline{m}^* = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} = \underline{I}$.

$$\underline{m}^* = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} 1 & & \\ & \ddots & \\ & & 1 \end{bmatrix} = \underline{I}$$

$$\underline{k}^* = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & \\ & \ddots & \\ & & \omega_{N_{GL}}^2 \end{bmatrix}$$

e também diagonaliza a matriz de amortecimento se for considerada a hipótese de amortecimento proporcional de Rayleigh ($\underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k}$), vindo

$$\underline{c}^* = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} = \begin{bmatrix} 2\xi_1 \omega_1 & & \\ & \ddots & \\ & & 2\xi_{N_{GL}} \omega_{N_{GL}} \end{bmatrix}$$

em que ξ_n é o amortecimento modal relativo correspondente ao modo n ($n = 1$ a N_{GL}).

Assim, estas relações, usualmente conhecidas por relações de ortogonalidade, permitem, como se pretendia, diagonalizar a equação (2.39). Utilizando as transformações anteriores e multiplicando ambos os membros por $\underline{\Phi}^T$, obtém-se

$$\underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} \ddot{\underline{z}}^*(t) + \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} \dot{\underline{z}}^*(t) + \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \underline{z}^*(t) = \underline{\Phi}^T \underbrace{\underline{s} \underline{f}(t)}_{\underline{f}_G(t)} \quad (2.42)$$

ou

$$\underline{m}^* \ddot{\underline{z}}^*(t) + \underline{c}^* \dot{\underline{z}}^*(t) + \underline{k}^* \underline{z}^*(t) = \underline{f}^*(t) \quad (2.43)$$

em que $\underline{m}^* = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi}$, $\underline{c}^* = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi}$, $\underline{k}^* = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi}$ são denominadas, respectivamente, as matrizes de massa modal, de amortecimento modal e de rigidez modal e o vector $\underline{f}^*(t)$ é o vector das histórias de carga modais o qual é muitas vezes escrito em termos da matriz dos factores de participação modal $\underline{L} = \underline{\Phi}^T \underline{s}$ ($N_{GL} \times n_I$) na forma $\underline{f}^*(t) = \underline{L} \underline{f}(t)$. Nestas condições a anterior equação matricial (diagonalizada) corresponde ao seguinte sistema de equações diferenciais desacopladas (em coordenadas modais), de fácil resolução

$$\begin{cases} m_1^* \ddot{u}_1^* + c_1^* \dot{u}_1^* + k_1^* u_1^* = f_1^* \\ \vdots \\ m_{N_{GL}}^* \ddot{u}_{N_{GL}}^* + c_{N_{GL}}^* \dot{u}_{N_{GL}}^* + k_{N_{GL}}^* u_{N_{GL}}^* = f_{N_{GL}}^* \end{cases} \quad (2.44)$$

dividindo cada equação modal n pela correspondente massa modal m_n^* conclui-se que este sistema pode ser escrito apenas em termos dos amortecimentos modais relativos ξ_n e das frequências modais não amortecidas ω_n ($n=1,2, \dots N_{GL}$)

$$\begin{cases} \ddot{u}_1^* + 2\xi_1\omega_1\dot{u}_1^* + \omega_1^2 u_1^* = f_1^* \\ \vdots \\ \ddot{u}_n^* + 2\xi_n\omega_n\dot{u}_n^* + \omega_n^2 u_n^* = f_n^* \end{cases} \quad (2.45)$$

ou, matricialmente, apenas em termos das matrizes diagonais $\underline{c}^*$ e $\underline{k}^*$ e da matriz dos factores de participação modal, $\underline{L}$,

$$\ddot{\underline{u}}^*(t) + \underline{c}^* \dot{\underline{u}}^*(t) + \underline{k}^* \underline{u}^*(t) = \underline{L} \underline{f}(t) \quad (2.46)$$

Com esta transformação para coordenadas modais consegue-se, portanto, obter um sistema de equações diferenciais ordinárias, em t , que podem ser resolvidas independentemente, sendo de notar que cada uma dessas equações é idêntica à equação de um oscilador de 1 GL. É exactamente por esta razão que se justifica iniciar o estudo da dinâmica de estruturas com a análise detalhada do comportamento dinâmico dos osciladores de 1 GL.

Formulação no domínio da frequência

A equação da dinâmica para o caso de modelos de vários GL também pode ser transposta do domínio do tempo para o domínio da frequência, aplicando a ambos os membros a transformada de Fourier, obtendo-se

$$-\underline{m} \omega^2 \underline{U}(\omega) + i \omega \underline{c} \underline{U}(\omega) + \underline{k} \underline{U}(\omega) = \underline{F}(\omega) \quad (2.47)$$

cujas solução é dada por

$$\underline{U}(\omega) = \underline{H}(\omega) \underline{F}(\omega) \quad (2.48)$$

em que

$$\underline{H}(\omega) = \left[(\underline{k} - \underline{m} \omega^2) + i \omega \underline{c} \right]^{-1} \quad (2.49)$$

sendo $\underline{U}(\omega)$ o vector correspondente à transformada de Fourier (TF) do vector dos deslocamentos, $\underline{F}(\omega)$ a TF do vector das forças e $\underline{H}(\omega)$ a matriz das Funções de Resposta em Frequência (FRF).

A determinação da matriz das FRF, $\underline{H}(\omega)$, a partir da equação anterior envolve o cálculo da inversa de uma matriz complexa de ordem N_{GL} , para cada valor de ω (Caetano, 1992), o que é computacionalmente dispendioso. Assim, tal como no domínio do tempo, também no domínio da frequência é usual recorrer à formulação alternativa em coordenadas modais, ou formulação modal, neste caso, para determinar a matriz $\underline{H}(\omega)$.

Como se verificou anteriormente, o sistema das N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem, dado pela equação (2.39), é transformado num conjunto de N_{GL} equações diferenciais independentes, dado pela equação (2.40). O conjunto das FRFs, determinadas para cada uma destas equações diferenciais independentes, pode ser correlacionado com a matriz $\underline{H}(\omega)$ global, através da seguinte expressão

$$\underline{H}(\omega) = \underline{\Phi} \underline{H}^*(\omega) \underline{\Phi}^T \quad (2.50)$$

em que $\underline{H}^*(\omega)$ é uma matriz diagonal que contém as FRFs das várias equações diferenciais independentes. Desenvolvendo os produtos matriciais envolvidos na equação (2.49) e assumindo como unitário o valor das massas modais, pode-se obter o termo geral da matriz $\underline{H}(\omega)$, em notação indicial, como se mostra na seguinte expressão

$$H_{m,n}(\omega) = \sum_{i=1}^{N_{GL}} \frac{(\phi_m)_i (\phi_n)_i}{(\omega_i^2 - \omega^2) + i(2\xi_i \omega_i \omega)} \quad , (m = 1, 2, \dots, N_{GL}) \quad , (n = 1, 2, \dots, N_{GL}) \quad (2.51)$$

em que se convencionou representar a componente m do modo de vibração i por $(\phi_m)_i$.

Esta forma alternativa, apresentada para obter as FRFs em função dos parâmetros modais (frequências naturais, configurações modais e amortecimentos modais), para além de ser mais simples que a dada pela expressão (2.49), tem a mesma vantagem indicada para a formulação clássica no domínio do tempo, uma vez que a sua aplicação também permite a contabilização do contributo de apenas um pequeno número de modos de vibração, o que é suficiente para avaliar a resposta de uma dada estrutura, sem que ocorram erros significativos.

Tabela 3.2 – Formulação clássica no domínio do tempo. Paralelismo entre modelos de 1 GL e N GL.

Modelos com 1 GL	Modelos com N GL
Equação Diferencial escalar [incógnita escalar: $u(t)$] $m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = f(t)$	Equação Diferencial vectorial (sistema de N eq. diferenciais acopladas) $\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{f}(t)$ Recorrendo à matriz dos modos de vibração $\underline{\Phi}$, este sistema transforma-se num conjunto de N_{GL} eq. diferenciais escalares, não acopladas (coord. modais) $m_n^* \ddot{u}_n^* + c_n^* \dot{u}_n^* + k_n^* u_n^* = f_n^*, \quad n = 1 \text{ a } N_{GL}$ $u_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{u} \quad m_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{m} \underline{\Phi}_n \quad c_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{c} \underline{\Phi}_n$ $k_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{k} \underline{\Phi}_n \quad f_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{f}$
Solução (cond. iniciais nulas) (Produto de convolução de funções reais) $u(t) = h(t) * f(t)$ $h(t) = \frac{1}{m \omega_A} \text{sen}(\omega_A t) e^{-\xi \omega_N t}$	Solução (cond. iniciais nulas) $u_n^*(t) = h_n^*(t) * f_n^*(t)$ $h_n^*(t) = \frac{1}{m_n^* \omega_{An}} \text{sen}(\omega_{An} t) e^{-\xi_n^* \omega_n t}$ $\underline{u}(t) = \underline{\Phi} \underline{u}^*(t)$

Tabela 3.3 – Formulação clássica no domínio da frequência. Paralelismo entre modelos de 1 GL e N GL.

Modelos com 1 GL	Modelos com N GL
Equação algébrica, complexa, com incógnita escalar $U(\omega)$ $\mathcal{F}(m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t)) = \mathcal{F}(f(t))$ $-m \omega^2 U(\omega) + i \omega c U(\omega) + k U(\omega) = F(\omega)$	Sistema de N equações algébricas, complexas (não acopladas, quando se utilizam coordenadas modais u_n^*) $\mathcal{F}(m_n^* \ddot{u}_n^* + c_n^* \dot{u}_n^* + k_n^* u_n^*) = \mathcal{F}(f_n^*), \quad n = 1 \text{ a } N_{GL}$ $-m_n^* \omega_n^2 U_n^*(\omega) + i \omega_n c_n^* U_n^*(\omega) + k_n^* U_n^*(\omega) = F_n^*(\omega)$ $u_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{u} \quad m_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{m} \underline{\Phi}_n \quad c_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{c} \underline{\Phi}_n$ $k_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{k} \underline{\Phi}_n \quad f_n^* = \underline{\Phi}_n^T \underline{f}$
Solução (cond. iniciais nulas) $U(\omega) = H(\omega) F(\omega)$ $H(\omega) = \frac{1}{(k - m \omega^2) + (c \omega) i}$	Solução (cond. iniciais nulas) $\underline{U}(\omega) = \underline{H}(\omega) \underline{F}(\omega)$ $\underline{H}(\omega) = \underline{\Phi} \underbrace{\underline{H}^*(\omega)}_{\text{Matriz das FRF (diagonal)}} \underline{\Phi}^T$ $H_n^*(\omega) = \frac{1}{k_n^* - m_n^* \omega^2 + i \omega c_n^*}$
$u(t) = \mathcal{F}^{-1}(U(\omega))$	$\underline{u}(t) = \mathcal{F}^{-1}(\underline{U}(\omega))$

Amortecimento viscoso não proporcional. Formulação no espaço de estados

No caso geral de estruturas em que não se considere aceitável adoptar a hipótese de amortecimento proporcional verifica-se que não é possível proceder à diagonalização do sistema de equações diferenciais (2.39) na forma em que ele se apresenta, ou seja, na forma de um sistema de N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem, com N_{GL} funções incógnitas (correspondentes às histórias de deslocamentos nos N_{GL} graus de liberdade correspondentes à discretização adoptada: $u_n = u_n(t)$, com $n = 1, 2, \dots, N_{GL}$).

Contudo, neste caso geral de amortecimento não proporcional, é possível obter a pretendida diagonalização se for adoptada a representação no espaço de estados, que, como se referiu, consiste em adoptar como funções incógnitas não apenas as N_{GL} histórias de deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(t)$, mas também as correspondentes N_{GL} histórias de velocidades $\underline{\dot{v}} = \underline{\dot{v}}(t)$ o que implica trabalhar com um sistema de $2 N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem, equivalente ao sistema original de N_{GL} equações diferenciais de 2ª ordem.

Para obter o pretendido sistema de equações diferenciais de 1ª ordem a partir do sistema original basta considerar, como no caso de 1 GL, a mudança de variável $\underline{\dot{v}} = \underline{\dot{v}}(t)$ obtendo-se então o seguinte sistema de duas equações diferenciais (matriciais) de 1ª ordem em que as funções incógnitas são, como se referiu, os deslocamentos $\underline{u} = \underline{u}(t)$ e as velocidades $\underline{\dot{v}} = \underline{\dot{v}}(t)$

$$\begin{cases} \underline{\dot{v}} = \underline{\dot{v}} \\ \underline{m} \underline{\dot{v}}(t) + \underline{c} \underline{\dot{v}}(t) + \underline{k} \underline{u}(t) = \underline{s} \underline{f}(t) \end{cases} \quad (2.52)$$

A partir desta forma obtém-se facilmente a seguinte representação no espaço de estados da equação do movimento de um modelo estrutural discretizado espacialmente (nas variáveis de estado: deslocamentos e velocidades)

$$\begin{cases} \underline{\dot{u}}(t) = \underline{\dot{v}}(t) \\ \underline{\dot{v}}(t) = -\underline{m}^{-1} \underline{k} \underline{u}(t) - \underline{m}^{-1} \underline{c} \underline{\dot{v}}(t) + \underline{m}^{-1} \underline{s} \underline{f}(t) \end{cases} \quad (2.53)$$

ou, matricialmente

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\dot{u}}(t) \\ \underline{\dot{v}}(t) \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\tilde{x}} \\ (2N_{GL} \times 1)}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1} \underline{k} & -\underline{m}^{-1} \underline{c} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{A} \\ (mck) \\ (2N_{GL} \times 2N_{GL})}} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{u}(t) \\ \underline{\dot{v}}(t) \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\tilde{x}} \\ (2N_{GL} \times 1)}} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{m}^{-1} \underline{s} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{B} \\ (ms) \\ (2N_{GL} \times n_I)}} \underbrace{\underline{f}(t)}_{(n_I \times 1)} \quad (2.54)$$

É usual escrever a equação anterior de forma mais compacta em termos do denominado vector de estado

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

e das matrizes $\underline{A}_{(mck)}$ e $\underline{B}_{(ms)}$, obtendo-se então a conhecida representação de estado da equação do movimento de um modelo estrutural discretizado espacialmente

$$\dot{\underline{\tilde{x}}} = \underline{A}_{(mck)} \underline{\tilde{x}} + \underline{B}_{(ms)} \underline{\tilde{f}} \quad (2.55)$$

em que

$$\underline{A}_{(mck)} = \begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix} \quad - \quad \text{Matriz de estado } (2 N_{GL} \times 2 N_{GL}) \text{ envolvendo as propriedades do sistema estrutural discretizado, referentes à distribuição de massa, amortecimento e rigidez;}$$

$$\underline{B}_{(ms)} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{m}^{-1}\underline{s} \end{bmatrix} \quad - \quad \text{Matriz } (2 N_{GL} \times n_I) \text{ envolvendo valores nulos e a inversa da matriz de massa e a distribuição espacial das histórias de forças aplicadas pelos graus de liberdade do modelo discretizado;}$$

$$\underline{\tilde{f}} = \underline{\tilde{f}}(t) \quad - \quad \text{Vector } (n_I \times 1) \text{ com as } m \text{ histórias de forças aplicadas (em apenas } p \text{ graus de liberdade sendo } n_I \ll N_{GL} \text{).}$$

Diagonalização da equação de estado

Para se obter a diagonalização da anterior equação diferencial matricial correspondente à representação de estado do movimento de um modelo estrutural discretizado espacialmente, pode ser usada uma transformação de coordenadas semelhante a (2.40) mas agora envolvendo a matriz modal $\underline{\Phi}_E$ (denominada matriz modal para a representação de estado ou, simplesmente matriz modal de estado) de dimensão $2N_{GL} \times 2N_{GL}$

$$\underline{\tilde{x}} = \underline{\Phi}_E \underline{\tilde{x}}^* \quad (2.56)$$

A matriz modal de estado $\underline{\Phi}_E$ é uma matriz cujas colunas correspondem aos vectores próprios da matriz de estado $\underline{A}_{(mck)}$, sendo $\underline{\Phi}_E = [\underline{\phi}_{E_1} \dots \underline{\phi}_{E_n} \dots \underline{\phi}_{E_{2N_{GL}}}]$. A determinação de $\underline{\Phi}_E$ envolve, portanto, a resolução do seguinte problema de valores e vectores próprios (dimensão $2N_{GL} \times 2N_{GL}$)

$$\underline{A}_{(mck)} \underline{\phi}_E = \lambda_E \underline{\phi}_E \Leftrightarrow \left[\underline{A}_{(mck)} - \lambda_E \underline{I} \right] \underline{\phi}_E = \underline{0} \quad (2.57)$$

que fornece, para além dos $2N_{GL}$ vectores próprios que constituem as colunas da matriz $\underline{\Phi}_E = [\underline{\phi}_{E_1} \dots \underline{\phi}_{E_n} \dots \underline{\phi}_{E_{2N_{GL}}}]$, os correspondentes $2N_{GL}$ valores próprios (de estado) λ_E . Dado que a matriz de estado $\underline{A}_{(mck)}$ é não simétrica verifica-se que os seus valores próprios são complexos,

assim como as componentes dos correspondentes vectores próprios (ver Figura 3.12) analisa-se em detalhe o significado físico das correspondentes partes real e imaginária; é de salientar desde já que a representação da deformada da estrutura associada a modos com componentes complexas só pode ser apresentada com recurso a um esquema gráfico envolvendo o tempo pois os deslocamentos máximos não são atingidos simultaneamente em todos os pontos da estrutura (Mitchell, 1990).

Neste ponto é importante notar que a relação entre os elementos das matrizes $\underline{\Phi}_E$ e $\underline{\lambda}_E$ (matriz diagonal) e os modos de vibração $\underline{\phi}_n$, as frequências modais ω_n e os amortecimentos modais ξ_n que caracterizam o comportamento dinâmico da estrutura é estabelecida através das seguintes equações

$$\underline{\lambda}_E = \begin{bmatrix} \underline{\lambda} & 0 \\ 0 & \bar{\underline{\lambda}} \end{bmatrix}, \quad \underline{\lambda} = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \lambda_n & \\ & & \ddots \end{bmatrix}, \quad \lambda_n = -\xi_n \omega_n + i \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2}$$

$$\underline{\Phi}_E = \begin{bmatrix} \underline{\Phi}_{uE} & \bar{\underline{\Phi}}_{uE} \\ \underline{\Phi}_{uE} \underline{\lambda} & \bar{\underline{\Phi}}_{uE} \bar{\underline{\lambda}} \end{bmatrix} \quad \underline{\Phi}_{uE} = \begin{bmatrix} \dots & \underline{\phi}_n & \dots \end{bmatrix} \quad (\underline{\phi}_n - \text{componentes complexas})$$

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

Tendo em conta que, por definição de valores e vectores próprios de uma matriz, a matriz $\underline{A}_{(mck)}$ pode ser factorizada com base na matriz dos seus vectores próprios $\underline{\Phi}_E$ (e correspondente inversa) e com base na matriz diagonal dos seus valores próprios $\underline{\lambda}_E$

$$\underline{A}_{(mck)} = \underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1} \quad (2.58)$$

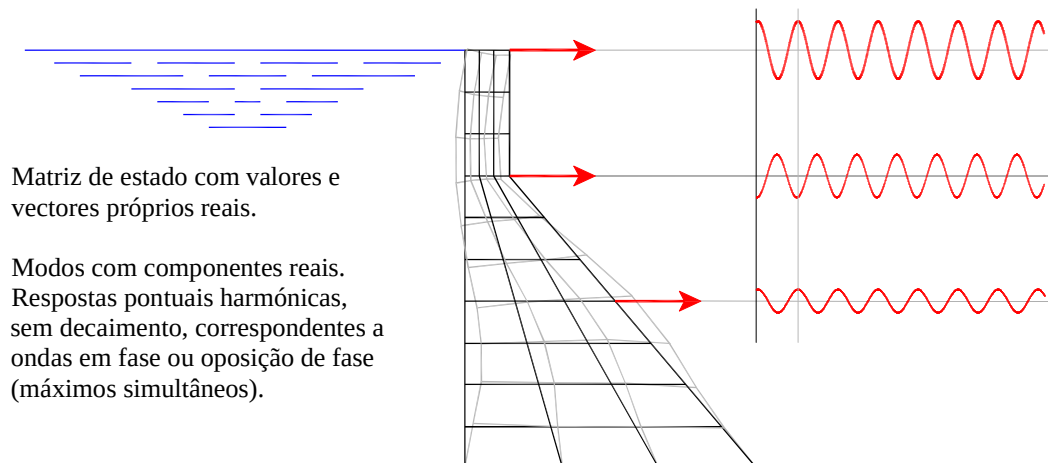
e que, portanto,

$$\underline{\lambda}_E = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A}_{(mck)} \underline{\Phi}_E \quad (26)$$

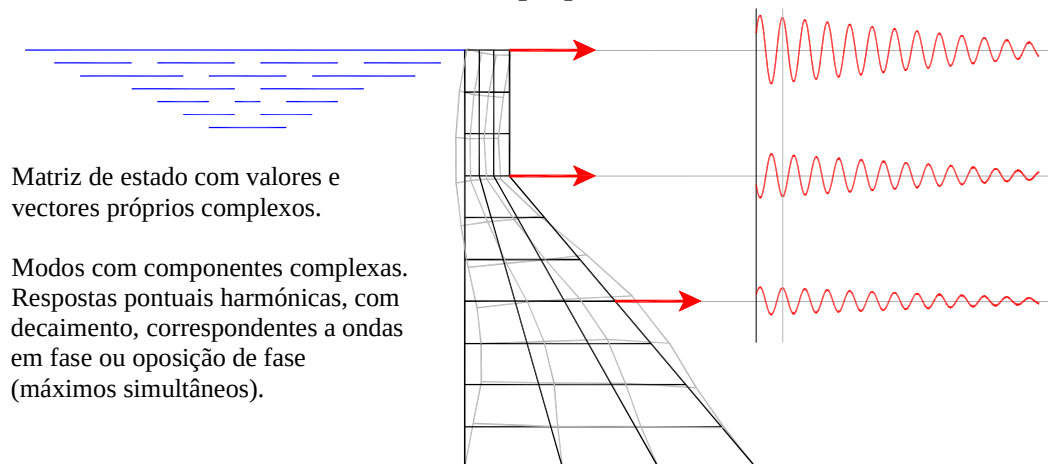
²⁶ Por analogia com a notação $\underline{k}$ e $\underline{k}^*$ utilizada para designar a matriz de rigidez $\underline{k}$ e a matriz de rigidez modal $\underline{k}^* = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi}$ (diagonal) também se pode utilizar a notação $\underline{A}_{(mck)}^*$ para designar a matriz de estado diagonalizada

$\underline{A}_{(mck)}^* = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A}_{(mck)} \underline{\Phi}_E = \underline{\lambda}_E$ (matriz diagonal com os valores próprios λ_{E_n} da matriz de estado $\underline{A}_{(mck)}$).

Amortecimento nulo



Amortecimento proporcional



Amortecimento não proporcional

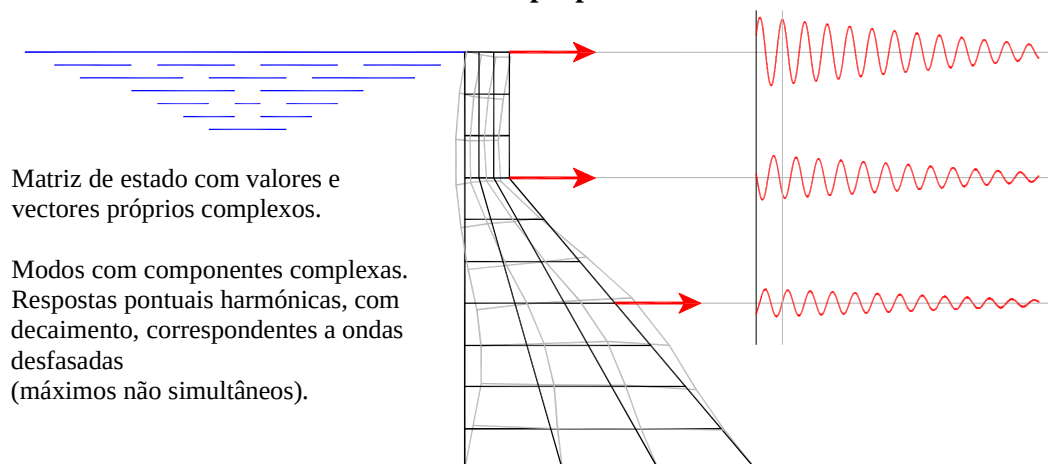


Figura 3.12 – Representação de modos de vibração com componentes complexas.

Assim, a pretendida diagonalização da equação de estado obtém-se facilmente efectuando a mudança de variável $\underline{\tilde{x}} = \underline{\Phi}_E \underline{x}^*$ e substituindo $\underline{A}_{(mck)}$ por $\underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1}$, vindo então

$$\underline{\Phi}_E \dot{\underline{\tilde{x}}} = (\underline{\Phi}_E \underline{\lambda}_E \underline{\Phi}_E^{-1}) (\underline{\Phi}_E \underline{x}^*) + \underline{B}_{ms} \underline{f} \quad (2.59)$$

ou, multiplicando ambos os membros por $\underline{\Phi}_E^{-1}$,

$$\dot{\underline{\tilde{x}}}^* = \underline{\lambda}_E \underline{\tilde{x}}^* + \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_{ms} \underline{f} \quad (2.60)$$

donde se obtém a forma final correspondente à escrita da equação de estado em coordenadas modais (de estado)

$$\dot{\underline{\tilde{x}}}^* = \underline{\lambda}_E \underline{\tilde{x}}^* + \underline{L}_E \underline{f} \quad (2.61)$$

em que

- $\underline{\tilde{x}}^* = \underline{\tilde{x}}^*(t)$ – Vector $(2N_{GL} \times 1)$ das coordenadas modais de estado ($\dot{\underline{\tilde{x}}}^*$ vector com as correspondentes derivadas em ordem ao tempo);
- $\underline{\lambda}_E = \begin{bmatrix} \lambda_{E_n} & & \\ & \ddots & \\ & & \bar{\lambda}_{E_n} \end{bmatrix}$ – Matriz diagonal $(2N_{GL} \times 2N_{GL})$ com os valores próprios complexos; os primeiros N valores próprios são dados por $\lambda_{E_n} = -\xi_n \omega_n + i \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2}$ ($n = 1, 2, \dots, N_{GL}$) e os restantes correspondem aos respectivos conjugados $\bar{\lambda}_{E_n}$;
- $\underline{L}_E = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_{ms}$ – Vector $(2N_{GL} \times n_I)$ dos factores de participação modal na representação de estado;
- $\underline{f} = \underline{f}(t)$ – Vector $(n_I \times 1)$ com as n_I histórias de forças aplicadas (em apenas n_I graus de liberdade, sendo $n_I \ll 2N_{GL}$).

Na tabela seguinte apresenta-se uma síntese dos principais resultados obtidos em que se salienta a utilização de equações diferenciais de 2ª ordem na formulação clássica e de equações diferenciais de 1ª ordem na formulação de estado.

Tabela 3.4 – Formulação clássica e formulação de estado, em coordenadas estruturais e modais.

Formulação clássica (equações de 2ª ordem e matrizes $N_{GL} \times N_{GL}$)	Formulação de estado (equações de 1ª ordem e matrizes $2N_{GL} \times 2N_{GL}$)
Coordenadas estruturais	
$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{s} \underline{f}$ $\underline{u} = \underline{u}(t)$	$\dot{\underline{x}} - \underbrace{\underline{A}}_{(mck)} \underline{x} = \underline{B}_{ms} \underline{f}$ $\underline{x} = \begin{bmatrix} \underline{u}(t) \\ \underline{v}(t) \end{bmatrix}$
Coordenadas modais	
$\underline{m}^* \ddot{\underline{u}}^* + \underline{c}^* \dot{\underline{u}}^* + \underline{k}^* \underline{u}^* = \underline{L} \underline{f}$ $\underline{m}^* = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} = \underline{I}$ $\underline{k}^* = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi}$ $\underline{c}^* = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} \text{ (diagonal se } \underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k})$ $\underline{L} = \underline{\Phi}^T \underline{S}$ $\underline{u} = \underline{\Phi} \underline{u}^*$	$\dot{\underline{x}}^* - \underbrace{\underline{A}^*}_{(mck)} \underline{x}^* = \underline{L}_E \underline{f}$ $\underline{A}^*_{(mck)} = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A}_{(mck)} \underline{\Phi}_E = \underline{\lambda}_E$ $\underline{L}_E = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_{ms}$ $\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{x}^*$

Representação da equação de estado em termos de duas “sub-matrizes” de estado

Neste ponto mostra-se que a anterior formulação de estado em coordenadas modais, que envolve a inversa da matriz modal de estado $\underline{\Phi}_E$ (nota: $\underline{\Phi}_E^{-1}$ corresponde à transposta da conjugada de $\underline{\Phi}_E$) pode ser modificada no sentido de não envolver directamente a inversa de $\underline{\Phi}_E$.

De facto, pode-se considerar uma outra forma da equação de estado, equivalente à anterior, baseada na utilização de duas matrizes de estado (ou duas “sub-matrizes” de estado). A partir da equivalência seguinte, facilmente verificável,

$$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{s} \underline{f} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{s} \underline{f} \\ \dot{\underline{u}} = \underline{v} \end{cases} \quad (2.62)$$

conclui-se que a representação de estado da equação da dinâmica de sistemas estruturais discretos (de N_{GL} graus de liberdade) também pode assumir a seguinte forma matricial (equivalente a (2.54)) envolvendo agora duas “sub-matrizes” de estado (ambas de dimensão $2N_{GL} \times 2N_{GL}$, tal como a matriz estado $\underline{A}_{(mck)}$)

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\underline{c}} & \underline{\underline{m}} \\ \underline{\underline{m}} & \underline{\underline{0}} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\underline{A}}_{(mc)} \\ (2N_{GL} \times 2N_{GL})}} \underbrace{\begin{bmatrix} \dot{\underline{\underline{u}}} \\ \dot{\underline{\underline{v}}} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\underline{\dot{x}}} \\ (2N_{GL} \times 1)}} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\underline{k}} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & -\underline{\underline{m}} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\underline{A}}_{(mk)} \\ (2N_{GL} \times 2N_{GL})}} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\underline{u}} \\ \underline{\underline{v}} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\underline{x}} \\ (2N_{GL} \times 1)}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{\underline{s}} \\ \underline{\underline{0}} \end{bmatrix}}_{\substack{\underline{\underline{B}}_{s0} \\ (2N_{GL} \times n_1)}} \underbrace{\underline{\underline{f}}(t)}_{(n_1 \times 1)} \quad (2.63)$$

ou, de forma mais compacta

$$\underline{\underline{A}}_{(mc)} \underline{\underline{\dot{x}}} + \underline{\underline{A}}_{(mk)} \underline{\underline{x}} = \underline{\underline{B}}_{s0} \underline{\underline{f}} \quad (2.64)$$

em que

$$\begin{aligned} \underline{\underline{A}}_{(mc)} &= \begin{bmatrix} \underline{\underline{c}} & \underline{\underline{m}} \\ \underline{\underline{m}} & \underline{\underline{0}} \end{bmatrix} & - \text{“Sub-Matriz” de estado } (2N_{GL} \times 2N_{GL}) \text{ envolvendo as propriedades} \\ & & \text{do sistema estrutural discretizado, referentes à distribuição de} \\ & & \text{massa, e de amortecimento;} \\ \underline{\underline{A}}_{(mk)} &= \begin{bmatrix} \underline{\underline{k}} & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & -\underline{\underline{m}} \end{bmatrix} & - \text{“Sub-Matriz” de estado } (2N_{GL} \times 2N_{GL}) \text{ envolvendo as propriedades} \\ & & \text{do sistema estrutural discretizado, referentes à distribuição de} \\ & & \text{massa, e de rigidez;} \\ \underline{\underline{B}}_{s0} &= \begin{bmatrix} \underline{\underline{s}} \\ \underline{\underline{0}} \end{bmatrix} & - \text{Vector } (2N_{GL} \times n_1) \text{ envolvendo a distribuição espacial das histórias} \\ & & \text{de forças aplicadas pelos graus de liberdade do modelo discretizado} \\ & & \text{e valores nulos.} \end{aligned}$$

Multiplicando a equação de estado apresentada anteriormente por $\underline{\underline{A}}_{(mc)}^{-1}$ obtém-se a equação de estado na sua forma original

$$\underline{\underline{\dot{x}}} + \underbrace{\underline{\underline{A}}_{(mc)}^{-1} \underline{\underline{A}}_{(mk)}}_{-\underline{\underline{A}}_{(mck)}} \underline{\underline{x}} = \underbrace{\underline{\underline{A}}_{(mc)}^{-1} \underline{\underline{B}}_{s0}}_{\underline{\underline{B}}_{ms}} \underline{\underline{f}}$$

Verificando-se então que

$$\underline{\underline{A}}_{(mck)} = -\underline{\underline{A}}_{(mc)}^{-1} \underline{\underline{A}}_{(mk)} \quad \text{e} \quad \underline{\underline{B}}_{ms} = \underline{\underline{A}}_{(mc)}^{-1} \underline{\underline{B}}_{s0}$$

Diagonalização considerando as duas “sub-matrizes” de estado

Com esta nova forma de apresentar a equação de estado, em termos das duas referidas sub-matrizes de estado, $\underline{\underline{A}}_{(mc)}$ e $\underline{\underline{A}}_{(mk)}$, a diagonalização obtém-se directamente com base na matriz de modal estado $\underline{\underline{\Phi}}_E$ e na sua transposta.

A solução do problema de valores e vectores próprios associado à equação de estado escrita na forma representada em (2.64) pode ser escrito como

$$\left[\begin{array}{c} \underline{\underline{A}} + \lambda_E \underline{\underline{A}} \\ (\text{mk}) \quad (\text{mc}) \end{array} \right] \underline{\underline{\Phi}}_E = \underline{\underline{0}} \quad (2.65)$$

conduzindo naturalmente à determinação da mesma matriz modal de estado $\underline{\underline{\Phi}}_E$ ($2N_{GL} \times 2N_{GL}$) e da mesma matriz diagonal de valores próprios $\underline{\underline{\lambda}}_E$.

A diagonalização da equação de estado, escrita nesta forma, obtém-se com base nas duas seguintes condições de ortogonalidade (sem necessidade de recorrer à inversa de $\underline{\underline{\Phi}}_E$)

$$\underline{\underline{\Phi}}_E^T \underline{\underline{A}}_{(\text{mc})} \underline{\underline{\Phi}}_E = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & a_j & \\ & & \ddots \end{bmatrix} = \underline{\underline{A}}_{(\text{mc})}^* \quad , \quad j=1,2, \dots, 2N_{GL}$$

$$\underline{\underline{\Phi}}_E^T \underline{\underline{A}}_{(\text{mk})} \underline{\underline{\Phi}}_E = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & b_j & \\ & & \ddots \end{bmatrix} = \underline{\underline{A}}_{(\text{mk})}^* \quad , \quad j=1,2, \dots, 2N_{GL}$$

Sendo $\underline{\underline{A}}_{(\text{mc})}^*$ e $\underline{\underline{A}}_{(\text{mk})}^*$ designadas por “sub-matrizes” de estado diagonalizadas. Desta forma a diagonalização da anterior equação de estado obtém-se utilizando a transformação para coordenadas modais $\underline{\underline{x}} = \underline{\underline{\Phi}}_E \underline{\underline{x}}^*$ e multiplicando ambos os membros por $\underline{\underline{\Phi}}_E^T$, obtendo-se então, como pretendido, a seguinte forma diagonalizada (sem necessidade de recorrer a qualquer inversão matricial)

$$\underline{\underline{A}}_{(\text{mc})}^* \dot{\underline{\underline{x}}}^* + \underline{\underline{A}}_{(\text{mk})}^* \underline{\underline{x}}^* = \underbrace{\underline{\underline{\Phi}}_E^T \underline{\underline{B}}_{S0}}_{\underline{\underline{L}}_E} \underline{\underline{f}} \quad (2.66)$$

Multiplicando ambos os membros pela inversa da matriz diagonal $\underline{\underline{A}}_{(\text{mc})}^*$ obtém-se a equação de estado diagonalizada na sua forma original

$$\dot{\underline{\underline{x}}}^* + \underbrace{\underline{\underline{A}}_{(\text{mc})}^{*-1} \underline{\underline{A}}_{(\text{mk})}^*}_{-\underline{\underline{A}}_{(\text{mk})}^* = \underline{\underline{\lambda}}_E} \underline{\underline{x}}^* = \underbrace{\underline{\underline{\Phi}}_E^T \underline{\underline{B}}_{S0}}_{\underline{\underline{L}}_E} \underline{\underline{f}} \quad (2.67)$$

Verificando-se então que

$$-\underline{\underline{A}}_{(\text{mc})}^{*-1} \underline{\underline{A}}_{(\text{mk})}^* = - \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & 1/a_j & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & b_j & \\ & & \ddots \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda_{E_n} & & \\ & \ddots & \\ & & \bar{\lambda}_{E_n} \end{bmatrix}$$

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

$$\text{com} \quad \lambda_{E_n} = -\xi_n \omega_n + i \omega_n \sqrt{1-\xi_n^2}$$

Na tabela seguinte sintetizam-se os principais resultados atrás obtidos, referentes à diagonalização das equações do movimento com as formulações clássica e de estado.

Tabela 3.5 – Estudo do comportamento dinâmico de sistemas estruturais com base em modelos espacialmente discretos. Utilização de coordenadas modais para diagonalização.

Formulação clássica (equações de 2ª ordem e matrizes $N_{GL} \times N_{GL}$)	
$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{s} \underline{f} \quad , \quad \underline{u} = \underline{u}(t)$ $\underline{u} = \underline{\Phi} \underline{u}^*$ $[\underline{k} - \lambda \underline{m}] \underline{\phi} = \underline{0} \quad (\lambda \text{ e } \underline{\phi} \text{ reais})$ <i>Matrizes diagonalizadas</i> $\underline{m}^* = \underline{\Phi}^T \underline{m} \underline{\Phi} = \underline{I} \quad \underline{k}^* = \underline{\Phi}^T \underline{k} \underline{\Phi} \quad \underline{c}^* = \underline{\Phi}^T \underline{c} \underline{\Phi} \quad (\text{diagonal se } \underline{c} = \alpha \underline{m} + \beta \underline{k})$ <i>Sistema diagonalizado</i> $\underline{m}^* \ddot{\underline{u}}^* + \underline{c}^* \dot{\underline{u}}^* + \underline{k}^* \underline{u}^* = \underbrace{\underline{\Phi}^T \underline{s}}_{\underline{L}} \underline{f}$	
Formulação de estado (equações de 1ª ordem e matrizes $2N_{GL} \times 2N_{GL}$)	
Com base na matriz de estado $\underline{A}_{(mck)}$	Com base nas matrizes $\underline{A}_{(mc)}$ e $\underline{A}_{(mk)}$
$\dot{\underline{x}} - \underline{A}_{(mck)} \underline{x} = \underline{B}_{ms} \underline{f}$ $\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{x}^*$ $\left[\underline{A}_{(mck)} - \lambda_E \underline{I} \right] \underline{\phi}_E = \underline{0}$ <i>Matrizes diagonalizadas</i> $\underline{A}_{(mck)}^* = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A}_{(mck)} \underline{\Phi}_E = \underline{\lambda}_E$ <i>Sistema diagonalizado</i> $\dot{\underline{x}}^* - \underline{A}_{(mck)}^* \underline{x}^* = \underbrace{\underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_{ms}}_{\underline{L}_E} \underline{f}$ $\underline{\lambda}_E = \underline{A}_{(mck)}^*$	$\underline{A}_{(mc)} \dot{\underline{x}} + \underline{A}_{(mk)} \underline{x} = \underline{B}_{s0} \underline{f}$ $\underline{x} = \underline{\Phi}_E \underline{x}^*$ $\left[\underline{A}_{(mk)} + \lambda_E \underline{A}_{(mc)} \right] \underline{\phi}_E = \underline{0}$ <i>Matrizes diagonalizadas</i> $\underline{A}_{(mc)}^* = \underline{\Phi}_E^T \underline{A}_{(mc)} \underline{\Phi}_E, [a_j] \quad \underline{A}_{(mk)}^* = \underline{\Phi}_E^T \underline{A}_{(mk)} \underline{\Phi}_E, [b_j]$ <i>Sistema diagonalizado</i> $\underline{A}_{(mc)}^* \dot{\underline{x}}^* + \underline{A}_{(mk)}^* \underline{x}^* = \underbrace{\underline{\Phi}_E^T \underline{B}_{s0}}_{\underline{L}_E} \underline{f}$ $\underline{\lambda}_E = - \underline{A}_{(mc)}^{*-1} \underline{A}_{(mk)}^*$

3.2.2.3 Resolução numérica das equações modais. Formulações recursivas

Na sequência dos resultados anteriores segundo os quais o problema da análise dinâmica de estruturas (discretizadas com base num modelo de N_{GL} graus de liberdade) no espaço de estados pode ser reduzido à resolução do seguinte conjunto de $2N_{GL}$ equações diferenciais de 1ª ordem, desacopladas

$$\dot{x}_n^*(t) - \lambda_{E_n} x_n^*(t) = f_n^*(t) \quad (n = 1, 2, \dots, 2N_{GL}) \quad (2.68)$$

resta agora determinar uma fórmula computacionalmente eficiente que permita obter a solução numérica de cada uma das anteriores equações modais considerando uma discretização do tempo ($0 \leq t \leq t_f$) em intervalos constantes de comprimento Δt .

Admitindo a condição inicial $x^*(0) = x_0^*$, a solução de uma qualquer equação modal n é dada por (omitindo, por simplificação, o número modal n)

$$x^*(t) = x_0^* e^{\lambda_E t} + \int_0^t e^{\lambda_E (t-\tau)} f^*(\tau) d\tau \quad (2.69)$$

Para uma dada discretização temporal pode-se admitir que a força é constante em cada intervalo de tempo ou que varia linearmente (ver Figura 3.13).

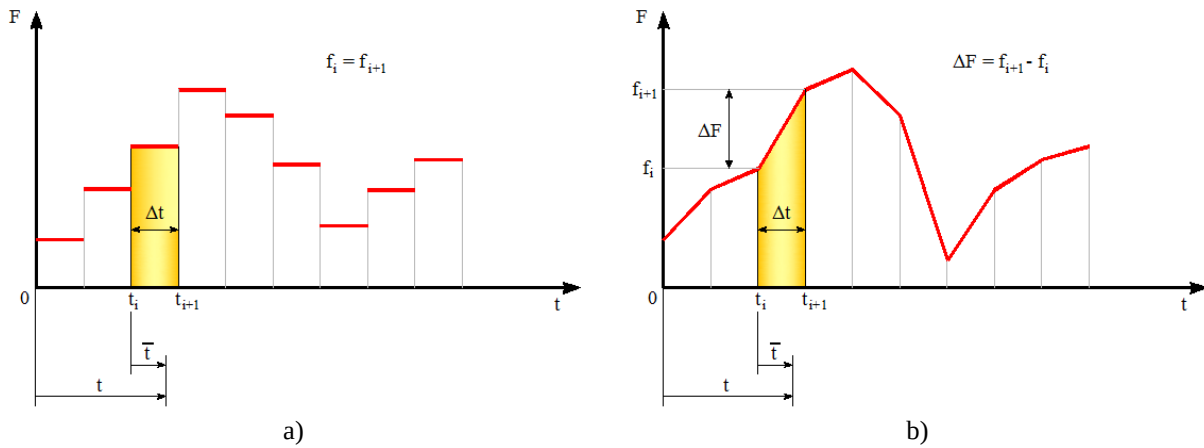


Figura 3.13 – Discretização temporal de forças em cada intervalo: a) constante; b) varia linearmente.

Em qualquer das anteriores hipóteses para a discretização temporal da força é possível obter uma fórmula recursiva de grande eficiência computacional, vindo então:

- i) hipótese de força constante em cada intervalo Δt

$$x^*(t_{i+1}) = e^{\lambda_E \Delta t} x^*(t_i) + \frac{1}{\lambda_E} (e^{\lambda_E \Delta t} - 1) f^*(t_i) \quad (2.70)$$

- ii) hipótese de força linear em cada intervalo Δt : $f(t') = f_i + \frac{\Delta f}{\Delta t} t'$, $0 \leq t' \leq \Delta t$

$$x^*(t_{i+1}) = e^{\lambda_E \Delta t} x^*(t_i) + \frac{(\Delta t - 1)(e^{\lambda_E \Delta t} - 1) - \lambda_E}{\lambda_E \Delta t} f^*(t_i) + \frac{e^{\lambda_E \Delta t} + (\Delta t - 1)}{\lambda_E \Delta t} f^*(t_{i+1}) \quad (2.71)$$

3.2.3 Exemplo de aplicação. Cálculo dinâmico com o MEF

No âmbito deste trabalho foi desenvolvido o programa de elementos finitos MEF_DIN3D, em MatLab, que permite efectuar cálculos estáticos e dinâmicos, nas hipóteses de equilíbrio plano (estado plano de deformação e/ou tensão) ou tridimensional, utilizando elementos finitos isoparamétricos, planos, com 4 ou 8 pontos nodais, e elementos tridimensionais, tipo cubo, com 20 pontos nodais.

Na Figura 3.14 apresenta-se uma malha de elementos finitos tridimensional, com 32 elementos finitos isoparamétricos de 20 nós, considerando apenas o corpo da barragem do Cabril, sem fundação.

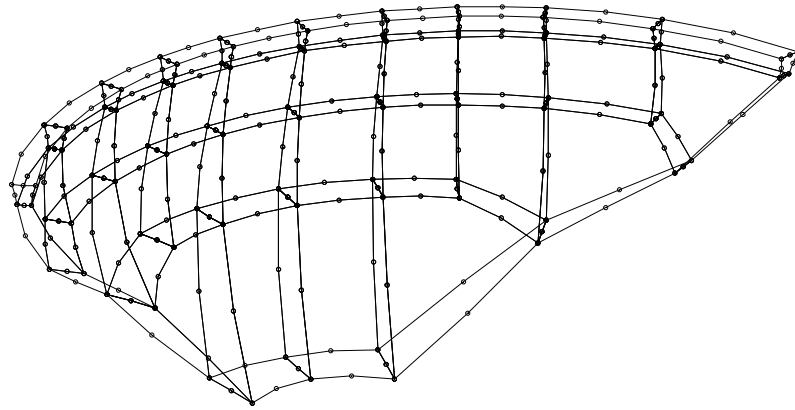


Figura 3.14 – Malha de elementos finitos isoparamétricos de 20 nós do corpo da barragem do Cabril.

Após a assemblagem das matrizes globais de rigidez e massa, aplica-se directamente uma função intrínseca do MatLab, que permite a determinação de valores e vectores próprios, que para o caso deste modelo (considerando apenas a estrutura sem influência da albufeira), obtiveram-se os modos de vibração e as frequências naturais que se apresentam na Figura 3.15.

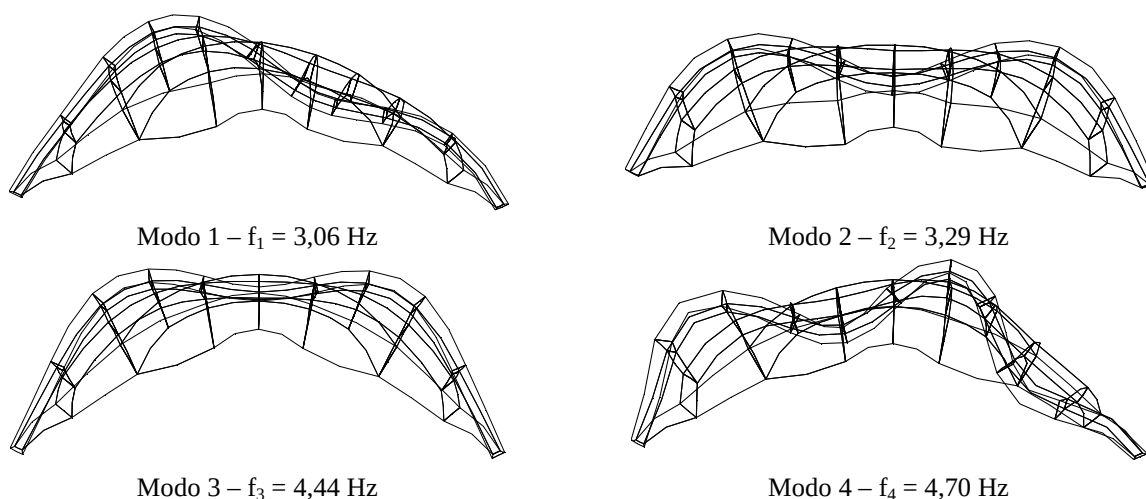


Figura 3.15 – Modos de vibração e frequências naturais (MEF_DIN3D).

É de salientar que, no capítulo 5 apresentam-se resultados idênticos considerando uma malha de 182 elementos, mas utilizando dois outros programas, nesse capítulo é analisado o efeito hidrodinâmico, não considerando igualmente o efeito da fundação.

Este programa está igualmente preparado para efectuar cálculos dinâmicos no domínio do tempo, assim para um registo de aceleração correspondente a um sismo, aplicado na base, pode-se desenhar as histórias de deslocamentos para qualquer grau de liberdade, tal como se mostra na Figura 3.16, em que se mostra a história de acelerações obtida para um ponto localizado na consola central deste modelo.

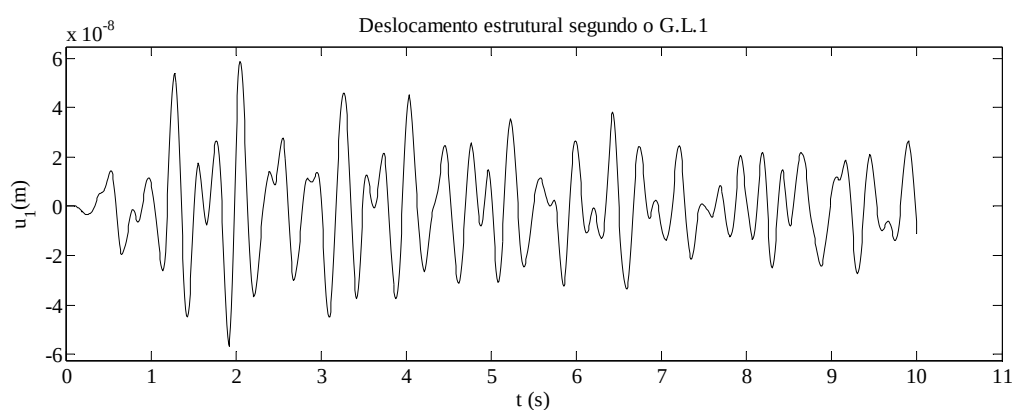


Figura 3.16 – História de deslocamentos medida no ponto central da abóbada, devida a uma acção sísmica (definida no regulamento português) aplicada na base do modelo (MEF_DIN3D).

Este programa inclui ainda um módulo gráfico, com animação, que permite visualizar, em cada instante, os campos de deslocamentos e de tensões principais (nos pontos de Gauss), tal como se mostra na Figura 3.17.

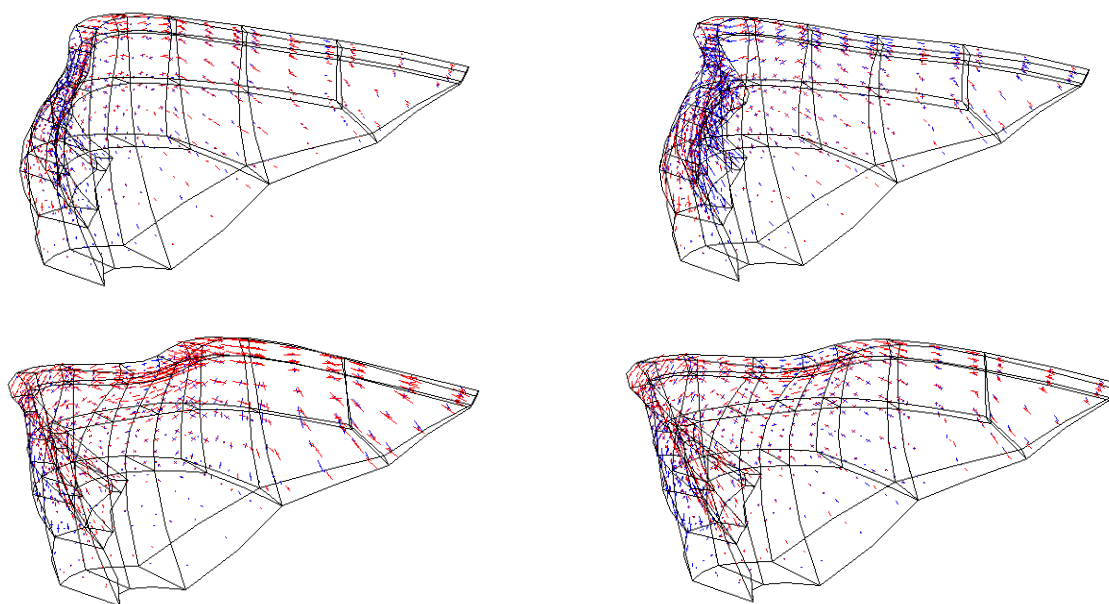


Figura 3.17 – Resposta sísmica de uma barragem abóbada – cálculo no domínio do tempo com o programa MEF_DIN3D. Deformação da obra e distribuição das tensões principais (nos pontos de Gauss) em quatro instantes.

Por fim é ainda de referir que o programa MEFDIN_3D está ainda preparado para calcular a resposta dinâmica pelo método dos espectros de resposta (em aceleração).

3.2.4 Outros métodos numéricos (*MED*, *MED-MEF*)

A designação de Método dos Elementos Discretos (MED) é usualmente atribuída a uma família de métodos numéricos utilizados para calcular o movimento de um grande número de elementos, que podem ser desde moléculas a partículas como grãos de areia. O método foi inicialmente desenvolvido no âmbito da mecânica das rochas (Cundall, 1971), sendo, por este motivo, bastante adequado para o estudo de meios descontínuos como são os maciços rochosos. Para além da mecânica das rochas em engenharia de minas e engenharia civil, este método tem diversas aplicações que vão desde a indústria química e farmacêutica à indústria do petróleo e do gás natural.

Em aplicações no domínio da engenharia civil são usualmente utilizados como elementos discretos: blocos (Cundall, 1971; Lemos, 1999) e/ou partículas (Cundall, et al., 1979; Azevedo, 2003), tal como se mostra na Figura 3.18.

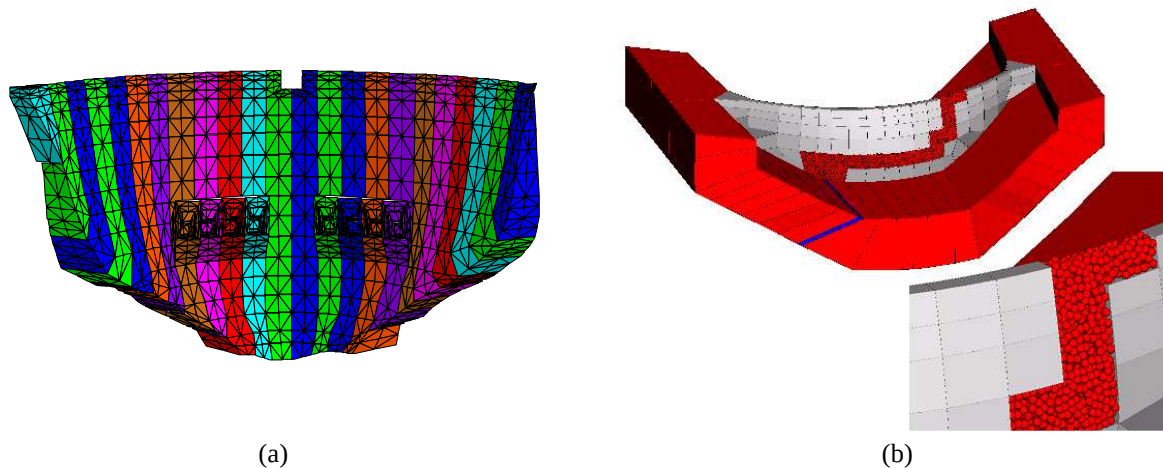


Figura 3.18 – Tipo de elementos utilizados pelo Método dos Elementos Discretos: a) Malha de blocos (poliedros) da barragem de Cahora-Bassa; b) Malha de elementos finitos, da barragem de Alqueva, com alguns elementos discretizados em partículas (esferas).

Os elementos discretos do tipo blocos podem ser rígidos ou deformáveis. A utilização de blocos deformáveis tem possibilitado a utilização de modelos híbridos, em que é possível utilizar de uma forma integrada, por exemplo, o método dos elementos discretos (blocos) com o método dos elementos finitos (Lemos, 1998; Lemos, 1999; Munjiza, 2004) e assim tirar partido de alguns benefícios específicos deste último tipo de formulação. Nestas circunstâncias, os elementos de partida são elementos finitos, com base nos quais se obtêm blocos de elementos finitos que são utilizados como elementos discretos.

Também se tem proposto a utilização integrada de elementos de partícula com elementos finitos (Azevedo, et al., 2006), só que nestas circunstâncias algumas zonas do modelo de elementos finitos são substituídas por elementos de partícula. Este tipo de soluções visa o estudo pormenorizado de determinadas zonas dos modelos (por vezes associadas a problemas de fissuração). Na Figura 3.19 apresenta-se um esquema, em que se procura sintetizar as várias hipóteses associadas ao método dos elementos discretos.

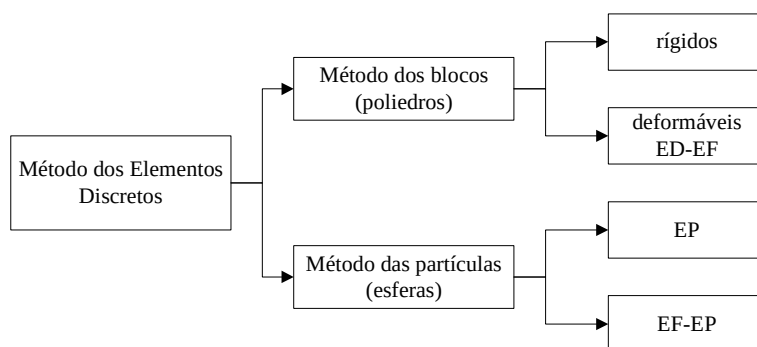


Figura 3.19 – Tipos de elementos discretos.

No âmbito deste trabalho, o Método dos Elementos Discretos é utilizado, recorrendo ao programa comercial 3DEC (Itasca, 2003), no qual se exploram as potencialidades do método, relacionadas com a simulação do comportamento de superfícies de descontinuidade, em que o principal objectivo é estudar o efeito das juntas de contracção em barragens abóbada e a interface entre materiais ao nível da ligação betão-rocha na fundação das barragens.

Assim, apresentam-se nesta secção alguns aspectos gerais sobre: i) os princípios de base; ii) a formulação geral; iii) o algoritmo de integração, baseado na relaxação dinâmica; iv) os parâmetros a considerar e; v) a análise não linear, aplicação de métodos de identificação modal.

3.2.4.1 Fundamentos do método dos elementos discretos

Os princípios fundamentais do MED derivam do método base proposto por (Cundall, 1971), em que se considera que os meios físicos podem ser representados por um conjunto de blocos (com forma poligonal diversa) e admite-se como aceitável a simplificação em que se assume que a deformação do meio se concentra nos nós entre os elementos.

Numa perspectiva física, o comportamento dos blocos depende das leis do movimento, podendo-se criar ou extinguir contactos, entre os blocos, à medida que o seu conjunto se deforma como um todo. Este tipo de representação discreta ou descontínua é caracterizado como um processo dinâmico com mudanças rápidas da configuração do seu domínio, ao qual estão usualmente associadas respostas não-lineares, as quais são obtidas recorrendo a análises apropriadas que envolvem a consideração de vários fenómenos físicos. Por outro lado, perante condições de carregamento e descarregamento, a caracterização discreta do meio dá origem a um comportamento igualmente complexo, sendo necessário estabelecer relações constitutivas adequadas, que devem ser previamente definidas e validadas.

Numa perspectiva matemática, este método baseia-se num algoritmo em que se integram as equações do movimento para cada bloco (tendo em conta os graus de liberdade considerados), utilizando uma técnica explícita, o algoritmo das diferenças centrais (Lemos, 1999). Trata-se de um algoritmo passo a passo, que permite obter soluções para problemas estáticos e dinâmicos, em que as soluções estáticas se obtêm recorrendo à técnica da relaxação dinâmica, sendo necessário introduzir um valor alto de amortecimento viscoso para a solução convergir mais rapidamente para o equilíbrio.

Neste algoritmo passo a passo, para um dado instante da análise determina-se a configuração do instante seguinte, avaliando as particularidades associadas a cada intervalo de tempo, determinando-se desta maneira o comportamento dinâmico do meio estudado.

Uma das principais características do MED baseia-se no facto de ser necessário assumir intervalos de tempo suficientemente pequenos, para que, durante um único intervalo de tempo, possíveis perturbações não se propaguem para além da vizinhança imediata de cada bloco. Esta hipótese otimiza o uso de memória computacional e evita o recurso a processos iterativos,

possibilitando assim, a representação de interacções não-lineares entre um grande número de blocos.

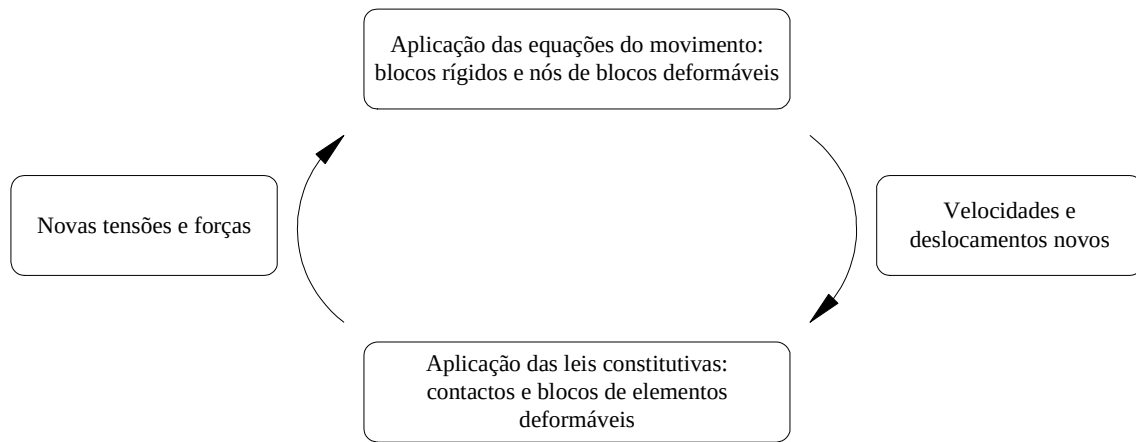


Figura 3.20 – Ciclo de cálculo nos algoritmos explícitos [adaptado de (Lemos, 1999)].

Resta referir que é possível resolver o problema de forma implícita sendo para isso necessário proceder à assemblagem da matriz de rigidez, à semelhança do que acontece para o caso do método dos elementos finitos. Nestas circunstâncias pode-se correlacionar directamente as deformações em todos os graus de liberdade do modelo.

Relaxação dinâmica

De uma forma geral, a formulação do método baseia-se na aplicação da Segunda Lei de Newton aos blocos, procedendo-se ao cálculo dos deslocamentos devidos às forças que neles actuam e na aplicação de Leis de Força-Deslocamento aos contactos, que calculam as forças nos contactos devidos aos deslocamentos dos blocos. Assim, cada bloco possui uma equação do movimento descrita pela seguinte expressão geral, em função dos pontos nodais

$$m \ddot{\underline{u}} + \alpha m \dot{\underline{u}} = \underline{f}^c + \underline{f}^a + \underline{f}^e \quad (2.72)$$

Na expressão anterior $\underline{u}$ representa o vector dos deslocamentos nodais, m a massa nodal e α um parâmetro de amortecimento proporcional à massa, $\underline{f}^c$ o vector das forças de contacto transmitidas ao nó, $\underline{f}^a$ o vector das forças exteriores aplicadas e $\underline{f}^e$ o vector das forças nodais devidas às tensões dos elementos. O último termo pode ser expresso com base na notação utilizada na secção anterior (formulação do MEF)

$$\underline{f}^e = \int_{V_e} \underline{B}^T \underline{\sigma} dV \quad (2.73)$$

em que $\underline{B}$ é a matriz das derivadas das funções de interpolação (matriz que permite transformar deslocamentos nodais em deformações) e $\underline{\sigma}$ representa as componentes de tensão, como se referiu anteriormente.

Parâmetros a considerar

Um dos aspectos fundamentais deste método está associado à interacção mecânica devida aos contactos, a qual depende das forças de contacto e dos deslocamentos relativos entre blocos. Sendo usual definir uma área nominal para os pontos de contacto confirmados, que para ligações face a face esta área é distribuída por sub-contactos. Assim, é necessário caracterizar convenientemente o comportamento dos vários tipos de contactos tendo em conta as propriedades dos materiais envolvidos.

É usual recorrer à utilização dos conceitos de rigidez na direcção normal ao contacto e na direcção tangencial (ou de corte), k_n e k_t , dando origem respectivamente às forças de contacto f_n e f_t , na direcção normal e tangencial, as quais dependem também da área de contacto A_c , de acordo com as seguintes expressões

$$\begin{aligned} f_n &= A_c k_n \\ f_t &= A_c k_t \end{aligned} \quad (2.74)$$

Contudo, é também usual adoptar as relações constitutivas expressas em termos de tensões e deslocamentos

$$\begin{aligned} \sigma_n &= k_n u_n \\ \sigma_t &= k_t u_t \end{aligned} \quad (2.75)$$

As ligações entre os contactos também devem ter em conta a consideração da coesão e do ângulo de atrito interno. Por exemplo, Perante situações tipicamente de comportamento não linear, como é o caso da consideração das juntas de contracção em barragens abóbada, é usual utilizar um modelo de Mohr-Coulomb, caracterizado por uma resistência à tracção nula, coesão nula, e ângulo de atrito de 45° .

Em cálculos dinâmicos é usual admitir-se um amortecimento do tipo Rayleigh, caracterizado por uma percentagem associada um valor de frequência adequado, usualmente próximo da 1ª frequência natural da estrutura em análise.

3.2.4.2 Análise não linear. Aplicação de métodos de identificação modal

A utilização do MED, no âmbito deste trabalho, tem como objectivo estudar a influência da consideração das juntas de contracção verticais sobre os principais parâmetros que caracterizam o comportamento dinâmico de barragens abóbada (nomeadamente frequências naturais e modos de vibração), tendo-se para isso recorrido ao programa 3DEC (Itasca, 2003), que se baseia no método dos blocos.

O programa 3DEC permite a obtenção de histórias de acelerações em cálculos dinâmicos. Para situações em que as juntas de contracção se encontram parcialmente abertas é possível aplicar cargas de pequena duração em vários pontos do modelo para o excitar convenientemente e assim obter a resposta dinâmica em termos das histórias de acelerações, a partir das quais se avaliam os referidos parâmetros dinâmicos utilizando as metodologias de identificação modal que se apresentam na secção seguinte.

Esta metodologia de análise dos resultados numéricos consiste na simulação numérica não-linear de um ensaio de vibrações (modelo de elementos discretos), cujos resultados em termos de histórias no tempo, após análise com base nas técnicas de identificação modal, permitem avaliar as principais características modais do modelo numérico desenvolvido para simular o comportamento dinâmico não-linear da obra. Assim, nesta perspectiva numérica, as técnicas de identificação modal que se aplicam usualmente às histórias de acelerações obtidas experimentalmente, são aplicadas às histórias de acelerações calculadas com base em modelos numéricos não lineares de elementos discretos (MED).

3.3 Análise dinâmica na perspectiva da identificação modal

A análise dinâmica de uma estrutura na perspectiva da identificação modal, tem como objectivo a identificação dos seus principais parâmetros modais – frequências naturais dos primeiros modos de vibração, configurações e amortecimentos modais – a partir da medição da resposta estrutural ao longo do tempo, sob acções dinâmicas (medição em apenas alguns pontos – malha de pontos de observação), podendo estas ser conhecidas de forma determinística (em geral, parcialmente conhecidas) ou apenas estimadas em termos estatísticos.

Na prática, ao utilizar uma qualquer técnica de identificação modal avaliam-se as características modais de um modelo estrutural simples, idealizado para o efeito, de forma a representar adequadamente o comportamento dinâmico da obra em análise. Assim, a identificação dos principais parâmetros modais de uma estrutura é geralmente conseguida sem que seja necessário identificar directamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez no sentido em que estas são determinadas nos modelos numéricos que se utilizam na perspectiva do problema directo. Na abordagem da identificação modal apenas se pretende determinar as principais características modais da obra em análise, pelo que não é necessário idealizar uma discretização espacial distinta da malha de pontos de observação escolhidos para a colocação dos

sensores – esta possibilidade deve-se ao facto, bem conhecido da modelação numérica, de que as principais características modais de uma estrutura podem ser, em geral, bem captadas com diferentes discretizações espaciais, desde que envolvam um dado número mínimo de pontos devidamente distribuídos pelo corpo da estrutura.

Assim, na utilização de uma qualquer técnica de identificação modal o que importa, na prática, é a escolha de um número adequado de sensores (n_O) para efectuar a observação do comportamento dinâmico da obra, os quais devem ser criteriosamente distribuídos pelo corpo da obra de forma a possibilitar uma adequada identificação das configurações dos principais modos de vibração e correspondentes frequências e amortecimentos (modais). A escolha dos vários graus de liberdade a observar – posição e orientação dos vários sensores – deve ser definida com base no prévio conhecimento, aproximado, dos principais modos de vibração da estrutura, o que se consegue elaborando à partida um modelo numérico da obra (MEF, MED, MEF-MED) que permita obter preliminarmente alguma informação sobre as suas principais características dinâmicas (nomeadamente configurações modais e respectivas frequências naturais de vibração).

Nos estudos de caracterização do comportamento dinâmico de barragens de betão podem ser utilizados:

- i) métodos de identificação modal determinísticos baseados na medição da resposta sob a actuação de forças com variação harmónica ao longo do tempo, (bem conhecida) utilizando geralmente vibradores rotativos com massa excêntrica (Gomes, et al., 1994; Cantieni, 2001) (métodos de sintonização, ou “tunning methods”, nos quais a frequência de rotação do vibrador se faz variar por forma a obter uma boa sintonização – ressonância - das principais frequências naturais da obra); e
- ii) métodos identificação modal estocásticos baseados apenas na medição da resposta da obra (“output-only”) sob a excitação que ocorre usualmente em obra (desconhecida), ou seja, excitação resultante das acções ambientais (vento, p. ex.), e operacionais (vibrações associadas ao funcionamento dos órgãos de exploração e segurança - grupos de produção de energia e descarregadores).

Ao nível de ensaios dinâmicos de barragens em modelo físico (Pereira, et al., 1973; Severn, 2007) é de referir que os métodos de identificação modal podem também ser de grande utilidade: neste caso, para além dos modelos de identificação baseados nos tipos de excitação já referidos, é ainda possível utilizar modelos de identificação modal determinísticos apoiados em técnicas de excitação impulsiva (nos modelos físicos, ao contrário do que acontece nas obras reais, é fácil aplicar forças impulsivas (Juang, et al., 1985; Juang, et al., 2001), bem controladas, com intensidade suficiente para excitar de forma significativa os modelos) e modelos apoiados em técnicas de excitação baseadas no recurso a mesas sísmicas (mais dispendiosas), em que se tem um conhecimento detalhado da vibração aplicada na base dos modelos.

Os métodos de identificação modal em que a excitação não é conhecida, usualmente designados por métodos de identificação modal estocásticos têm sido utilizados em engenharia civil para caracterizar o comportamento dinâmico de grandes obras (Browjohn, et al., 1989;

Cantieni, et al., 1995; Brincker, et al., 1996; Ventura, et al., 2000; De Roeck, et al., 2000; Peeters, 2000; Costa, et al., 2001; Cunha, et al., 2004; Rodrigues, 2004), com base em resultados de ensaios de vibração em que não há controlo sobre as forças de excitação nem é possível conhecê-las (ou medi-las), o que leva a que o processo referente à identificação modal assente na hipótese de que as forças de excitação sejam consideradas como um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco com média nula, advindo precisamente desta hipótese a designação de *identificação modal estocástica* (ver Figura 3.21).

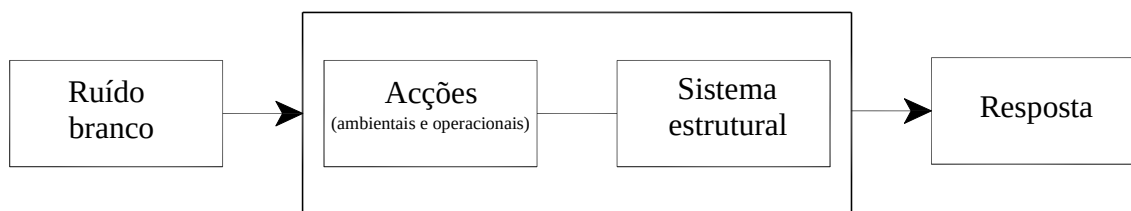


Figura 3.21 – Esquema que ilustra o conceito base da identificação modal estocástica.

São usualmente considerados dois grandes grupos de métodos de identificação modal estocástica:

- i) os métodos de análise de sinal, também denominados métodos não paramétricos ou no domínio da frequência; e
- ii) os métodos de ajuste de modelos, designados por métodos paramétricos ou no domínio do tempo.

No primeiro grupo de métodos, analisam-se as séries temporais de resposta, medidas em diferentes pontos das estruturas, as quais são relacionadas entre si, mediante a sua transposição para o domínio da frequência utilizando a Transformada Discreta de Fourier (TDF), sendo por este motivo designados por métodos no domínio da frequência. No segundo grupo de métodos, são ajustados modelos com base em diferentes técnicas, as quais são aplicadas às funções de correlação da resposta das estruturas, ou directamente às próprias séries temporais, sendo por este motivo designados por métodos no domínio do tempo.

Nesta secção apresentam-se os fundamentos dos métodos de identificação modal, no domínio da frequência e do tempo. Para ilustrar os vários aspectos referentes aos métodos apresentados, utiliza-se como exemplo, o modelo físico de uma parede de contenção de água, em consola, desenvolvido para estudar a interacção dinâmica estrutura-água (apresentada no ponto 3.3.4), mas que na fase de introdução dos conceitos fundamentais dos métodos de identificação modal é apenas utilizado na hipótese de reservatório vazio.

Após a apresentação dos conceitos associados às várias metodologias de identificação modal, é ainda apresentada uma síntese sobre os principais métodos e utilizando o já referido exemplo da parede de contenção de água, em consola, apresenta-se um estudo sobre o problema da interacção dinâmica estrutura-água, fundamental para a compreensão do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*. Nesta perspectiva é ainda evidenciada a

importância da utilização integrada de resultados de modelos numéricos e resultados experimentais analisados com base em diversas metodologias de identificação modal.

Exemplo: As barragens de betão são estruturas constituídas por blocos verticais contínuos, separados por juntas de contracção, cujo comportamento global é influenciado de forma determinante pela interacção com a albufeira. Com o objectivo de estudar o problema da interacção dinâmica estrutura-água foi construído um modelo físico de uma parede de contenção de água, em consola, incorporada num reservatório (ver Figura 3.22). Este exemplo será utilizado, ao longo deste capítulo, para apresentar os conceitos fundamentais dos diversos métodos de identificação modal, que foram implementados computacionalmente no âmbito deste trabalho.

O modelo físico da parede em consola que se apresenta na Figura 3.22, tem 1m de altura, uma largura de 0,50 m e 8,5 cm de espessura, com uma base, também em betão, com uma espessura de 25 cm.

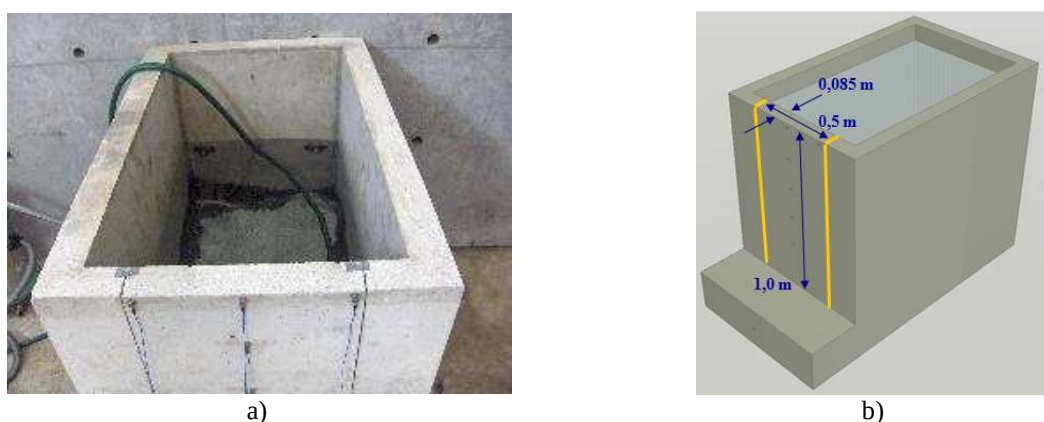


Figura 3.22 – Vista do tanque utilizado para estudar o comportamento dinâmico de uma parede de contenção de água, em consola, para diferentes cotas de água (construído no Labest – ISEL).

O comportamento dinâmico do modelo físico da parede em consola foi previamente estudado com base num modelo numérico 2D de elementos finitos de placa (posteriormente será utilizado um modelo tridimensional que permite estudar os modos de torção da parede), analisado com programa MEF_DIN3D, recorrendo a elementos finitos isoparamétricos do 2º grau com 8 nós por elemento (ver Figura 3.27 a). O valor do módulo de Elasticidade considerado foi obtido a partir de ensaios de ultra-sons em provetes de betão retirados durante a construção do modelo físico (ver Figura 3.27 b), utilizando a fórmula da elastodinâmica

$$E = v^2 \rho \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad , \quad v - \text{velocidade de propagação da onda de ultra-sons}$$

em que v representa a velocidade medida das ondas de pressão no betão ($v \approx 3800$ m/s), $\rho = 2,45$ ton/m³ é a massa específica do betão e $\nu = 0,2$ é o coeficiente de Poisson. A partir destes valores foi estimado um valor médio de $E \approx 32,5$ GPa. O efeito hidrodinâmico da água foi considerado recorrendo a duas hipóteses: i) consideração de massas de água associadas, de acordo com a formulação proposta por (Westergaard, 1933), e; ii) considerando elementos finitos de água, formulados em deslocamentos, nos quais se admite o módulo de compressibilidade volumétrica, K_v , e o módulo de distorção G .

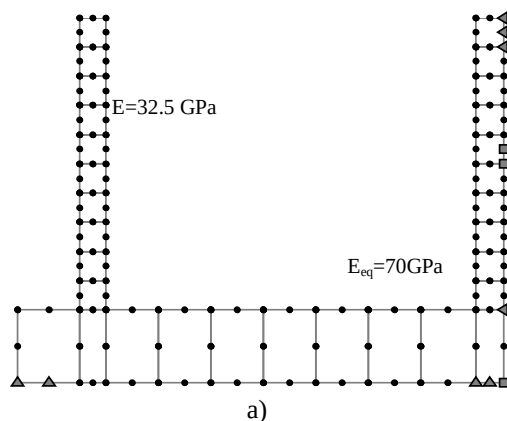


Figura 3.23 – a) Malha plana de elementos finitos; b) ensaio de ultra-sons em provete de betão para determinar experimentalmente o módulo de elasticidade do betão (módulo de elasticidade dinâmico).

Com base nos pressupostos apresentados avaliou-se preliminarmente os valores das frequências naturais e as respectivas configurações modais, apresentando-se na Figura 3.24 as primeiras 4.

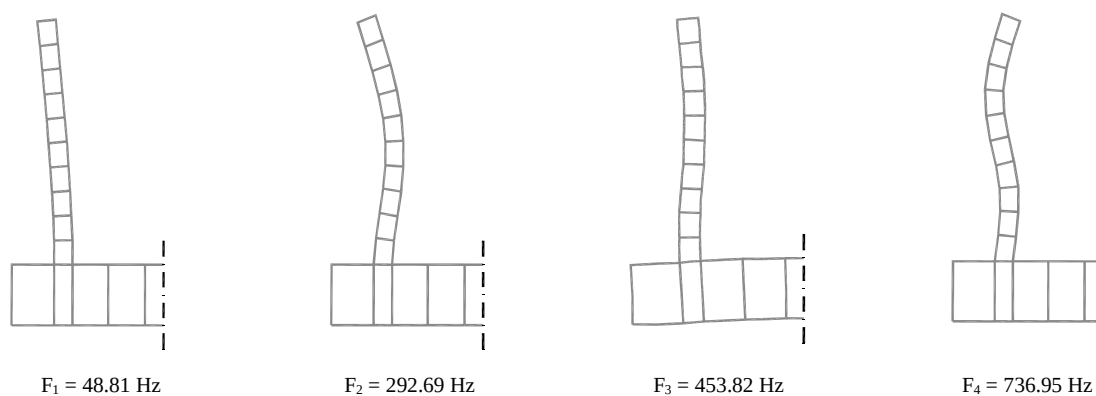


Figura 3.24 – Primeiros modos de vibração obtidos com o modelo de elementos finitos.

Na Figura 3.25, mostra-se a disposição dos acelerómetros que foi adoptada, de maneira a possibilitar a identificação das configurações dos modos apresentados na Figura 3.24, contudo, colocaram-se mais dois acelerómetros no topo da parede em consola para avaliar os modos de torção. A consideração de um ponto de medida na base ficou-se a dever à necessidade de avaliar a importância de movimentos de base do modelo, que se verificaram experimentalmente, os quais foram discutidos em (Mendes, et al., 2007; Mendes, et al., 2008).

Foram realizados vários ensaios de vibrações, para diversas cotas de água no reservatório. Nestes ensaios utilizou-se um sistema de aquisição da OROS, com 8 canais de medida, aos quais se ligaram 8 acelerómetros piezoeléctricos da PCB, como se mostra na Figura 3.25 b).

Em face dos valores das frequências naturais determinadas com o modelo de elementos finitos e tendo em conta as características técnicas do equipamento de aquisição utilizado, utilizou-se uma frequência de amostragem de 2048 Hz, que permite a identificação de frequências até 1024 Hz, tendo sido adquiridas séries temporais de aceleração com uma duração de 5 minutos.

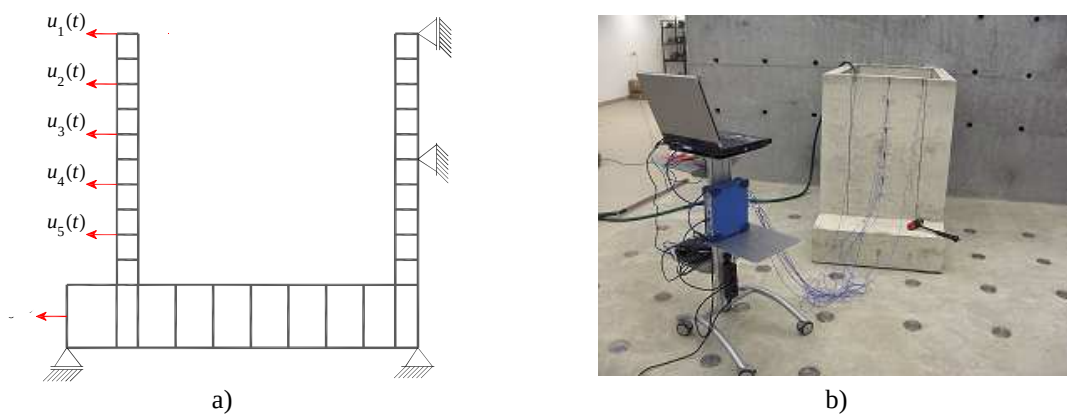


Figura 3.25 – a) Esquema representativo dos graus de liberdade de interesse para a caracterização experimental plana do modelo físico; b) acelerómetros colocados no modelo.

Importa ainda salientar que em face da fraca relação sinal-ruído (o modelo encontra-se numa 2ª cave onde a excitação de origem natural é fraca), optou-se por aplicar aleatoriamente, pancadas com um martelo de impacto, em diversos locais da parede, durante a realização dos ensaios.

3.3.1 Métodos de identificação modal no domínio da frequência

A possibilidade de efectuar a identificação modal de estruturas com base em análises no domínio da frequência deve-se a uma surpreendente constatação física: a simples decomposição em ondas sinusoidais (ver Figura 3.26), pela técnica de Fourier (análise em frequência), de uma história de acelerações (ou de velocidades ou de deslocamentos) medida num dado ponto de uma estrutura²⁷, sob qualquer tipo de excitação, permite identificar as frequências dos principais modos de vibração como as frequências das ondas de maior amplitude em que essa história pode ser decomposta (se a excitação não for do tipo ruído branco, também podem ser identificadas no registo medido ondas importantes em frequências relacionadas com características da própria excitação).

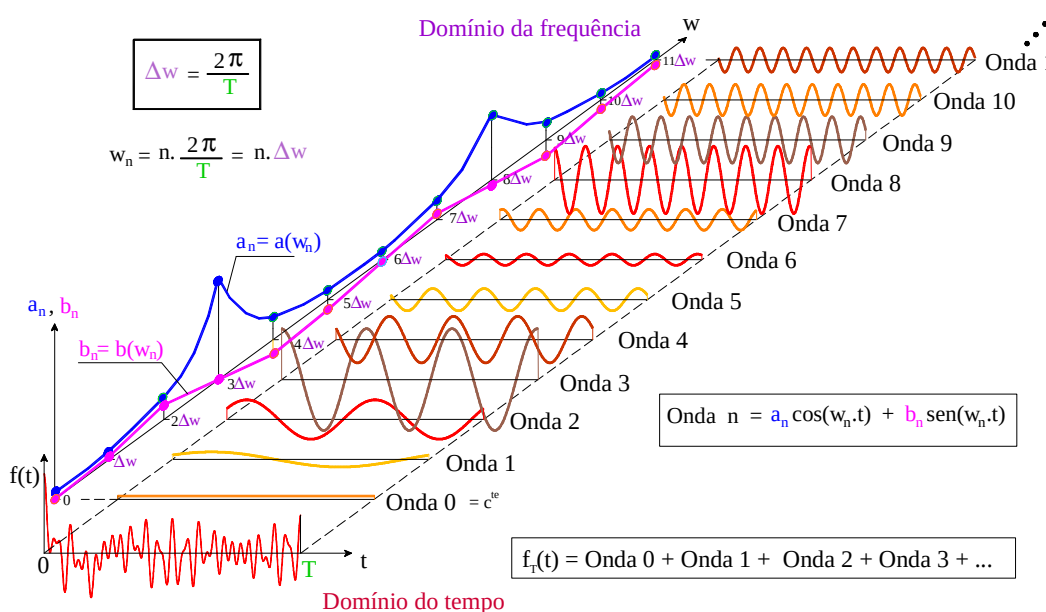
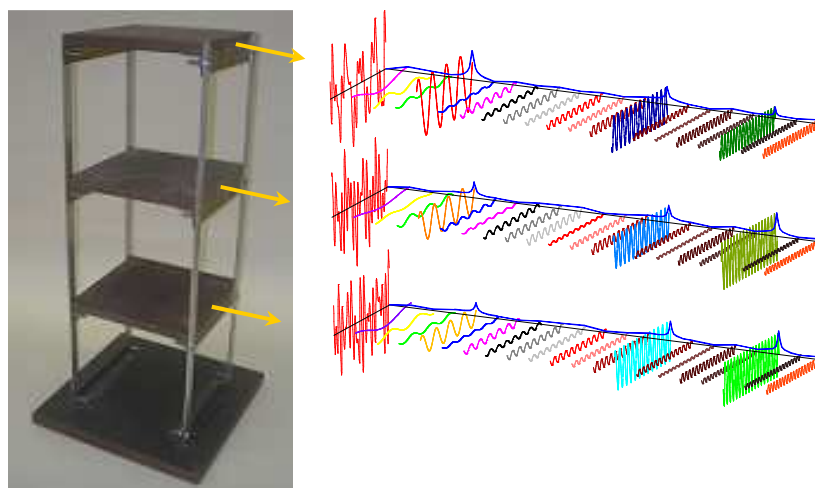


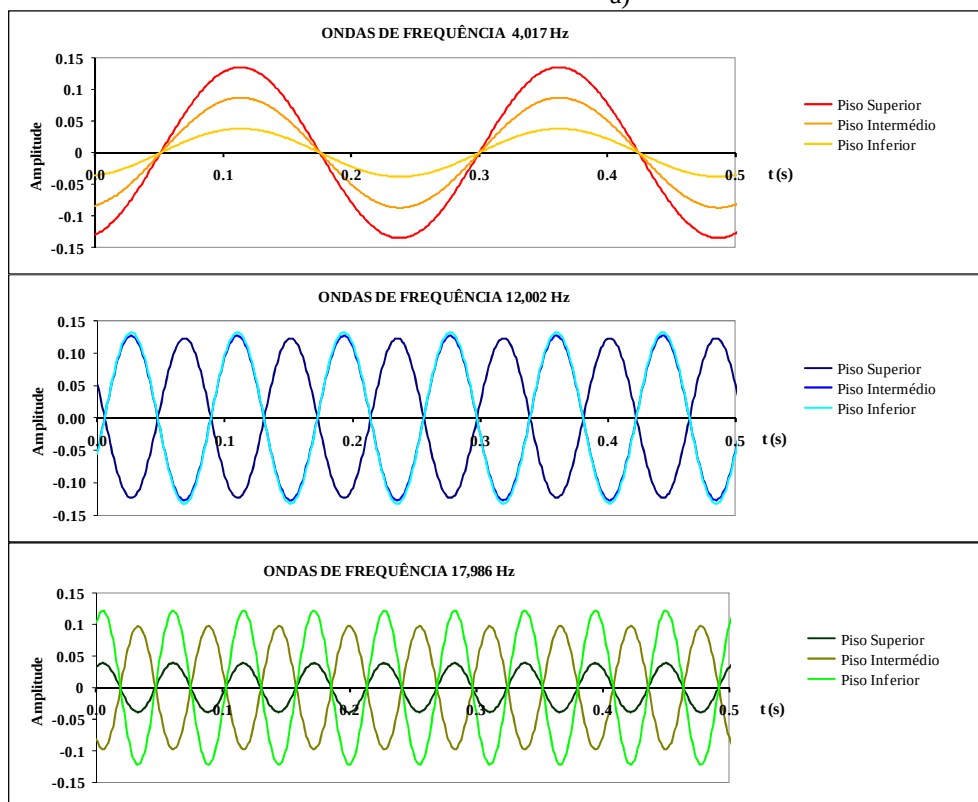
Figura 3.26 – Decomposição de uma série temporal, de comprimento T (p. ex., série observada num sensor colocado numa obra sob excitação ambiental), em ondas sinusoidais (Oliveira, 2007). O comprimento T do registo determina o espaçamento em frequência $\Delta\omega$ das várias ondas constituintes da série temporal (para se aumentar a precisão em frequência é necessário aumentar o comprimento T das séries temporais).

Esta técnica, também conhecida por análise espectral das histórias observadas, quando aplicada a vários registos medidos sincronizadamente em vários pontos de uma estrutura, permite inclusivamente determinar de forma directa e simples as configurações dos principais modos de vibração, como se ilustra esquematicamente na Figura 3.27 (fundamentos da identificação modal no domínio da frequência).

²⁷ O posicionamento do ponto para obter a referida história de acelerações deve ser devidamente escolhido de forma a reflectir bem os movimentos de vibração da estrutura – numa barragem, p. ex., não convém, obviamente, escolher um ponto junto à superfície de inserção mas sim na zona superior central da obra.



a)



b)

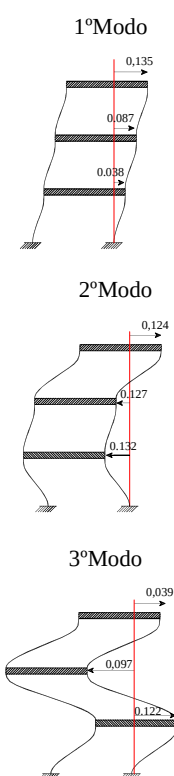


Figura 3.27 – Modelo físico da estrutura de um edifício de 3 pisos: a) Representação esquemática da decomposição em ondas dos acelerogramas no modelo físico de um edifício de 3 pisos (Oliveira, 2007; Mendes, et al., 2008). Em cada ponto identificam-se três ondas principais cujas frequências correspondem às frequências naturais de vibração da estrutura; b) Análise comparativa das principais ondas identificadas nos pontos observados, para cada uma das três frequências identificadas.

Partindo da anterior constatação física foram desenvolvidas diversas formulações matemáticas para a identificação modal estocástica de estruturas no domínio da frequência as quais se baseiam, geralmente, na avaliação das funções de densidade espectral de potência da resposta (dos sistemas estruturais) medida experimentalmente.

É de salientar que, para obter estas funções é necessário ter em conta diversas noções de processamento digital e análise espectral de sinais, as quais são amplamente abordadas em (Bendat, et al., 1993; Bendat, et al., 2000), salientando-se ainda duas referências escritas em português (Carvalho, et al., 1989; Caetano, 1992), que abordam esta temática. Resta salientar que a obtenção destas funções de obtém a partir da utilização das Transformadas Discretas de Fourier (DFT), cuja implementação computacional é efectuada graças ao algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT – *Fast Fourier Transform*) desenvolvido por (Cooley, et al., 1965).

Usualmente, estas funções são dispostas numa matriz, a designada *matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta*, a qual contém na sua diagonal principal os designados *auto-espectros* da resposta medida nos vários graus de liberdade instrumentados, enquanto nos elementos fora da diagonal principal, encontram-se os designados *espectros cruzados*, que relacionam a resposta medida entre os diferentes graus de liberdade instrumentados.

A partir da matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta desenvolvem-se os mais relevantes métodos no domínio da frequência:

- i) o método básico no domínio da frequência (BFD – *Basic Frequency Domain*), também conhecido por método da selecção dos picos (PP – *Peak Picking*), que se baseia na obtenção de um espectro médio a partir dos auto-espectros, cuja sistematização foi proposta por (Felber, 1993), na qual os modos de vibração são obtidos relacionando os vários elementos que compõem uma coluna da matriz das densidades espectrais de potência da resposta, enquanto a obtenção de amortecimentos modais é obtida analisando a largura dos picos, através da aplicação do método da meia potência;
- ii) o método de decomposição no domínio da frequência (FDD – *Frequency Domain Decomposition*) cuja designação advém do trabalho de (Brincker, et al., 2000) e que se baseia na decomposição em valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta, também é conhecido pela sigla CMIF – *Complex Mode Identification Function*, nomeadamente no trabalho desenvolvido por (Peeters, 2000). Neste método, o 1º valor singular fornece um espectro idêntico ao espectro médio obtido com o método anterior, com a vantagem de apresentar melhores resultados quando existem modos de vibração com frequências naturais próximas, relativamente às configurações modais são obtidas a partir do 1º vector singular;
- iii) a versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) apresentada em (Brincker, et al., 2001) permite também a obtenção de estimativas de amortecimentos modais;
- iv) o designado método p-LSCF (*poly-Least Squares Complex Frequency*), que inicialmente foi desenvolvido para identificar os parâmetros modais a partir da matriz das FRFs, e que agora se aplica também a metade da matriz DEP da resposta é

apresentado em (Peeters, et al., 2005), sendo-lhe nesta publicação atribuída a designação comercial de PoliMAX. É de salientar que a fama que este método tem adquirido, advém do facto de se encontrar implementado no programa TestLab (LMS, 2008).

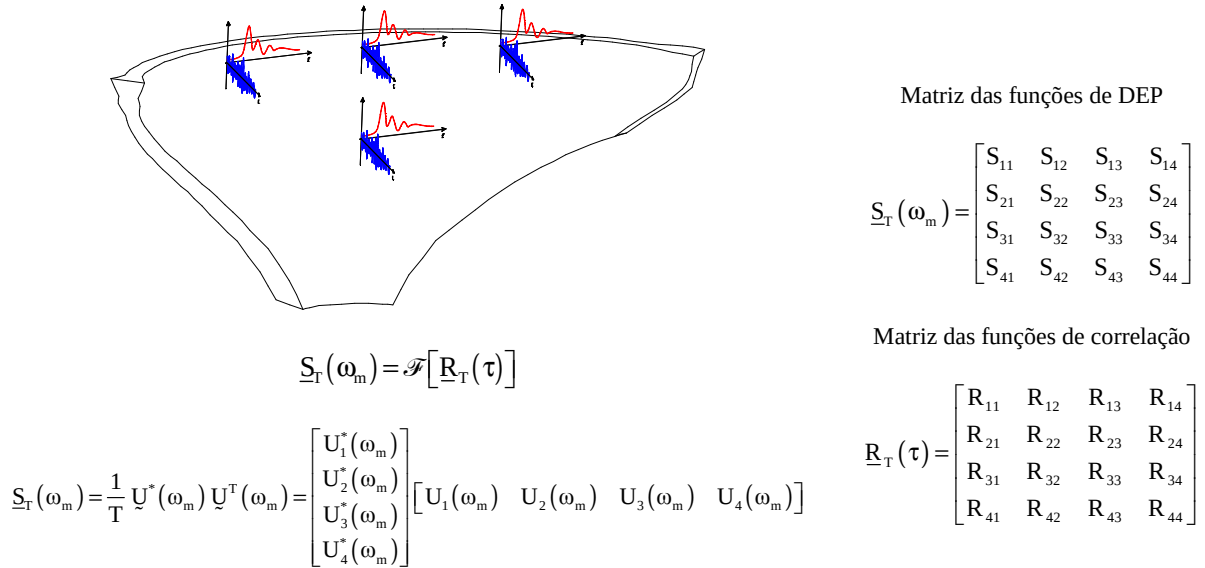


Figura 3.28 – Esquema exemplificativo da relação entre as séries temporais observadas a matriz das funções de densidade espectral e a matriz das funções de correlação.

3.3.1.1 Funções de densidade espectral de potência da resposta

No âmbito deste trabalho apenas se abordam alguns métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência, que têm na sua génese as designadas funções de densidade espectral de potência. Usualmente, estas funções são arrumadas numa matriz, a designada *matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta* (DEP – Densidade Espectral de Potência). Esta matriz contém na sua diagonal principal os designados *auto-espectros* da resposta medida nos vários graus de liberdade instrumentados, enquanto nos elementos fora da diagonal principal, encontram-se os designados *espectros cruzados*, que relacionam a resposta medida entre os diferentes graus de liberdade instrumentados.

A matriz DEP é quadrada quando a medição da resposta, é efectuada em simultâneo em todos os pontos que se pretende instrumentar sendo a sua dimensão igual ao número de pontos instrumentados. Todavia, em muitas aplicações, é necessário instrumentar um elevado número de graus de liberdade para caracterizar adequadamente o seu comportamento dinâmico, pelo que nesses casos seria necessário recorrer à utilização de muitos sensores, o que nem sempre é possível. Nestas circunstâncias é usual realizar o ensaio em várias fases (“setup”), nas quais as medições da resposta da estrutura são efectuadas de uma forma sequencial recorrendo a diferentes disposições de sensores. Utilizando esta técnica de ensaio, é necessário garantir que as

medições efectuadas nas diferentes fases sejam relacionáveis, pelo que, alguns graus de liberdade têm de ser medidos em todas as fases, designando-se por graus de liberdade de referência.

Atendendo aos conceitos associados às funções de densidade espectral de potência, nomeadamente aos de auto-espectro e de espectro cruzado (Bendat, et al., 2000), e considerando a sua aplicação a séries temporais observadas $[u_m(t) \text{ e } u_n(t)]$, então, pode-se organizar a matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta, utilizando a seguinte expressão geral

$$S_{ij}(\omega_m) = \frac{X_i^*(\omega_m) X_j(\omega_m)}{T}, \quad i, j = 1, 2, \dots, NPI \text{ e } m = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (2.76)$$

Tendo em conta que, as séries temporais observadas têm uma duração finita e que apenas se medem os seus valores em instantes temporais afastados de Δt , pois o sinal adquirido encontra-se discretizado, então apenas é possível obter estimativas dos espectros, as quais são obtidas com base no produto do conjugado da transformada discreta de Fourier $X_i^*(\omega_m)$, no grau de liberdade instrumentado i , pela transformada discreta de Fourier $X_j(\omega_m)$, no grau de liberdade instrumentado j , em que $T = N \Delta t$, sendo N o número total de pontos adquiridos por amostra.

Ao aplicar directamente a expressão (2.76), verifica-se que a estimativa espectral resultante tem uma elevada variância, essencialmente pelo facto de o seu cálculo se basear numa só série temporal discretizada com duração finita. Para reduzir essa variância é usual dividir a série temporal em segmentos mais curtos e adoptar alguma sobreposição (“overlapping”) entre eles, para assim efectuar mais médias. Contudo a consideração de segmentos mais curtos tem como consequência um agravamento dos erros por escorregamento (“leakage”), pelo que é usual aplicar a estes segmentos janelas de dados²⁸, W_k , assim, a estimativa espectral pode agora ser escrita na forma

$$\tilde{S}_{ij}(\omega_m) = \frac{1}{n_d} \sum_{k=1}^{n_d} \left[\frac{X_i^*(\omega_m) X_j(\omega_m)}{T_d \sum_{k=0}^{N-1} |W_k|^2} \right]_k, \quad i, j = 1, 2, \dots, NPI \text{ e } m = 0, 1, 2, \dots, N-1 \quad (2.77)$$

em que n_d , corresponde ao número total de segmentos utilizados e T_d , corresponde ao comprimento associado a cada segmento. Assim, obtêm-se estimativas alisadas (“smoothed”) das funções DEP da resposta.

²⁸ Para para séries temporais provenientes de ensaios de vibração ambiental é usual aplicar janelas de dados de Hanning, para minimizar os efeitos dos erros por escorregamento.

Segundo alguns autores, a utilização de janelas de dados de Hanning associadas a uma sobreposição de segmentos de 2/3, é a que otimiza o aproveitamento da informação contida nas séries temporais (Bendat, et al., 2000; Rodrigues, 2004), no entanto, também é muito comum utilizar-se uma sobreposição de 1/2. Este procedimento utilizado para estimar as funções de densidade espectral com base em séries temporais divididas em segmentos, aplicação de uma janela de dados a cada segmento, cálculo da FFT de cada segmento e posterior realização de médias é conhecido como procedimento de (Welch, 1967). Em (Bendat, et al., 1993) e (Bendat, et al., 2000) são descritos este e outros métodos utilizados para estimar as funções de densidade espectral.

Finalmente resta referir que, tendo em conta as propriedades de simetria e anti-simetria das funções de densidade espectral e uma vez que é mais cómodo trabalhar apenas com frequências positivas (Caetano, 1992), é usual representar só a parte positiva das estimativas das funções de densidade espectral, à qual está normalmente associada a letra G, “one-sided spectral density functions”, (Bendat, et al., 2000).

Exemplo: Retomando o exemplo do modelo físico da parede em consola, avaliaram-se as estimativas das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração. Na Figura 3.29 apresentam-se as estimativas das funções DEP, amplitude e fase (representada entre 0 e 180°) no mesmo gráfico, correspondentes aos 5 primeiros canais de medida, que são os preponderantes para a análise plana que se efectua.

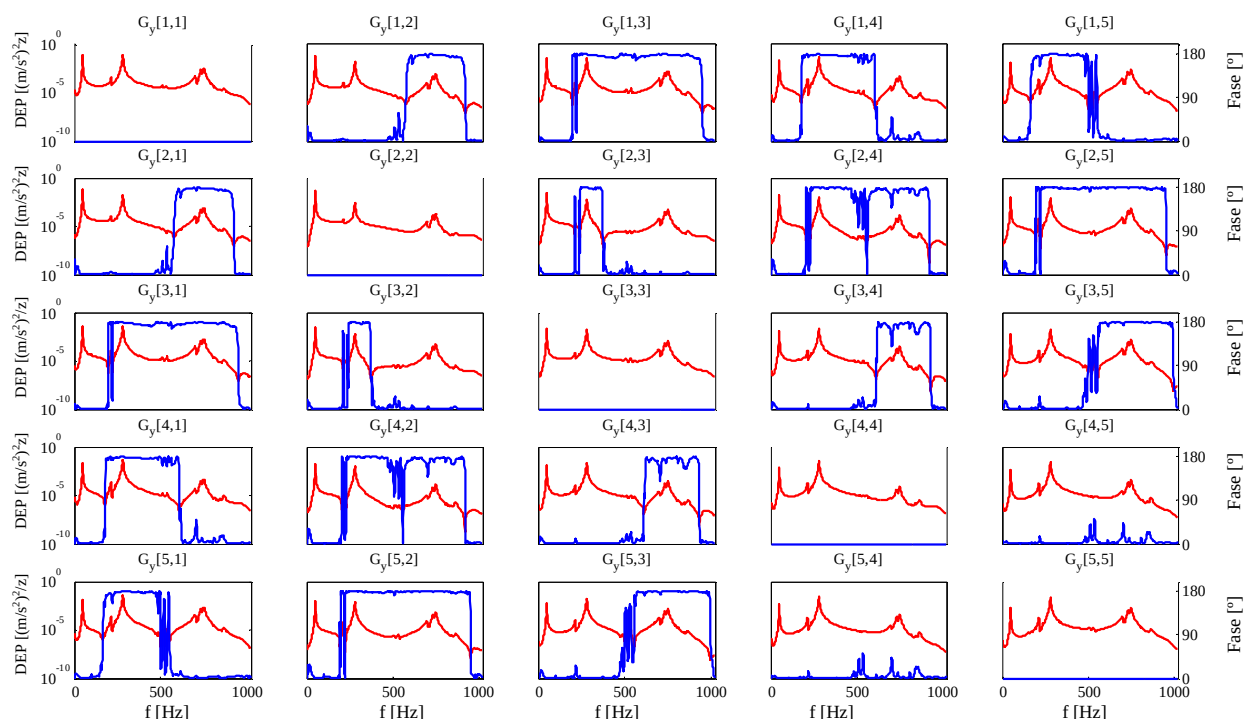


Figura 3.29 – Estimativa das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração da parede em consola. Matriz completa considerando as amplitudes e as fases.

3.3.1.2 Método básico no domínio da frequência

O método básico no domínio da frequência (BFD – “Basic Frequency Domain”), também conhecido como método da selecção de picos ou “Peak Picking” (PP), é o método de identificação modal estocástica mais conhecido. Para além de ter sido pioneiro nesta área, apresenta-se actualmente, como um método fácil de aplicar e implementar, permitindo a obtenção de bons resultados e uma boa interpretação física, continuando, por estes motivos, a ser muito utilizado em aplicações de engenharia civil.

A primeira aplicação que se associa à utilização deste método remonta a 1964, na qual se apresenta um processo para avaliar os períodos naturais de vibração (frequências naturais) de um edifício de 19 pisos a partir da análise dos auto-espectros de registos de velocidade obtidos em ensaios de vibração ambiental, neste trabalho é também estimada a configuração do primeiro modo de translação numa das direcções (Crawford, et al., 1964). É igualmente de salientar um trabalho pioneiro desenvolvido no LNEC, em 1969, no qual se avalia o comportamento dinâmico de edifícios a partir de ensaios de vibração ambiental, utilizando este tipo de conceitos (Priestley, 1969).

Em (Bendat, et al., 1993) e (Bendat, et al., 2000), são apresentados os fundamentos teóricos deste método, no entanto, deve-se a (Felber, 1993) a sistematização dos procedimentos, que culminaram com a automatização do método, da qual resultou um programa que para além de efectuar a análise espectral permitia também a visualização gráfica das configurações modais identificadas (EDI, 1995).

Fundamentos do BFD

Em termos gerais, a aplicação do BFD baseia-se na hipótese das acções ambientais serem consideradas como um processo estocástico gaussiano de ruído branco com média nula. Nestas condições, as funções de densidade espectral da resposta apresentam uma concentração energética, que se manifesta sob a forma de picos, nas suas frequências naturais de vibração. Para estruturas que apresentem modos de vibração com frequências bem separadas, a sua resposta é essencialmente condicionada pela contribuição dos modos ressonantes. Esta hipótese está na base dos designados métodos de 1 GL, pelo que, assumindo a sua validade, é possível simular o comportamento dinâmico de uma estrutura na vizinhança das suas frequências de ressonância através de osciladores de 1 GL, com base na frequência ω_m e no coeficiente de amortecimento modal ξ_m do modo ressonante.

Assim, as frequências naturais ω_m correspondem às frequências associadas aos picos das funções de densidade espectral, enquanto os coeficientes de amortecimento ξ_m reflectem-se na largura dos picos de ressonância das mesmas funções de densidade espectral. Já as configurações de cada modo ϕ_m , dependem da relação entre as funções de densidade espectral, tendo por referência um determinado grau de liberdade.

Identificação de frequências naturais. Espectro normalizado médio

Conforme já se referiu anteriormente, a caracterização experimental do comportamento dinâmico de uma estrutura, requer a medição da sua resposta, em vários graus de liberdade. A análise isolada de apenas um espectro de potência pode ser insuficiente para identificar todas as frequências de ressonância de uma estrutura, pois o grau de liberdade escolhido pode coincidir com o nodo de um ou mais modos de vibração, da estrutura, podendo assim inviabilizar a identificação das frequências associadas a esses modos. Pelo que, é essencial efectuar a análise espectral de todos os auto-espectros e espectros cruzados obtidos. Todavia esta é uma operação que pode ser trabalhosa, dependendo, evidentemente, do número de graus de liberdade instrumentados. Uma forma de compactar toda esta informação é conseguida recorrendo à utilização de espectros normalizados médios ANPSD – *Average Normalized Power Spectral Density* (Felber, 1993). Estes espectros são determinados a partir dos auto-espectros dos registos, através do processo que se descreve em seguida:

- i) Normalização dos auto-espectros (NPSD), dividindo as estimativas dos auto-espectros $\tilde{S}_{ii}(\omega_m)$ pela soma das suas N_F (números de ordenadas em frequência) ordenadas

$$NPSD_i(\omega_m) = \frac{\tilde{S}_{ii}(\omega_m)}{\sum_{m=ii}^{N_F} \tilde{S}_{ii}(\omega_m)} \quad (2.78)$$

- ii) Cálculo da média dos auto-espectros normalizados (ANPSD), correspondentes a todos os n_o pontos instrumentados

$$ANPSD(\omega_m) = \frac{1}{n_o} \sum_{i=1}^{n_o} NPSD_i(\omega_m) \quad (2.79)$$

A determinação do ANPSD é uma forma expedita de sintetizar a informação contida nos vários auto-espectros, calculados a partir dos registos obtidos nos diferentes graus de liberdade. Uma vez que resulta da média de todos os auto-espectros, o ANPSD evidencia os picos de ressonância que se verificam em todos os auto-espectros e suaviza os picos que apenas surgem num auto-espectro.

Este processo ajuda a simplificar a tarefa de identificação das frequências naturais, bastando apenas analisar os picos contidos no ANPSD, os quais devem corresponder a modos globais de vibração da estrutura. Todavia, é necessário confirmá-lo tendo em conta a informação disponibilizada através do cálculo das funções de coerência entre registos de resposta obtidos nos diferentes pontos instrumentados e as configurações modais correspondentes a essas frequências.

Exemplo: Na Figura 3.30 apresenta-se o espectro normalizado médio, onde são identificadas as três primeiras frequências naturais da parede em consola.

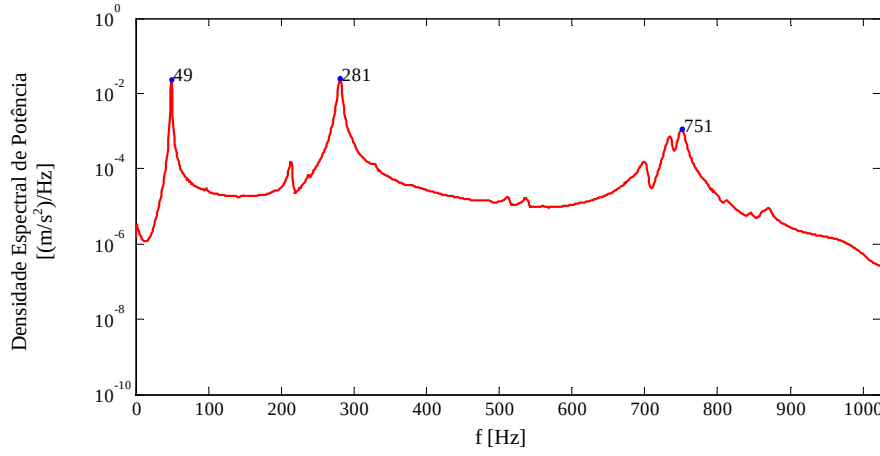


Figura 3.30 – Espectro normalizado médio obtido para o modelo físico da parede em consola.

Funções de coerência

No método BFD, as funções de coerência são utilizadas para avaliar se os picos identificados nas funções de densidade espectral correspondem efectivamente a modos de vibração das estruturas, recorrendo para o efeito ao estabelecimento de uma medida de correlação entre os vários sinais medidos. A estimativa da função de coerência entre dois sinais de resposta, medidos nos graus de liberdade i e j , é determinada utilizando a seguinte expressão:

$$\gamma_{ij}^2(\omega_m) = \frac{|\tilde{S}_{ij}(\omega_m)|^2}{\tilde{S}_{ii}(\omega_m) \tilde{S}_{jj}(\omega_m)} \quad (2.80)$$

Estas funções variam entre 0 e 1, ao longo de todo o domínio da frequência, ou seja, no intervalo $[0, f_N]$. Valores de coerência próximos da unidade mostram que existe uma elevada relação de linearidade entre os dois sinais, por contraposição valores próximos de zero denunciam níveis de ruído elevados.

Exemplo: Na Figura 3.31, apresentam-se as estimativas das funções de coerência, na forma de uma matriz à semelhança do que se passa com as funções DEP. Facilmente se verifica que nas zonas onde se identificaram as frequências naturais estas funções assumem valores próximos da unidade.

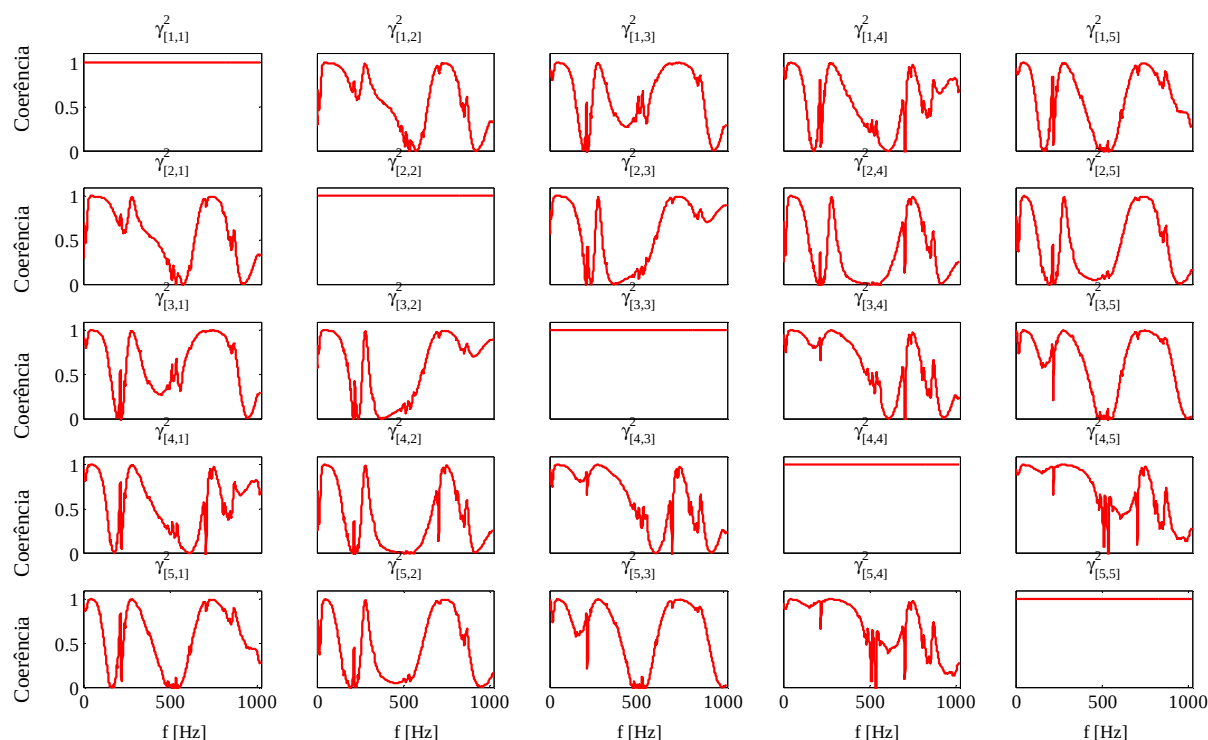


Figura 3.31 – Estimativa das funções de coerência, obtidas para o modelo físico da parede em consola.

Analisando as funções de coerência, entre os sinais da resposta, observados em diversos pontos, verifica-se que para bandas de frequência próximas dos picos de ressonância, estas apresentam, em geral, valores próximos da unidade. Este tipo de análise é muito importante para confirmar se as frequências dos picos de ressonância identificados no ANPSD correspondem de facto a modos de vibração das estruturas.

Podem no entanto surgir algumas situações, em que só se detectam picos de ressonância em alguns auto-espectros, nestes casos poderá estar-se perante modos locais das estruturas ou forças de excitação que não induzem movimentos globais às estruturas, apresentando as funções de coerência entre os sinais da resposta valores baixos (Paultre, et al., 1995). Podem igualmente ocorrer valores baixos nas funções de coerência, para frequências correspondentes a modos de vibração pouco excitados pelas acções de origem ambiental, ou então, em situações em que o sinal analisado advém de um ponto próximo de um nodo dos correspondentes modos de vibração, em análise.

Identificação das configurações modais

Para avaliar a forma dos modos de vibração, considera-se um dos pontos instrumentados como referência, todavia a escolha deste ponto deverá ser cuidada, para evitar escolher um ponto que esteja posicionado num nodo da forma dos modos de vibração, em seguida divide-se todos os elementos de uma coluna da matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta, pelo elemento considerado como referência, para todo o intervalo $[0, f_N]$. À função que se obtém é atribuída a designação de função de transferência $T_{j,ref}$, ou FRF de transmissibilidade, entre um qualquer ponto j da coluna escolhida e o ponto de referência ref , sendo dada pela seguinte expressão

$$T_{j,ref} = \frac{\tilde{S}_{j,ref}(\omega_m)}{\tilde{S}_{ref,ref}(\omega_m)} \quad (2.81)$$

Como as formas dos modos de vibração, resultam da relação entre as respostas observadas em diferentes graus de liberdade das estruturas, então é usual designar estes modos, como modos de vibração operacionais, pois não resultam do ajuste de um modelo matemático representativo do comportamento dinâmico da estrutura. Pelo que, os modos de vibração obtidos, não coincidem exactamente com os modos de vibração teóricos, eles representam a configuração que a estrutura assume quando excitada por um harmónico puro. Quando existem modos de vibração com frequências naturais próximas, os modos de deformação operacionais, identificados na vizinhança dessas frequências, são uma combinação dos modos de vibração respectivos.

É de salientar que, uma vez que os espectros cruzados são funções complexas, então do quociente entre um qualquer elemento de uma qualquer coluna e os restantes elementos, resultarão igualmente funções complexas. Para uma dada frequência, a amplitude corresponde à amplitude do modo de vibração, enquanto a fase ou é 0° ou 180° , caso sejam expectáveis apenas modos reais. A fase indica o sentido a dar às amplitudes na avaliação das configurações modais, isto é quando a fase é 0° significa que a amplitude tem sentido igual ao da referência, por contraposição quando a fase é 180° a amplitude tem sentido oposto ao da referência (encontra-se fora de fase).

Exemplo: Na Figura 3.32 apresentam-se as estimativas das funções de transferência, ou FRF de transmissibilidade, com base nas quais se avaliaram as configurações modais associadas às frequências naturais identificadas no espectro normalizado médio apresentado na Figura 3.30.

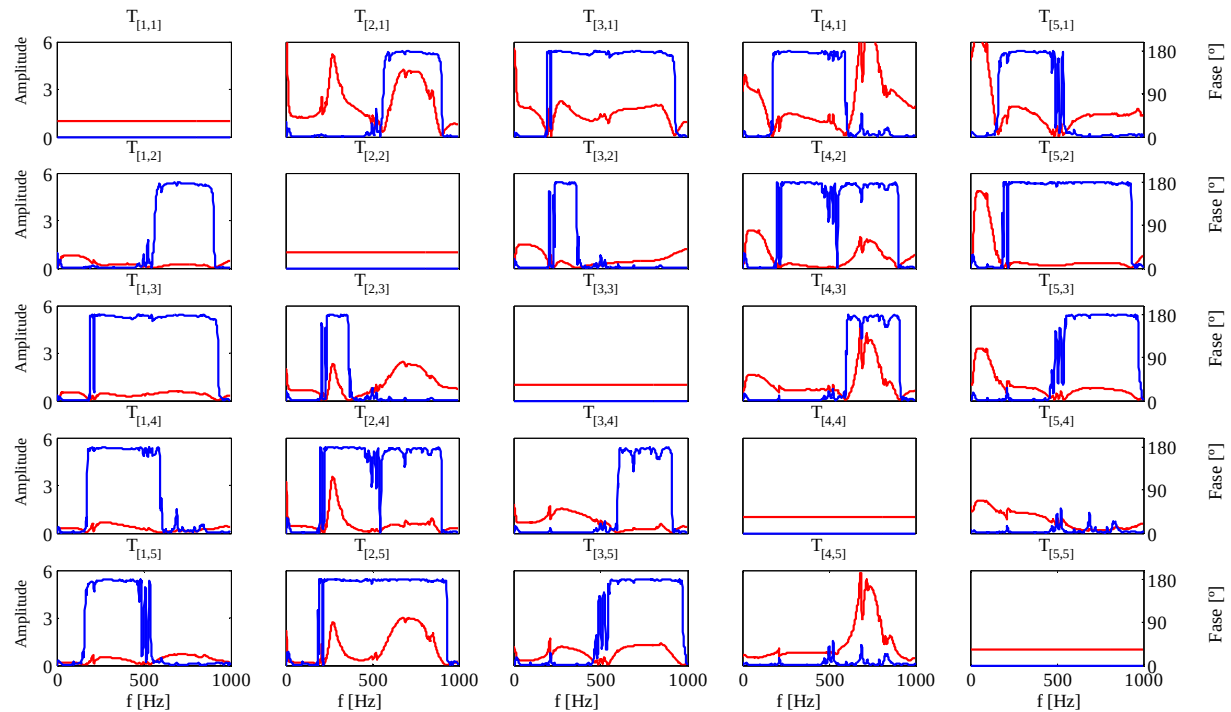
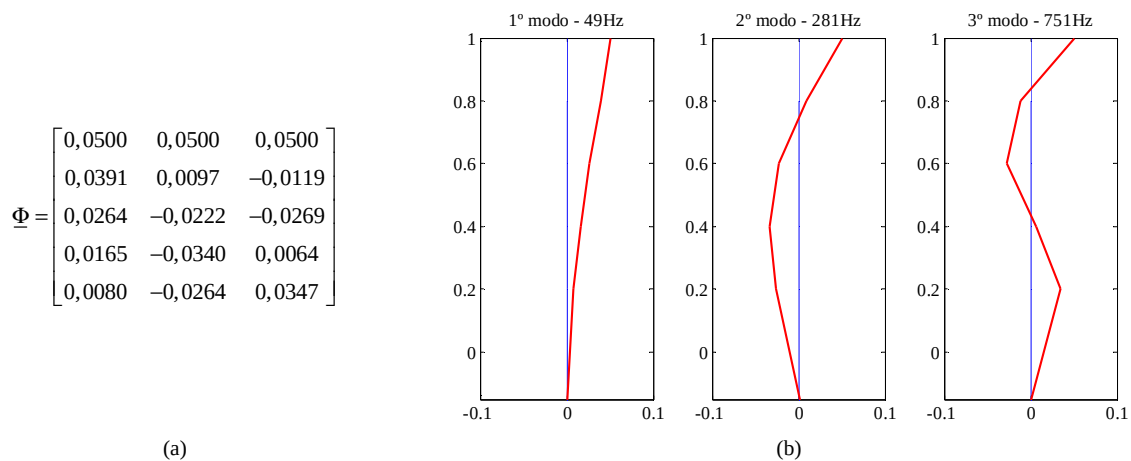


Figura 3.32 – Estimativa das funções de transferência, obtidas para o modelo físico da parede em consola.

Na Figura 3.33, apresentam-se a matriz modal (escalada para uma representação em relação às coordenadas reais) e as respectivas configurações modais obtidas com base naquela matriz.



Estimativas dos coeficientes de amortecimentos modais

Podem-se estabelecer procedimentos conducentes à obtenção de estimativas dos coeficientes de amortecimento modais a partir dos auto-espectros, utilizando por exemplo o método da meia potência (Clough, et al., 1993; Chopra, 1995), no entanto alguns autores sugerem a utilização do método do ajuste de um espectro analítico, correspondente à resposta em aceleração de um sistema de um grau de liberdade (Browjohn, et al., 1989; Litter, 1995; Delaunay, et al., 1999; Rodrigues, 2004).

Na aplicação do método da meia potência ao ANPSD, são seleccionados três pontos: o primeiro, correspondente ao pico de ressonância correspondente a cada modo de vibração e dois pontos com ordenada espectral igual a metade do valor máximo identificado na frequência de ressonância ω_n , um à esquerda ω_1 e outro à direita ω_2 . A partir destes valores é possível obter uma estimativa do coeficiente de amortecimento do modo de vibração n , utilizando a seguinte expressão

$$\xi_n = \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2 + \omega_1} = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2 \omega_n} \rightarrow \xi_n = \frac{f_2 - f_1}{2 f_n} \quad (2.82)$$

Da aplicação deste método resultam geralmente estimativas sobreavaliadas, ou seja, um erro de viés por excesso, o qual advém essencialmente do efeito de escorregamento (“leakage”) associado à resolução finita em frequência dos espectros. Este efeito existe sempre, mesmo utilizando janelas de dados (por exemplo janela de Hanning) que reduzem o seu efeito.

Exemplo: Na Figura 3.34, apresentam-se as estimativas dos coeficientes de amortecimento avaliadas com base no método da meia potência.

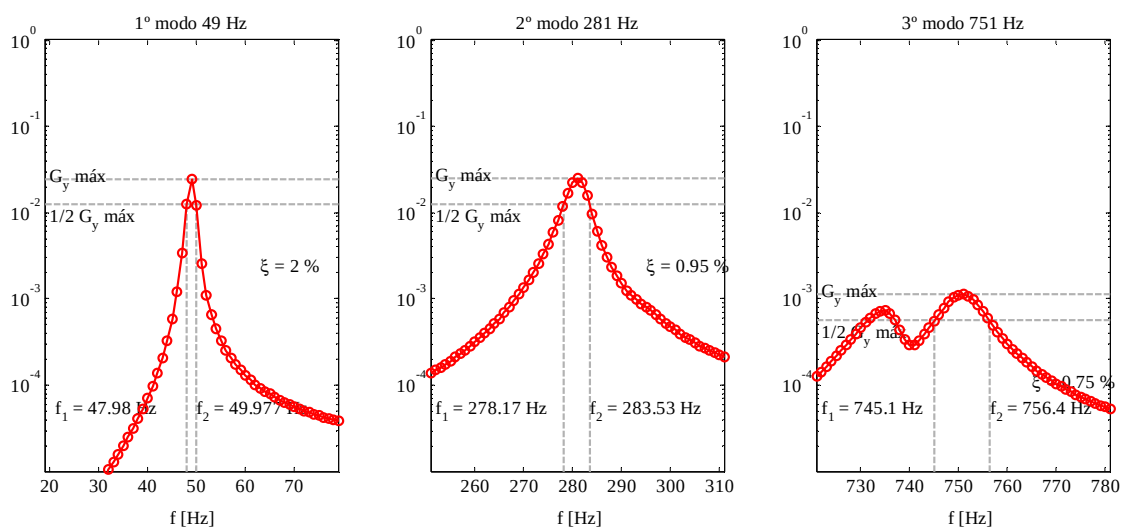


Figura 3.34 – Coeficientes de amortecimento modais estimados com o método da meia potência.

3.3.1.3 Método de decomposição no domínio da frequência

O método de decomposição no domínio da frequência (FDD – “Frequency Domain Decomposition”), tal como o método BFD, desenvolve-se a partir das estimativas das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração. Este método, tem uma versão base que apenas permite identificar frequências naturais e avaliar configurações modais, no entanto, a partir desta versão foi desenvolvida uma versão melhorada (EFDD – “Enhanced Frequency Domain Decomposition”), com base na qual é também possível obter estimativas dos coeficientes de amortecimento modais.

Em termos gerais o método FDD resolve as duas principais limitações do método BFD, isto é: possibilita a identificação de modos com frequências próximas e, utilizando a sua versão melhorada permite a obtenção de melhores estimativas dos coeficientes de amortecimento modais. Pelo que, o FDD é considerado como uma extensão do BFD.

Alguns dos princípios fundamentais deste método terão sido utilizados pela primeira vez por (Prevosto, 1982), já no contexto da identificação modal estocástica. Estes mesmos princípios, foram posteriormente utilizados por (Shih, et al., 1988), num contexto de análise modal experimental com controlo e medição das forças de excitação, sob a designação de CMIF – “Complex Mode Identification Function”. Esta designação foi igualmente adoptada por (Peeters, 2000), para descrever o método FDD. Importa referir que em Portugal, no LNEC, (Corrêa, et al., 1992) foi também utilizado o conceito da decomposição em valores próprios da matriz de funções de densidade espectral da resposta em velocidade, para obter um espectro que designaram por espectro principal de velocidade (correspondente, em cada frequência, ao maior valor próprio da matriz), a partir do qual identificavam as frequências naturais de vibração, obtendo as componentes modais nos pontos instrumentados a partir do primeiro vector próprio.

Todavia, a actual designação do método (“Frequency Domain Decomposition”), surge com o trabalho desenvolvido por (Brincker, et al., 2000), no qual o método é apresentado de uma forma mais sistematizada.

Trata-se de um método de boa eficiência computacional e de fácil utilização pelo que está actualmente implementado em vários programas comerciais nomeadamente no programa ARTEMIS (SVS, 2008), o qual permite que o utilizador seleccione interactivamente os picos espectrais que considere mais relevantes.

Versão base (FDD)

A obtenção de bons resultados utilizando este método depende das seguintes hipóteses: i) a excitação deverá ter as características de um ruído branco; ii) o amortecimento da estrutura deverá ser baixo, e; iii) os modos de vibração com frequências próximas deverão ser ortogonais. Caso não se verifiquem estas hipóteses, obtêm-se resultados aproximados, mas mesmo assim,

ainda melhores que os obtidos com o método BFD. Assim, o método baseia-se nas seguintes etapas:

- i) avaliação das funções DEP da resposta;
- ii) aplicação do algoritmo da decomposição em valores singulares SVD²⁹ à matriz das DEP da resposta, decompondo-a num conjunto de funções de densidade espectral de 1 grau de liberdade, correspondendo cada uma a um sistema de um grau de liberdade, com as mesmas frequências e os mesmos coeficientes de amortecimento dos modos de vibração da estrutura;
- iii) análise dos espectros de valores singulares para selecção dos picos de ressonância correspondentes aos modos de vibração;
- iv) avaliação das configurações modais segundo os graus de liberdade observados, através dos vectores singulares

Importa referir que a estimativa das DEP avaliada em qualquer frequência discreta ω_m , é decomposta aplicando SVD à matriz

$$G(\omega_m) = U_m S_m U_m^H \quad (2.83)$$

Na diagonal da matriz S_m encontram-se armazenados, por ordem decrescente, os valores singulares da matriz das funções de DEP. Pelo que, o primeiro valor singular contém, para cada frequência, a ordenada do auto-espectro do oscilador de 1 grau de liberdade relativo ao modo de vibração dominante na vizinhança do pico. Se existirem modos de vibração com frequências

²⁹ O algoritmo da decomposição em valores singulares (SVD – *Singular Value Decomposition*) é uma ferramenta matemática, que em termos gerais pode ser entendida como uma extensão da decomposição em valores e vectores próprios, em que uma dada matriz pode ser decomposta no produto de outras três

$$\underline{A} = \underline{U} \underline{\Sigma} \underline{V}^T, \quad \underline{\Sigma} = \begin{bmatrix} \underline{S} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{0} \end{bmatrix} \rightarrow \underline{A} = \underline{U} \underline{S} \underline{V}^T$$

Neste caso concreto, o algoritmo diagonaliza a matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração, decompondo-a em contribuições modais que, em cada frequência, influenciam significativamente a resposta duma estrutura.

A matriz $\underline{S}$ é uma matriz quadrada diagonal, que contém os designados por valores singulares de $\underline{A}$ por ordem decrescente. Enquanto as matrizes $\underline{U}$ e $\underline{V}$ são matrizes unitárias que contém os vectores singulares à esquerda e à direita respectivamente.

Quando a matriz $\underline{A}$ é real e simétrica ou complexa e hermitiana, os valores singulares coincidem com os valores próprios e as matrizes $\underline{U}$ e $\underline{V}$, que passam a ser coincidentes, contém os vectores próprios. Assim, o problema de determinação de valores e vectores próprios pode ser entendido como um caso particular de aplicação desta técnica mais genérica, que pode ser aplicada a matrizes rectangulares.

A descrição desta ferramenta matemática e algumas das suas aplicações são descritas num anexo do livro (Juang, 1994), podendo-se encontrar uma descrição mais detalhada em (Klema, et al., 1980).

próximas, então a SVD da matriz das funções de densidade espectral, na vizinhança dessas frequências, apresenta tantos valores singulares como valores significativos (picos), quantos os modos nessa situação, permitindo assim o seu reconhecimento.

A matriz U_m , contém na 1ª coluna para cada valor de frequência a configuração do modo dominante, as configurações dos restantes modos, se forem mutuamente ortogonais e ortogonais em relação ao primeiro, aparecem nas restantes colunas desta matriz. Caso existam modos com frequências próximas, então a configuração do modo dominante é avaliada através da 1ª coluna da matriz U_m , em correspondência com as respectivas frequências de ressonância. As outras configurações modais serão avaliadas com base nas colunas (vectores singulares), correspondentes aos valores singulares que apresentem picos, em correspondência com a abcissa em que o valor singular apresenta o seu máximo local.

Exemplo: A partir da matriz das funções de densidade espectral de potência da resposta em aceleração, estimaram-se os espectros de valores singulares, aplicando o algoritmo SVD, os quais se apresentam na Figura 3.35. É de salientar que apenas os três primeiros valores singulares contribuem para a definição dos osciladores de 1 GL, uma vez que apenas se identificam 3 frequências naturais.

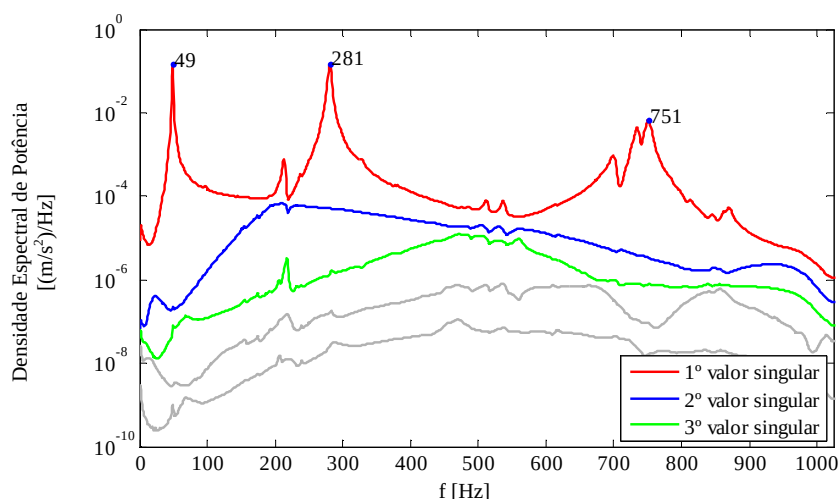


Figura 3.35 – Espectro dos valores singulares da matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração.

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que os valores identificados nos três picos de ressonância do 1º valor singular coincidem com os previamente identificados no espectro normalizado médio apresentado na Figura 3.30. Na Figura 3.33, apresentam-se a matriz modal (escalada para uma representação em relação às coordenadas reais) e as respectivas configurações modais obtidas com base naquela matriz.

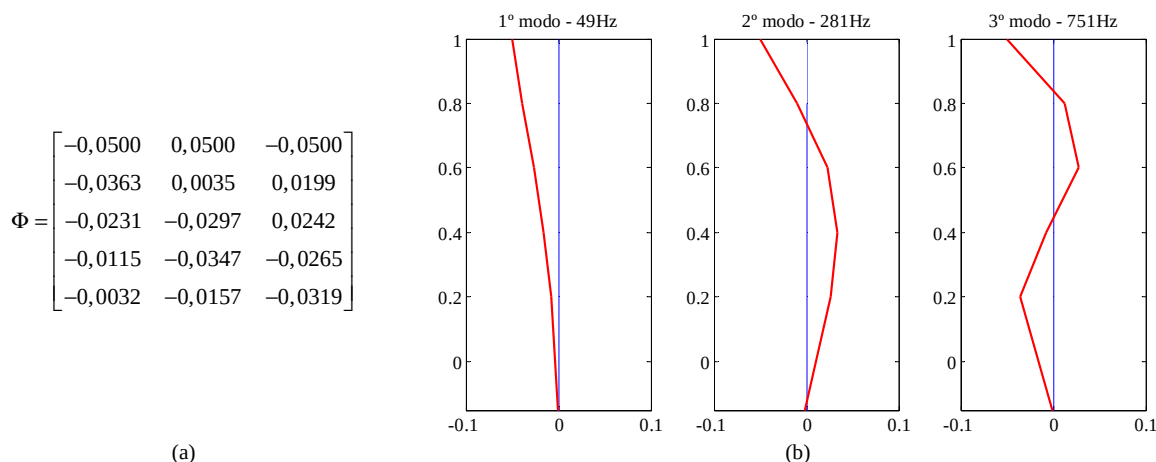


Figura 3.36 – (a) Matriz modal escalada; (b) Configurações modais avaliadas.

Versão melhorada (EFDD)

A versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD – “Enhanced Frequency Domain Decomposition”), é considerada como um aperfeiçoamento do método FDD, que permite estimar os coeficientes de amortecimento modais e identificar com maior rigor as frequências naturais e as configurações modais.

Embora os fundamentos teóricos deste método sejam referidos em (Brincker, et al., 2000), apenas em (Brincker, et al., 2001) o método é apresentado de uma forma mais clara e sistematizada. Assim, este método é como uma segunda fase do método base (FDD), o qual contempla:

- a introdução de um procedimento (utilizando o coeficiente MAC – “Modal Assurance Criterion”), que permite estimar as funções de densidade espectral associadas a cada modo de vibração, a partir dos espectros de valores singulares;
- o ajuste da configuração modal do oscilador, através de uma média ponderada, que contabiliza o contributo de cada vector singular, afectado do correspondente valor singular;
- a transformação para o domínio do tempo, das funções de densidade espectral associadas a cada modo de vibração, aplicando-lhes a inversa da transformada discreta de Fourier (IFFT), obtendo-se as funções de auto-correlação da resposta dos vários osciladores de 1 grau de liberdade;
- a avaliação do coeficiente de amortecimento através do decremento logarítmico das funções de auto-correlação;
- o ajuste da estimativa da frequência do oscilador através dos instantes de passagem por zero, das funções de auto-correlação.

O coeficiente MAC é utilizado para efectuar a comparação entre vectores singulares, sendo utilizado para estimar as funções de densidade espectral associadas a cada modo de vibração,

através da medição da correlação entre duas configurações modais analíticas e/ou experimentais (Allemang, et al., 1982), através da seguinte expressão

$$MAC_{i,j} = \frac{|\phi_i^T \phi_j|^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_j^T \phi_j)} \quad (2.84)$$

em que ϕ_i e ϕ_j , são dois vectores coluna que contêm as configurações modais a comparar.

Uma vez definidas as funções de densidade espectral dos osciladores de 1 grau de liberdade, estas são transpostas para o domínio do tempo através da inversa da transformada de Fourier (utilizando o algoritmo da IFFT), obtendo-se assim as correspondentes funções de auto-correlação, com base nas quais é possível obter estimativas dos coeficientes de amortecimento modais e valores ajustados das estimativas das frequências naturais.

Os coeficientes de amortecimentos modais são avaliados com base no decremento logarítmico δ que se obtém a partir dos máximos positivos e negativos das funções de auto-correlação utilizando a seguinte sequência de expressões

$$\delta = \frac{2}{k} \ln \left(\frac{r_0}{|r_k|} \right) \rightarrow \delta = \frac{2 \pi \xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \rightarrow \xi = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4 \times \pi^2}} \quad (2.85)$$

em que: r_0 é o valor inicial da função de auto-correlação; e r_k é o k-ésimo máximo (positivo ou negativo) da função de auto-correlação, e ξ é o coeficiente de amortecimento.

De igual forma, a partir das funções de auto-correlação, é possível obter uma estimativa ajustada das frequências naturais, aplicando o conceito de frequência. Tendo em conta que a frequência é o inverso do tempo necessário para completar um ciclo completo, é possível avaliar este intervalo de tempo a partir de dois cruzamentos consecutivos do eixo do tempo (abcissas), ou então analisando o intervalo de tempo entre a ocorrência de dois valores extremos da função de auto-correlação, separados por um qualquer número de ciclos. Assim, é possível estimar as frequências naturais efectuando a regressão linear dos instantes de passagem por zero e nos instantes correspondentes aos valores máximos (positivos ou negativos), obtendo-se uma recta cujo declive coincide com a frequência amortecida. A frequência natural é determinada com base na expressão seguinte, utilizando o coeficiente de amortecimento previamente estimado

$$f_N = \frac{f_a}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.86)$$

Importa referir que, uma vez que as funções de auto-correlação são discretas, para se avaliar de uma forma mais precisa os seus valores máximos (positivos ou negativos), por consequência os correspondentes instantes de ocorrência e os instantes de passagem por zero, é

conveniente recorrer à utilização de funções de interpolação entre os valores discretos, em (Brincker, et al., 2001) é proposta a utilização de uma interpolação quadrática.

Exemplo: Na Figura 3.37, apresenta-se a variação dos coeficientes MAC em frequência, com base nos quais se definem as funções de densidade espectral, dos osciladores de 1 GL, que se apresentam na Figura 3.38.

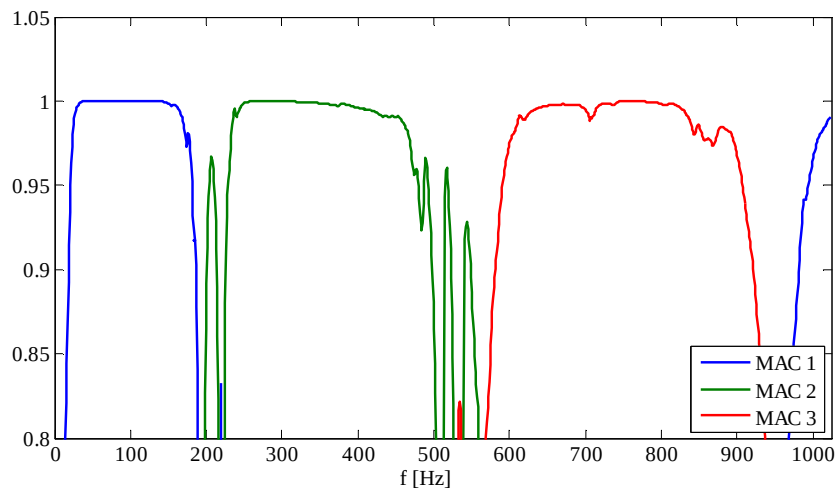


Figura 3.37 – Valores do coeficiente MAC.

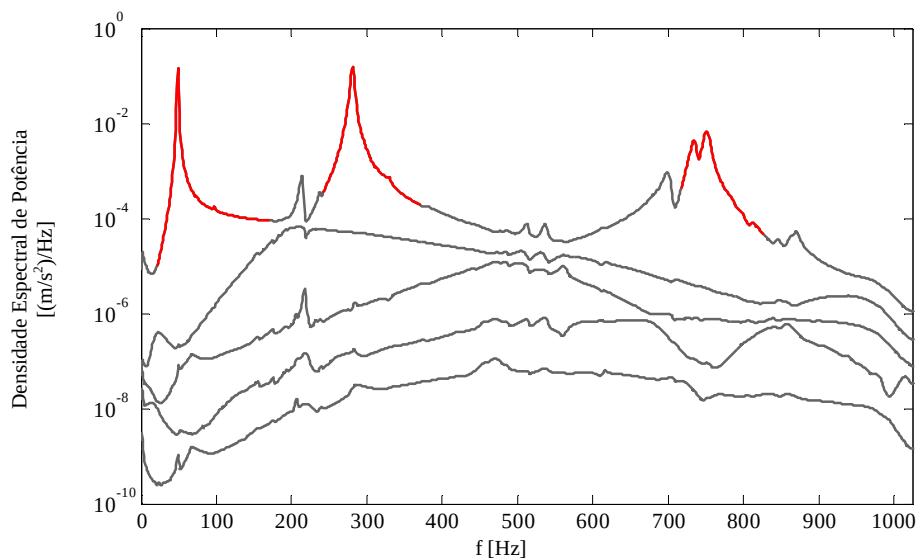


Figura 3.38 – Funções de densidade espectral de cada modo de vibração, obtidas com base no coeficiente MAC.

A partir das funções de densidade espectral referentes aos osciladores de 1 GL avaliam-se as respectivas funções de auto-correlação, com base nas quais se estimam valores para os coeficientes de amortecimento modais, com base no logaritmo dos máximos locais obtidos para aquelas funções. Ainda com base naquelas funções estimam-se valores ajustados para as frequências naturais, tendo em conta os instantes de passagem por zero (determinação dos períodos naturais amortecidos).

Nas Figura 3.39, Figura 3.40 e Figura 3.41, apresentam-se os resultados estimados para os três modos de vibração da parede em consola.

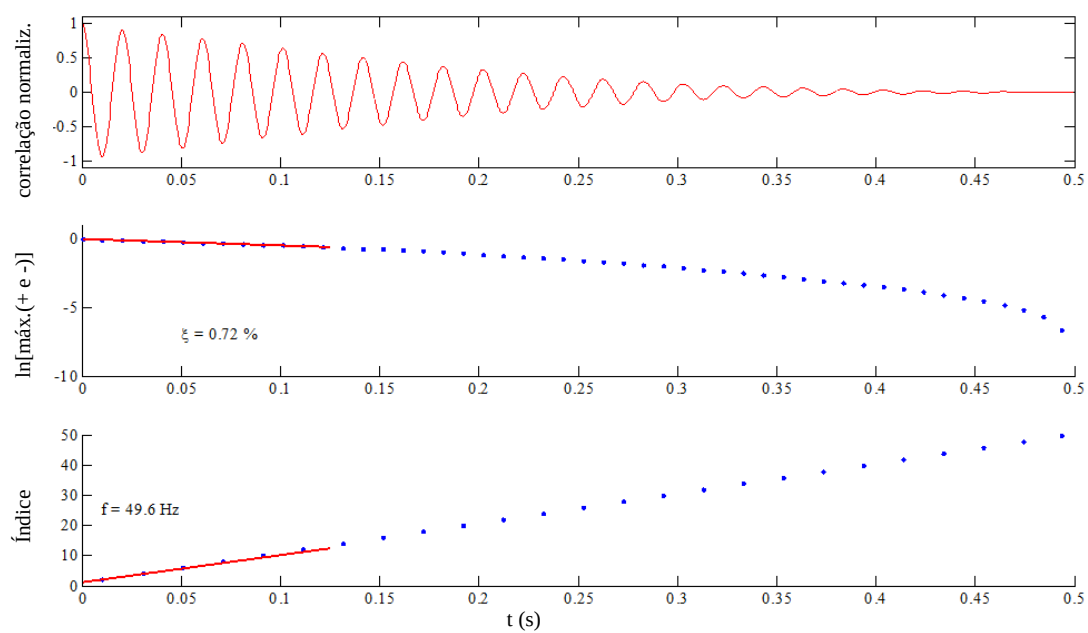


Figura 3.39 – Avaliação do coeficiente de amortecimento e da frequência do 1º modo de vibração.

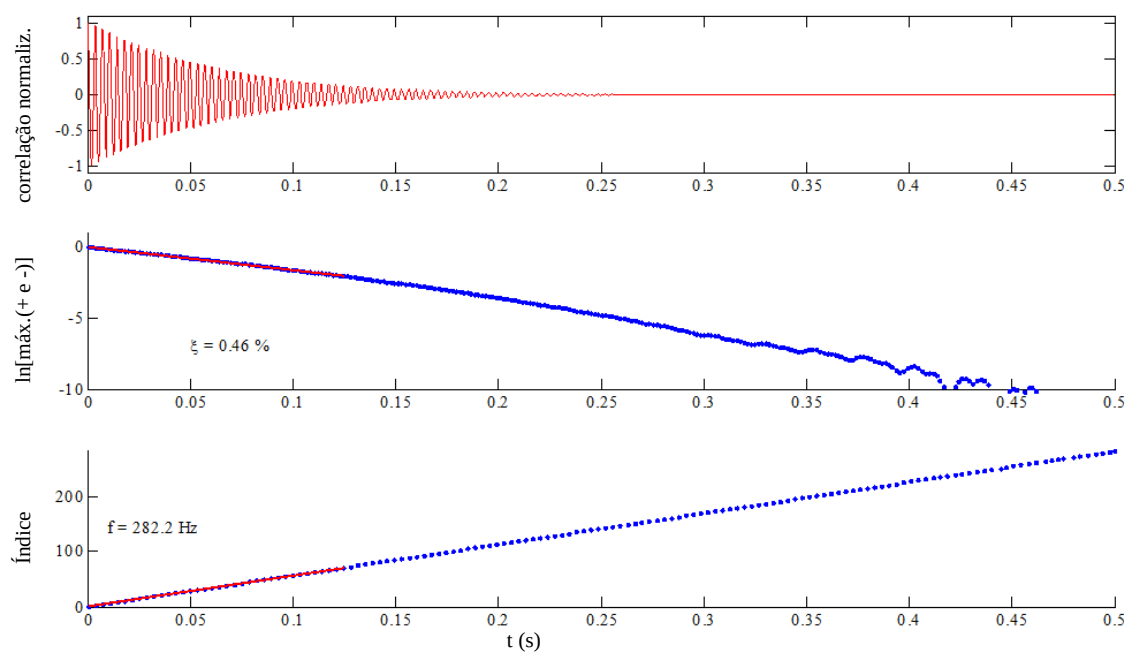


Figura 3.40 – Avaliação do coeficiente de amortecimento e da frequência do 2º modo de vibração.

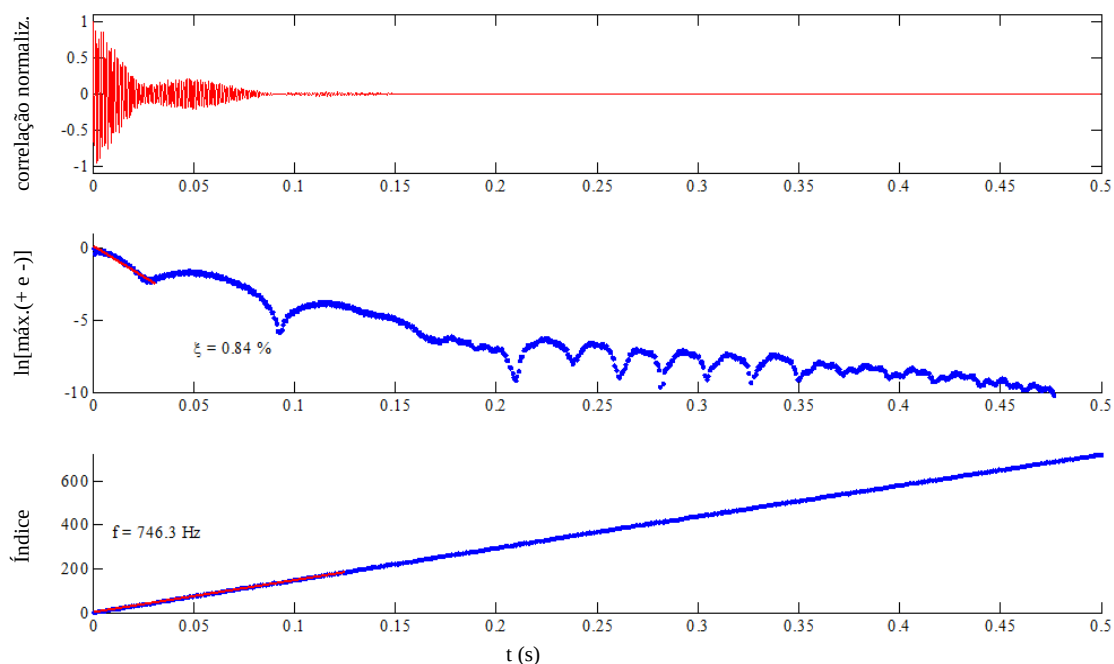


Figura 3.41 – Avaliação do coeficiente de amortecimento e da frequência do 1º modo de vibração.

É de salientar que nas figuras anteriores, representam-se a vermelho as rectas ajustadas aos pontos mais representativos das funções de auto-correlação, estimando-se os coeficientes de amortecimento e os valores ajustados das frequências dos três modos de vibração da estrutura, a partir do declive dessas rectas ajustadas, os quais se resumem na tabela seguinte.

Tabela 3.6 – Avaliação dos valores de amortecimento modal e valor ajustado da frequência com base no método EFDD.

Modo	Frequência [Hz]	Amortecimento [%]	Valor ajustado da frequência [Hz]
1º	49	0.72	49.6
2º	291	0.46	282.1
3º	751	0.84	746.4

É agora oportuno, analisar e comparar os valores de amortecimento modal obtidos pela aplicação do método BFD e EFDD, cuja comparação se apresenta na tabela seguinte.

Tabela 3.7 – Comparação dos valores de amortecimento modal obtidos pela aplicação dos métodos BFD e EFDD.

Modo	Coeficientes de amortecimento modais [%]	
	BFD	EFDD
1º	2.00	0.72
2º	0.95	0.46
3º	0.75	0.84

Analisando os resultados apresentados na tabela anterior, salienta-se a pouca coerência entre os valores obtidos, verificando-se claramente que os valores obtidos para o 1º e 2º modo utilizando o método BFD são mais do dobro dos obtidos pelo método EFDD enquanto os obtidos para o 3º modo já se situam numa ordem de grandeza equivalente.

De seguida avaliam-se as configurações modais, tendo em conta a contribuição de todos os vectores singulares associados aos espectros dos osciladores de 1 grau de liberdade, identificados na Figura 3.38.

Na Figura 3.42, apresentam-se a matriz modal (escalada) e as respectivas configurações modais obtidas com base naquela matriz.

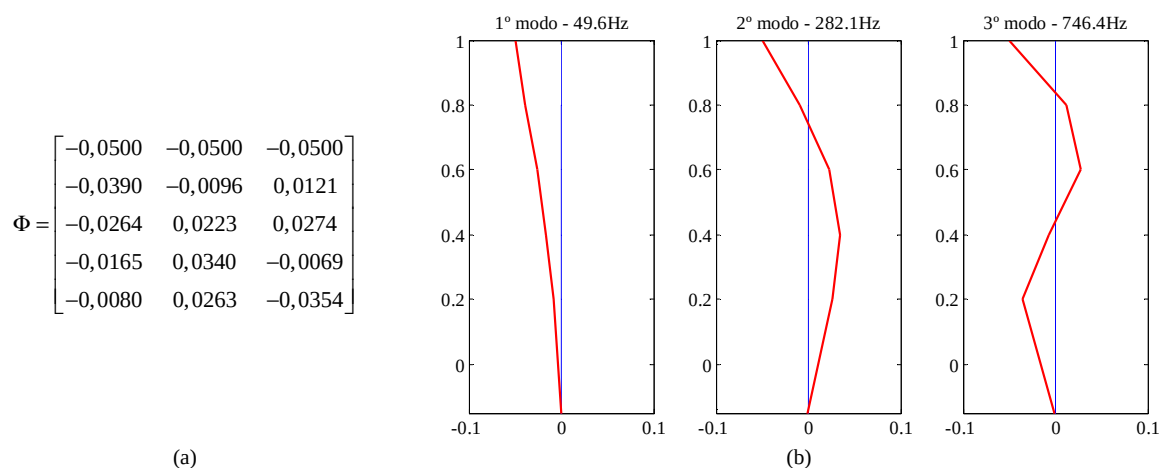


Figura 3.42 — (a) Matriz modal escalada; (b) Configurações modais avaliadas com base na 1ª coluna das Funções de Transferência.

3.3.2 Métodos de identificação modal no domínio do tempo

Os métodos de identificação modal no domínio do tempo ou métodos paramétricos, baseiam-se no ajuste de modelos às séries temporais da resposta ou às funções de correlação, encontrando-se por essa razão subdivididos em métodos de de uma e de duas fases, respectivamente.

Nos métodos de uma fase procede-se directamente ao ajuste de modelos às séries temporais da resposta, enquanto nos métodos de duas fases, em primeiro lugar obtém-se uma estimativa das funções de correlação da resposta (1ª fase) e só numa segunda fase é que se procede ao ajuste de modelos, às funções de correlação, com vista à identificação das características dinâmicas dos sistemas estruturais.

Estes métodos derivam da formulação no espaço de estados, na qual é necessário introduzir a designada equação da observação, desenvolvendo-se os estes métodos a partir deste par de equações, em que o objectivo se centra na obtenção de uma matriz de estado a partir da qual se identificam os parâmetros modais das estruturas.

Importa salientar que no desenvolvimento destes métodos é muito importante a forma como se organizam quer as séries temporais da resposta, quer as funções de correlação, pois a aplicação das metodologias de ajuste depende desta organização.

Assim, nesta secção apresentam-se os principais fundamentos dos métodos de identificação modal no domínio do tempo, começando pela introdução da equação de observação na formulação de estado, passando pela resolução e representação da equação diferencial de estado no tempo discreto recorrendo a uma fórmula recursiva em que as forças são discretizadas por troços constantes, tal como foi apresentado no ponto 3.2.2.3. Após a representação anterior, apresenta-se a formulação base para modelos de identificação determinísticos baseados na aplicação de forças determinísticas (Juang, et al., 1985), da qual derivou a formulação de base

dos modelos de identificação modal estocásticos, desenvolvidos a partir das funções de correlação (métodos de duas fases) obtidas a partir da resposta das estruturas a excitação do tipo ruído branco. Finalmente faz-se uma breve introdução aos modelos estocásticos desenvolvidos a partir das séries temporais (métodos de uma fase).

3.3.2.1 Formulação do problema introduzindo a equação de observação

Na perspectiva da identificação dinâmica de estruturas, o objectivo é determinar as características dinâmicas do sistema estrutural (nomeadamente, os seus principais parâmetros modais) através da medição da sua resposta $\underline{y} = \underline{y}(t)$ sob acções dinâmicas, conhecidas de forma determinística ou apenas em termos estatísticos.

Assim, quando o objectivo é a identificação dinâmica de estruturas, o problema deve ser estabelecido matematicamente com base na equação diferencial da dinâmica e com base na denominada equação de observação – equação algébrica – que envolve os diversos tipos de registos observados (acelerações, velocidades ou deslocamentos), e a respectiva localização (matrizes $\underline{C}_a$, $\underline{C}_v$ e $\underline{C}_d$), correlacionando os registos observados com os deslocamentos, velocidades e acelerações em todos os graus de liberdade do modelo discretizado espacialmente

$$\begin{cases} \underline{m}\ddot{\underline{u}} + \underline{c}\dot{\underline{u}} + \underline{k}\underline{u} = \underline{s}\underline{f} \\ \underline{y} = \underline{C}_a\ddot{\underline{u}} + \underline{C}_v\dot{\underline{u}} + \underline{C}_d\underline{u} \end{cases} \quad (2.87)$$

em que

- $\underline{y} = \underline{y}(t)$ – Vector ($n_o \times 1$) com as n_o histórias observadas (“outputs”) nos vários sensores instalados (histórias de aceleração, velocidade e/ou deslocamento);
- $\underline{C}_a$ – Matriz ($n_o \times N_{GL}$) envolvendo valores nulos e unitários indicando os graus de liberdade em que são medidas acelerações (instrumentados com acelerómetros);
- $\underline{C}_v$ – Matriz ($n_o \times N_{GL}$) envolvendo valores nulos e unitários indicando os graus de liberdade em que são medidas velocidades (transdutores de velocidade);
- $\underline{C}_d$ – Matriz ($n_o \times N_{GL}$) envolvendo valores nulos e unitários indicando os graus de liberdade em que são medidos deslocamentos (transdutores de deslocamento).

A representação de estado do anterior sistema, base da identificação modal de estruturas, assume a forma genérica seguinte em que a dimensão da matriz de estado passa a ser genericamente designada por $n \times n$ (existindo uma discretização em EF com N_{GL} graus de liberdade, será $n = 2N_{GL}$), representando por n o número de elementos do vector de estado $\underline{\tilde{x}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \begin{bmatrix} \dot{\underline{\tilde{u}}} \\ \dot{\underline{\tilde{v}}} \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}}_{(n \times n)} \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{v} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{m}^{-1}\underline{s} \end{bmatrix} \underline{\tilde{f}} \\ \underline{\tilde{y}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{C}_a \end{bmatrix}}_{(n_o \times n)} \begin{bmatrix} \dot{\underline{\tilde{u}}} \\ \dot{\underline{\tilde{v}}} \end{bmatrix} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{C}_d & \underline{C}_v \end{bmatrix}}_{(n_o \times n)} \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{v} \end{bmatrix} \end{array} \right. \quad (2.88)$$

ou, escrevendo a segunda equação apenas em termos das variáveis de estado (substituindo a primeira na segunda equação)

$$\left\{ \begin{array}{l} \begin{bmatrix} \dot{\underline{\tilde{u}}} \\ \dot{\underline{\tilde{v}}} \end{bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} & \underline{I} \\ -\underline{m}^{-1}\underline{k} & -\underline{m}^{-1}\underline{c} \end{bmatrix}}_{(n \times n)} \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{v} \end{bmatrix}}_{(n \times 1)} + \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{m}^{-1}\underline{s} \end{bmatrix}}_{(n \times n_1)} \underbrace{\underline{\tilde{f}}}_{(n_1 \times 1)} \\ \underline{\tilde{y}} = \underbrace{\begin{bmatrix} \underline{C}_d - \underline{C}_a \underline{m}^{-1} \underline{k} & \underline{C}_v - \underline{C}_a \underline{m}^{-1} \underline{c} \end{bmatrix}}_{(n_o \times n)} \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{v} \end{bmatrix} + \underbrace{\underline{C}_a \underline{m}^{-1} \underline{s}}_{(n_o \times n_1)} \underbrace{\underline{\tilde{f}}}_{(n_1 \times 1)} \end{array} \right. \quad (2.89)$$

ou, de forma mais compacta,

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{\underline{\tilde{x}}} = \underbrace{\underline{A}}_{(mck)} \underline{\tilde{x}} + \underbrace{\underline{B}}_{(ms)} \underline{\tilde{f}} \\ \underline{\tilde{y}} = \underline{C} \underline{\tilde{x}} + \underline{D} \underline{\tilde{f}} \end{array} \right. \quad (2.90)$$

em que

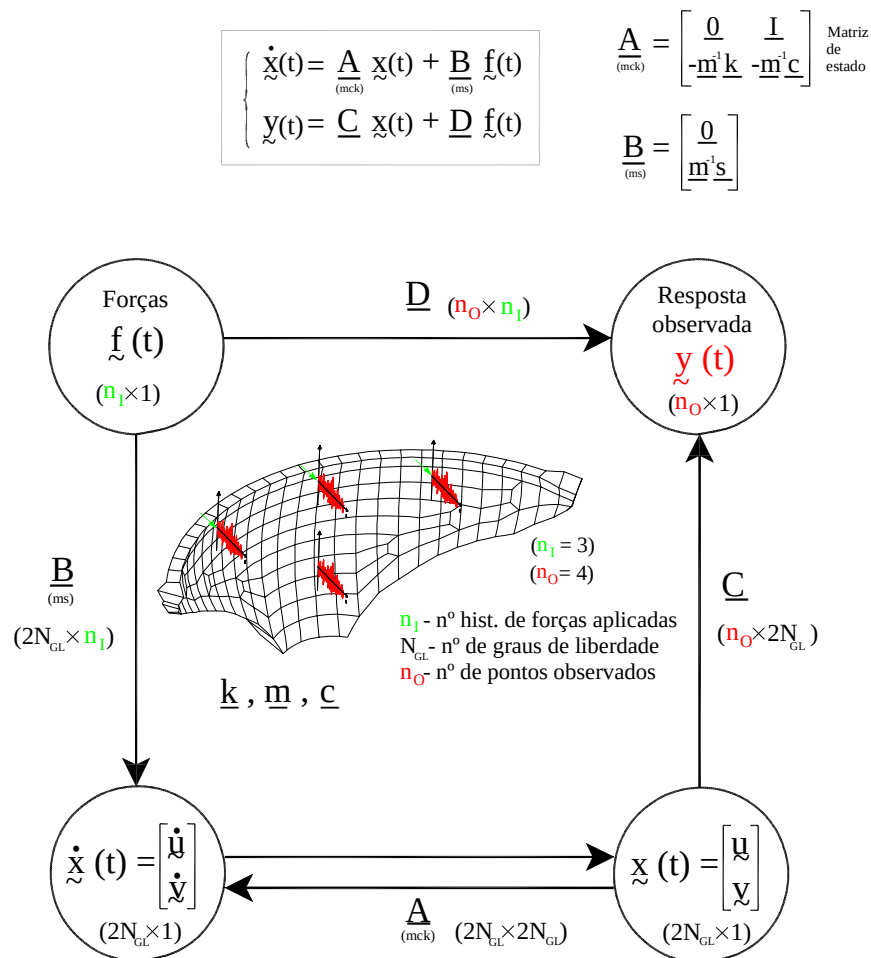
$\underline{C} = \begin{bmatrix} \underline{C}_d - \underline{C}_a \underline{m}^{-1} \underline{k} & \underline{C}_v - \underline{C}_a \underline{m}^{-1} \underline{c} \end{bmatrix}$ – Matriz ($n_o \times n$) que relaciona o vector de estado com as histórias observadas;

$\underline{D} = \underline{C}_a \underline{m}^{-1} \underline{s}$ – Matriz ($n_o \times n_1$) que relaciona as histórias de forças aplicadas (entradas ou “inputs”) com as histórias observadas (saídas ou “outputs”).

Nos desenvolvimentos seguintes é importante ter em conta que, como se mostrou anteriormente, a identificação das principais características modais de uma estrutura

(identificação modal), pode ser entendida matematicamente como um problema de determinação de valores e vectores próprios de uma matriz de estado definida com base num dado modelo estrutural, espacialmente discreto (sob o ponto de vista dos ensaios a discretização corresponde à escolha dos pontos em que se colocam os sensores), construído de forma a representar adequadamente o comportamento dinâmico da estrutura.

IDENTIFICAÇÃO MODAL DE ESTRUTURAS
Modelação no espaço de estados
Formulação com base na equação da dinâmica e na equação de observação



Modelo de identificação dinâmica no espaço de estados. Diagrama de blocos representativo da formulação do problema através da equação da dinâmica expressa em termos do vector de estado (equação diferencial matricial de 1ª ordem) e da equação da observação (algébrica).

Figura 3.43 – Representação de estado de um sistema dinâmico na perspectiva da identificação das suas principais características modais. Esquema ilustrativo das relações entre as variáveis de estado $\tilde{\mathbf{u}}(t)$ e $\tilde{\mathbf{y}}(t)$, a excitação $\tilde{\mathbf{f}}(t)$ e a resposta observada $\tilde{\mathbf{y}}(t)$.

Representação modal no espaço de estados

A representação do anterior sistema para coordenadas modais obtém-se recorrendo à já referida transformação (2.56)

$$\underline{\tilde{x}} = \underline{\Phi}_E \underline{\tilde{x}}^*$$

ficando

$$\begin{cases} \underline{\Phi}_E \dot{\underline{\tilde{x}}}^* = \underline{A}_{(mck)} \underline{\Phi}_E \underline{\tilde{x}}^* + \underline{B}_{(ms)} \underline{\tilde{f}} \\ \underline{y} = \underline{C} \underline{\Phi}_E \underline{\tilde{x}}^* + \underline{D} \underline{\tilde{f}} \end{cases} \quad (2.91)$$

multiplicando a primeira equação, à esquerda, por $\underline{\Phi}_E^{-1}$ obtém-se

$$\begin{cases} \dot{\underline{\tilde{x}}}^* = \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{A}_{(mck)} \underline{\Phi}_E \underline{\tilde{x}}^* + \underline{\Phi}_E^{-1} \underline{B}_{(ms)} \underline{\tilde{f}} \\ \underline{y} = \underline{C} \underline{\Phi}_E \underline{\tilde{x}}^* + \underline{D} \underline{\tilde{f}} \end{cases} \quad (2.92)$$

ou de forma mais compacta

$$\begin{cases} \dot{\underline{\tilde{x}}}^* = \underline{\lambda} \underline{\tilde{x}}^* + \underline{L} \underline{\tilde{f}} \\ \underline{y} = \underline{V} \underline{\tilde{x}}^* + \underline{D} \underline{\tilde{f}} \end{cases} \quad (2.93)$$

em que surge a nova matriz $\underline{V}$ que relaciona as coordenadas modais de estado com as observações

$$\underline{V} = \underline{C} \underline{\Phi}_E \quad (2.94)$$

$\underline{V} = \underline{C} \underline{\Phi}_E$ – Matriz de resposta modal ($n_o \times n$); contém as configurações modais expressas em termos das componentes segundo os graus de liberdade observados;

3.3.2.2 Resolução da equação diferencial de estado. Representação no tempo discreto

Como foi referido no início desta secção, os métodos de identificação modal no domínio do tempo baseiam-se em formulações matemáticas que se apoiam na representação de estado do denominado problema da identificação dinâmica de estruturas, que envolve, como se mostrou

em 3.3.2.1, uma equação diferencial matricial (equação da dinâmica representada no espaço de estados) e uma equação algébrica (equação de observação)

$$\begin{cases} \underbrace{\dot{\underline{x}}}_{(n \times 1)} = \underbrace{\underline{A}}_{(n \times n)} \underbrace{\underline{x}}_{(n \times 1)} + \underbrace{\underline{B}}_{(n \times n_1)} \underbrace{\underline{f}}_{(n_1 \times 1)} \\ \underbrace{\underline{y}}_{(n_0 \times 1)} = \underbrace{\underline{C}}_{(n_0 \times n)} \underbrace{\underline{x}}_{(n \times 1)} + \underbrace{\underline{D}}_{(n_0 \times n_1)} \underbrace{\underline{f}}_{(n_1 \times 1)} \end{cases} \quad (2.95)$$

Estes métodos baseiam-se na determinação dos valores e vectores próprios da matriz de estado (o que corresponde a determinar as frequências, os amortecimentos e as configurações modais) ou, mais concretamente, da matriz transmissibilidade de estado $\underline{A}$ que, como veremos mais à frente, resulta directamente da resolução da anterior equação diferencial (admitindo uma discretização temporal em intervalos iguais, de comprimento Δt , coincidente com o intervalo de amostragem das séries temporais observadas) relacionando-se com a matriz de estado $\underline{A}_{(mck)}$ através da operação de exponenciação.

Assim, ao contrário dos métodos de identificação dinâmica no domínio da frequência, nos métodos de identificação dinâmica no domínio do tempo é necessário proceder à identificação da referida matriz de transmissibilidade de estado, também conhecida como matriz de estado no tempo discreto, a partir das séries temporais da resposta dinâmica medida em alguns pontos da estrutura (criteriosamente seleccionados). A determinação da matriz $\underline{A}$ consegue-se com base no estabelecimento de modelos paramétricos cujo ajuste às séries temporais observadas ou às correspondentes funções de correlação corresponde a determinar os coeficientes da pretendida matriz de estado no tempo discreto. Em geral, como se verá, experimentam-se modelos paramétricos de diferentes ordens e analisa-se a estabilidade das soluções à medida que se aumenta o número de parâmetros do modelo (ordem do modelo): é usual recorrer a representações gráficas denominadas por diagramas de estabilização (ver mais à frente a Figura 3.49)

Modelo no espaço de estados considerando a discretização do tempo em intervalos iguais

Para se avançar no sentido da obtenção de um modelo de identificação modal verdadeiramente útil do ponto de vista da identificação modal de estruturas é fundamental obter a solução da anterior equação diferencial e exprimi-la com base numa fórmula recursiva, que permita obter o estado do sistema $\underline{x}(t_{i+1})$ num qualquer instante t_{i+1} a partir do estado no instante anterior t_i . Para histórias de forças (“inputs”) discretizadas por troços lineares ou por troços constantes, considerando intervalos de tempo iguais, de comprimento Δt , é possível obter analiticamente a pretendida fórmula recursiva.

Usualmente, na formulação dos modelos de identificação modal considera-se aceitável a hipótese de discretização da força em troços constantes (Figura 3.44) definidos em intervalos de tempo idênticos aos escolhidos para registar a resposta estrutural.

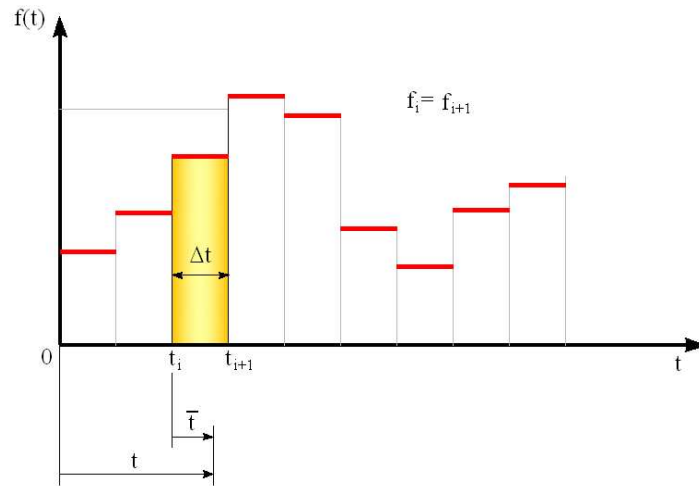


Figura 3.44 – Representação de uma história de carga $f(t)$ definida por troços constantes.

Considerando que a anterior equação diferencial (de 1ª ordem) pode ser resolvida independentemente para cada um dos intervalos da discretização desde que as condições iniciais (deslocamento e velocidade) de um dado intervalo correspondam às condições finais do intervalo anterior o problema reduz-se a obter a solução para um intervalo Δt genérico definido entre t_i e t_{i+1} , com base numa variável $\bar{t}$ tal que:

$$0 \leq \bar{t} = t - t_i \leq \Delta t$$

Assim, para cada intervalo $[t_i, t_{i+1}]$, de comprimento Δt , a equação diferencial a resolver pode ser escrita da seguinte forma

$$\dot{\underline{x}}(\bar{t}) = \underline{A}_{(mck)} \underline{x}(\bar{t}) + \underline{B}_{(ms)} f(\bar{t}) \quad , \quad 0 \leq \bar{t} \leq \Delta t$$

$$\text{Condições iniciais: } \underline{x}(\bar{t}=0) = \underline{x}_i$$

à qual corresponde a seguinte solução particular para as condições iniciais estabelecidas no início do intervalo (Juang, et al., 2001)

$$\underline{x}(\bar{t}) = e^{\underline{A}_{(mck)} \bar{t}} \underline{x}(t_i) + \int_0^{\bar{t}} e^{\underline{A}_{(mck)}(\bar{t}-\tau)} \underline{B}_{(ms)} f(\tau) d\tau \quad (2.96)$$

efectuando a integração, tendo em conta que a força $\tilde{f}(\bar{t})$ neste intervalo é constante, fica

$$\underline{\tilde{x}}(\bar{t}) = e^{\underline{A}_{(mck)} \bar{t}} \underline{\tilde{x}}(t_i) + \left(e^{\underline{A}_{(mck)} \bar{t}} - \underline{I} \right) \underline{A}_{(mck)}^{-1} \underline{B}_{(ms)} \tilde{f}(\bar{t}) \quad (2.97)$$

Assim, no final do intervalo, onde $\bar{t} = \Delta t$, pode-se escrever

$$\underline{\tilde{x}}(t_{i+1}) = \underbrace{e^{\underline{A}_{(mck)} \Delta t}}_{\underline{A}} \underline{\tilde{x}}(t_i) + \left(\underbrace{e^{\underline{A}_{(mck)} \Delta t}}_{\underline{A}} - \underline{I} \right) \underline{A}_{(mck)}^{-1} \underline{B}_{(ms)} \tilde{f}(t_i) \quad (2.98)$$

ou, finalmente, a pretendida fórmula recursiva

$$\underline{\tilde{x}}(t_{i+1}) = \underline{A} \underline{\tilde{x}}(t_i) + \underbrace{(\underline{A} - \underline{I}) \underline{A}_{(mck)}^{-1} \underline{B}_{(ms)}}_{\underline{B}} \tilde{f}(t_i) \quad (2.99)$$

Acrescentando a equação de observação pode-se escrever, por fim, a denominada representação de estado do problema da identificação dinâmica de estruturas em termos de uma fórmula recursiva (para força constante por intervalos), ou, abreviadamente, representação de estado no tempo discreto

$$\begin{cases} \underline{\tilde{x}}(t_{i+1}) = \underline{A} \underline{\tilde{x}}(t_i) + \underline{B} \tilde{f}(t_i) \\ \underline{\tilde{y}}(t_i) = \underline{C} \underline{\tilde{x}}(t_i) + \underline{D} \tilde{f}(t_i) \end{cases} \quad (2.100)$$

em que

$$\underline{A} = e^{\underline{A}_{(mck)} \Delta t} \quad - \quad \text{Matriz de transmissibilidade de estado ou matriz de estado no tempo discreto } (n \times n);$$

$$\underline{B} = (\underline{A} - \underline{I}) \underline{A}_{(mck)}^{-1} \underline{B}_{(ms)} \quad - \quad \text{Matriz das entradas ("inputs") no tempo discreto } (n \times n_I).$$

Valores e vectores próprios da matriz de transmissibilidade de estado

Os valores próprios da matriz de transmissibilidade de estado $\underline{A}$, μ_i ($i = 1, 2, \dots, n$) (geralmente complexos) estão relacionados com os valores próprios λ_i da matriz de estado $\underline{A}_{(mck)}$ pela seguinte relação de exponenciação

$$\mu_i = e^{\lambda_i \Delta t} \Leftrightarrow \lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t}, \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (2.101)$$

Tendo em conta que $\lambda_i = -\xi_i \omega_i + i \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$, então as frequências naturais ω_i e os amortecimentos modais ξ_i obtêm-se directamente a partir dos valores complexos λ_i

$$\begin{cases} \omega_i = |\lambda_i| \quad (\text{rad/s}) \rightarrow f_i = \frac{|\lambda_i|}{2\pi} \quad (\text{Hz}) \\ \xi_i = -\frac{\text{Re}(\lambda_i)}{|\lambda_i|} \end{cases} \quad (i=1,2,\dots,n) \quad (2.102)$$

Quanto aos vectores próprios de $\underline{A}$ (também, geralmente, com componentes complexas) verifica-se que correspondem exactamente aos vectores próprios da matriz de estado $\underline{A}_{(mck)}$, ou seja, correspondem às configurações modais da estrutura (matriz modal). Para se obter as configurações modais expressas apenas em termos das componentes segundo os graus de liberdade observados (matriz $\underline{V}$), basta multiplicar previamente a matriz modal pela matriz $\underline{C}$, como se obteve na equação (2.94).

3.3.2.3 Modelos de identificação determinísticos. Forças impulsivas

Para se obter uma metodologia que, na prática, permita identificar a matriz $\underline{A}$ com base nas n_0 histórias da resposta recorreu-se inicialmente (Juang, et al., 1985) ao conhecido conceito de resposta a impulsos e à anterior fórmula recursiva.

Conhecida a resposta estrutural $\underline{y}_{\text{sob}}$ forças impulsivas $\underline{f}$ (ver Figura 3.45), a identificação das matrizes $\underline{A}$, $\underline{B}$, $\underline{C}$ e $\underline{D}$, resulta directamente do estabelecimento de uma comparação ou ajuste entre a resposta a forças impulsivas calculada teoricamente com base na referida fórmula recursiva (Juang, et al., 2001) e a resposta da estrutura observada para as mesmas condições de excitação, ou seja, para forças impulsivas (trata-se de um método em que a excitação é conhecida – método de identificação determinístico).

É importante salientar desde já que, em obra, o mais usual é que a resposta medida corresponda a condições de excitação bem distintas da excitação impulsiva (apenas em modelos físicos e em estruturas de reduzida dimensão, flexíveis e com pequena massa, é viável utilizar técnicas de excitação impulsiva). Assim é frequente que a resposta em obra seja apenas medida sob excitação operacional ou ambiental, do tipo ruído branco, ou aproximadamente ruído branco; nestes casos a excitação tem características que apenas podem ser estimadas em termos estatísticos o que levou ao desenvolvimento dos denominados métodos estocásticos de identificação modal que se abordam na secção seguinte, onde se verá que o conhecimento das

técnicas de identificação sob excitação impulsiva é também de grande interesse pois pode ser facilmente generalizado para o estudo sob excitação do tipo ruído branco após a conversão das séries medidas nas correspondentes funções de correlação (James, et al., 1992).

Cálculo teórico da resposta sob forças impulsivas. Parâmetros de Markov

De entre os vários tipos de excitação que podem actuar numa estrutura as forças impulsivas assumem uma especial importância em dinâmica de estruturas na perspectiva clássica. Também agora na perspectiva da identificação modal, com modelos de estado, as forças impulsivas são de grande interesse. Com base na fórmula recursiva (2.99) correspondente à solução do modelo de estado para a identificação modal

$$\begin{cases} \underline{\tilde{x}}(t_{k+1}) = \underline{A} \underline{\tilde{x}}(t_k) + \underline{B} \underline{\tilde{f}}(t_k) \\ \underline{\tilde{y}}(t_k) = \underline{C} \underline{\tilde{x}}(t_k) + \underline{D} \underline{\tilde{f}}(t_k) \end{cases} \quad (2.103)$$

pode-se verificar que para um impulso unitário, num dado grau de liberdade, $\underline{\tilde{f}}(t_k)=1$ ($\underline{\tilde{f}}(t_{k-1})=\underline{\tilde{f}}(t_{k-2})=\dots=\underline{\tilde{f}}(t_{k-p})=0$ e $\underline{\tilde{f}}(t_{k+1})=\underline{\tilde{f}}(t_{k+2})=\dots=\underline{\tilde{f}}(t_{k+s-1})=0$) aplicado num dado instante t_i a resposta em cada um dos instantes subsequentes pode ser escrita em termos de produtos matriciais simples envolvendo as matrizes $\underline{A}$, $\underline{B}$, $\underline{C}$ e $\underline{D}$. Para condições iniciais nulas $\underline{\tilde{x}}(t_i)=0$ pode-se utilizar a fórmula recursiva anterior para concluir que

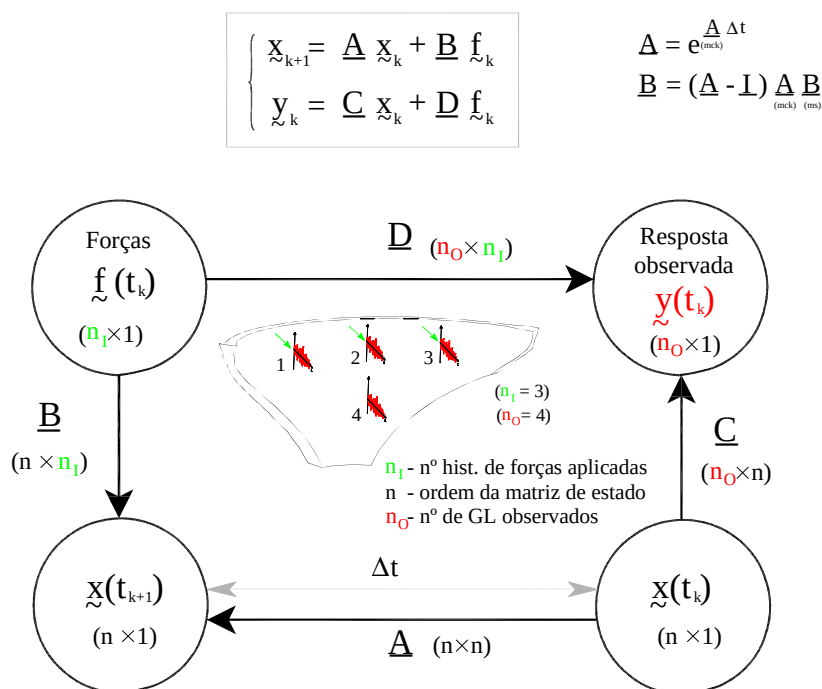
$$\begin{array}{ll} \underline{\tilde{x}}(t_k)=0 & \Rightarrow \underline{\tilde{y}}(t_k)=\underline{D} \\ \underline{\tilde{x}}(t_{k+1})=\underline{B} & \Rightarrow \underline{\tilde{y}}(t_{k+1})=\underline{C}\underline{B} \\ \underline{\tilde{x}}(t_{k+2})=\underline{A}\underline{B} & \Rightarrow \underline{\tilde{y}}(t_{k+2})=\underline{C}\underline{A}\underline{B} \\ \underline{\tilde{x}}(t_{k+3})=\underline{A}^2\underline{B} & \Rightarrow \underline{\tilde{y}}(t_{k+3})=\underline{C}\underline{A}^2\underline{B} \\ \vdots & \vdots \\ \underline{\tilde{x}}(t_{k+s-1})=\underline{A}^{s-2}\underline{B} & \Rightarrow \underline{\tilde{y}}(t_{k+s-1})=\underline{C}\underline{A}^{s-2}\underline{B} \end{array}$$

ou seja, a resposta impulsiva nos instantes após a aplicação do impulso unitário é dada pelas seguintes matrizes constantes, denominadas parâmetros de Markov do sistema

$$\underline{D}, \underline{C}\underline{B}, \underline{C}\underline{A}\underline{B}, \underline{C}\underline{A}^2\underline{B}, \dots, \underline{C}\underline{A}^{s-2}\underline{B}$$

Estes parâmetros de Markov são geralmente usados como base para a identificação de modelos dinâmicos lineares como se mostra de forma resumida na Figura 3.46, para o caso geral em que são aplicadas várias cargas impulsivas em n_i pontos para cada uma das quais é registada a resposta no tempo nos graus de liberdade observados.

IDENTIFICAÇÃO MODAL DE ESTRUTURAS
Modelação determinística no espaço de estados
Forma recursiva - tempo discretizado em intervalos Δt



A identificação dos parâmetros do sistema (matrizes $\underline{\mathbf{A}}$, $\underline{\mathbf{B}}$, $\underline{\mathbf{C}}$ e $\underline{\mathbf{D}}$) pode ser conseguida através do ajuste da resposta medida sob forças impulsivas à correspondente resposta calculada. Para forças impulsivas unitárias a resposta calculada é a seguinte [Juang & Pappa 1985]:

$t_0 = 0$	$\mathbf{y}_0 = \underline{\mathbf{D}}$	Dimensão da matriz de estado $n \leftrightarrow 2N_{GL}$ Na perspectiva da identificação modal a dimensão da matriz de estado passa a ser designada por n (em vez de $2N_{GL}$ como é usual adoptar na perspectiva dos E.F.) para salientar que existem vários valores de n que podem ser adoptados, conduzindo todos eles a uma correcta identificação das principais características modais do sistema.
$t_1 = \Delta t$	$\mathbf{y}_1 = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{B}}$	
$t_2 = 2\Delta t$	$\mathbf{y}_2 = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{A}} \underline{\mathbf{B}}$	
$t_3 = 3\Delta t$	$\mathbf{y}_3 = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{A}}^2 \underline{\mathbf{B}}$	
$\vdots$	$\vdots$	
$t_r = r \Delta t$	$\mathbf{y}_r = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{A}}^{r-1} \underline{\mathbf{B}}$	
$\vdots$	$\vdots$ (Parâmetros de Markov)	

$\underline{\mathbf{A}}$

$\xrightarrow{\text{P.V.P.}}$

$\underline{\boldsymbol{\mu}}$

$\longrightarrow$

$\underline{\boldsymbol{\lambda}} = \ln(\underline{\boldsymbol{\mu}}) / \Delta t$

$\longrightarrow$

$\underline{\mathbf{V}} = \underline{\mathbf{C}} \underline{\boldsymbol{\Phi}}_E$

$\underline{\boldsymbol{\Phi}}_E$
($n \times n$)

$\underline{\mathbf{V}}$
($n_o \times n$)

Figura 3.45 – Diagrama de blocos ilustrativo das variáveis e matrizes envolvidas num modelo de identificação modal determinístico no espaço de estados.

Nesta Figura 3.46 apresenta-se, em síntese, uma metodologia para implementação computacional de um modelo de identificação modal determinístico (forças impulsivas conhecidas), com base nos anteriores parâmetros de Markov, tal como programado no âmbito deste trabalho em MatLab.

FUNDAMENTOS DOS MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO MODAL NO DOMÍNIO DO TEMPO
 Aplicação de forças impulsivas e medição da resposta: Modelo de identificação determinística no espaço de estados.
 Identificação por ajuste dos parâmetros de Markov à resposta observada sob impulsos [Juang & Pappa 1985]

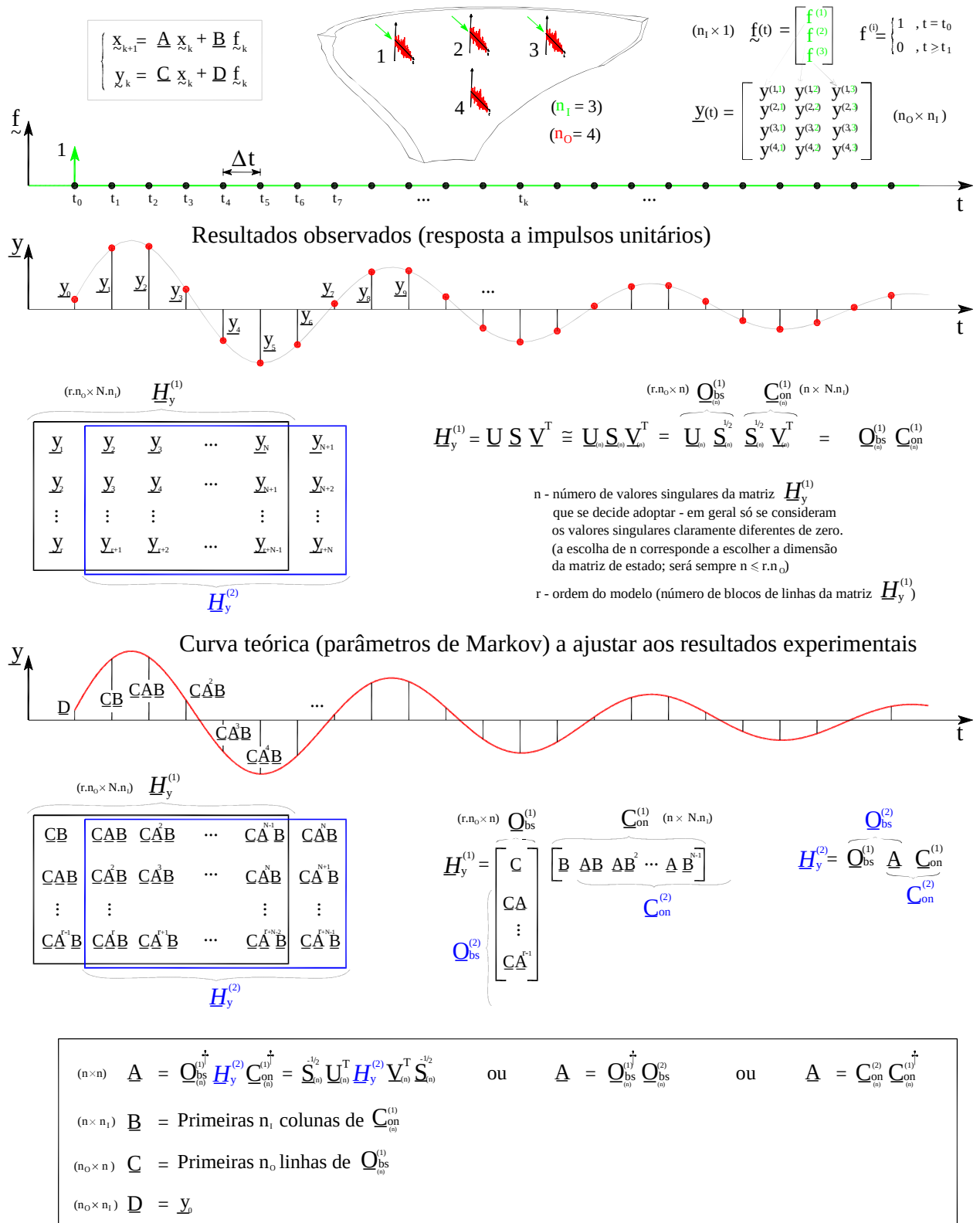


Figura 3.46 – Síntese da metodologia de identificação modal determinística no espaço de estados, com aplicação de forças impulsivas.

3.3.2.4 Modelos de identificação estocásticos. Excitação do tipo ruído branco

Na sequência do desenvolvimento dos métodos determinísticos com aplicação de forças impulsivas foram desenvolvidos os denominados métodos de identificação modal estocástica que permitem efectuar a identificação modal de sistemas utilizando apenas a resposta medida sob excitação do tipo ruído branco (a excitação não é medida – “output-only”), com base em técnicas de ajuste às funções de correlação da resposta medida (James, et al., 1992). Nestes métodos é usual tentar obter o ajuste aos resultados experimentais recorrendo a modelos paramétricos de diferentes ordens (correspondentes a tentativas de identificação de matrizes de estado de diferentes dimensões) analisando-se, por comparação entre modelos, a estabilidade das diferentes soluções obtidas em termos dos valores e vectores próprios das matrizes de estado identificadas.

No caso presente dos modelos de identificação estocásticos, em que se admite que força de excitação $\underline{f}$ não pode ser conhecida de forma determinística, é usual adoptar a seguinte representação de estado (ver Figura 3.47), não envolvendo explicitamente a força de excitação

$$\begin{cases} \underline{\tilde{x}}(t_{k+1}) = \underline{A} \underline{\tilde{x}}(t_k) + \underline{w}(t_k) \\ \underline{\tilde{y}}(t_k) = \underline{C} \underline{\tilde{x}}(t_k) + \underline{r}(t_k) \end{cases} \quad (2.104)$$

em que

- $\underline{w}(t_k)$ – é um vector de dimensão $(n \times 1)$ que inclui, de forma não explícita, a excitação (a parcela $\underline{B} \underline{f}$ não pode ser considerada explicitamente porque a excitação não é medida), considerada como um processo estocástico, e o denominado ruído do processo (designado por $\hat{w}(t_k)$ na Figura 3.47); e
- $\underline{r}(t_k)$ – é um vector de dimensão $(n_o \times 1)$ que também inclui, de forma não explícita, a excitação (a parcela $\underline{D} \underline{f}$ não pode ser considerada explicitamente pela mesma razão atrás referida), e o denominado ruído de medição (designado por $\hat{r}(t_i)$ na Figura 3.47).

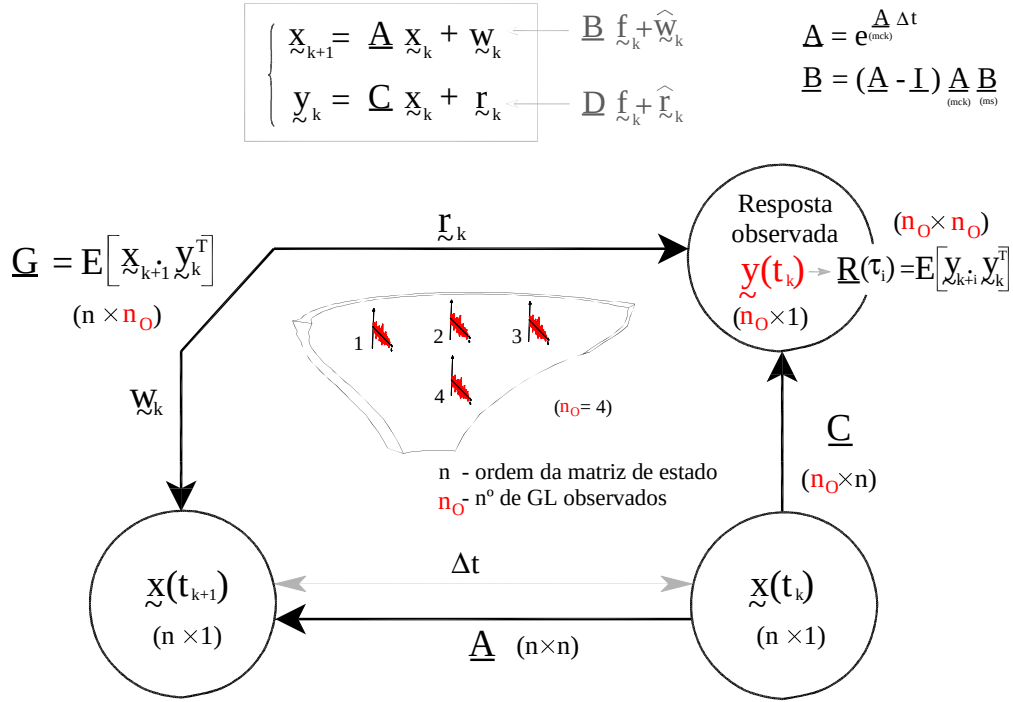
Com esta representação estocástica, o vector de estado no instante t_{k+1} é correlacionado com as observações no instante t_k através da seguinte matriz de covariância de dimensão $(n \times n_o)$

$$\underline{G} = E[\underline{\tilde{x}}(t_{k+1}) \cdot \underline{\tilde{y}}_k^T] \quad (2.105)$$

a qual permite relacionar as matrizes das funções de correlação da resposta $\underline{R}$ $(n \times n_o)$

$$\underline{R} = E[\underline{\tilde{y}}(t_{k+1}) \cdot \underline{\tilde{y}}_k^T] \quad (2.106)$$

IDENTIFICAÇÃO MODAL DE ESTRUTURAS
Modelação estocástica no espaço de estados
Forma recursiva - tempo discretizado em intervalos Δt



A identificação dos parâmetros do sistema (matrizes $\underline{\mathbf{A}}$ e $\underline{\mathbf{C}}$) pode ser conseguida através do ajuste das funções de correlação da resposta medida às correspondentes funções de correlação da resposta calculada. Na hipótese de excitação do tipo ruído branco as funções de correlação correspondentes à resposta calculada são as seguintes [Van Overschee & De Moor 1996]:

$$\begin{aligned} \tau_0 &= 0 & \mathbf{R}_0 \\ \tau_1 &= \Delta t & \mathbf{R}_1 = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{G}} \\ \tau_2 &= 2\Delta t & \mathbf{R}_2 = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{A}} \underline{\mathbf{G}} \\ \tau_3 &= 3\Delta t & \mathbf{R}_3 = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{A}}^2 \underline{\mathbf{G}} \\ \vdots & & \vdots \\ \tau_r &= r \Delta t & \mathbf{R}_r = \underline{\mathbf{C}} \underline{\mathbf{A}}^{r-1} \underline{\mathbf{G}} \\ \vdots & & \vdots \end{aligned}$$

$$\underline{\mathbf{A}} \xrightarrow{\text{P.V.P.}} \underline{\boldsymbol{\mu}} \longrightarrow \underline{\boldsymbol{\lambda}} = \ln(\underline{\boldsymbol{\mu}}) / \Delta t$$

$$\underline{\boldsymbol{\mu}} \xrightarrow{\quad} \underline{\boldsymbol{\Phi}}_E \xrightarrow{\quad} \underline{\mathbf{V}} = \underline{\mathbf{C}} \underline{\boldsymbol{\Phi}}_E$$

$(n \times n)$ $(n_o \times n)$

Figura 3.47 – Diagrama de blocos ilustrativo das variáveis e matrizes envolvidas num modelo de identificação modal estocástico no espaço de estados. Definição da matriz $\underline{\mathbf{R}}$ das funções de correlação da resposta e da matriz $\underline{\mathbf{G}}$ das funções de covariância entre o estado e a resposta.

com as matrizes de estado $\underline{\mathbf{A}}$ e $\underline{\mathbf{C}}$, de forma semelhante à correlação estabelecida anteriormente, para o caso da resposta impulsiva, entre as séries observadas $\tilde{\mathbf{y}}$ e os parâmetros de Markov

$$\begin{array}{ll}
\tau_0 = 0 & \Rightarrow \underline{R}_0 \\
\tau_1 = \Delta t & \Rightarrow \underline{R}_1 = \underline{C} \underline{G} \\
\tau_2 = 2\Delta t & \Rightarrow \underline{R}_2 = \underline{C} \underline{A} \underline{G} \\
\tau_3 = 3\Delta t & \Rightarrow \underline{R}_3 = \underline{C} \underline{A}^2 \underline{G} \\
\vdots & \vdots \\
\tau_r = r\Delta t & \Rightarrow \underline{R}_r = \underline{C} \underline{A}^{r-1} \underline{G}
\end{array}$$

Organizando as anteriores funções de correlação teóricas numa matriz de Hankel $\underline{H}_R^{(1)}$ pode-se verificar que (ver a síntese apresentada na figura seguinte)

$$\underline{H}_R^{(1)} = \begin{bmatrix} \underline{C} \\ \underline{C} \underline{A} \\ \vdots \\ \underline{C} \underline{A}^{i-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{A}^{i-1} \underline{G} & \cdots & \underline{A} \underline{G} & \underline{G} \end{bmatrix} = \underline{O}_{bs}^{(1)} \underline{C}_{on}^{(1)} \quad (2.107)$$

em que a matriz $\underline{O}_{bs}^{(1)}$ é constituída por um conjunto de r blocos dispostos em coluna, enquanto a matriz $\underline{C}_{on}^{(1)}$ é constituída por um r conjunto de blocos dispostos em linha. Correlacionando estas matrizes é possível extrair a matriz de estado $\underline{A}$ (no tempo discreto), contudo para se obter as duas anteriores matrizes a partir da matriz de Hankel obtida a é necessário aplicar o algoritmo da decomposição em valores singulares, obtendo-se

$$\underline{H}_R^{(1)} = \underline{U} \underline{S} \underline{V}^T \cong \underline{U}_{(n)} \underline{S}_{(n)} \underline{V}_{(n)}^T = \underbrace{\underline{U}_{(n)} \underline{S}_{(n)}^{1/2}}_{\substack{\underline{O}_{bs}^{(1)} \\ (r \ n_O \times n)}} \underbrace{\underline{S}_{(n)}^{1/2} \underline{V}_{(n)}^T}_{\substack{\underline{C}_{on}^{(1)} \\ (n \times N \ n_O)}} = \underline{O}_{bs}^{(1)} \underline{C}_{on}^{(1)} \quad (2.108)$$

Para determinação da matriz de estado $\underline{A}$, existem várias alternativas, que são apresentadas em (Peeters, 2000; Rodrigues, 2004), que se baseiam na obtenção de uma matriz de Hankel $\underline{H}_R^{(2)}$ tal como se mostra na Figura 3.48. A partir destas duas matrizes de Hankel $\underline{H}_R^{(1)}$ e $\underline{H}_R^{(2)}$ pode-se obter

$$\underline{O}_{bs}^{(1)} = \begin{bmatrix} \underline{C} \\ \underline{C} \underline{A} \\ \vdots \\ \underline{C} \underline{A}^{i-2} \end{bmatrix} \quad \underline{O}_{bs}^{(2)} = \begin{bmatrix} \underline{C} \underline{A} \\ \underline{C} \underline{A}^2 \\ \vdots \\ \underline{C} \underline{A}^{i-1} \end{bmatrix} \quad (2.109)$$

e

$$\begin{aligned}\underline{C}_{on}^{(1)} &= \begin{bmatrix} \underline{G} & \underline{A} \underline{G} & \underline{A} \underline{G}^2 & \dots & \underline{A} \underline{G}^{N-1} \end{bmatrix} \\ \underline{C}_{on}^{(2)} &= \begin{bmatrix} \underline{A} \underline{G} & \underline{A} \underline{G}^2 & \underline{A} \underline{G}^3 & \dots & \underline{A} \underline{G}^N \end{bmatrix}\end{aligned}\quad (2.110)$$

verificando-se que

$$\underline{H}_R^{(2)} = \underline{O}_{bs}^{(1)} \underline{A} \underline{C}_{on}^{(1)} \quad \text{em que} \quad \underline{O}_{bs}^{(2)} = \underline{O}_{bs}^{(1)} \underline{A} \quad \text{e} \quad \underline{C}_{on}^{(2)} = \underline{A} \underline{C}_{on}^{(1)} \quad (2.111)$$

Utilizando as relações anteriores é possível obter a matriz $\underline{A}$ recorrendo às seguintes três vias

$$\underline{A} = \underline{O}_{bs}^{(1)\dagger} \underline{H}_R^{(2)} \underline{C}_{on}^{(1)\dagger} \quad \text{ou} \quad \underline{A} = \underline{O}_{bs}^{(1)\dagger} \underline{O}_{bs}^{(2)} \quad \text{ou} \quad \underline{A} = \underline{C}_{on}^{(2)} \underline{C}_{on}^{(1)\dagger} \quad (2.112)$$

Também é possível obter a matriz $\underline{C}$, seleccionando as primeiras n_o linhas da matriz $\underline{O}_{bs}^{(1)}$. Para determinar as frequências naturais e os modos de vibração a partir da matriz $\underline{A}$ é necessário resolver um problema de valores e vectores próprios, e recorrer às expressões (2.101) e (2.94), respectivamente.

Na Figura 3.48 apresenta-se, em síntese, uma metodologia para implementação computacional de um modelo de identificação modal estocástica, com base nas anteriores matrizes de covariância (SSI-COV, “Stochastic Subspace Identification based on Covariances”), tal como programado no âmbito deste trabalho em MatLab (Programa IDModal_SSI-COV).

IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA NO DOMÍNIO DO TEMPO

Medição da resposta sob excitação do tipo ruído branco: Modelo de identificação estocástica no espaço de estados.
Identificação por ajuste dos parâmetros do sistema às funções de correlação da resposta [James et al. 1995]

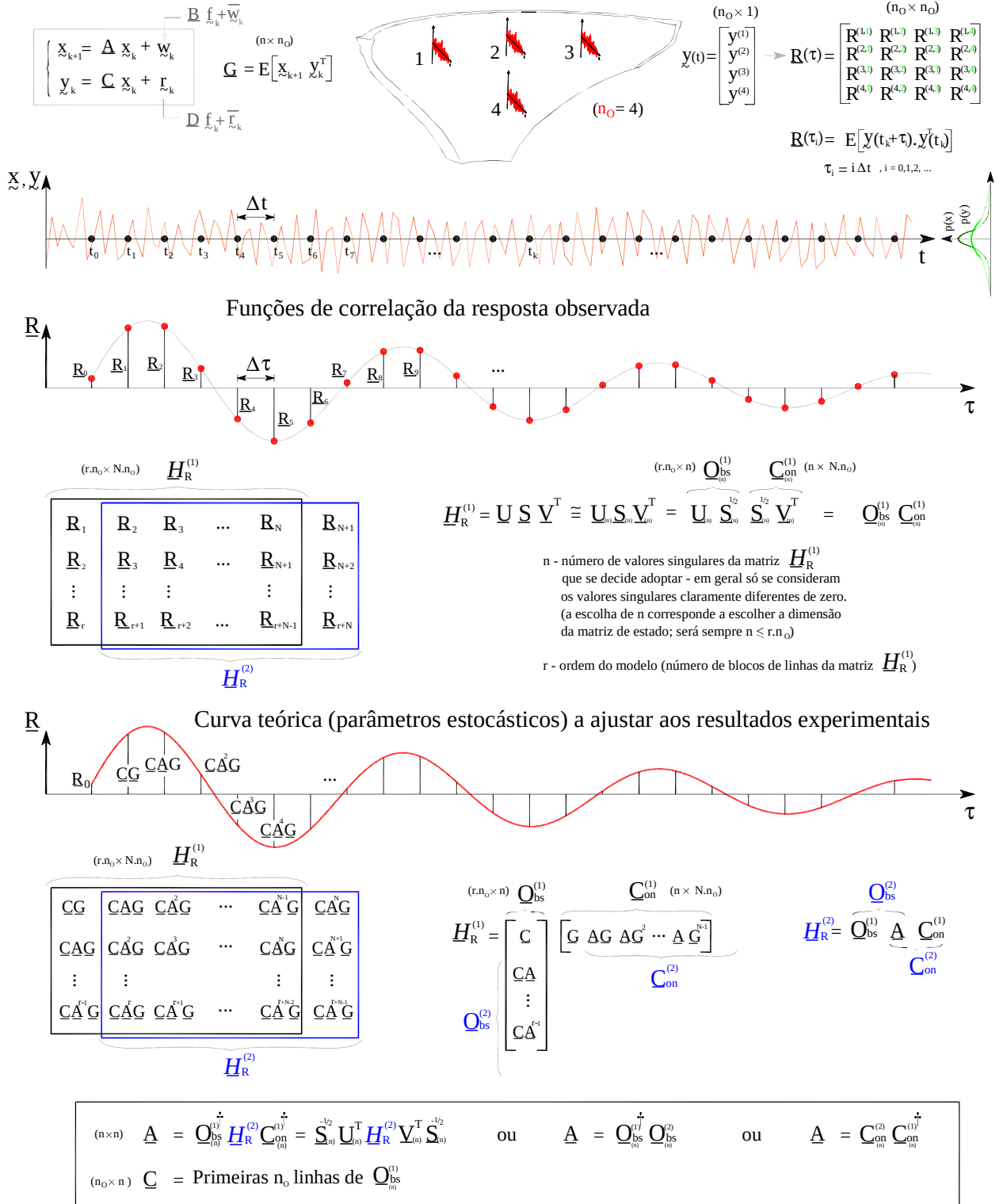


Figura 3.48 – Modelo de identificação modal estocástico no espaço de estados (SSI-COV). Utilização da matriz R das funções de correlação da resposta e da matriz G de covariância entre o estado e a resposta.

Exemplo: Aplicando o método SSI-COV ao exemplo do modelo físico da parede de betão em consola (utilizando uma rotina desenvolvida em MatLab, desenvolvida no âmbito deste trabalho), sem água, obteve-se o diagrama de estabilização que se apresenta na Figura 3.49, o qual é apresentado sobre um espectro médio obtido com o método BFD, para uma melhor interpretação do diagrama de estabilização.

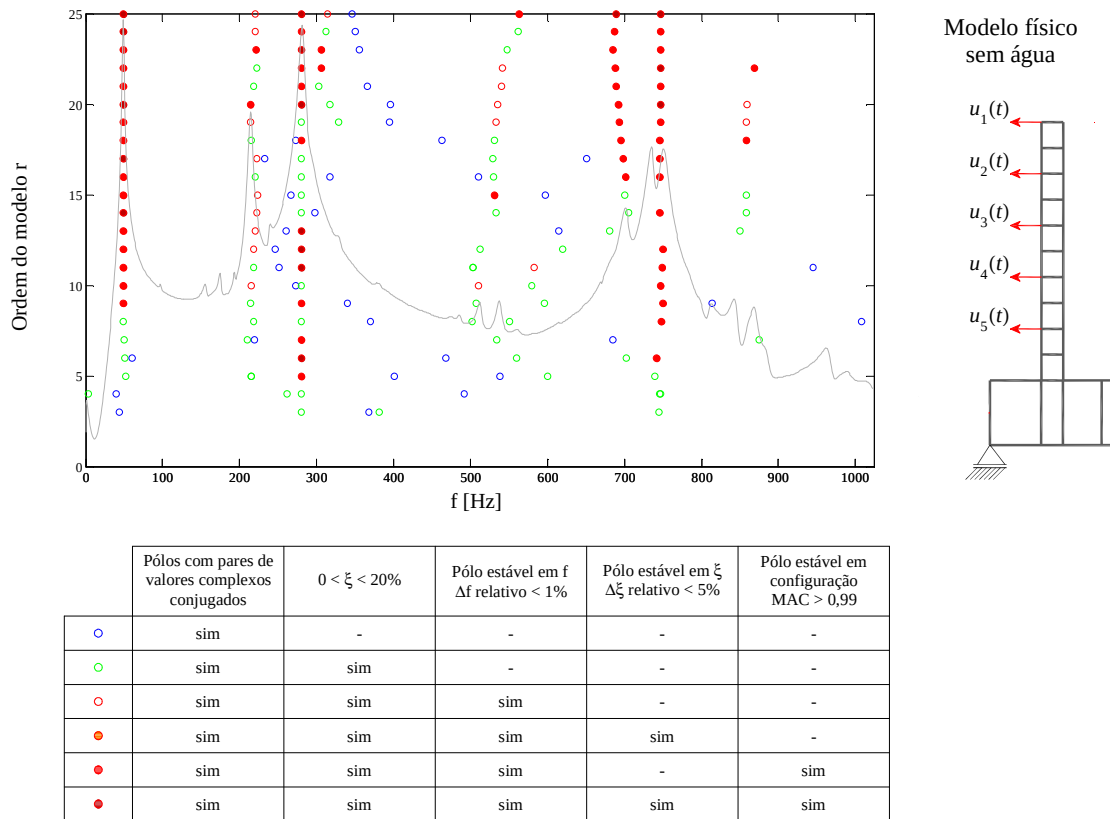


Figura 3.49 – Diagrama de estabilização utilizando o método SSI-COV.

No diagrama de estabilização, verifica-se que existem três linhas verticais de estabilização de pólos, cuja abcissa indica o valor das três frequências naturais identificadas. Na Figura 3.50, apresentam-se os correspondentes modos de vibração (complexos) referentes ao modelo de ordem $r = 25$.

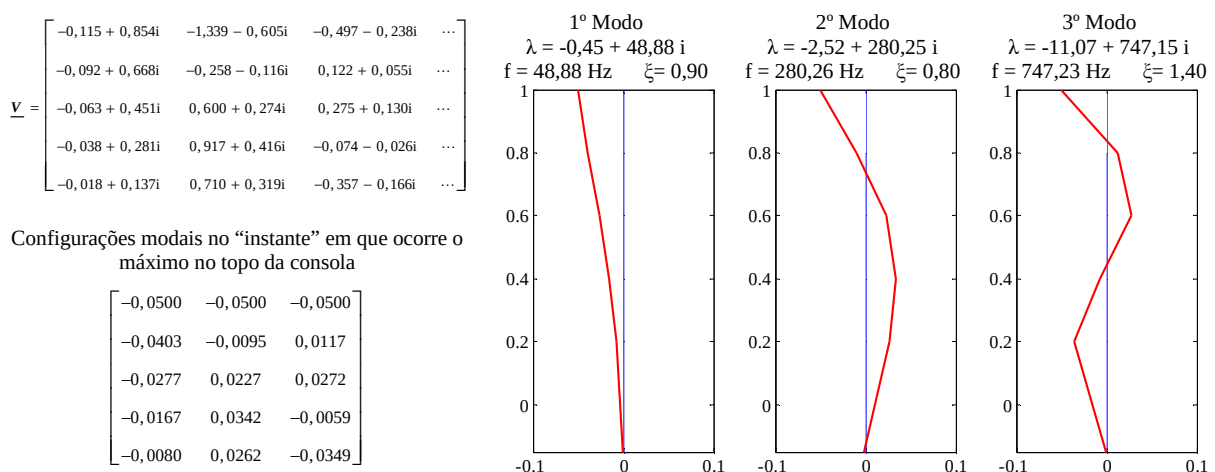


Figura 3.50 – Modos complexos. Configurações modais no instante em que ocorre o máximo no topo da consola.

Neste caso, sem água, verificou-se que os máximos das respostas pontuais harmónicas, em cada modo, são praticamente simultâneos. Este facto corresponde a uma evidência experimental de que o amortecimento global do modelo físico da parede em consola (sem água) pode ser bem simulado numericamente utilizando a hipótese de amortecimento viscoso, proporcional à rigidez e à massa. Na tabela seguinte comparam-se os coeficientes de amortecimento modais avaliados com o método SSI-COV (modelo de ordem 25), com os obtidos a partir dos métodos no domínio da frequência, BFD (método da meia potência) e EFDD.

Tabela 3.8 – Comparação dos valores de amortecimento modais obtidos (sem água) com os métodos SSI-COV, EFDD e BFD.

Modo	Coeficientes de amortecimento modais [%]		
	SSI – COV	BFD	EFDD
1º	0,90	2.00	0.72
2º	0,80	0.95	0.46
3º	1,40	0.75	0.84

Os resultados apresentados na tabela mostram que os valores de amortecimento apresentam uma elevada dispersão.

Outros métodos de ajuste de parâmetros às funções de correlação

Como se mostrou, os métodos que se baseiam no ajuste de parâmetros às funções de correlação foram inicialmente desenvolvidos no âmbito da identificação modal clássica a partir das funções de resposta impulsiva. A sua aplicação aos métodos de identificação modal estocástica advém do facto das funções de correlação e das funções de resposta impulsiva poderem ser decompostas de forma semelhante em termos de parâmetros modais de um sistema estrutural. Para além dos métodos baseados na teoria da realização de sistemas (ERA – Eigensystem Realization Algorithm), propostos inicialmente por (Juang, et al., 1985), nos quais se inclui também uma das variantes do método de identificação estocástica em subespaços com base nas funções de correlação (SSI-COV), foram previamente desenvolvidos outros métodos de duas fases, dos quais se destacam:

- i) os métodos para análise da resposta em regime livre: método ITD – *Ibrahim Time Domain* (SIMO) e método MRITD – *Multiple Reference Ibrahim Time Domain* (MIMO), propostos por (Ibrahim, et al., 1977) e (Fukuzono, 1986);
- ii) os métodos baseados em ajustes de mínimos quadrados: método LSCE – *Least Squares Complex Exponential* (SIMO) e o método PTD – *Polyreference Time Domain* (MIMO), propostos por (Brown, et al., 1979) e (Vold, et al., 1982);

3.3.2.5 Modelos de identificação estocásticos desenvolvidos a partir das séries temporais

De entre os métodos no domínio do tempo, usualmente designados por métodos de uma fase, destaca-se o método SSI-DATA, baseado no ajuste directo de modelos às séries temporais. Este método resultou de trabalhos desenvolvidos no domínio da identificação de sistemas com

aplicações mais relacionadas com a engenharia electrónica ou a engenharia de sistemas de controlo (Van Overschee, et al., 1996; Ljung, 1999). A sua aplicação no âmbito da engenharia civil deve-se essencialmente aos trabalhos desenvolvidos na Universidade Católica de *Leuven* na Bélgica (Peeters, 2000) e na Universidade de Aalborg na Dinamarca (Kirkegaard, et al., 1997). É de salientar que a implementação deste método nos programas ARTEMIS (SVS, 2008) e TestLab (LMS, 2008) generalizou a sua aplicação na identificação modal de estruturas.

Ainda nesta família de métodos, referem-se os métodos que se baseiam no ajuste de modelos ARMAV e ARV, os quais são abordados em (Piombo, et al., 1993; Andersen, 1997), mas que têm vindo a perder interesse essencialmente devido às dificuldades sentidas na sua aplicação e ao surgimento do SSI-DATA.

Organização das séries temporais da resposta

Tal como nos métodos de duas fases (como o SSI-COV, atrás apresentado), também nos métodos de uma fase (como é o caso do SSI-DATA) é conveniente organizar as séries temporais da resposta, sob a forma matricial. Por vezes é utilizada a seguinte organização dos dados na forma de uma matriz de Hankel com duas componentes

$$\underline{H}_{(p\ f)} = \frac{1}{\sqrt{N}} \begin{bmatrix} \underline{y}(t_0) & \underline{y}(t_1) & \cdots & \underline{y}(t_{N-1}) \\ \underline{y}(t_1) & \underline{y}(t_2) & \cdots & \underline{y}(t_N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \underline{y}(t_{j-1}) & \underline{y}(t_j) & \cdots & \underline{y}(t_{j+N-2}) \\ \hline \underline{y}(t_j) & \underline{y}(t_{j+1}) & \cdots & \underline{y}(t_{j+N-1}) \\ \underline{y}(t_{j+1}) & \underline{y}(t_{j+2}) & \cdots & \underline{y}(t_{j+N}) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \underline{y}(t_{2j-1}) & \underline{y}(t_{2j}) & \cdots & \underline{y}(t_{2j+N-1}) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{Y}_p \\ \underline{Y}_f \end{bmatrix} \quad (2.113)$$

A divisão nas componentes $\underline{Y}_p$ (“passado”) e $\underline{Y}_f$ (“futuro”) facilita a obtenção das funções de correlação de acordo com a seguinte expressão

$$\underline{T}_R = \underline{Y}_f (\underline{Y}_p)^T = \begin{bmatrix} \underline{R}(t_1) & \underline{R}(t_{i-1}) & \cdots & \underline{R}(t_1) \\ \underline{R}(t_{i+1}) & \underline{R}(t_i) & \cdots & \underline{R}(t_2) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \underline{R}(t_{2i-1}) & \underline{R}(t_{2i-2}) & \cdots & \underline{R}(t_i) \end{bmatrix} \quad (2.114)$$

na qual as funções de correlação surgem arrumadas na forma de uma matriz de Toeplitz, que também pode ser utilizada directamente na formulação do método SSI-COV (Peeters, 2000).

3.3.3 Principais métodos no domínio da frequência e do tempo

Na tabela Tabela 3.9 e na Figura 3.51 indicam-se alguns dos métodos de identificação modal estocástica mais utilizados (Peeters, 2000; Caetano, 2000; Rodrigues, 2004), indicando as suas principais características.

Tabela 3.9 – Classificação de alguns dos mais relevantes métodos de identificação modal estocástica.

Grupo	Método	Características
Domínio da frequência	Método básico no domínio da frequência (BFD)	Método clássico de 1 GL
	Método de decomposição no domínio da frequência (FDD)	Método de vários GL, baseado na aplicação da decomposição em valores singulares (SVD)
	Versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD)	Versão melhorada do método anterior que permite obter estimativas de amortecimentos modais
	Método p-LSCF ou Polimax	Método de vários graus de liberdade
Domínio do tempo	Método de decremento aleatório (RD)	Método utilizado para determinar as funções de decremento aleatório (funções de correlação)
	Métodos para análise da resposta em regime livre (ITD e MRITD)	ITD é um método SIMO e MRITD é um método MIMO
	Métodos baseados em ajustes de mínimos quadrados (LSCE e PTD)	LSCE é um método SIMO e PTD é um método MIMO
	Métodos auto recursivos (ARMA)	Ajuste de modelos auto recursivos às séries temporais
	Métodos de identificação estocástica em subespaços (SSI)	Métodos estocásticos baseados na projecção de um vector de estado num vector de realizações passadas (aplicado quer às funções de correlação, quer directamente às séries temporais)

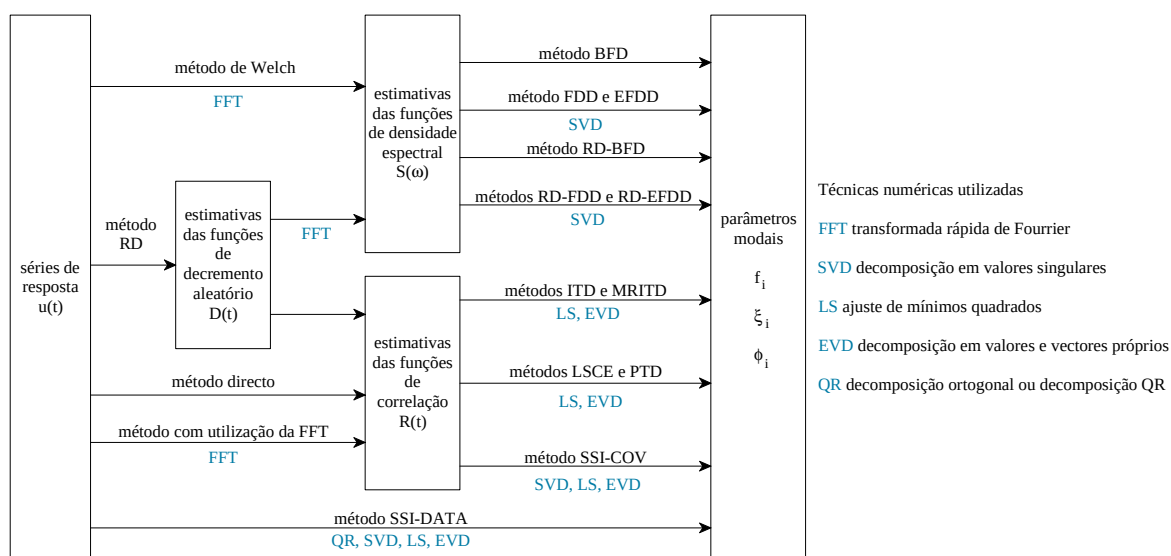


Figura 3.51 – Sistematização geral dos principais métodos de identificação modal estocástica (Rodrigues, 2004).

3.3.4 *Análise experimental e numérica da interacção dinâmica estrutura-água*

Uma das particularidades da análise do comportamento dinâmico de barragens está relacionada com o facto de existir interacção com a albufeira. Esta característica muito específica das barragens diferencia-as claramente das outras estruturas de engenharia civil, pelo que lhe é dedicada uma atenção especial nesta secção.

Com o objectivo de estudar este problema da interacção dinâmica estrutura-água foi construído o já referido modelo físico da parede de contenção de água, em consola, essencialmente pelo facto de tratar de um modelo muito simples em que, tal como nas barragens, o comportamento dinâmico global é determinado pela interacção água-estrutura. Com este modelo físico podem ser estudados não só os modos de flexão na direcção montante-jusante, mas também os modos de torção – modos anti-simétricos (em planta). Com o objectivo de avaliar experimentalmente os modos de torção foram utilizados 8 acelerómetros: 5 colocados no eixo da consola, 1 na base e mais 2 no topo da consola em posições simétricas relativamente ao eixo (Figura 3.52).

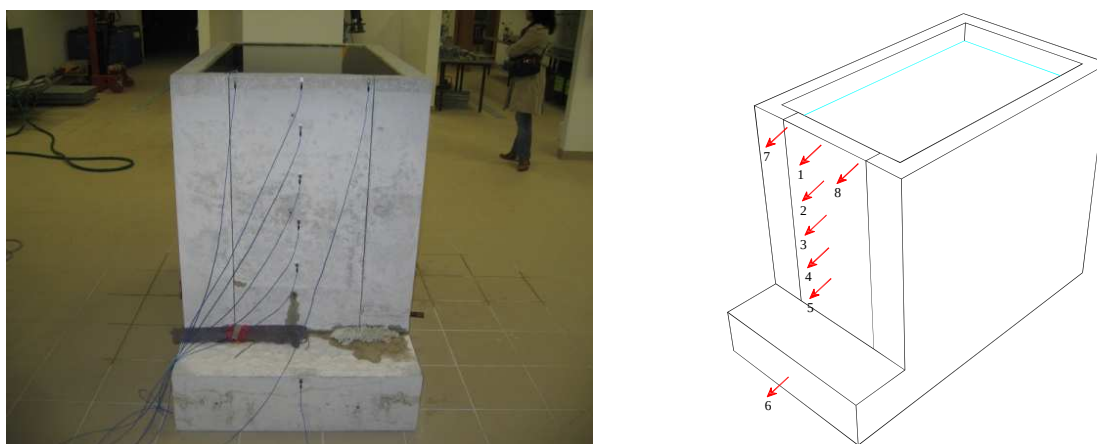


Figura 3.52 – Disposição dos 8 acelerómetros utilizados para identificação dos modos de flexão e de torção.

Foi efectuado um primeiro ensaio para a situação de reservatório vazio e subsequentemente nove ensaios para cotas de água desde 0,2 m até à situação de reservatório cheio (1,0 m), com incrementos de 0,1 m. Os registos obtidos em cada ensaio foram analisados utilizando os métodos BFD e SSI-COV.

Na Figura 3.53 apresentam-se os diagramas de estabilização obtidos para as situações de reservatório sem água (0,00 m), com água à cota 0,50 m e reservatório cheio (1,00 m), sobrepostos aos espectros médios (DEP) obtidos por aplicação do método BFD.

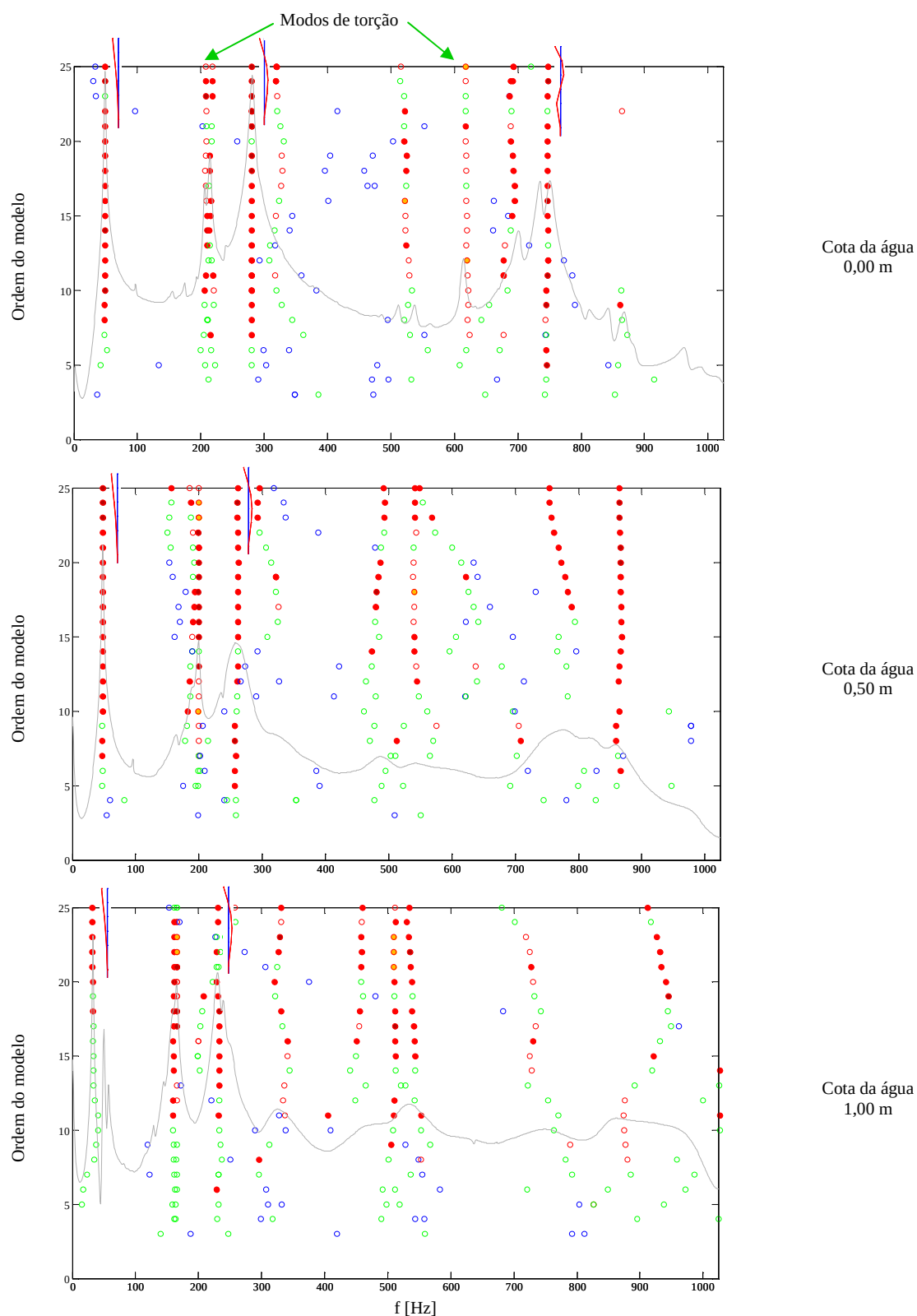


Figura 3.53 – Diagramas de estabilização utilizando o programa IDModal_SSI-COV.

Na situação de reservatório vazio identificam-se os três primeiros modos de flexão que já tinham sido identificados no ensaio anterior (no qual foram apenas utilizados 5 acelerómetros no eixo de simetria da parede). Agora, com os 8 acelerómetros, constata-se que surgem duas novas

linhas de estabilização de pólos que se supõe corresponderem aos dois primeiros modos de torção. Para o caso dos ensaios com água verifica-se que é difícil a identificação do 3º modo de flexão e do 2º modo de torção. É de referir que, muito próximo da frequência do primeiro modo de torção, é identificado um outro modo associado a movimentos da base do modelo físico.

Variação da primeira frequência natural em função da cota de água

Na Figura 3.54 apresenta-se a variação da frequência natural associada ao primeiro modo de vibração em função da cota de água no reservatório. Efectua-se a comparação entre os resultados experimentais (analisados com os métodos BFD e SSI-COV) e resultados de dois modelos numéricos de elementos finitos 2D (com o programa MEFDIN_3D) em que foi considerado o efeito hidrodinâmico, recorrendo a duas formulações distintas: i) massas de água associadas (formulação de Westergaard) e; ii) elementos finitos de água (módulo de distorção nulo).

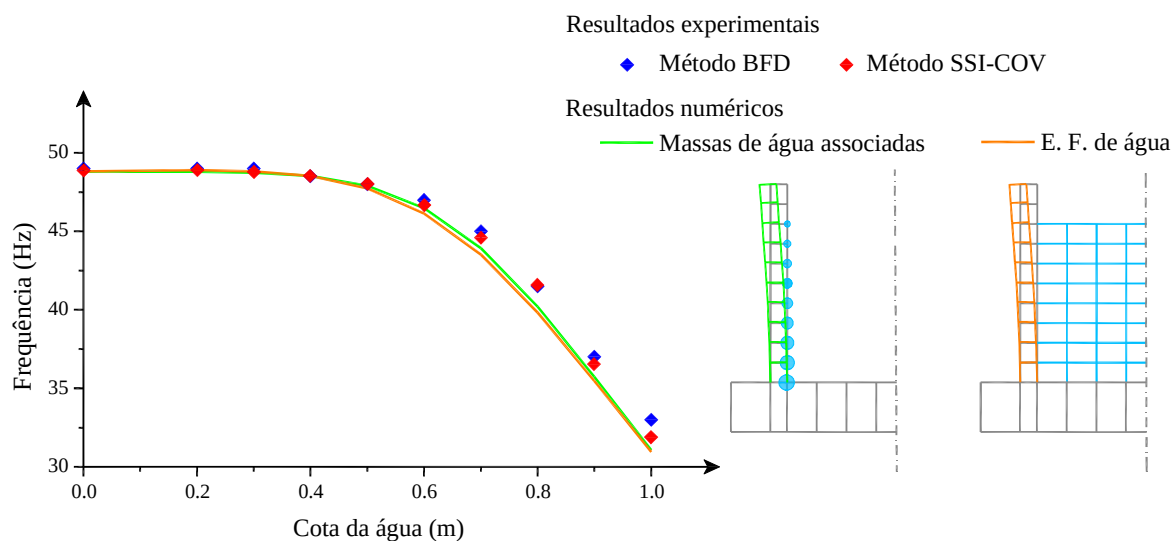


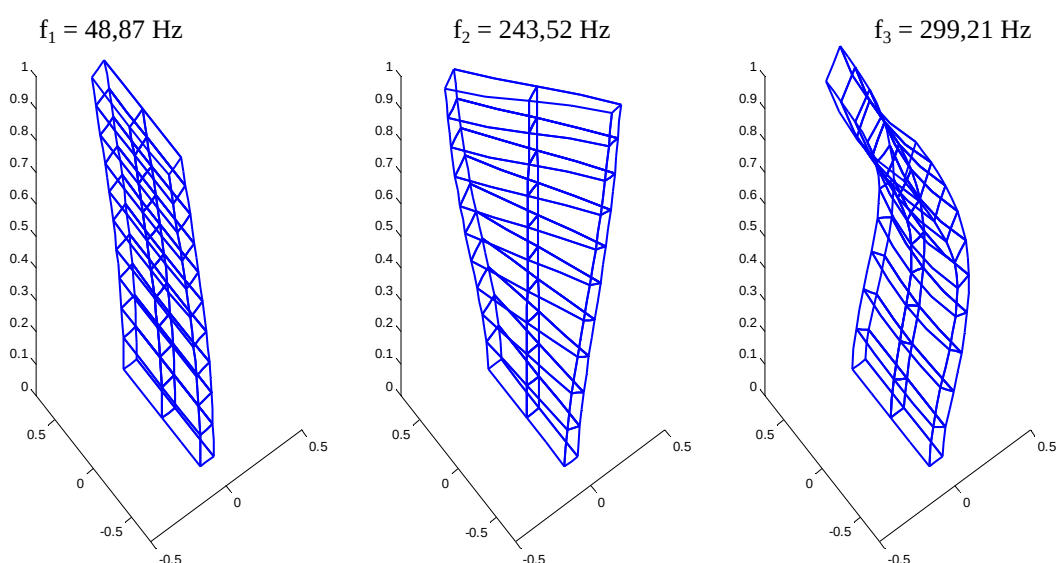
Figura 3.54 – Variação da 1ª frequência natural em função da cota da água. Comparação entre resultados numéricos e experimentais (identificação modal com os métodos BFD e SSI-COV).

Analisando a figura anterior verifica-se que o aumento da cota de água origina uma significativa redução dos valores da 1ª frequência natural, sobretudo para níveis de água superiores a 0,5 m. Verifica-se igualmente que os resultados experimentais obtidos para as diferentes cotas de água, a partir de reservatório vazio até cheio, mostram uma boa concordância com os resultados numéricos (é de notar que os resultados numéricos obtidos são praticamente coincidentes, o que mostra a equivalência das duas formulações, para este caso particular). A ligeira discrepância entre os resultados experimentais e os numéricos que se verifica para valores da cota de água próximos do nível máximo (os valores numéricos são ligeiramente inferiores aos

experimentais) indicia que nas formulações numéricas adoptadas o efeito da massa de água poderá estar ligeiramente sobreavaliado. É também de salientar que os resultados da identificação modal obtidos com o método SSI-COV estão mais próximos dos resultados numéricos.

Análise tridimensional. Primeiro modo de torção

Para a análise dos modos de torção elaborou-se um modelo de elementos finitos 3D (MEFDIN_3D), com qual foram determinados os principais modos de vibração para a situação de reservatório vazio (Figura 3.55). Como se pode ver na figura seguinte o segundo modo corresponde a um modo de torção com uma frequência de 243,52 Hz idêntica à da abcissa da 2ª linha de estabilização de pólos identificada para a situação de reservatório vazio (Figura 3.53) – na realidade, como seria de esperar, a frequência calculada numericamente é ligeiramente superior à identificada porque no modelo numérico se considerou simplificada um encastramento perfeito na base da parede em consola.



Propriedades do betão (hipótese de material elástico e isotrópico): $E = 32,5 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$.

Figura 3.55 – Esquema da variação do valor da 1ª frequência natural em função da cota da água, comparação entre resultados numéricos e experimentais.

Na Figura 3.56 apresenta-se o primeiro modo de torção identificado experimentalmente (método SSI-COV), em termos das “ondas” representativas da resposta harmónica nos pontos 7 e 8, situados no topo da consola.

Na Figura 3.56 a), referente à situação de reservatório vazio, pode-se verificar que, para o modo de torção em análise (208,15 Hz), a oscilação dos pontos 7 e 8 ocorre praticamente em oposição de fase (máximos quase simultâneos) o que significa que o amortecimento global do

sistema pode ser bem simulado numericamente com base na hipótese de amortecimento viscoso proporcional à distribuição de rigidez e de massa.

Na situação de reservatório cheio, apresentada na Figura 3.56 b), a oscilação correspondente ao modo de torção (que tem agora uma frequência bastante inferior, 165,53 Hz) é caracterizada nos pontos 7 e 8 por respostas harmónicas cujos máximos não são simultâneos, o que significa que o amortecimento global do sistema deve ser simulado com base num modelo de estado que permita considerar a hipótese não proporcional à massa e à rigidez.

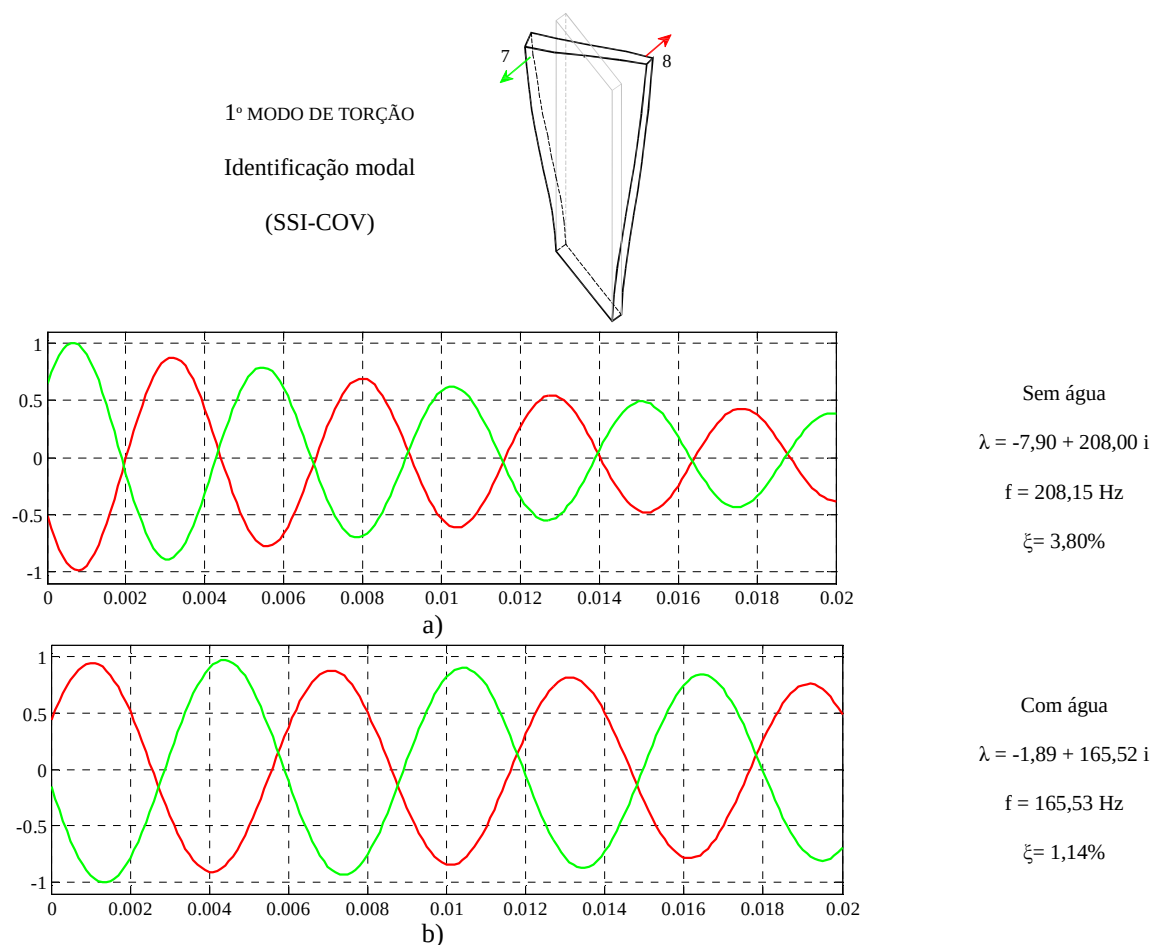


Figura 3.56 – 1º Modo de torção. Identificação experimental pelo método SSI-COV, com determinação de modos com componentes complexas: a) reservatório vazio; b) reservatório cheio. Representação do movimento oscilatório nos pontos 7 e 8 para análise da não simultaneidade dos máximos - mais notória na situação de reservatório cheio.

Quanto aos valores de amortecimento identificados para as situações de reservatório vazio e cheio verifica-se que, ao contrário do que seria de esperar numa primeira análise, o amortecimento identificado na situação de reservatório cheio é inferior. A coerência deste resultado poderá ser entendida atendendo ao facto de que a amplitude das vibrações é muito inferior na situação de reservatório cheio (o nível de excitação foi idêntico nos dois ensaios) e, como se sabe, o amortecimento tende a aumentar com o aumento da amplitude das vibrações.

3.4 Identificação modal automática

A automatização dos módulos computacionais de identificação modal é um dos aspectos mais importantes no âmbito da observação em contínuo do comportamento dinâmico de grandes barragens. A análise modal não automática da grande quantidade de informação recolhida com este tipo de sistemas exigiria a formação e manutenção de equipas especializadas que deveriam dedicar muito tempo à tarefa de análise dos dados, o que, para além de envolver um custo muito elevado para os donos de obra, corresponderia a uma actividade de rotina cuja boa execução pode ser mais facilmente conseguida com o apoio dos referidos módulos computacionais de automatização. Com estes módulos (ver capítulo 4) deverá ser possível otimizar a quantidade de informação a armazenar e visualizar graficamente os dados recolhidos (nomeadamente os registos de acelerações) e os resultados das várias análises efectuadas automaticamente, nomeadamente, análises espectrais e análises com vista à identificação automática dos parâmetros modais.

A automatização das técnicas de identificação modal tem sido proposta em vários trabalhos recentes, nomeadamente, em (Brincker, et al., 2007) propõe-se uma metodologia para automatização dos módulos de identificação modal adaptada aos métodos de decomposição no domínio da frequência (FDD), enquanto em (Andersen, et al., 2007), para além da metodologia anterior, é apresentada uma metodologia de identificação modal automática no método no domínio do tempo adaptada ao método SSI-COV, tendo por base a análise dos diagramas de estabilização. Já em (Lau, et al., 2007), para além de se efectuar uma revisão sobre a implementação de procedimentos automáticos nos métodos paramétricos de ajuste de modelos, propõem-se ainda no âmbito destes métodos uma aplicação para selecção automática dos parâmetros modais (AMPS – “Automatic Modal Parameter Selection”).

Importa referir que, no âmbito da exploração de um sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, instalado na ponte do Infante no Porto, o ViBest – “Laboratory of Vibrations and Structural Monitoring”, da FEUP, tem implementado, metodologias de identificação modal automática, utilizando métodos no domínio da frequência e do tempo (Magalhães, et al., 2008; Magalhães, et al., 2008; Magalhães, et al., 2009).

No presente trabalho, adoptou-se uma metodologia de identificação modal automática, baseada no método de decomposição no domínio da frequência, cujos princípios foram apresentados em (Brincker, et al., 2007). Importa desde já salientar que a implementação deste tipo de metodologias requer uma atenção especial em relação à resolução das estimativas das funções DEP, que se obtêm a partir das séries temporais, isto é, perante uma boa resolução em frequência (Δf baixo), o nível de ruído é alto e o processo de identificação modal automática é mais difícil, por outro lado, para uma situação de baixa resolução em frequência pode-se não ter a precisão em frequência adequada para identificar correctamente as frequências naturais.

Assim, a identificação modal automática utilizando o método de decomposição no domínio da frequência, desenvolve-se a partir da análise do espectro do 1º valor singular assenta na seguinte sequência:

- i) Identificação de picos correspondente a máximos no espectro;
- ii) Selecção de um conjunto de pontos à volta do pico identificado, cujos modos tenham uma configuração idêntica (identificados no 1º vector singular), utilizando o coeficiente MAC (Allemang, et al., 1982);
- iii) Verificar se os picos identificados se encontram associados a frequências naturais, definindo, nestas circunstâncias, um domínio modal na vizinhança destes picos, ou se correspondem a ruído;

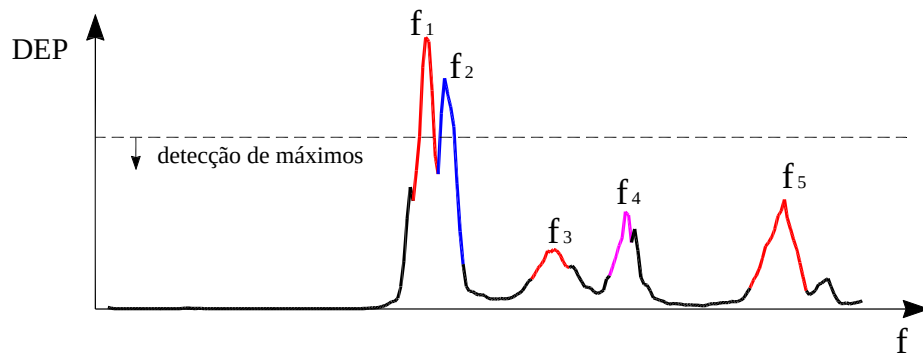


Figura 3.57 – Esquema de detecção automática de máximos e selecção de picos modais.

3.5 Evolução do comportamento dinâmico ao longo da vida útil. Modelos de separação de efeitos

No controlo da segurança de grandes barragens, a observação ao longo do tempo das diversas grandezas de controlo conduz à recolha de dados que, muitas vezes, são de difícil interpretação, uma vez que traduzem a evolução da resposta das obras devida ao efeito conjunto de várias acções (algumas bem conhecidas, como é o caso do peso próprio e da pressão hidrostática, e outras eventualmente desconhecidas) e ao efeito de processos de deterioração.

Com o objectivo de facilitar a tarefa de interpretação do comportamento destas obras, com base em resultados da observação de grandezas ao longo do tempo, foram desenvolvidos os denominados modelos de separação de efeito ou modelos de interpretação quantitativa (Rocha, et al., 1958; Gomes, 1981; Castro, 1997; Oliveira, 2006), os quais se baseiam no estabelecimento de relações funcionais semi-empíricas entre as grandezas ou efeitos observados e as solicitações que os originam, e na respectiva análise recorrendo a técnicas estatísticas de ajuste aos valores observados (minimização dos erros).

A utilização destes modelos permite separar os efeitos das diversas acções, nomeadamente as que têm um contributo mais significativo para a resposta global destas obras (Oliveira, 2006).

O estabelecimento de modelos de interpretação quantitativa, relativos a períodos de exploração normal, baseia-se nas seguintes considerações:

- i) as solicitações de serviço que influenciam predominantemente o comportamento das barragens são a pressão devida à água na albufera e a temperatura (onda térmica anual); para estas solicitações o comportamento estrutural das obras é essencialmente reversível (elástico ou viscoelástico);
- ii) os efeitos irreversíveis, que se verificam normalmente devido a fenómenos inelásticos, podem-se considerar, com boa aproximação, como função exclusiva do tempo.

O efeito observado é, a menos de um erro de observação, igual à soma da parcela relativa aos efeitos reversíveis com a parcela relativa aos efeitos irreversíveis.

Neste trabalho, propõe-se a aplicação destes modelos, aos valores observados das frequências naturais. A evolução no tempo da frequência natural correspondente a um modelo de separação de efeitos f_{mod} , modelo cujos parâmetros são definidos por ajuste estatístico aos valores de frequência observados (ou identificados) f_{obs} , pode ser descrita em função de três variáveis associadas às principais acções e seus efeitos: uma representativa das variações do nível da albufera, h ; outra representativa da onda térmica anual, $\bar{t}$ (época do ano, em dias contados a partir de 1 de Janeiro); e ainda uma última, representativa do tempo total decorrido, t (contado em geral desde o final da construção). Admite-se assim, a seguinte expressão para a separação dos efeitos do nível da água $f_H(h)$, da temperatura ambiente $f_T(\bar{t})$ (época do ano) e do tempo total decorrido $f_t(t)$:

$$f_{\text{mod}} = f_H(h) + f_T(\bar{t}) + f_t(t) + k \quad (2.115)$$

Para cada valor de frequência observado (ou identificado) numa determinada época e , a componente de frequência observada, $f_{\text{obs}} = f_{\text{obs}}(h_e, \bar{t}_e, t_e)$, coincidirá com a frequência calculada pelo modelo de separação de efeitos na mesma época $f_{\text{mod}} = f_{\text{mod}}(h_e, \bar{t}_e, t_e)$, a menos de um resíduo r_e , decorrente do ajuste estatístico da expressão (2.115) aos valores observados nas várias épocas

$$f_{\text{obs}} = f_{\text{mod}} + r_e \quad (2.116)$$

Cada uma das funções parcelares do modelo, anteriormente referidas, é composta por um conjunto de parâmetros, cuja determinação depende de um número n suficiente de observações (tendo em conta o número de parâmetros a determinar), necessárias para o estabelecimento das n equações correspondentes, de acordo com o critério de Gauss de minimização da soma dos quadrados dos resíduos. Os parâmetros determinados serão válidos para o domínio de variação das variáveis associadas às acções nas n observações utilizadas. A fiabilidade do modelo

pressupõe, ainda que não haja correlação na evolução das variáveis que afectam efeitos parcelares distintos.

Assim, para a função parcelar associada à acção do nível é usual adoptarem-se expressões polinomiais, como por exemplo

$$f_H(h) = a_1 h^4 + a_2 h^3 + a_3 h^2 + a_4 h \quad (2.117)$$

Na expressão anterior, h é a altura de água na albufeira acima de uma cota de referência convenientemente escolhida ($h = h_{n\acute{iv.}} - h_{ref.}$), muitas das vezes coincidente com a cota da base, enquanto os valores a_i ($i = 1$ a 4) são os parâmetros a estimar.

Relativamente ao efeito térmico, para o caso de barragens de betão admite-se que este é do tipo sazonal e tem uma evolução sinusoidal de período anual, em que a correspondente função parcelar pode ser representada pela seguinte função sinusoidal

$$f_T(\bar{t}) = b_1 \cos\left(\frac{2\pi\bar{t}}{d_a}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi\bar{t}}{d_a}\right) \quad (2.118)$$

Na expressão anterior, $\bar{t}$ ($0 \leq \bar{t} \leq 365$) representa o número de dias, após 1 de Janeiro do mesmo ano a que corresponde a data da observação, enquanto d_a representa o número de dias de um ano.

Finalmente, a função parcelar que representa os efeitos do tempo, pode apresentar, p. ex., uma forma polinomial como a seguinte

$$f_t(t) = c_1 t^2 + c_2 t \quad (2.119)$$

Nesta expressão t representa o tempo decorrido desde uma determinada data de referência (em geral o fim da construção). Podem-se considerar associados a esta parcela vários efeitos, designadamente, aumentos de volume devidos a acções expansivas, ou decréscimo de rigidez global devido a eventuais processos de deterioração evolutiva.

Assim, a expressão geral (2.115) pode ser escrita com base nas expressões parcelares anteriores, vindo

$$f_{mod}(h, \bar{t}, t) = \underbrace{a_1 h^4 + a_2 h^3 + a_3 h^2 + a_4 h}_{\text{Efeito do nível da albufeira}} + \underbrace{b_1 \cos\left(\frac{2\pi\bar{t}}{d_a}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi\bar{t}}{d_a}\right)}_{\text{Efeito da onda térmica anual}} + \underbrace{c_1 t^2 + c_2 t}_{\text{Efeito do tempo}} + k \quad (2.120)$$

Para n_e épocas de observação (podem ser consideradas várias épocas de observação por dia) podem-se estabelecer n_e equações (uma para cada época de observação) como as seguintes

$$\begin{aligned}
f_{\text{obs}_1} &= a_1 h_1^4 + a_2 h_1^3 + a_3 h_1^2 + a_4 h_1 + b_1 \cos\left(\frac{2\pi \bar{t}_1}{d_a}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi \bar{t}_1}{d_a}\right) + c_1 t_1^2 + c_2 t_1 + k \\
f_{\text{obs}_2} &= a_1 h_2^4 + a_2 h_2^3 + a_3 h_2^2 + a_4 h_2 + b_1 \cos\left(\frac{2\pi \bar{t}_2}{d_a}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi \bar{t}_2}{d_a}\right) + c_1 t_2^2 + c_2 t_2 + k \\
&\vdots \\
f_{\text{obs}_{n_e}} &= a_1 h_n^4 + a_2 h_n^3 + a_3 h_n^2 + a_4 h_n + b_1 \cos\left(\frac{2\pi \bar{t}_n}{d_a}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi \bar{t}_n}{d_a}\right) + c_1 t_n^2 + c_2 t_n + k
\end{aligned} \tag{2.121}$$

Para determinar os parâmetros $a_1, a_2, a_3, a_4, b_1, b_2, c_1$, e $c_2 k$, (incógnitas) há que resolver o sistema equações anterior (sistema com mais equações do que incógnitas) pelo método dos mínimos quadrados (MMQ). Matricialmente fica

$$\begin{bmatrix} h_1^4 & h_1^3 & h_1^2 & h_1 & \cos\left(\frac{2\pi \bar{t}_1}{d_a}\right) & \sin\left(\frac{2\pi \bar{t}_1}{d_a}\right) & t_1^2 & t_1 & 1 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ h_n^4 & h_n^3 & h_n^2 & h_n & \cos\left(\frac{2\pi \bar{t}_n}{d_a}\right) & \sin\left(\frac{2\pi \bar{t}_n}{d_a}\right) & t_n^2 & t_n & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \\ b_1 \\ b_2 \\ c_1 \\ c_2 \\ k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{N_1} \\ \vdots \\ f_{N_n} \end{bmatrix} \tag{2.122}$$

ou deforma mais compacta

$$\underbrace{\underline{\underline{\mathbf{A}}}}_{(n_e \times 9)} \cdot \underbrace{\underline{\underline{\mathbf{X}}}}_{(9 \times 1)} = \underbrace{\underline{\underline{\mathbf{F}}}}_{(n_e \times 1)} \tag{2.123}$$

A resolução deste sistema pelo MMQ com a multiplicação de ambos os membros pela transposta da matriz dos coeficientes $\underline{\underline{\mathbf{A}}}^T$

$$\underbrace{\underline{\underline{\mathbf{A}}}^T}_{(9 \times n_e)} \cdot \underbrace{\underline{\underline{\mathbf{A}}}}_{(n_e \times 9)} \cdot \underbrace{\underline{\underline{\mathbf{X}}}}_{(9 \times 1)} = \underbrace{\underline{\underline{\mathbf{A}}}^T}_{(9 \times n_e)} \cdot \underbrace{\underline{\underline{\mathbf{F}}}}_{(n_e \times 1)} \tag{2.124}$$

e resolvendo o sistema em ordem a $\underline{\underline{\mathbf{X}}}$

$$\underbrace{\underline{\underline{\mathbf{X}}}}_{(9 \times 1)} = \underbrace{\left(\underline{\underline{\mathbf{A}}}^T \cdot \underline{\underline{\mathbf{A}}}\right)^{-1}}_{(9 \times 9)} \cdot \underbrace{\left(\underline{\underline{\mathbf{A}}}^T \cdot \underline{\underline{\mathbf{F}}}\right)}_{(9 \times 1)} \tag{2.125}$$

que como se pretendia contém os parâmetros da função que melhor se ajusta aos valores observados.

Analisando cada uma das funções parcelares definidas pelas equações (2.117), (2.118) e (2.119), pode-se avaliar separadamente o efeito do nível, da onda térmica anual e do tempo sobre a frequência natural em análise, como se ilustra esquematicamente na figura seguinte.

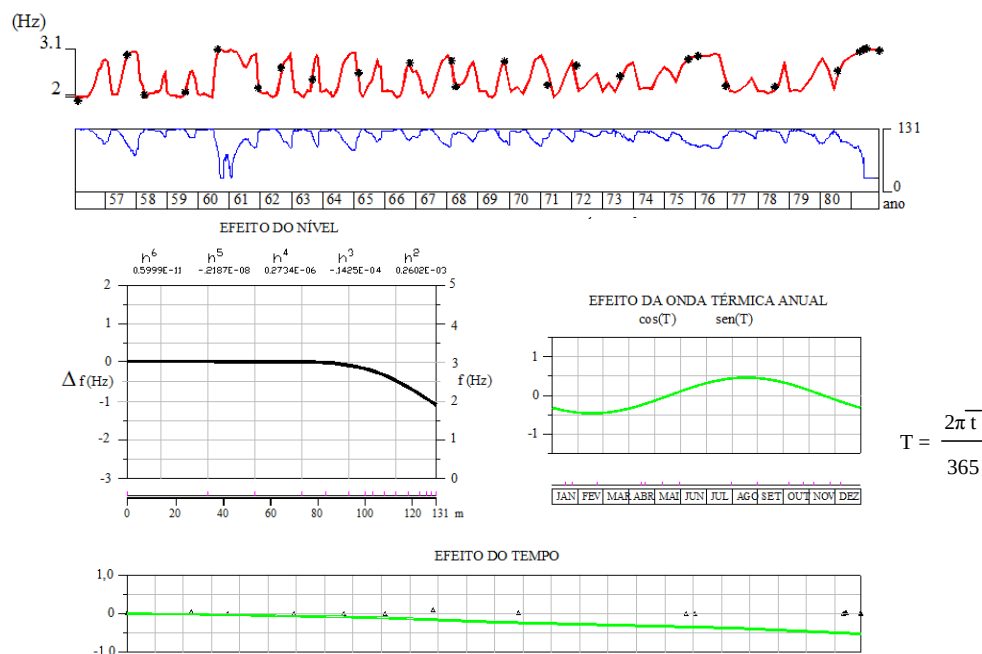


Figura 3.58 – Exemplo de aplicação de um modelo de separação de efeitos à análise da evolução ao longo do tempo da frequência natural de um modo de vibração de uma barragem.

3.6 Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se alguns dos modelos mais utilizados para analisar o comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*, tendo-se referido as principais dúvidas que existem na interpretação do comportamento dinâmico destas obras e a importância de recorrer à observação para obter elementos (nomeadamente, através da instalação de sistemas de observação em contínuo, como se referiu no capítulo 2), que permitam aperfeiçoar os modelos numéricos existentes e o desenvolvimento de novos modelos.

Apresentou-se a formulação para a análise dinâmica na perspectiva do problema directo e na perspectiva da identificação modal.

No primeiro caso estabeleceram-se as equações gerais, começando pelo problema da discretização espacial das estruturas, utilizando o MEF, e concretizando para o caso das acções dinâmicas, evidenciando-se as questões muito próprias dos sistemas *barragem-fundação-albufeira*, relacionadas com a consideração do efeito hidrodinâmico (utilizando massas de água associas e discretização em elementos finitos) e as condições de fronteira.

Após a discretização e o estabelecimento das equações gerais, que resolvem um problema geral, mostrou-se o interesse do estudo de modelos de um grau de liberdade e abordou-se o problema considerando vários graus de liberdade recorrendo à formulação clássica (no domínio do tempo e da frequência) e à formulação no espaço de estado.

Na formulação de estado salientou-se o facto de ser possível diagonalizar a matriz de estado, mesmo para a situação de amortecimento proporcional, obtendo-se nessa situação modos com componentes complexas, nos quais os máximos não são atingidos simultaneamente nos vários pontos da estrutura.

Apresentou-se um programa de elementos finitos tridimensionais desenvolvido, no âmbito deste trabalho, em MatLab (MEF-DIN3D). Descreveram-se alguns aspectos importantes do método dos elementos discretos, salientando-se uma aplicação explorada no âmbito deste trabalho, que consistiu na análise de histórias de acelerações obtidas em cálculos não lineares (obtidos com o programa 3DEC) utilizando técnicas de identificação modal, para avaliar as frequências naturais e os modos de vibração.

Descreveram-se alguns métodos de identificação modal no domínio da frequência (não paramétricos) e do tempo (paramétricos).

No domínio da frequência descreveram-se três métodos (BFD, FDD e EFDD) que se baseiam na análise das estimativas das funções de densidade espectral da resposta em aceleração.

Nos métodos no domínio do tempo salientou-se a introdução, no problema de estado, da equação de observação e a importância de exprimir a formulação de estado com base numa fórmula recursiva, considerando, por simplificação, as histórias de carga definidas por troços constantes.

Introduziu-se uma perspectiva sobre a identificação modal determinística, baseada no ajuste de modelos à resposta a forças impulsivas (utilizando os parâmetros de Markov), que serviu de base para a introdução da identificação modal estocástica, baseada no ajuste de modelos às funções de correlação (método de duas fases, no domínio do tempo), com o objectivo de mostrar a analogia entre estas duas formulações, pela semelhança que existe entre a resposta a forças impulsivas e as funções de correlação obtidas a partir da resposta a vibrações ambientais, com propriedades de ruído branco.

Para exemplificar a aplicação dos vários métodos de identificação modal (no domínio da frequência e do tempo) utilizou-se o exemplo de uma parede de contenção de água em consola, que permitiu no final explorar de uma forma preliminar o problema da interacção dinâmica estrutura-água, dos resultados obtidos salienta-se a obtenção de modos com componentes complexas para a situação de reservatório cheio (nomeadamente para o caso do 1º modo de torção) e a variação das frequências naturais em função da variação do nível da água no reservatório.

Apresentaram-se os fundamentos da identificação modal automática (aplicada ao método FDD – no domínio da frequência) essenciais para a implementação da observação do comportamento dinâmico em contínuo.

Finalmente, apresentou-se uma proposta para utilizar modelos estatísticos de separação de efeitos, para interpretar a variação das frequências naturais em barragens de betão, ao longo do tempo, tendo em conta as variações do nível da albufeira, variações de temperatura de período anual e efeitos associados ao tempo.

OBSERVAÇÃO EM CONTÍNUO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE BETÃO

Resumo: *Apresentam-se as várias componentes de um sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, instalado na barragem do Cabril. Discutem-se as metodologias adoptadas no processamento, análise e gestão de dados em contínuo e apresenta-se um conjunto de aplicações informáticas desenvolvidas para as implementar. Debate-se a metodologia utilizada para o armazenamento dos dados adquiridos e apresentam-se algumas aplicações informáticas para analisar, interpretar e explorar os dados armazenados. Mostra-se uma perspectiva para utilizar de forma integrada resultados numéricos e experimentais. E finalmente, mostra-se também a utilidade deste tipo de sistemas no apoio a obras relacionadas com a remodelação dos grupos de produção de energia.*

4.1 Considerações iniciais

O controlo da segurança estrutural de barragens de betão, em relação às acções sísmicas, tem preocupado desde sempre os técnicos responsáveis pela sua concepção, construção e exploração. Este tipo de preocupação tem-se evidenciado através da instalação sistemas de observação vocacionados essencialmente para a medição da resposta destas obras perante acções sísmicas, com os quais se pretende obter informação experimental sobre o comportamento dinâmico destas obras, tal como se salientou no Capítulo 2.

Contudo a experiência adquirida com os sistemas instalados tem mostrado a necessidade de repensar a sua estratégia de exploração, uma vez que na maioria dos casos os sistemas apenas são configurados para medir a resposta sísmica das obras (apenas recolhem dados acima de determinados níveis de vibração), o que pode representar longos períodos de inactividade, sendo

por essa razão, muitas vezes, votados ao esquecimento e, por falta de manutenção, não se encontram preparados para funcionar quando as obras são solicitadas por sismos, não cumprindo assim a sua missão.

Aproveitando a evolução da tecnologia associada aos ensaios de vibração ambiental, a observação do comportamento sísmico de barragens de betão pode ser encarada numa perspectiva diferente, designadamente através da instalação de sistemas de observação que permitam a medição da resposta dinâmica das obras em contínuo e que permitam igualmente a medição da resposta das obras aquando da ocorrência de sismos intensos. Desta maneira, para além de se garantir a funcionalidade dos sistemas de observação, garantindo assim a medição da reposta sísmica das obras, é possível obter também uma elevada quantidade de informação experimental (para outros níveis de vibração e para as mais variadas condições do sistema *barragem-fundação-albufeira*), essencial para se poder melhorar substancialmente o conhecimento existente sobre o comportamento dinâmico destas obras (Wieland, 2009).

Assim, neste capítulo, apresentam-se as várias componentes de um sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, para barragens de betão, pioneiro em Portugal e instalado na barragem do Cabril (ver Capítulo 5). É igualmente abordada a estratégia adoptada para a exploração do sistema, bem como, um conjunto de programas, desenvolvidos para implementar essa estratégia.

Convém referir que este sistema é para já, uma ferramenta que será utilizada numa perspectiva de análise científica do comportamento dinâmico desta obra, podendo quando se entender adequado, ser integrado no sistema global de observação da barragem, para avaliação da segurança da obra, ao longo do tempo.

4.2 Sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo

Em face da existência de pouca informação experimental sobre o comportamento dinâmico de barragens de betão, assumiu-se como objectivo principal, com a realização deste trabalho, a obtenção de mais resultados experimentais sobre o comportamento dinâmico destas obras, com os quais se julga poder contribuir para uma melhor compreensão do seu comportamento estrutural.

Neste sentido, desenvolveu-se um sistema de observação do comportamento dinâmico, em contínuo, para a barragem do Cabril, para o qual se descrevem as principais opções adoptadas na definição da sua arquitectura, bem como, as principais componentes do sistema. São igualmente referidos alguns aspectos fundamentais, relacionados com a estratégia implementada na recolha automática de dados, em contínuo, bem como sobre o controlo remoto do sistema a partir de centros de controlo e análise (neste caso no LNEC).

4.2.1 Definição da arquitectura do sistema

A definição da arquitectura do sistema baseou-se na informação obtida a partir de modelos de comportamento (ver Figura 4.1) existentes no LNEC e em resultados experimentais obtidos com a realização de alguns ensaios de vibração forçada e ambiental (Mendes, et al., 2007). Com esta informação foi definida a localização da aparelhagem para caracterização da acção sísmica e da resposta da obra a este tipo de acção, bem como a localização da aparelhagem dedicada à caracterização em contínuo do comportamento dinâmico da obra.

Na óptica da instrumentação, foram também avaliadas as necessidades metrológicas exigidas para as grandezas a observar, designadamente o campo de medição, a incerteza e a frequência de amostragem requeridas, tendo igualmente por base os modelos de comportamento previamente referidos e resultados de ensaios *in situ* (Mendes, 2005). Para além de outros aspectos, foram também considerados: o equipamento disponível no mercado, à altura do início do desenvolvimento do sistema, os custos envolvidos, bem como a experiência tecnológica acumulada ao longo dos anos, pelo LNEC, em diversas obras (Garrett, 2007).

Importa também referir que devido à fissuração horizontal existente entre a galeria do coroamento e a segunda galeria (Oliveira, 2000; Florentino, et al., 2003), optou-se por colocar os sensores nestas duas galerias.

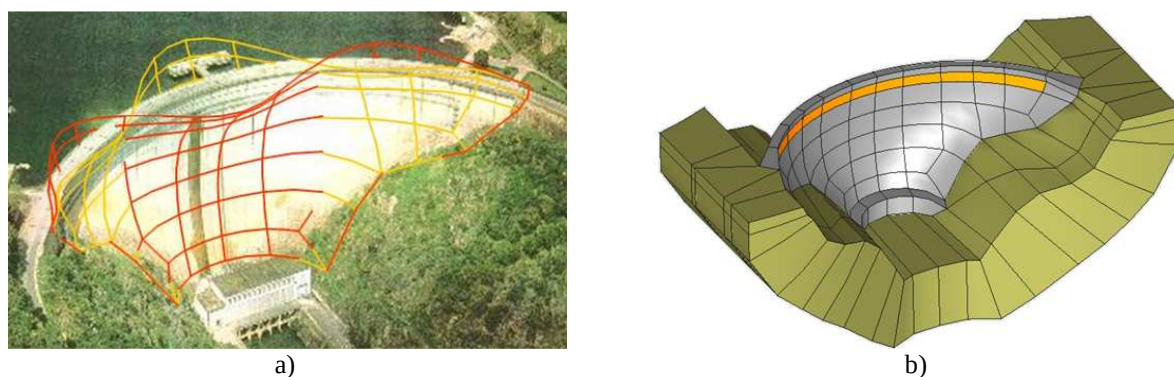


Figura 4.1 – Barragem do Cabril: a) fotografia com representação de um modo de vibração; b) modelo de E. F. distinguindo a zona fissurada.

Por outro lado, importa desde já salientar que algumas das soluções técnicas adoptadas ao nível de circuitos electrónicos do sistema, foram desenvolvidas no Centro de Instrumentação Científica (CIC) do LNEC, atendendo à experiência existente nessa área.

Importa também destacar algumas condições específicas a satisfazer por parte do equipamento a instalar, nomeadamente:

- O campo de medição deve cobrir a gama máxima expectável de variação da grandeza a medir, tendo em conta a existência de eventuais influências espúrias (não controláveis), que imponham o aumento da gama de medição para além do que é previsível pelos modelos de comportamento;

- A incerteza requerida para a medição de uma grandeza num determinado ponto está directamente relacionada com o “erro” de previsão do modelo de comportamento, uma vez que este é, necessariamente uma aproximação da realidade e portanto da ordem de grandeza da variação mínima interpretável;
- O tempo de resposta deve ser compatível com a dinâmica do sinal observado na gama de frequências de interesse;
- Deverá ter independência de outras grandezas, das quais se destaca a temperatura, que afecta de um modo geral, todas as medições e, também, no que diz respeito a transdutores direccionais, tal como acelerómetros, os efeitos da variação da grandeza nas direcções ortogonais;
- Os transdutores, assim como os cabos e os acessórios que lhe estão associados, devem possuir uma robustez mecânica adequada para suportar em plenas condições as acções a que irão estar sujeitos, durante a sua instalação, assim como às condições ambientais na fase de exploração;
- O equipamento no seu geral deve ser dotado de imunidade eléctrica, capaz de suportar sobretensões induzidas por descargas atmosféricas e outras fontes, assim como as provocadas por erros fortuitos de ligação eléctrica durante a sua montagem ou operações de manutenção.

4.2.2 Componentes do sistema

O sistema instalado na barragem do Cabril é constituído por 3 acelerómetros triaxiais e 16 acelerómetros uniaxiais³⁰, instalados nas galerias às cotas 293,0 m (coroamento) e 274,5 m e em zonas perto do maciço rochoso, nos encontros esquerdo e direito (no topo das respectivas galerias de drenagem), como se mostra na Figura 4.2.

Os acelerómetros triaxiais (ver Figura 4.3 a) têm como objectivo primordial a caracterização da acção sísmica (nomeadamente para situações com grandes amplitudes de vibração), enquanto os acelerómetros uniaxiais (ver Figura 4.3 b) visam essencialmente a caracterização do comportamento dinâmico, da obra, para vibrações de baixa amplitude.

Atendendo a esta circunstância optou-se por configurar os acelerómetros de forma diferenciada, assim, dado que as amplitudes das vibrações ambientais são baixas, foi necessário ajustar a escala dos acelerómetros uniaxiais (para 0,25 g), aumentando-se a sua gama de medição, enquanto na configuração dos acelerómetros triaxiais, optou-se por um campo de medida que garantisse a não saturação para um sismo intenso (utilizando 1 g).

³⁰ Para além dos acelerómetros conta-se ainda instalar dois LVDTs e um extensómetro. Com os LVDTs, pretende-se medir movimentos de abertura das juntas enquanto o extensómetro destina-se à averiguação do estado de tensão, no betão, aquando da ocorrência de um sismo intenso.

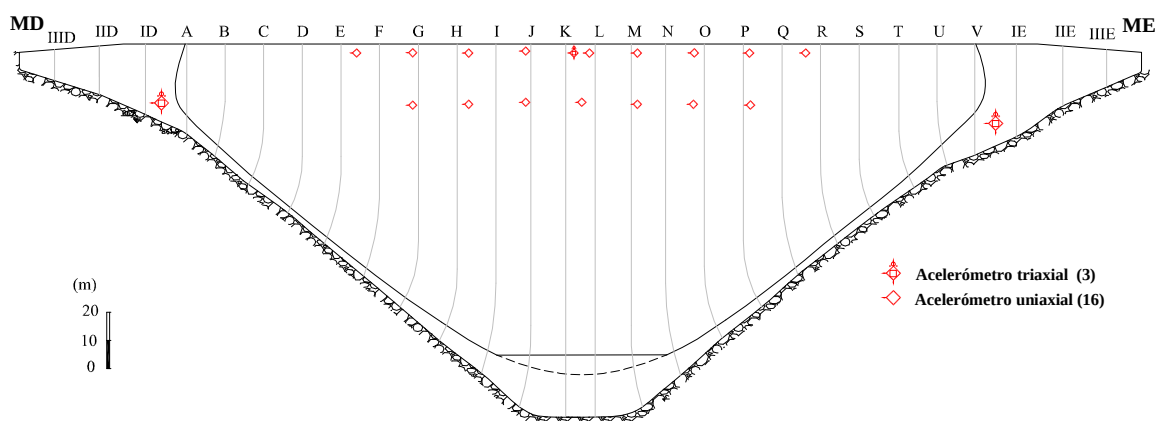


Figura 4.2 – Esquema de posicionamento dos acelerómetros.



Marca: Kinemetrics (<http://www.kinemetrics.com>)
 Modelo: Episensor ES-T (triaxial)
 Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,25g$, $\pm 0,5g$, $\pm 1g$, $\pm 2g$ ou $\pm 4g$
 Gama dinâmica: 155 dB
 Resposta dinâmica: de DC a 200 Hz

a)



Marca: Kinemetrics (<http://www.kinemetrics.com>)
 Modelo: Episensor ES-U2 (uniaxial)
 Gama de amplitudes: configurável em $\pm 0,25g$, $\pm 0,5g$, $\pm 1g$, $\pm 2g$ ou $\pm 4g$
 Gama dinâmica: 145 dB
 Resposta dinâmica: de DC a 200 Hz

b)

Figura 4.3 – Acelerómetros utilizados no sistema de observação do comportamento dinâmico, na barragem do Cabril: a) acelerómetro triaxial; b) acelerómetro uniaxial.

Nestas condições, caso ocorra um sismo, os acelerómetros triaxiais localizados nos encontros permitem a medição do valor da aceleração de pico na zona do maciço rochoso, enquanto o acelerómetro triaxial colocado na galeria do coroamento na consola central, permitirá a medição do valor da aceleração de pico numa zona em que, segundo os modelos de comportamento, serão atingidos os valores máximos, possibilitando assim a caracterização do coeficiente de amplificação dinâmica para esta obra. Os acelerómetros uniaxiais também podem medir a resposta a sismos, todavia, caso ocorra um sismo intenso, possivelmente, em face da sua configuração, o mais plausível é que possam saturar.

Este tipo de acelerómetros são designados por *force balance*, a opção pela sua instalação foi tomada, tendo em conta a sua gama dinâmica e a sua grande sensibilidade, as quais, são considerados como as mais apropriadas para aplicações a estruturas de engenharia civil, nomeadamente para situações em que a resposta dinâmica se caracteriza por vibrações de baixa amplitude, como é o caso das barragens de betão.

Relativamente à solução adoptada para aquisição dos dados, optou-se por um sistema do tipo modular, bastante versátil, que possibilita, com relativa facilidade, a acoplagem de mais canais de medida de aceleração ou qualquer outro tipo de grandeza (deslocamentos, extensões, temperaturas, etc.). Neste tipo de sistema existem dois componentes distintos, os módulos e.bloxx A1, responsáveis pela aquisição de sinais e sua conversão analógica digital (AD), aos quais daqui em diante será atribuída a designação de unidades de aquisição e digitalização (ver Figura 4.4 a), e, os módulos e.pac, cuja principal função é concentrar os dados, já digitalizados, provenientes dos módulos e.bloxx A1, aos quais doravante será atribuída a designação de concentradores de dados (ver Figura 4.4 b).



Marca: Gantner (<http://www.gantner-instruments.com>)
 Modelo: e.bloxx A1
 Resolução: 19 bit
 Máxima frequência de amostragem: 1000 Hz
 Filtros: Bessel anti-aliasing de 4ª ordem

a)



Marca: Gantner (<http://www.gantner-instruments.com>)
 Modelo: e.pac
 RAM: 16 MByte
 Redes: possibilidade de ligar 4 redes RS485 para módulos e.bloxx
 Ligação: Ethernet com 10/100 Mbps, FTP, TCP/IP, UDP

b)

Figura 4.4 – Componentes do sistema modular: a) Unidades de aquisição e digitalização – e.bloxx A1;
 b) Concentradores de dados – e.pac.

A ligação entre as unidades de aquisição e digitalização e os concentradores de dados é assegurada por redes RS485, até um máximo de quatro redes por cada concentrador de dados, todavia, em cada uma destas redes é possível ligar mais do que uma unidade de aquisição e digitalização.

As unidades de aquisição e digitalização, para além de assegurarem a aquisição dos sinais e a sua digitalização, também aplicam, aos sinais medidos, um filtro *Bessel anti-aliasing* de 4ª ordem. Estas unidades de aquisição permitem a obtenção de sinais digitais com uma resolução de 19 bit e a utilização de frequências de amostragem até 1000 Hz.

Os concentradores de dados, para além da função de concentrar os dados provenientes das redes RS485, asseguram imediatamente a sincronização entre os sinais obtidos para cada uma dessas redes. Têm um *buffer* interno configurável, que permite a utilização de uma memória RAM até 16 MBytes. Vêm dotados com um *switch* que permite a sua ligação a uma rede do tipo Ethernet com uma velocidade de transmissão de dados de 10/100 Mbps, neste tipo de ligação é possível atribui-lhe um endereço de IP, possibilitando assim o seu controlo e configuração a partir de qualquer computador que tenha acesso à rede na qual estes estejam ligados. Este tipo de ligação é igualmente utilizado como meio preferencial para encaminhar os dados referentes aos

posições 2, 3, 5 e 6 correspondem à localização dos concentradores de dados, onde estão colocados conversores do tipo eléctrico – óptico, os quais funcionam igualmente como “switch” (também conhecidos com “hub”), podendo por intermédio destes dispositivos aceder a todos os pontos da rede³²; enquanto as posições 4 e 7 correspondem à localização dos acelerómetros na zona dos encontros, justificando-se esta interrupção na rede pela necessidade de utilizar um dos pares de fibra óptica disponíveis para transportar os sinais destes acelerómetros até aos concentradores de dados, dada a grande distância entre estes pontos e os concentradores de dados mais próximos (nas posições 5 e 6, respectivamente), uma vez que para distâncias tão grandes a ligação em cabo de cobre não é adequada, essencialmente pelas perdas que daí resultariam.

Na Figura 4.6, apresenta-se um esquema em que se mostram as componentes mais importantes do sistema. Existe, porém, um conjunto de outras componentes igualmente relevantes para o funcionamento do sistema, que se encontram instaladas em caixas existentes junto dos vários transdutores.

Com o objectivo de apresentar as restantes componentes do sistema é conveniente começar por referir as três tipologias de caixas montadas em obra, onde essas componentes foram instaladas (ver Figura 4.7):

- caixa tipo 1, contém concentrador de dados;
- caixa tipo 2, localizadas na zona dos encontros;
- caixa tipo 3, apenas para estabelecimento de ligação aos transdutores.

Nas caixas tipo 1 para além dos concentradores de dados encontram-se também instalados, conversores de sinal eléctrico em óptico, um conjunto de circuitos desenvolvidos no CIC-LNEC que: i) asseguram a alimentação das várias componentes; ii) gerem a transmissão de dados entre as unidades de aquisição e os concentradores de dados; iii) permitem aplicar factores de ganhos aos sinais medidos nas unidades de aquisição (com factores de 1, 2, 4, 8, 16 e 32); e i) asseguram a sincronização de dados entre os vários concentradores de dados.

Nestas caixas encontram-se igualmente instalados dispositivos que asseguram a redução da tensão de corrente eléctrica, dos usuais 220 Volts, para valores entre os 12 Volts e os 15,75 Volts, adequados para a alimentação das diversas componentes do sistema. Estes dispositivos englobam limitadores de sobretensões (sob a forma de fusíveis) e transformadores de isolamento, que contribuem igualmente de uma forma decisiva para diminuir efeitos nefastos causados por sobretensões, sobretudo as causadas por descargas atmosféricas induzidas na linha de distribuição de energia.

Nas caixas tipo 2, para além dos dispositivos que regulam a tensão de corrente eléctrica, idênticos aos existentes nas caixas do tipo 1, destacam-se as três unidades de aquisição e digitalização (uma para cada canal dos acelerómetros triaxiais) e um sistema de conversão de

³² Estes pontos de acesso à rede possibilitam o controlo do sistema e o acesso à internet (via computador instalado na central da barragem).

señal eléctrica en óptico, que coloca os datos num par de rede de fibra óptica dispoñíbel e os encamina até ao concentrador de datos máis próximo. Nestas caixas existen tamén circuitos desenvolvidos polo CIC-LNEC para gestión da enerxía e da transmisión de datos entre compoñentes.

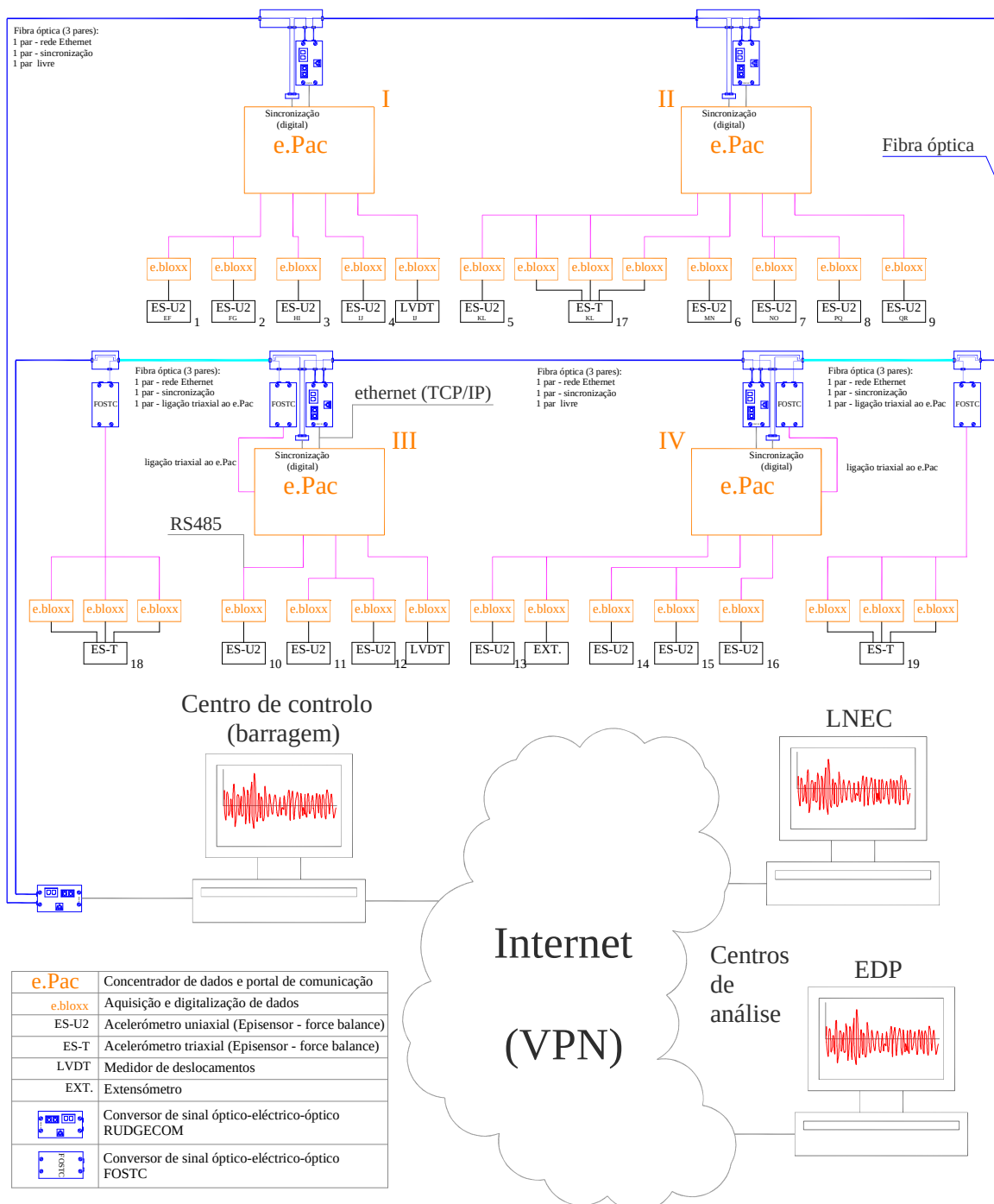


Figura 4.6 – Esquema con as varias compoñentes do sistema de observación do comportamento dinámico en contínuo, instalado na barragem do Cabril.

Finalmente nas caixas do tipo 3 apenas existem circuitos que asseguram a alimentação dos transdutores e a gestão de dados através das redes RS485 que ligam às caixas do tipo 1.

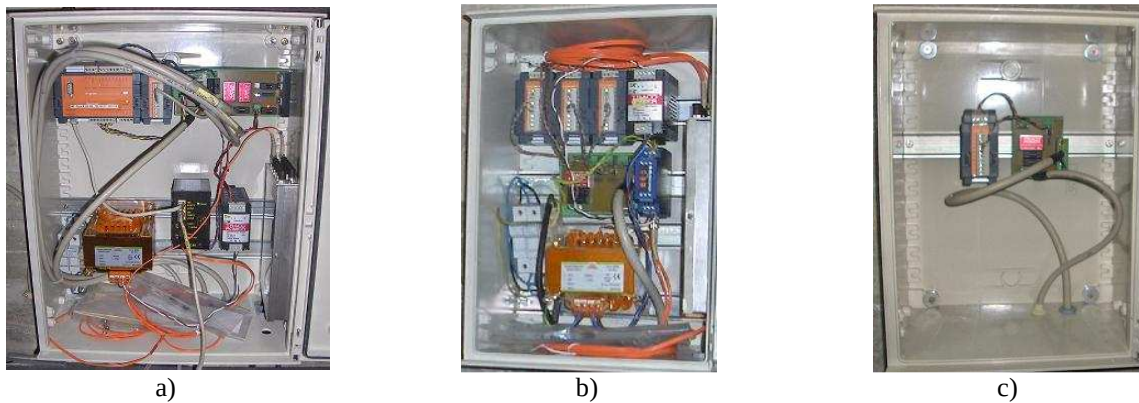


Figura 4.7 – Caixas instaladas junto dos transdutores: a) tipo 1; b) tipo 2; tipo 3.

Este sistema encontra-se igualmente dotado de um sistema alternativo de fornecimento de energia, composto por baterias junto às caixas do tipo 1 e 2 e por uma UPS (com capacidade para cerca de 1 hora) junto ao computador nos escritórios da central da barragem.

4.2.3 Trabalhos de preparação e instalação do sistema

A instalação do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, na barragem do Cabril, foi precedida de um conjunto de trabalhos, em laboratório e em obra, envolvendo a recepção e teste do equipamento no LNEC, a instalação de uma rede local de transmissão de dados em obra, baseada em fibra óptica e a abertura de nichos no betão para colocação dos acelerómetros.

Numa fase inicial, após a recepção dessas componentes no LNEC, foi necessário proceder a vários testes, depois de montado o sistema nas instalações do CIC-LNEC, tal como se mostra na Figura 4.8.



Figura 4.8 – Equipamento em testes no CIC-LNEC.

Nesta fase efectuaram-se testes ao funcionamento conjunto das várias componentes do sistema. Testaram-se vários circuitos desenvolvidos pelo CIC-LNEC, nomeadamente circuitos de amplificação de sinal e de sincronização entre os vários e.pac. Esta fase foi igualmente aproveitada para testar os programas que asseguram a exploração em contínuo do sistema, os quais serão apresentados em secções posteriores, bem como o controlo remoto do sistema a partir do DBB-LNEC.

Nesta fase de preparação foi igualmente instalada em obra uma rede local, em fibra óptica, para transmitir os dados adquiridos em contínuo, das galerias da barragem para o computador instalado na central da barragem. Na Figura 4.9 mostram-se algumas das operações mais importantes desta etapa.

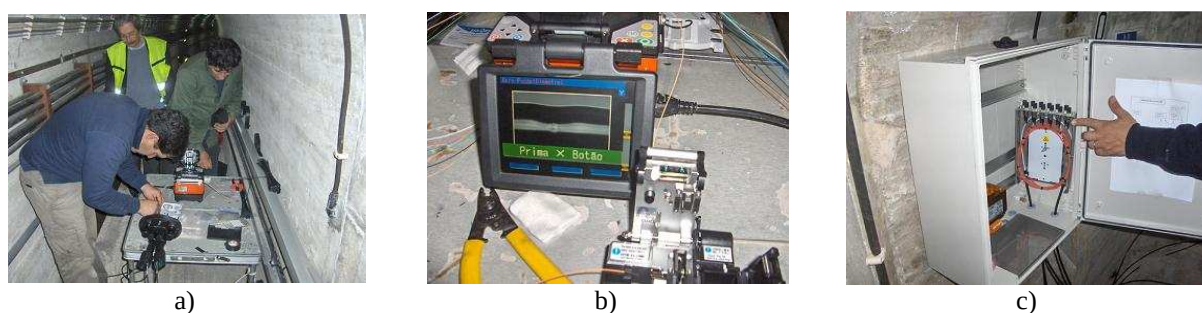


Figura 4.9 – Trabalhos de instalação da rede de fibra óptica: a) preparação das fibras; b) soldagem das fibras; c) ligações dos vários filamentos dentro de uma caixa.

Com o objectivo de resguardar os acelerómetros, para conferir uma maior fiabilidade ao sistema, optou-se pela abertura de nichos no betão, cujo processo se mostra na Figura 4.10.



Figura 4.10 – Trabalhos de abertura de nichos para acondicionamento dos acelerómetros.

Após os trabalhos de preparação que se apresentaram, procedeu-se à instalação do sistema em Dezembro de 2008. Na Figura 4.11 apresentam-se algumas fotografias que mostram o aspecto final do sistema instalado, nas quais é possível ver alguns acelerómetros instalados acompanhados pelas respectivas caixas de acondicionamento de equipamento.

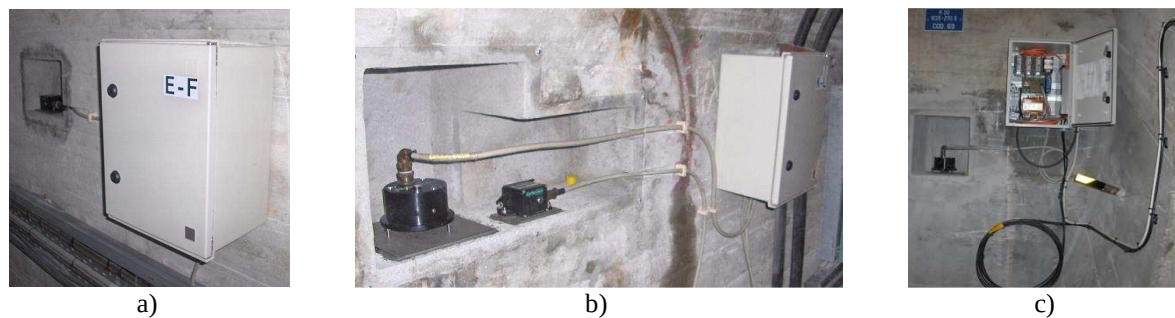


Figura 4.11 – Aspecto geral dos acelerómetros e respectivas caixas instalados em obra.

Na Figura 4.12, mostra-se o centro de controlo, nos escritórios da central da barragem, o qual é essencialmente constituído por um computador e um conversor do sinal óptico em eléctrico, que prepara os dados que entram no computador para serem analisados e armazenados. Este "switch-conversor" é ainda responsável pelo controlo e gestão dos conversores eléctrico-óptico instalados nas galerias da barragem.



Figura 4.12 – Computador onde é efectuado o controlo do sistema e o armazenamento dos dados, nos escritórios da central da barragem.

4.2.4 Controlo remoto do sistema

Uma importante inovação introduzida neste sistema é a possibilidade de o poder controlar remotamente a partir de um centro de análise localizado no LNEC, em Lisboa, a cerca de 200 km da obra, ou em qualquer outra parte do mundo onde exista uma ligação à internet, acedendo ao desktop do computador instalado em obra. Neste caso após a instalação de uma linha ADSL dedicada ao sistema, procedeu-se ao estabelecimento de uma rede virtual privada (VPN - *Virtual Private Network*), entre o computador da obra e um outro do LNEC, através de uma ligação ponto a ponto encriptada, tal como se mostra no esquema indicado na Figura 4.13.

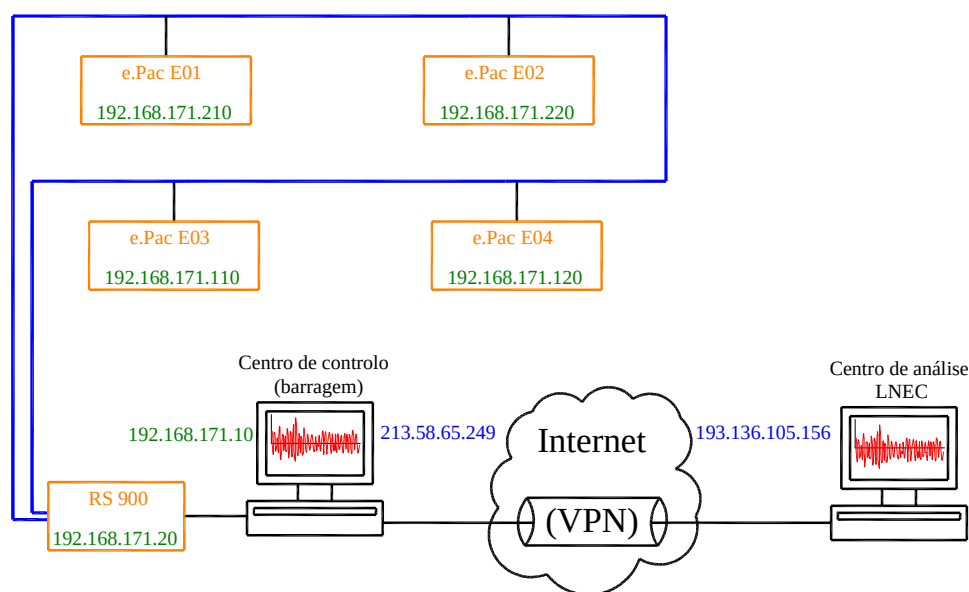


Figura 4.13 – Esquema de controlo remoto do sistema via internet.

É de salientar que o computador instalado em obra tem duas placas de rede, possibilitando assim, a ligação a duas redes em simultâneo. Os endereços de IP assinalados a verde correspondem à rede local, enquanto os endereços IP a azul correspondem à ligação à rede através da internet. Neste caso o computador instalado em obra apresenta dois endereços de IP distintos, um dedicado para cada rede.

Esta tecnologia de controlo remoto é extremamente útil, pois permite controlar e explorar este tipo de sistemas remotamente, tornando assim possível efectuar alterações às configurações do sistema e a transmissão de ficheiros.

O controlo remoto de sistemas RAD, permite otimizar o apoio às actividades relacionadas com a sua exploração e manutenção, porém isto não significa que deixe de ser necessário ter técnicos em obra e que periodicamente sejam efectuadas inspecções de rotina, para averiguar a sua funcionalidade.

4.2.5 Recolha automática de dados

A automatização da recolha de dados é uma operação chave na exploração deste tipo de sistemas. Neste caso, os pacotes de dados reunidos nos vários concentradores de dados são enviados em contínuo para o computador onde são armazenados em ficheiros binários (um ficheiro por cada concentrador de dados). Estes ficheiros são "fechados" no final de cada hora e como a sua designação incorpora informação sobre a hora e a data (referente ao período da hora em que os dados foram adquiridos) é-lhes atribuída a designação de ficheiros horo-datados (Reis, et al., 2009).

Esta operação de gestão de dados ao nível dos concentradores de dados e de armazenamento dos pacotes de dados em ficheiros no computador é assegurada por um programa desenvolvido em LabView no CIC-LNEC, ao qual foi atribuída a designação de Cabril Aquis, cuja interface gráfica se apresenta na Figura 4.14 (Reis, et al., 2009).

Cabril Aquis - Painel Remoto

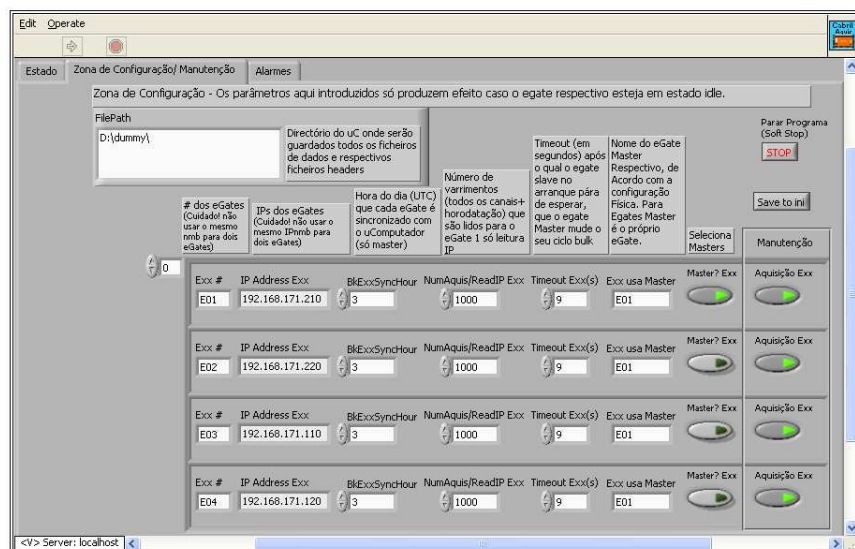


Figura 4.14 – Interface do programa de aquisição (Cabril Aquis) desenvolvido no CIC.

Este programa é utilizado como um serviço do Windows, que está preparado para ser inicializado automaticamente com o arranque do sistema operativo do computador. Para além da criação e gestão dos ficheiros que contêm os dados referentes aos valores das acelerações medidas, é igualmente gerado um conjunto de outros ficheiros, que se passa agora a descrever.

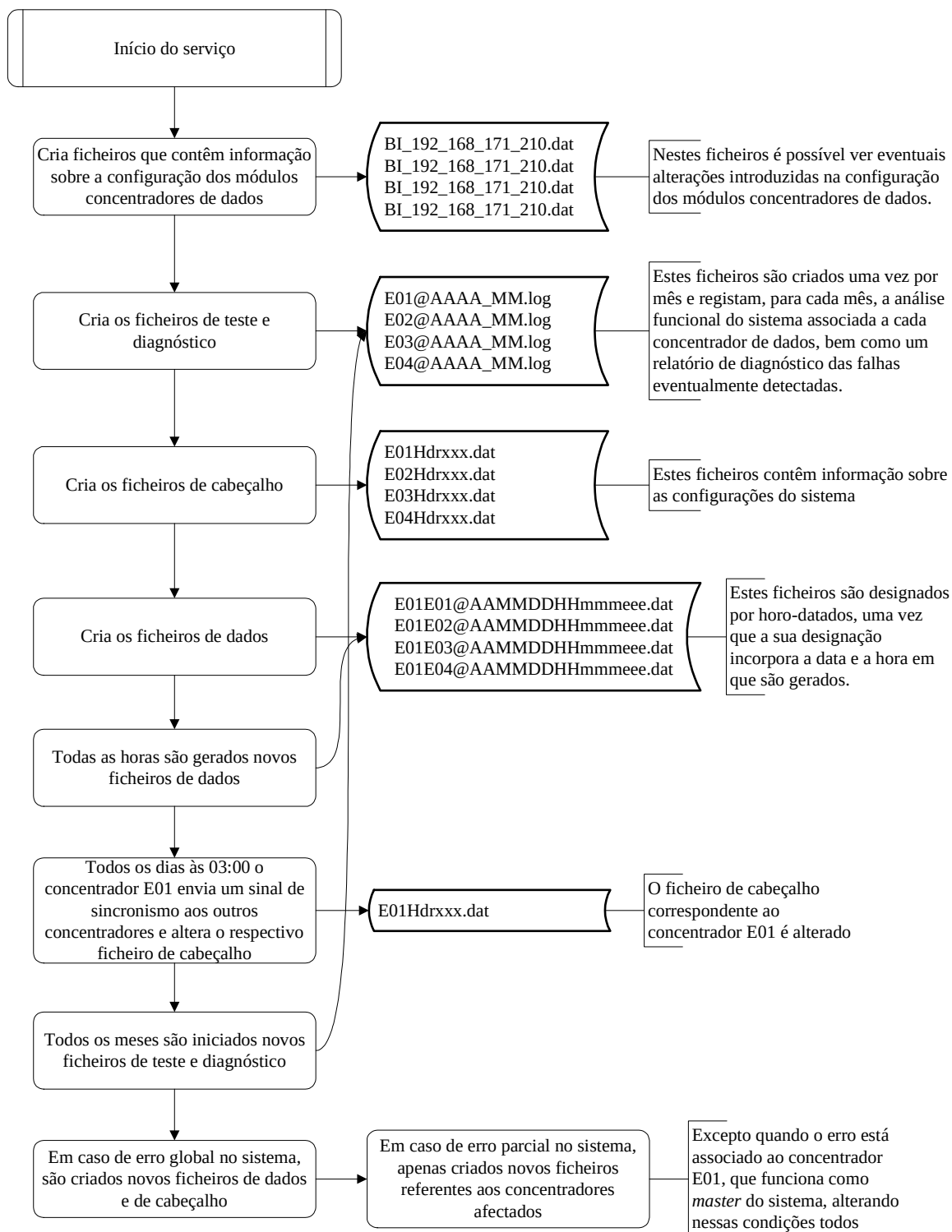
Com o início de funcionamento do sistema são automaticamente criados vários ficheiros que funcionam como uma espécie de bilhete de identidade dos concentradores de dados, os quais são caracterizados pela sigla BI (abreviatura de bilhete de identidade) e pelo endereço de IP referente a cada concentrador. Estes ficheiros contêm informação sobre a configuração dos módulos concentradores de dados e emitem informação sobre eventuais alterações à sua configuração.

Para cada mês são gerados os designados ficheiros de teste e diagnóstico (um por cada concentrador), nos quais se regista mensalmente a análise funcional do sistema associada a cada concentrador de dados, bem como um relatório de diagnóstico das falhas eventualmente detectadas.

Para cada hora são gerados os já referidos ficheiros binários onde se armazenam os dados e os designados ficheiros de cabeçalho, também em formato binário, os quais contêm informação sobre as configurações do sistema que permite um acesso mais rápido e directo à informação armazenada nos ficheiros de dados.

No Fluxograma 4.1 apresenta-se o algoritmo do programa Cabril Aquis, no qual se mostra a sequência das diversas operações.

Fluxograma 4.1 – Algoritmo do programa Cabril Aquis.



No fluxograma anterior as siglas E01, E02, E03 e E04 representam as designações atribuídas aos vários concentradores de dados, enquanto AAAA representa os dígitos do ano, AA

refere-se aos últimos dois dígitos do ano, MM os dígitos do mês, DD os dígitos do dia e HH os dígitos da hora.

A sigla Hdr representa a abreviatura de *Header* (designação de cabeçalho na literatura Inglesa), enquanto xxx corresponde aos dígitos que indicam o número de vezes que os ficheiros de cabeçalho foram alterados desde o início de funcionamento do sistema.

Nos ficheiros de dados combinam-se as siglas E01, E02, E03 e E04, a primeira sigla refere-se ao concentrador mestre, a partir do qual é emitido um sinal de sincronismo (responsável sincronização dos dados entre os vários concentradores), enquanto a segunda sigla refere-se ao concentrador de onde são originários os dados. Os últimos seis dígitos referem-se ao número de vezes que os ficheiros de cabeçalho já foram criados (os três primeiros – mmm – são referentes ao ficheiro de cabeçalho para os dados do concentrador mestre e os três últimos – eee – para o concentrador, de onde são originários os dados).

4.3 Processamento, análise e gestão de dados em contínuo

Estes sistemas, vocacionados para a observação do comportamento dinâmico em contínuo, baseiam-se essencialmente na aquisição de séries temporais de acelerações. Porém, como já se referiu anteriormente, a quantidade de dados gerada pode ser considerável (essencialmente depende dos valores das frequências de amostragem utilizados), pelo que é necessário definir uma estratégia adequada que assegure em contínuo um conjunto de actividades, relacionadas com o processamento, a análise e a gestão dos dados, como sejam:

- o pré-processamento dos dados e a sua redução (decimando-os para frequências de amostragem adequadas);
- a detecção de eventos especiais (potencialmente associados a acções sísmicas), que é uma das principais motivações para a implementação deste tipo de sistemas;
- o processamento dos dados e a identificação modal automática dos parâmetros modais associados aos primeiros modos de vibração;
- a criação e a gestão de uma base de dados compactados com os dados relevantes da observação em contínuo do comportamento dinâmico;
- a gestão e armazenamento de dados em contínuo.

Um dos principais contributos deste trabalho consistiu precisamente no desenvolvimento de um conjunto de ferramentas computacionais, que permitem implementar as tarefas anteriormente referidas, associando-as ao sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, instalado na barragem do Cabril, as quais se indicam no esquema da Figura 4.15 a vermelho.

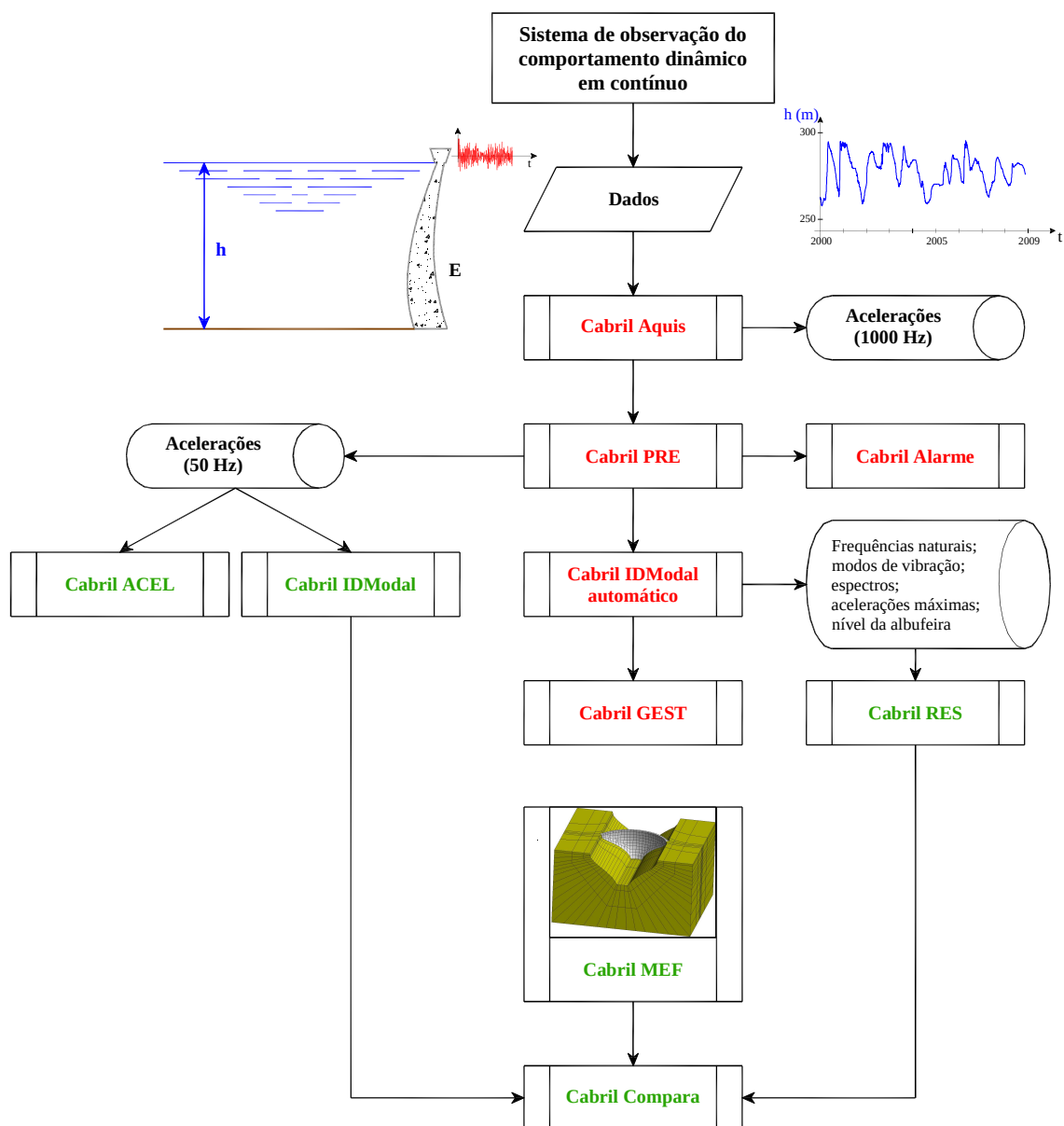


Figura 4.15 – Esquema da análise e gestão de dados do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo desenvolvido para a barragem do Cabril.

No esquema anterior refere-se ainda um conjunto de outras aplicações informáticas, assinaladas a verde, que são utilizadas para analisar, interpretar e explorar a informação armazenada nas bases de dados criadas com o sistema (as quais serão abordadas na secção seguinte).

Nos pontos seguintes procede-se à descrição pormenorizada de cada uma das ferramentas computacionais que funcionam em contínuo, as quais só entram em funcionamento após o fecho dos ficheiros de dados pelo programa Cabril AQUIS.

4.3.1 Pré-processamento de dados

As ferramentas de pré-processamento têm por objectivo redefinir as séries temporais de dados, ajustando-as aos requisitos do sinal de interesse. Estas operações são usualmente realizadas, recorrendo à aplicação de filtros aos sinais medidos pelos transdutores. Da sua aplicação resultam séries temporais, às quais foi retirado o conteúdo espúrio ou com menos interesse do ponto de vista da análise que se pretende efectuar. Por outro lado, é nesta fase que se convertem os valores de tensão, medidos em Volts pelos transdutores (com ou sem amplificação), para as unidades de interesse das grandezas em observação.

No presente trabalho desenvolveu-se uma ferramenta computacional, em LabVIEW, designada por Cabril PRE (ver Figura 4.16), com a qual se executam algumas tarefas de pré-processamento dos sinais medidos, nomeadamente:

- Decimam-se os sinais medidos, de 1000 Hz para 50 Hz;
- Convertem-se os valores de tensão medidos pelos transdutores em unidades de aceleração;
- Procede-se a zeragem das séries temporais;
- Determinam-se os valores máximos obtidos para cada série temporal;
- Aplica-se um filtro digital Butterworth de 2ª ordem, do tipo passa alto, em que se elimina uma banda de frequências abaixo de 0,25 Hz, à qual se encontra usualmente associado algum ruído electrónico.

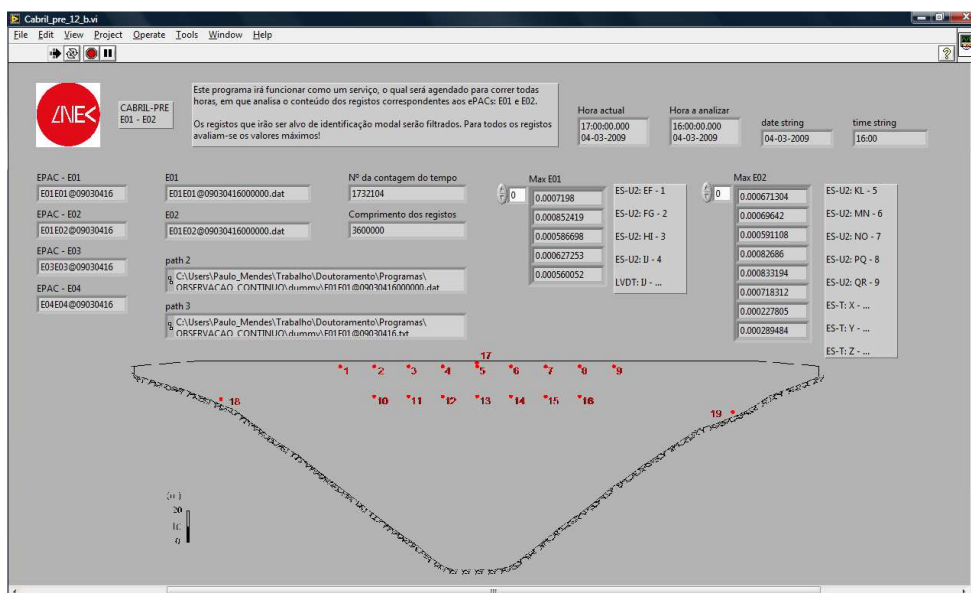
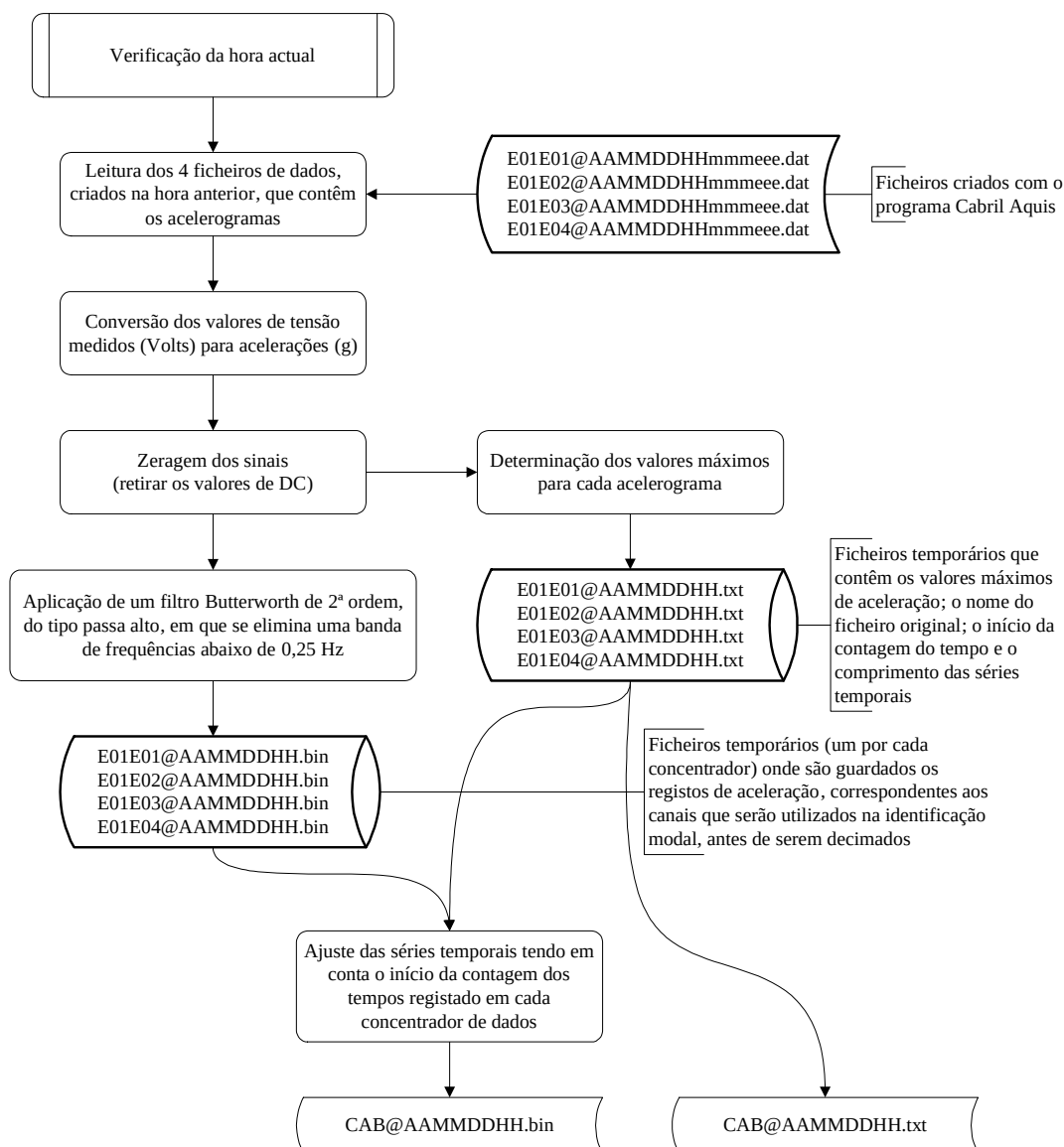


Figura 4.16 – Interface do programa Cabril PRE.

Esta ferramenta é constituída por um programa principal que incorpora duas aplicações, essencialmente devido ao grande tamanho dos ficheiros de dados originais, uma para os concentradores 1 e 2 e outra para os concentradores 3 e 4.

Com este programa são inicialmente gerados, a partir dos quatro ficheiros de dados, oito ficheiros temporários, quatro com os registos de aceleração referentes aos canais que serão objecto de identificação modal (um por cada concentrador) e mais quatro, que contêm os valores máximos de medida de cada canal (um por cada concentrador). Os oito ficheiros anteriores dão origem a dois novos ficheiros, um ficheiro em formato binário, com extensão *.bin, onde são arrumados, na ordem pretendida, as séries temporais referentes aos canais que serão alvo de identificação modal, por cada concentrador de dados e um ficheiro em formato ASCII, com extensão *.txt, onde é guardada alguma informação sobre o ficheiro de dados original, designadamente: a designação desse ficheiro, o início da contagem do tempo, o número total de amostras e os valores máximos das acelerações, obtidos para cada canal de medida.

Fluxograma 4.2 – Algoritmo do programa Cabril PRE.



Estes dois ficheiros são imediatamente colocados à disposição dos programas seguintes (Cabril Alarme, Cabril IDModal automático e Cabril GEST), sendo no final armazenados numa

base de dados permanente, que fica disponível e a partir da qual é possível reanalisar novamente os dados, sempre que se justifique, utilizando os programas adequados, dependendo do objectivo das análises (Cabrill Acil, Cabril IDModal).

4.3.2 Detecção de eventos especiais

Um dos principais objectivos para o desenvolvimento de sistemas de observação do comportamento dinâmico de barragens de betão, está relacionado com a importância de medir a resposta destas obras quando sujeitas a acções sísmicas, pelo que é necessário estabelecer procedimentos que garantam que essa informação é guardada com sucesso para se poder analisar posteriormente.

Neste sentido desenvolveu-se uma aplicação computacional em LabVIEW, designada por Cabril Alarme (ver Figura 4.17), cuja finalidade é analisar os valores máximos das acelerações determinados previamente para cada canal de medida, e guardados nos ficheiros *.txt gerados pelo o programa Cabril PRE.

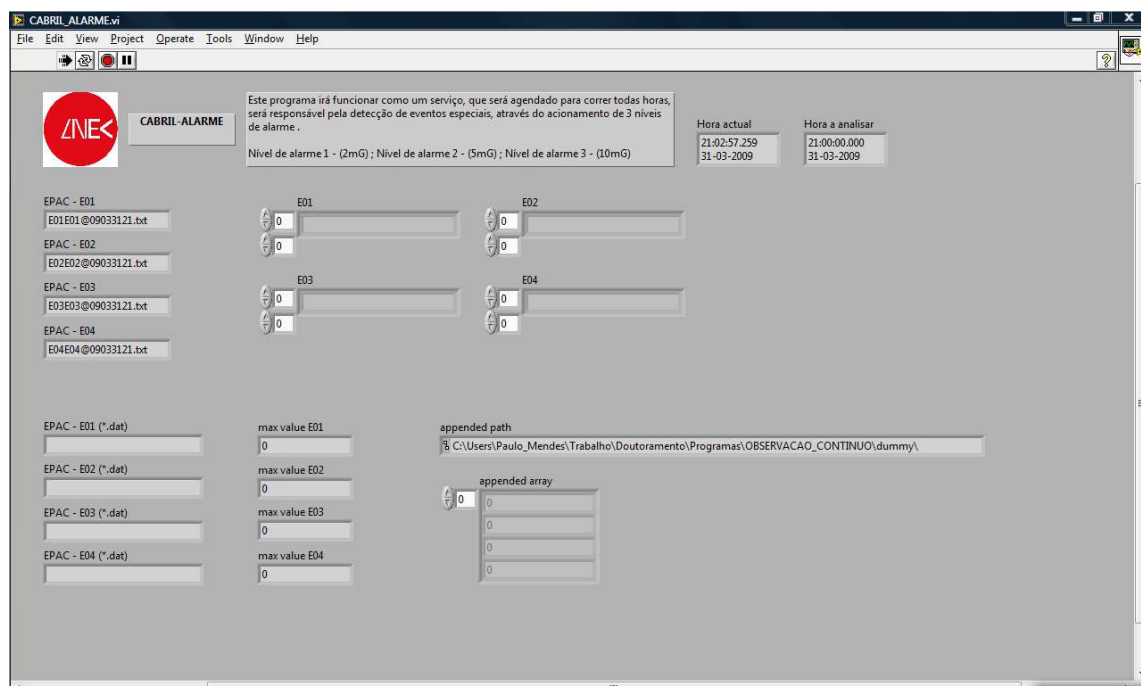
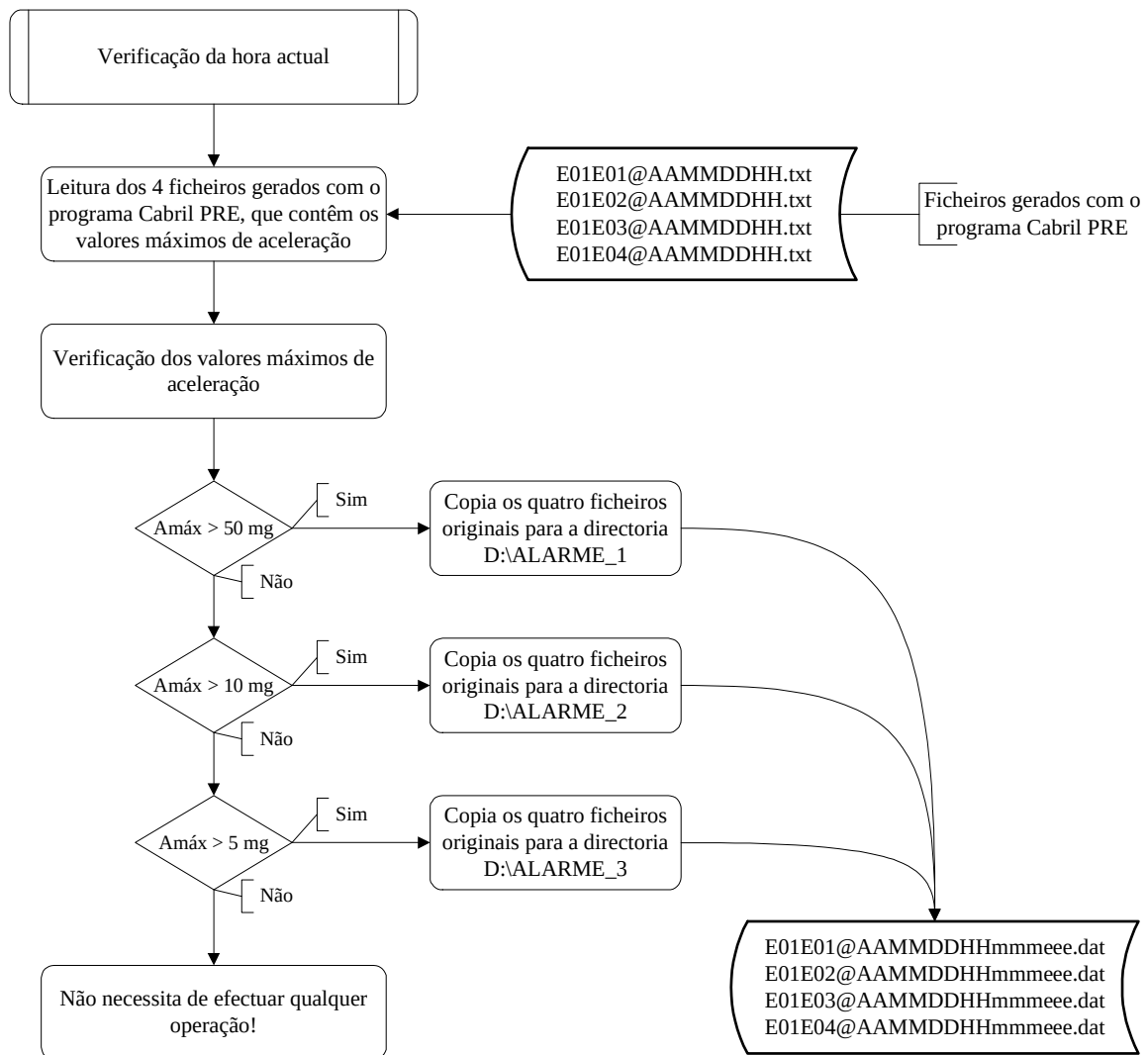


Figura 4.17 – Interface do programa Cabril Alarme.

Caso os valores definidos para alarme sejam ultrapassados, este programa copia os quatro registos originais *.dat, referentes àquela hora, para directorias associadas ao tipo de alarme activado. É de referir que, para o caso concreto da barragem do Cabril, definiram-se três níveis diferentes de alarme, pelo que foram igualmente criadas três directorias, designadas por ALARME_1 (50 mG), ALARME_2 (10 mG), e ALARME_3 (5 mG). A estrutura referente ao algoritmo da aplicação Cabril Alarme é apresentada no Fluxograma 4.3.

Fluxograma 4.3 – Algoritmo do programa Cabril Alarme.



Durante a ocorrência de um sismo intenso, a grande maioria dos canais de medida poderá saturar, isto é, o campo de medida definido poderá não ser suficiente para registar valores de aceleração muito elevados. Nestas circunstâncias, possivelmente, apenas os canais referentes aos acelerómetros triaxiais terão capacidade para registar os valores de acelerações envolvidos, uma vez que têm uma configuração diferenciada dos demais, precisamente para garantir que se consegue medir a diferença entre os valores de aceleração medidos junto do maciço rochoso e na zona, onde potencialmente ocorrerão os valores máximos de aceleração no corpo da obra, isto é, na consola central ao nível da galeria do coroamento. A relação que se estabelece entre estes valores é conhecida como a amplificação dinâmica das ondas sísmicas na estrutura da obra.

Ao guardarem-se os ficheiros originais, associados a este tipo de eventos, garante-se a possibilidade de efectuar todas as análises que se entender suficientes e adequadas, a partir da informação em bruto, antes de qualquer tipo de pré-processamento. Este tipo de informação é importante para a verificação da fiabilidade dos modelos de comportamento utilizados nas usuais actividades de controlo de segurança destas obras, que envolvem a previsão do seu comportamento em relação às acções sísmicas (Câmara, 1999), bem como para a verificação

validade das acções sísmicas prescritas nos regulamentos da especialidade, aplicado em Portugal (RSA e EC8).

4.3.3 Identificação modal automática

A implementação da identificação modal automática, bem como de outros procedimentos relacionados com a análise e armazenamento dos resultados em contínuo é assegurada por uma ferramenta computacional desenvolvida em Fortran 90 (designada por Cabril IDModal Automática), que utiliza a informação armazenada nos ficheiros *.txt e *.bin gerados no programa Cabril PRE.

Nos ficheiros *.bin encontram-se as 16 séries temporais de aceleração (utilizadas para estimar as frequências naturais e respectivas configurações modais), cuja ordenação e localização em obra é indicada no esquema da Figura 4.18. A partir destas séries temporais são obtidas as funções de densidade espectral de potência, utilizando os procedimentos descritos na secção 3.3.1.1, dando origem à designada matriz das funções de densidade espectral de potência, à qual se aplica o algoritmo da decomposição em valores singulares para estimar os espectros de valores singulares e os respectivos vectores singulares, associados a cada valor singular, de acordo com o processo descrito no capítulo 3, na secção 3.3.1.3, como método FDD.

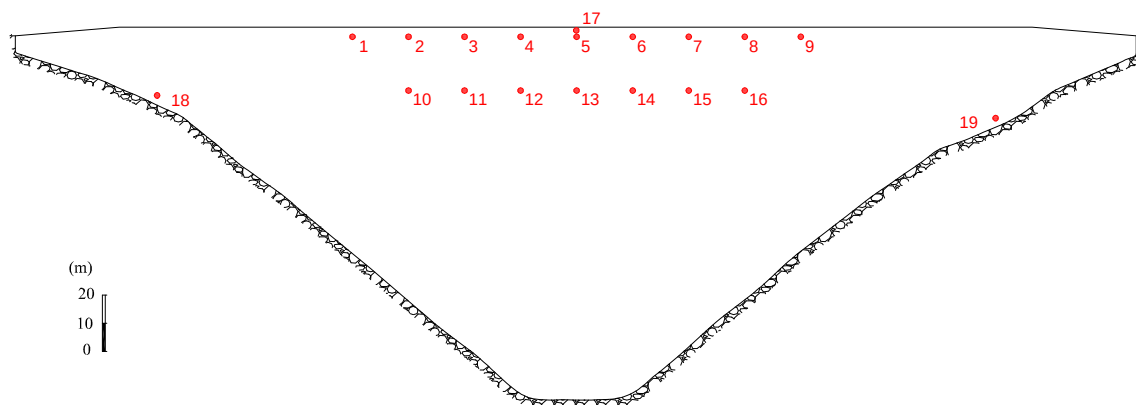


Figura 4.18 – Alçado da barragem com a numeração dos vários acelerómetros e sua localização em obra.

O processo referente à identificação modal automática processa-se a partir do método FDD, baseando-se nos princípios descritos em 3.4. No entanto, com o objectivo de otimizar este processo, implementaram-se mais alguns procedimentos, com os quais se introduziu algum conhecimento específico sobre o comportamento dinâmico da obra, facilitando o processo de identificação automática de picos e a validação desses picos como modos estruturais.

Estes procedimentos consistiram essencialmente na adopção de bandas de influência para cada uma das frequências a identificar, as quais têm em consideração os limites inferior e superior esperado para cada uma das frequências a identificar.

Assim, para o caso da barragem do Cabril, adoptaram-se procedimentos que têm como objectivo identificar as primeiras cinco frequências naturais da estrutura. Esta opção foi tomada tendo em conta a experiência obtida em anteriores processos de identificação modal estocástica, em que foi possível identificá-las claramente, e no facto de estas serem suficientes para uma adequada caracterização do comportamento dinâmico desta obra.

Uma vez identificadas automaticamente as frequências naturais de interesse e as respectivas configurações modais, o programa Cabril IDModal Automática procede ao ajuste de um espectro analítico aos pontos correspondentes ao espectro identificado do primeiro valor singular, entre 2 Hz e 6 Hz (ver Figura 4.19), utilizando um método de regressão não linear múltipla com ajuste de mínimos quadrados, baseado na utilização da expressão

$$F(\omega) = \frac{A_1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \omega^2)^2 + (2\omega\omega_1\xi_1)^2}} + \dots + \frac{A_N}{\sqrt{(\omega_N^2 - \omega^2)^2 + (2\omega\omega_N\xi_N)^2}} \quad (2.126)$$

na qual ω_N , corresponde aos valores identificados automaticamente para as frequências naturais, enquanto A_N e ξ_N são determinados pelo método de regressão referido, sendo ω a variável da função. Este ajuste permite obter uma estimativa dos coeficientes de amortecimento modal, ξ_N .

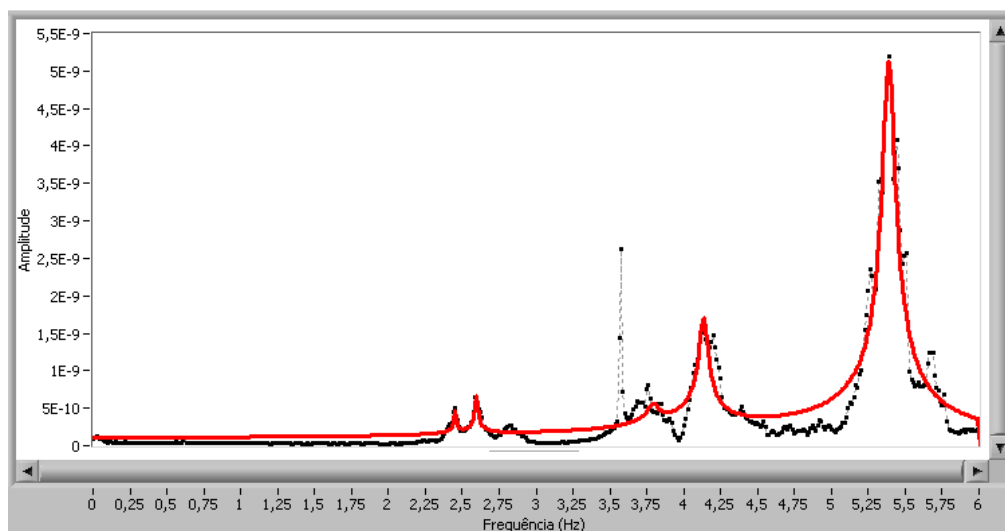
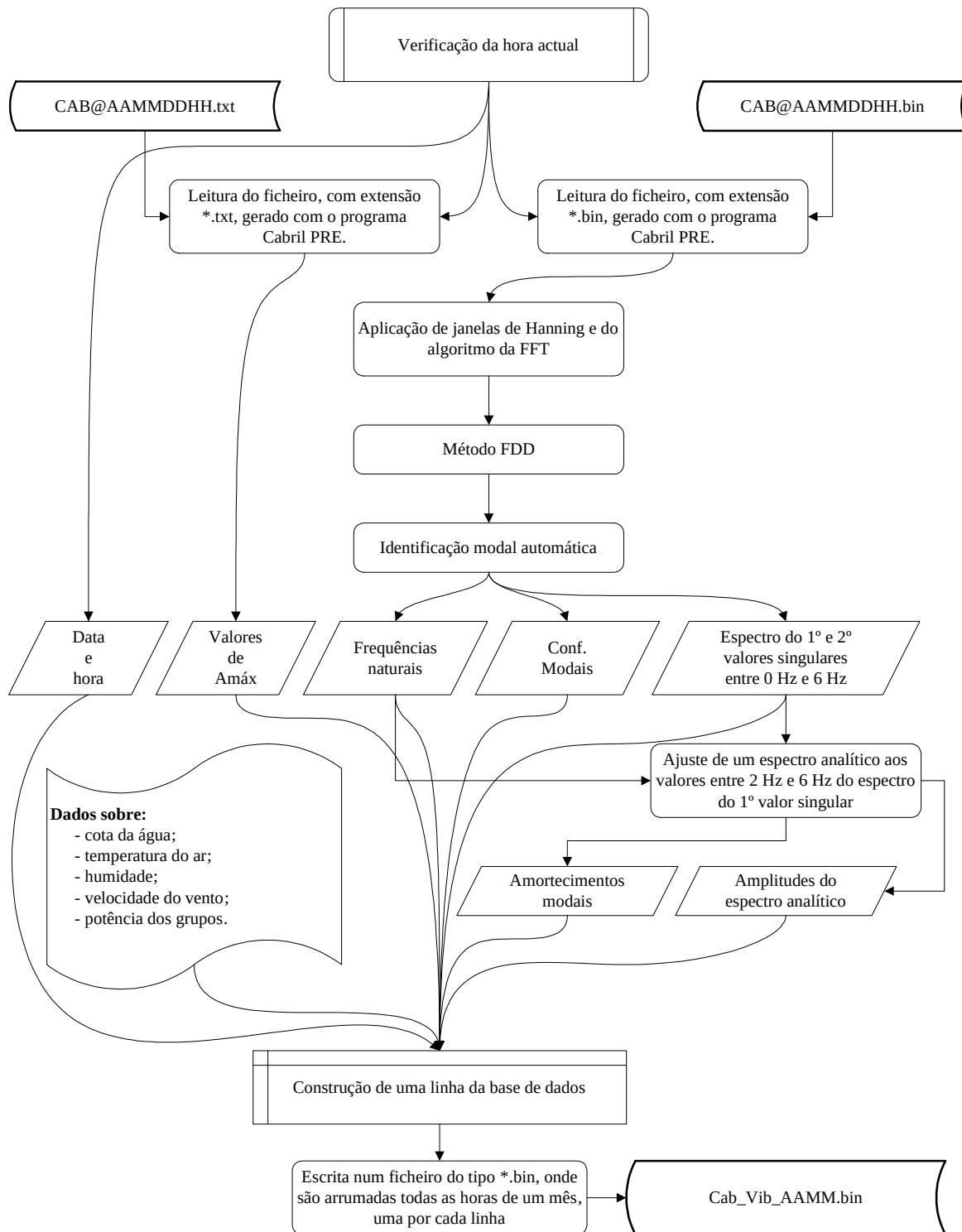


Figura 4.19 – Ajuste de um espectro analítico aos valores estimados para um espectro do 1º valor singular.

No Fluxograma 4.4 apresenta-se a estrutura do algoritmo do programa Cabril Análise.

Fluxograma 4.4 – Algoritmo do programa Cabril Análise.



Ainda no programa Cabril IDModal Automática, para cada hora analisada guardam-se, num ficheiro em formato binário, os dados mais relevantes sobre a evolução do comportamento dinâmico da obra (frequências naturais, modos de vibração, amortecimentos modais e valores máximos de aceleração nos vários canais de medida) ao longo do tempo. Estes ficheiros em formato binário constituem uma verdadeira base de dados, em formato compactado, sobre a evolução do comportamento dinâmico desta obra. São criados ficheiros mensais que contêm por

cada linha uma determinada hora do mês, assim para um mês de 31 dias contêm 744 linhas de dados, e em cada uma dessas linhas encontram-se arrumados 1132 valores (colunas) de interesse para o acompanhamento do comportamento dinâmico da obra. Estes 1132 valores encontram-se arrumados como se mostra na Tabela 4.1:

Tabela 4.1 – Discriminação dos valores que ocupam as 1132 posições referentes a cada hora.

Data	Nível da albufeira	Condições ambientais	Potência grupos	Acel. máximas	Freq. naturais	Modos	Espectros do 1º e 2º valores singulares	Parâmetros do E. A.: Ampl. e ξ
1 - 4	5	6 - 8	9	10 - 34	35 - 40	41 - 136	137 - 1112	1128 - 1132

Os ficheiros que contêm esta informação, constituem, como já se referiu uma base de dados que será acedida por uma aplicação informática para apoio à visualização gráfica que se irá descrever posteriormente.

4.3.4 Gestão de dados

Estando este tipo de sistemas constantemente a recolher dados, facilmente se chegaria a situações em que o volume de informação seria, na prática, intratável. Neste sentido, é necessário desenvolver ferramentas computacionais, que segundo critérios bem definidos, eliminem a informação que, após processamento e análise, já não seja necessária. Por outro lado, é importante gerir a informação já processada e guardada de uma forma compacta em ficheiros mensais, actualizando as bases de dados existentes no centro de análise (actualmente no LNEC), a partir do centro de controlo instalado em obra.

No caso em estudo neste trabalho, o sistema gera cerca 10 Gbytes de informação diária (em bruto), o que por mês representa cerca de 300 Gbytes. Atendendo que o disco do computador instalado em obra tem uma capacidade de 500 Gbytes, então em menos de dois meses esgotar-se-ia a capacidade de armazenamento.

Atendendo, à grande quantidade de informação em jogo, há que eliminar a que já foi processada e gerir a de interesse, entretanto compactada. Neste sentido, desenvolveu-se uma aplicação informática em LabView, à qual se atribuiu a designação de Cabril GEST (ver Figura 4.20), que elimina imediatamente, após a análise dos ficheiros da hora anterior, os ficheiros *.txt e *.bin (sem interesse para as bases de dados) entretanto criados com o programa Cabril PRE, bem como os ficheiros *.dat gerados há 3 dias e 1 hora atrás pelo programa Cabril Aquis. Com este tipo de procedimentos, apenas permanecem no disco rígido cerca de 30 Gbytes de dados em bruto (referente aos ficheiros do tipo *.dat) e a informação que vai sendo armazenada nas bases de dados que representa cerca de 8 Gbytes de informação por mês (histórias de acelerações, para

16 canais de medida, com uma frequência de amostragem de 50 Hz, obtida por decimação, a partir dos registos adquiridos a 1000 Hz), para além de informação associada a eventos especiais.

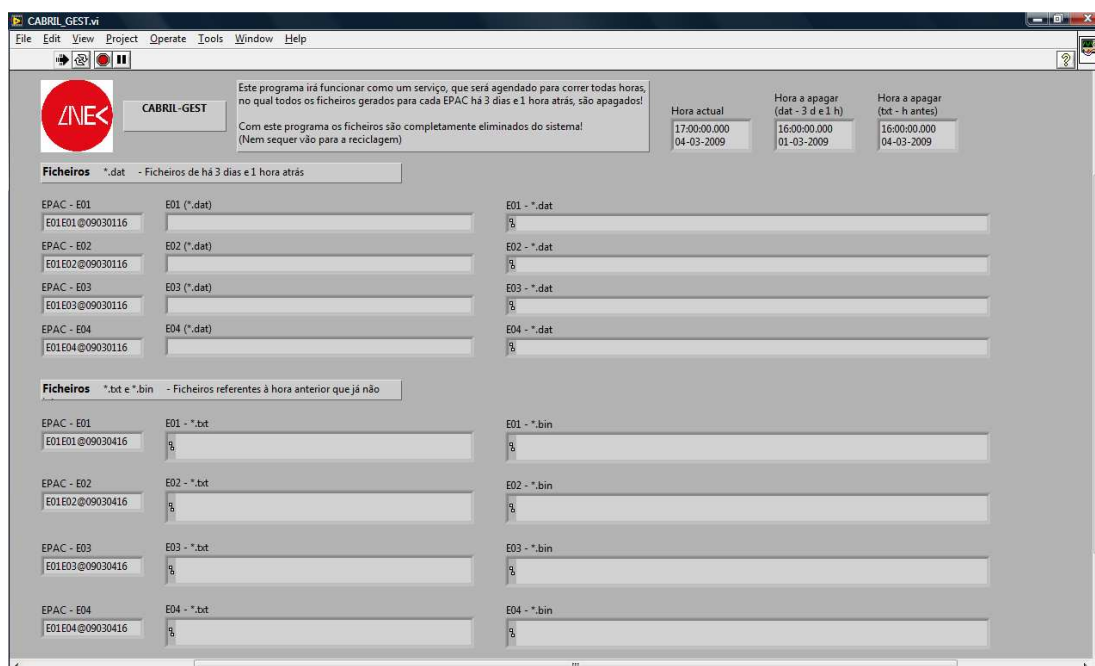


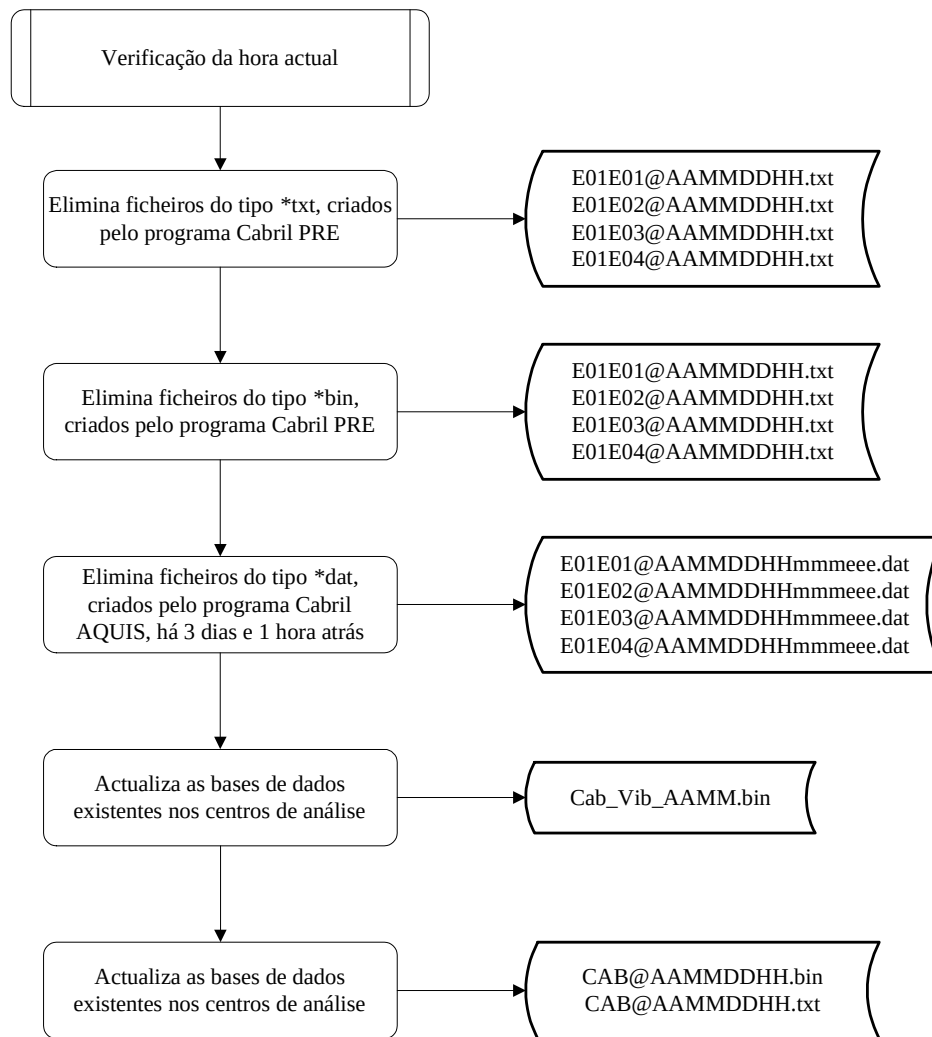
Figura 4.20 – Interface do programa Cabril GEST.

Do ponto de vista experimental, é fulcral guardar esta informação de maneira a que no futuro se possa validar e/ou confrontar a qualidade dos resultados entretanto obtidos, nomeadamente através da utilização de novas metodologias de análise.

Finalmente, utilizando este programa procede-se à actualização das bases existentes nos centros de análise (para já só no LNEC), através da utilização de uma rede virtual privada, via internet ou por transmissão de dados via FTP³³.

³³ FTP – é uma sigla muito conhecida ao nível das tecnologias da informação, que representa a abreviatura de *File Transfer Protocol* (em português: protocolo de transferência de arquivos), e é uma forma bastante rápida e versátil de transferir arquivos (também conhecidos como ficheiros), sendo uma das mais usadas através da internet.

Fluxograma 4.5 – Algoritmo do programa Cabril GEST.



4.4 Análise, interpretação e exploração de dados armazenados

Numa perspectiva global, a observação do comportamento de estruturas com base em sistemas automáticos de recolha e processamento de dados pode ser perniciososa, essencialmente pela falsa sensação de segurança que possa advir da sua utilização, uma vez que podem espontaneamente estar reunidas as condições para os responsáveis interiorizarem a ideia de que a “obra está a ser observada em permanência, pelo que se alguma coisa tender a correr mal será detectada em tempo útil” (Garrett, 2007). Todavia, como aliás já se referiu, convém desde já ter em conta que, estando este tipo de sistemas a recolher dados em contínuo, facilmente se chega a situações em que o volume de dados é, de tal forma elevado que convém compactá-los e sistematizar a sua utilização, de maneira que o seu uso corresponda aos interesses dos responsáveis pelo controlo da segurança.

Este tipo de preocupações tem acompanhado, desde o início, o desenvolvimento e a implementação do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo para a

barragem do Cabril, algumas estão aliás bem ilustradas nas soluções descritas na secção anterior, em que se mostrou a preocupação em compactar a informação que se vai adquirindo em contínuo, arrumando-a desde logo segundo critérios que facilitem o seu acesso numa fase posterior, tendo-se para o efeito definido uma estratégia que assenta no armazenamento da informação experimental em:

- i) base de dados temporária, constituída pelos ficheiros *.dat que contêm os registos de aceleração adquiridos com uma frequência de amostragem de 1000 Hz. Para cada hora são armazenados quatro ficheiros, existindo nesta base de dados ficheiros referentes apenas aos últimos três dias;
- ii) base de dados permanente (informação em bruto decimada para uma frequência de amostragem de 50 Hz), contendo para cada hora um ficheiro *.bin, com os registos de acelerações dos 16 canais de medida utilizados para avaliar experimentalmente o comportamento dinâmico da obra e um ficheiro *.txt que contém os valores máximos de aceleração para cada hora;
- iii) base de dados permanente (dados compactados), com os dados obtidos a partir da identificação modal automática, para cada hora, designadamente os valores das primeiras frequências naturais e respectivos modos de vibração, um espectro com dois valores singulares, os valores máximos de aceleração para cada canal de medida e o nível da albufeira.

Porém, é ainda necessário proporcionar, aos responsáveis pela segurança estrutural destas obras, ferramentas que permitam facilmente manusear, explorar e analisar esses dados, de acordo com os critérios utilizados na sua arrumação, bem como prepará-los para se poderem estabelecer comparações com previsões de modelos matemáticos e análises que se julguem pertinentes usando algoritmos em que se confia.

Neste sentido, apresenta-se nesta secção um conjunto de ferramentas computacionais, desenvolvidas com o intuito de facilitar o manuseamento e a exploração da informação contida nas bases de dados entretanto criadas com o sistema.

4.4.1 Visualização de registos de aceleração e espectros por canal de medida

Para efectuar uma avaliação preliminar do comportamento dinâmico de uma obra é aconselhável visualizar os registos de aceleração e os respectivos espectros associados a qualquer canal de medida, neste sentido, foi desenvolvida uma ferramenta computacional em LabView (ver Figura 4.21), que assegura estas funcionalidades utilizando a informação experimental contida na base de dados permanente, que contém os dados decimados para uma frequência de amostragem de 50 Hz.

Este programa foi desenvolvido com o objectivo de proporcionar uma ferramenta que permita assegurar o controlo da segurança da obra em tempo real, estando disponível para ser utilizado pelos técnicos da EDP residentes na obra.

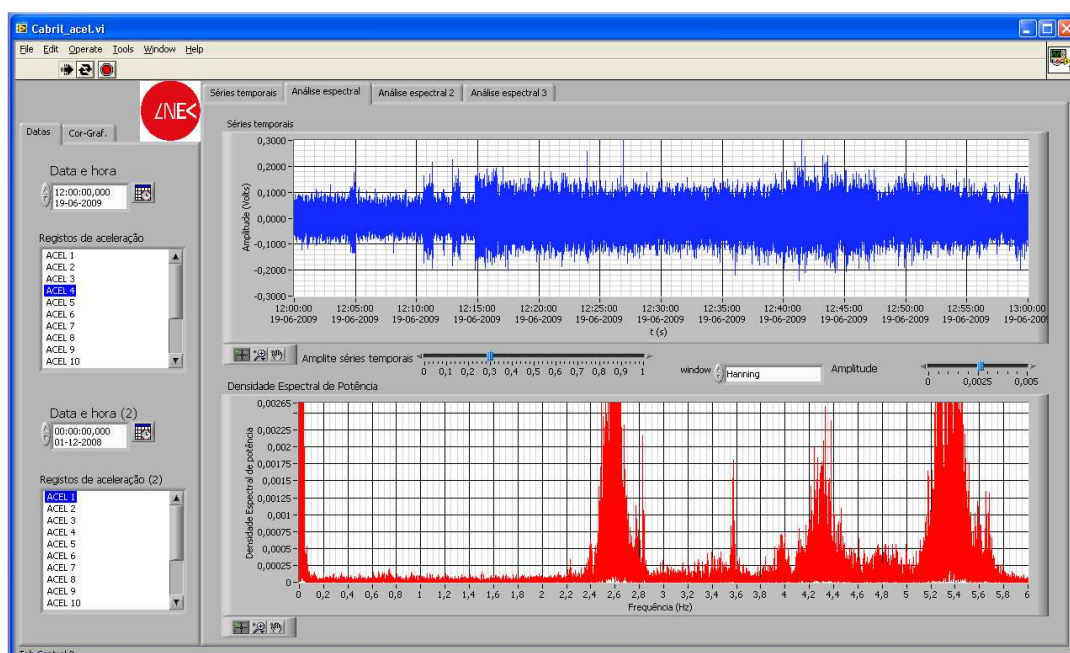


Figura 4.21 – Interface do programa Cabril Acel.

A utilização deste programa baseia-se na escolha de uma hora para analisar, para a qual se mostra a representação gráfica do registo de aceleração correspondente e o respectivo espectro de potência, tal como se mostra na Figura 4.21, seleccionando a opção *Análise espectral*. Contudo é possível analisar apenas segmentos dos registos de aceleração relativos a qualquer hora, recorrendo aos menus *Análise espectral 2* e *3*, enquanto na opção *Séries temporais* é possível comparar registos de aceleração medidos em diferentes canais de medida e para diferentes horas.

4.4.2 Identificação modal de dados armazenados

Para além da simples visualização de registos de aceleração e respectivos espectros de potência, por canal de medida, é essencial possuir ferramentas que permitam uma avaliação global do comportamento dinâmico das obras, pelo que foi desenvolvida uma aplicação computacional em Labview e Fortran 90 que assegura, em qualquer momento, a identificação modal da informação armazenada na base de dados permanente, que contém os dados decimados para uma frequência de amostragem de 50 Hz, à qual foi atribuída a designação de Cabril IDModal.

O programa Cabril IDModal, cuja interface (desenvolvida em Labview) se apresenta na Figura 4.22, tem implementados os métodos de identificação modal estocástica no domínio da frequência BFD, FDD, RD-BFD e RD-FDD (descritos no capítulo 2). Na plataforma em Labview explora-se as potencialidades de visualização gráfica e a possibilidade de o utilizador seleccionar alguns parâmetros a considerar na análise, enquanto na plataforma desenvolvida em Fortran 90 se aproveita as suas potencialidades de rapidez em cálculo científico.

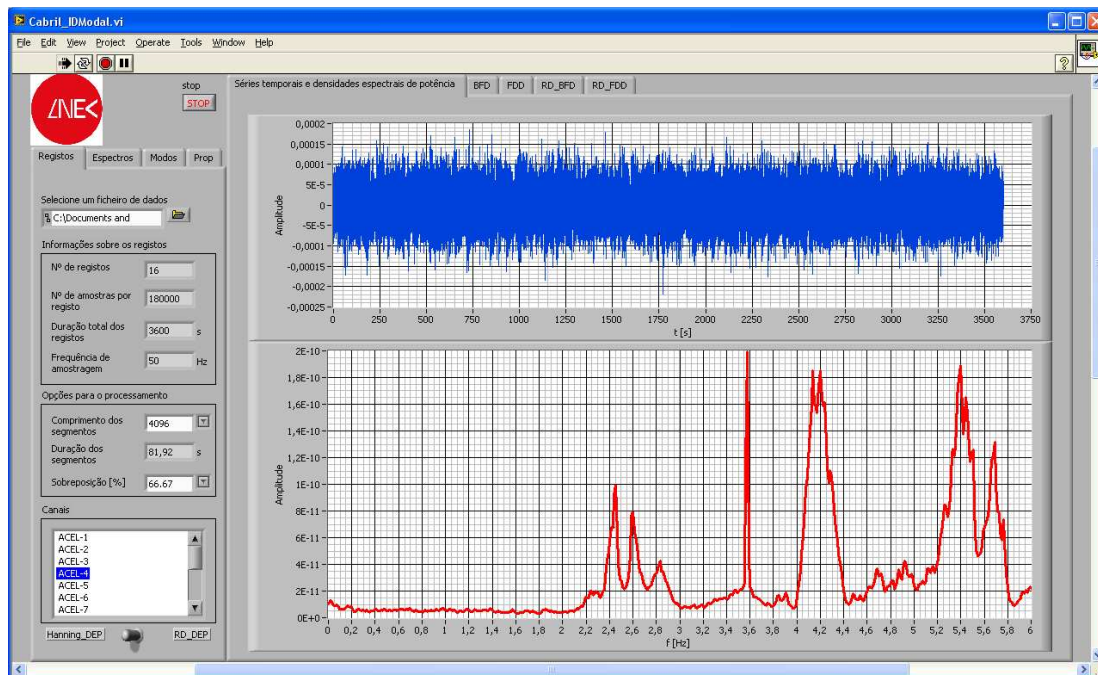


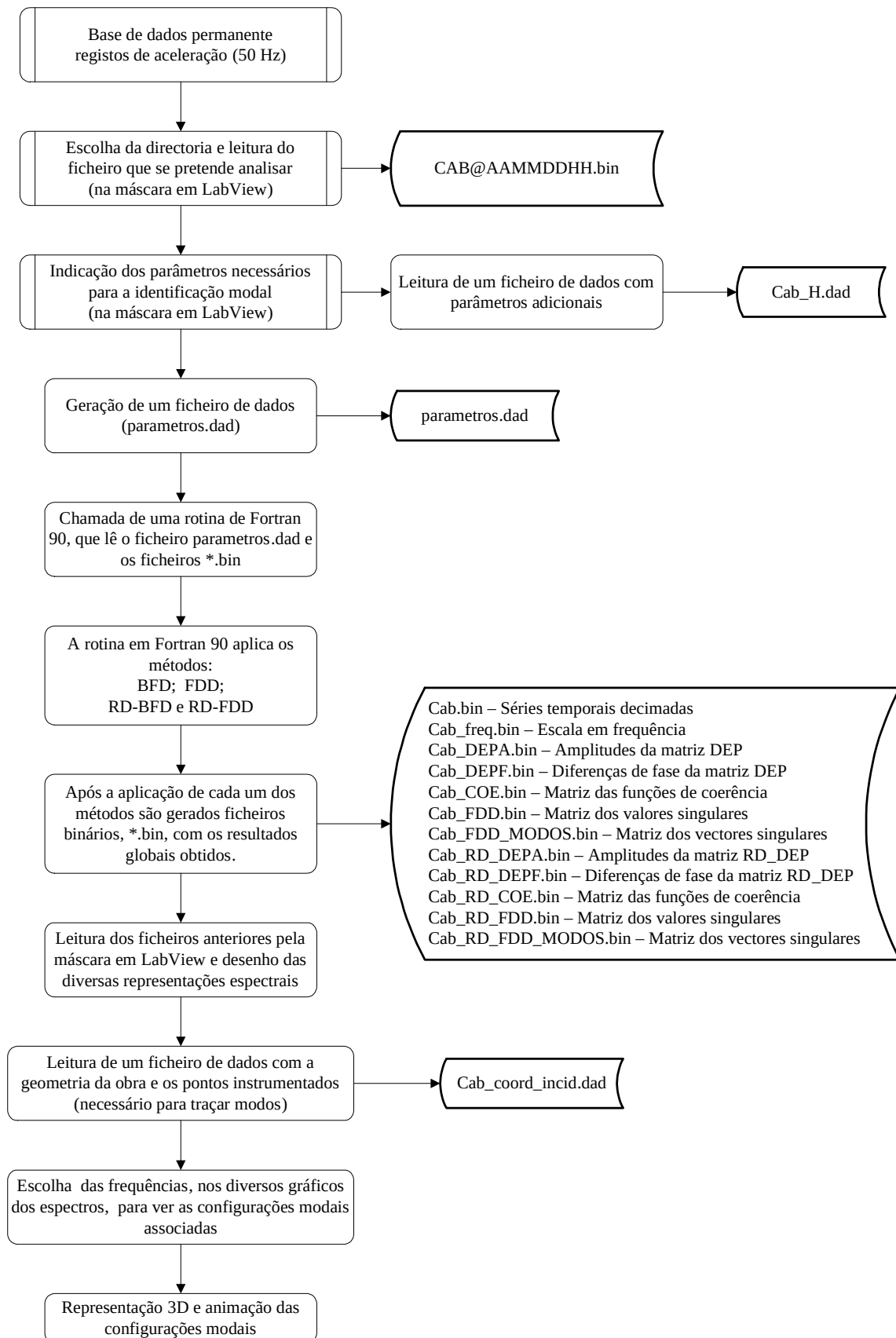
Figura 4.22 – Interface do programa Cabril IDModal.

O recurso à utilização deste programa assumiu especial relevância na fase inicial de exploração do sistema, durante a implementação das rotinas que automatizaram a análise e compactação dos dados, nomeadamente, na afinação das hipóteses adoptadas na identificação modal automática.

Esta ferramenta estará igualmente disponível para, em qualquer momento, se proceder a uma análise mais aprofundada dos dados referentes a uma determinada hora, nomeadamente, para se procederem a ajustes futuros na filosofia implementada no processo referente à identificação modal automática, ou proceder a análises mais exaustivas da informação experimental obtida numa determinada hora.

De seguida, no Fluxograma 4.6, apresenta-se esquematizado o algoritmo do programa Cabril IDModal.

Fluxograma 4.6 – Algoritmo do programa Cabril IDModal.



Na interface gráfica em Labview, indicam-se, numa primeira fase, os parâmetros a considerar na identificação modal, os quais são colocados num ficheiro de dados que posteriormente é acedido pela rotina desenvolvida em Fortran 90, na qual se encontram implementados os vários métodos de identificação modal anteriormente referidos. Após o cálculo, é criado um conjunto de ficheiros, com os resultados obtidos, que posteriormente são acedidos pela plataforma em LabView, na qual se mostram representações gráficas adequadas para a sua interpretação e análise, designadamente sob a forma de auto-espectros, espectros cruzados, funções de coerência, funções de transferência entre canais de medida, espectros de valores singulares e representações tridimensionais das configurações modais.

4.4.3 Interpretação e análise dos dados da observação em contínuo

A informação experimental obtida com o sistema de observação em contínuo, instalado na barragem do Cabril, tem um interesse evidente para a análise e interpretação do comportamento dinâmico desta obra. Contudo, convém recorrer a representações gráficas que permitam efectuar uma adequada interpretação dos dados observados ao longo do tempo, neste sentido foi desenvolvido um programa em Labview e Fortran 90, designado por Cabril RES (ver Figura 4.23), que tem como objectivo facilitar essa tarefa, recorrendo à experiência entretanto adquirida neste domínio.

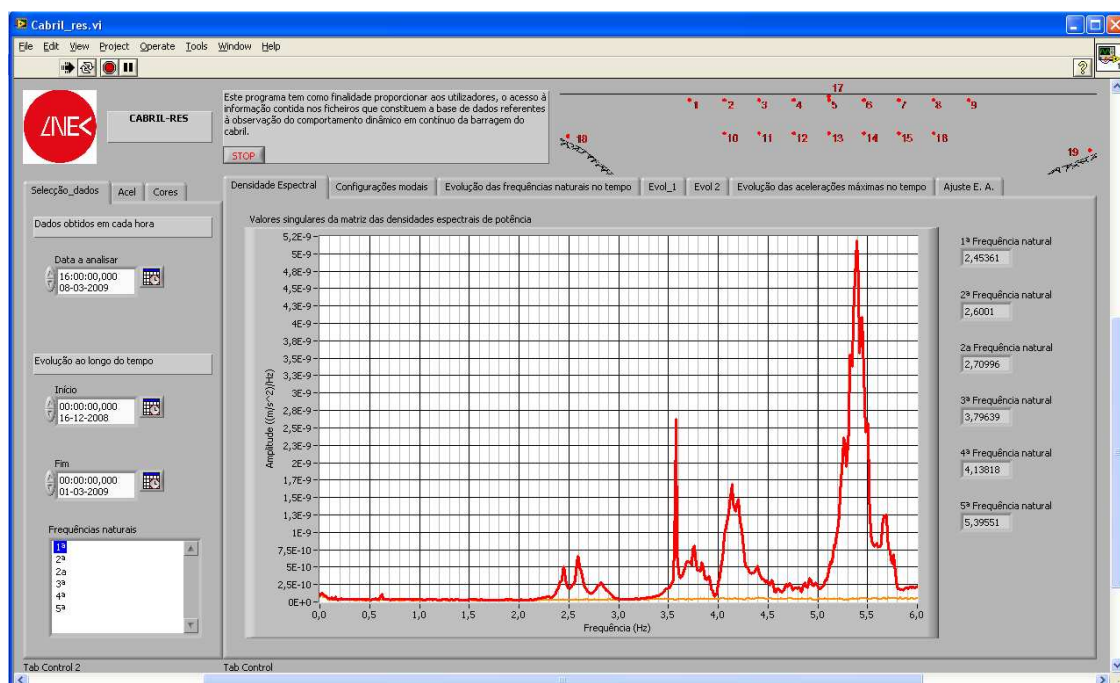


Figura 4.23 – Interface do programa Cabril RES.

Esta ferramenta baseia-se essencialmente num conjunto de representações gráficas, que se julgam as mais adequadas para o tipo de análises que é necessário empreender posteriormente.

Na Figura 4.23, é possível ver na janela denominada “Densidade espectral”, um espectro de dois valores singulares entre 0 Hz e 6 Hz, bem como os valores das frequências naturais identificadas automaticamente, a partir desse espectro, para uma determinada hora. Na Figura 4.24, esquematiza-se uma sequência de vários espectros correspondentes ao 1º valor singular, que no programa se encontram acessíveis mediante um clique para percorrer os espectros de hora a hora.

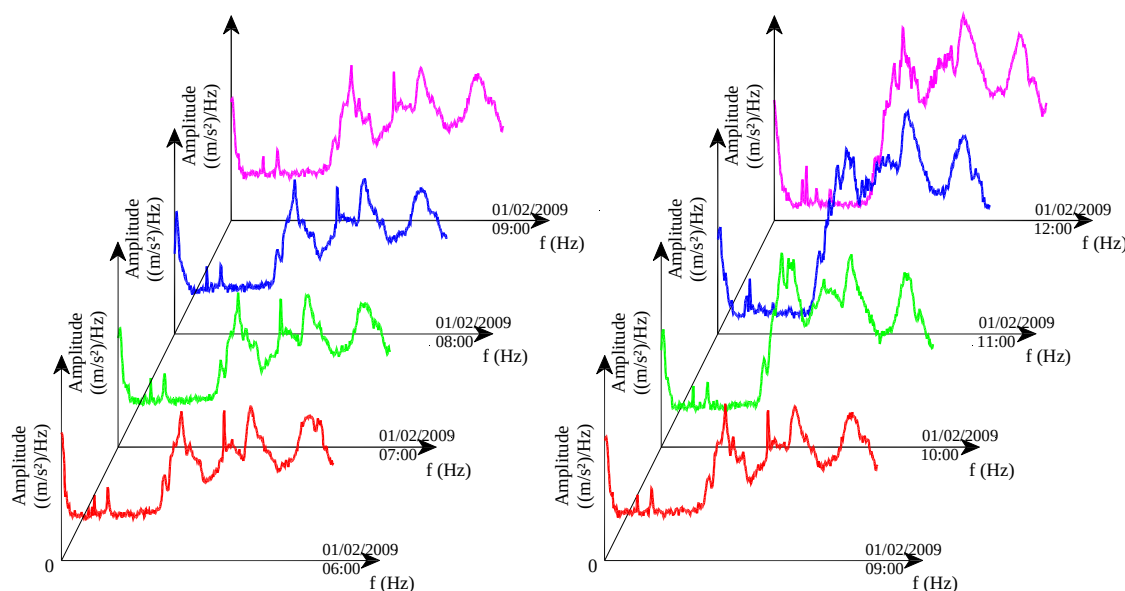


Figura 4.24 – Esquema em que se representa alguns espectros de horas consecutivas.

No menu da esquerda, na zona assinalada pela designação de “Data a analisar”, é possível utilizar o controlo temporal aí colocado, para seleccionar os dados a analisar mediante a escolha de uma qualquer hora, ou proceder a incrementos de uma hora e visualizar os espectros de horas consecutivas, tal como se ilustrou na Figura 4.24.

Este controlo temporal assegura igualmente o acesso à informação contida na janela com a designação, “Configurações modais”, na qual é possível visualizar representações tridimensionais da forma dos modos identificados, bem como animações dos mesmos. Na Figura 4.25, mostra-se uma representação do primeiro modo de vibração, visto de cima, cuja configuração é do tipo anti-simétrico.

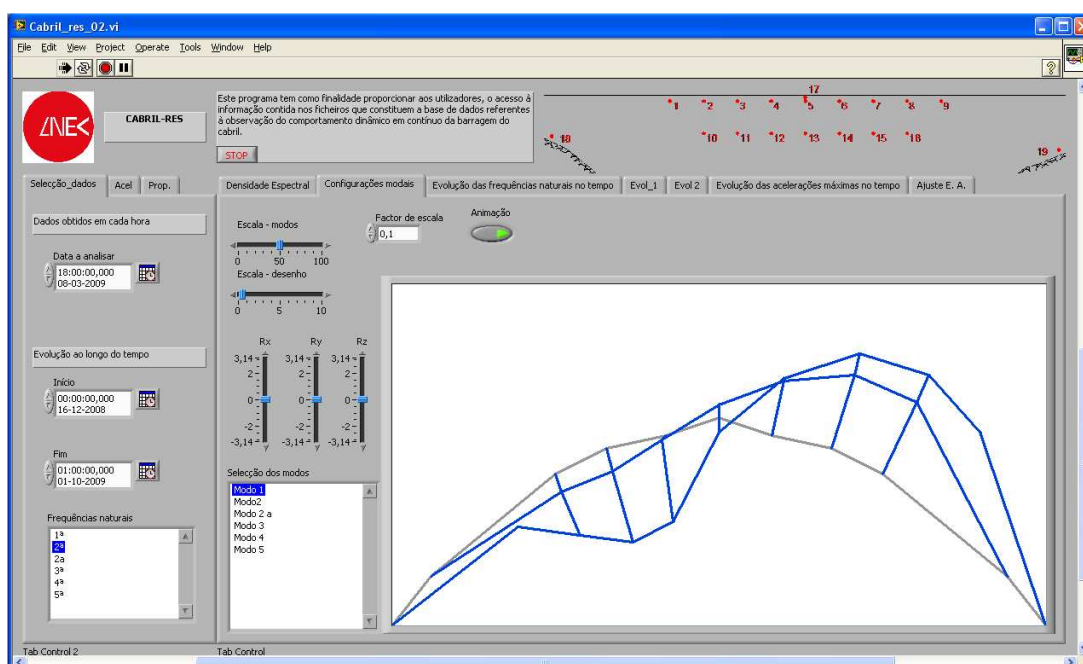
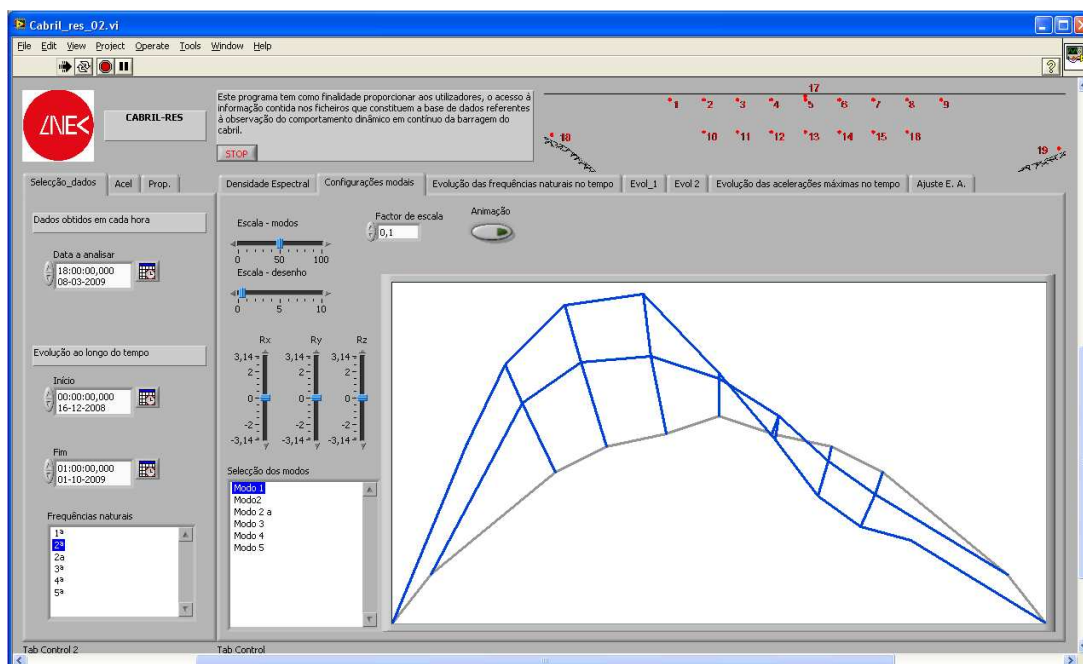


Figura 4.25 – Representação animada da 1ª configuração modal com o programa Cabril RES (a animação é fundamental no caso dos denominados modos complexos, em que não há nodos).

Ainda numa perspectiva de representação de dados horária, apresenta-se na janela “Ajuste E. A.”, o ajuste de um espectro analítico à nuvem de pontos que descreve o 1º valor singular da matriz das densidades espectrais de potência, entre 0 Hz e 6 Hz, tal como se mostra na Figura 4.26. Com base neste ajuste avaliam-se valores para os coeficientes de amortecimento modais associados aos primeiros 5 modos de vibração.

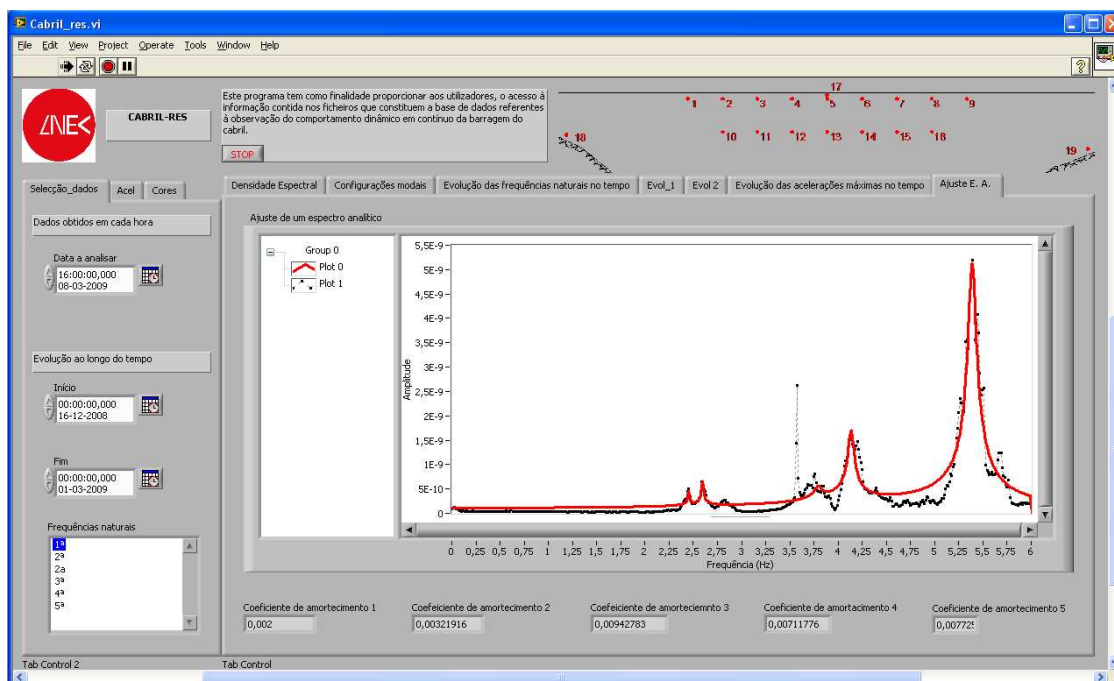


Figura 4.26 – Representação do ajuste de um espectro analítico com o programa Cabril RES.

Uma das representações gráficas com maior interesse neste programa encontra-se na opção designada por “Evolução das frequências naturais no tempo”, na qual é possível ver a evolução das frequências naturais ao longo de um determinado período de tempo e correlacionar com a variação do nível da albufeira. Este período é escolhido no menu do lado esquerdo, na zona identificada por “Evolução ao longo do tempo”, onde existem dois controlos temporais, um designado por “Início” e o outro por “Fim”, nos quais é possível escolher respectivamente o início e o fim do referido período de tempo. A arrumação dos dados, tal como se mostra na Figura 4.27, é efectuada recorrendo a uma rotina desenvolvida em Fortran 90, que é accionada após a selecção do período de análise.

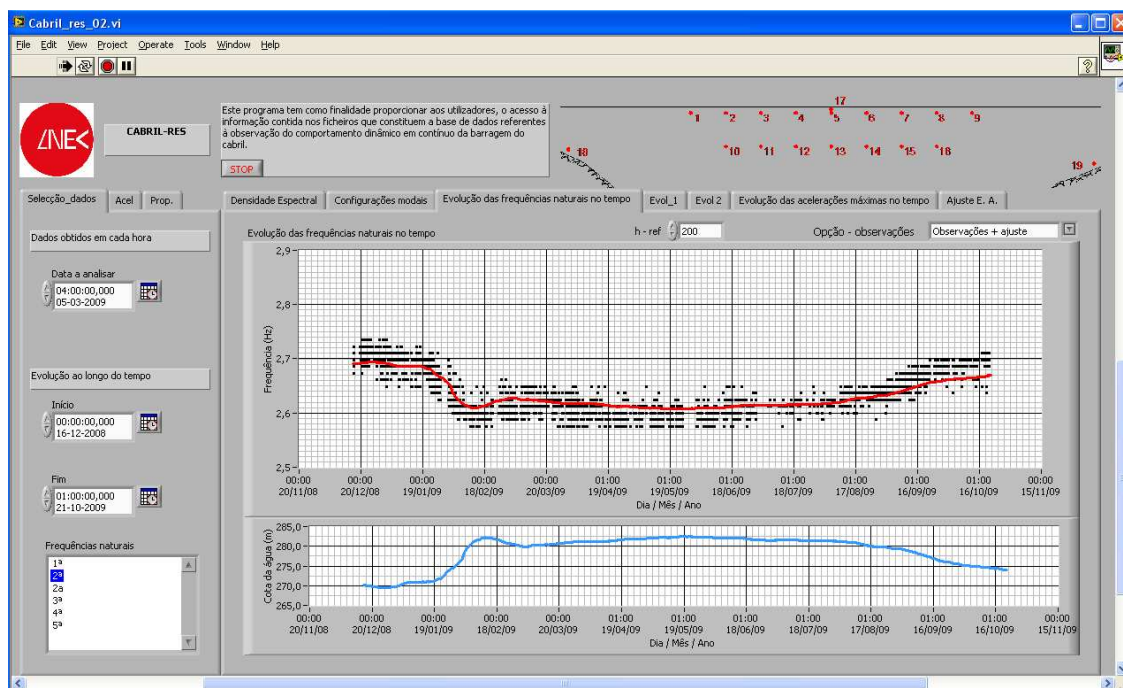


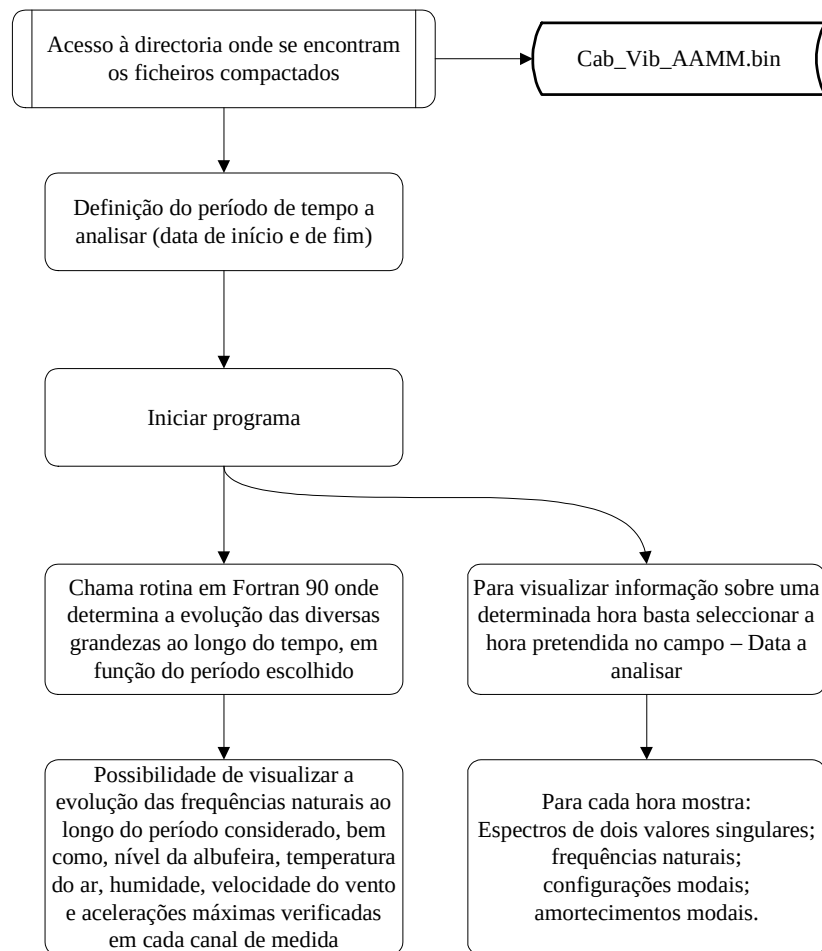
Figura 4.27 – Interface do programa Cabril RES, em que se mostra a evolução das frequências naturais ao longo do tempo e sua correlação com o desenvolvimento do nível da albufeira, também ao longo do tempo.

Na Figura 4.27, apresentam-se resultados referentes a um período entre o meio de Dezembro de 2008 (início do funcionamento do sistema) e o final do mês de Outubro de 2009 em que são claramente correlacionadas as variações na primeira frequência natural com o nível da albufeira. Nessa figura mostra-se um ajuste aos valores observados das frequências naturais, que é obtido com o modelo de ajuste apresentado no capítulo 3.

Nas janelas “Evol_1” e “Evol_2” é igualmente possível acompanhar a evolução de outras grandezas de interesse para o acompanhamento do desenvolvimento das frequências naturais, como sejam a temperatura do ar, a humidade, a velocidade do vento e a potência dos grupos de produção de energia, enquanto na janela “Evolução das acelerações máximas no tempo”, é possível acompanhar a evolução dos valores das acelerações máximas, para cada um dos 25 canais de medida. Nesta última opção é necessário no menu da esquerda seleccionar a janela “Acel”, para aí se seleccionar o canal de medida pretendido.

No Fluxograma 4.7, apresenta-se o algoritmo do programa Cabril RES.

Fluxograma 4.7 – Algoritmo do programa Cabril RES.



4.5 Utilização integrada de resultados numéricos e experimentais

O controlo da segurança estrutural de barragens de betão assenta na observação ao longo do tempo da variação de algumas grandezas físicas que caracterizam o seu comportamento estrutural, bem como no desenvolvimento de modelos avalizados para prever o comportamento futuro destas obras, nomeadamente para situações de excepção, como são o caso dos sismos, no âmbito do comportamento dinâmico.

Com o objectivo de melhorar a interpretação do comportamento dinâmico da barragem do Cabril foi desenvolvida uma ferramenta computacional, na qual se utiliza de uma forma integrada os resultados experimentais obtidos a partir do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo e resultados numéricos obtidos com um programa de elementos finitos (Cabril MEF).

Na Figura 4.28 apresenta-se a interface do programa Cabril Compar, na qual se mostra a comparação entre uma configuração modal obtida experimentalmente para uma determinada

data e uma outra determinada tendo em conta condições idênticas, designadamente a cota da água.

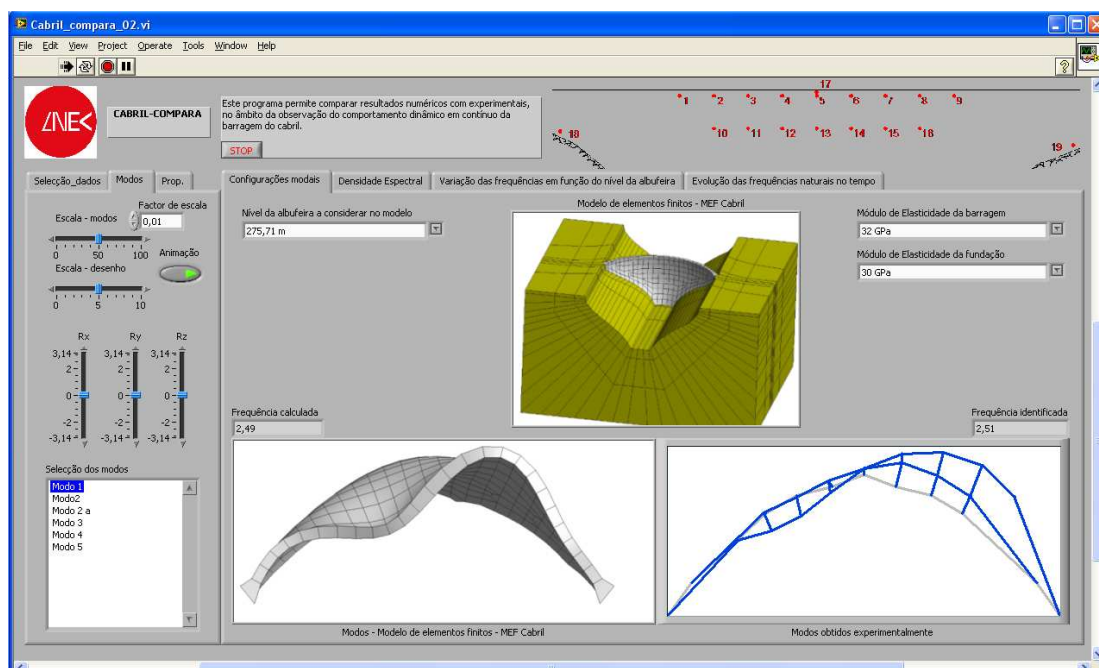


Figura 4.28 – Interface do programa Cabril COMPARA, em que se comparam resultados numéricos com experimentais.

4.6 Utilidade da observação do comportamento dinâmico em contínuo

Actualmente, está a ser empreendido pela EDP, em Portugal, um programa que visa a modernização, remodelação e ampliação da produção de energia hidroeléctrica. Em algumas obras substituem-se os antigos grupos de produção de energia por novos, os quais são dotados de uma maior eficiência, isto é, necessitam de um caudal turbinado menor para produzir mais energia, enquanto noutras obras acrescentam-se grupos de produção de energia aos existentes, para assim aumentar a capacidade de produção de energia hidroeléctrica (a potência instalada).

Atendendo que os grupos de produção de energia são a principal fonte de excitação dinâmica destas obras (em condições normais), é de todo o interesse caracterizar a resposta dinâmica destas obras, antes e após este tipo de intervenções.

A instalação do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, que se apresenta nesta secção, coincidiu precisamente, com a substituição dos grupos de produção de energia existentes na barragem do Cabril, tendo ainda sido possível obter alguma informação experimental relativa ao funcionamento de um grupo antigo, antes da sua substituição. Na Figura 4.29, apresentam-se fotografias em que se mostra algumas fases relativas à substituição dos grupos de produção de energia, existentes na barragem do Cabril.

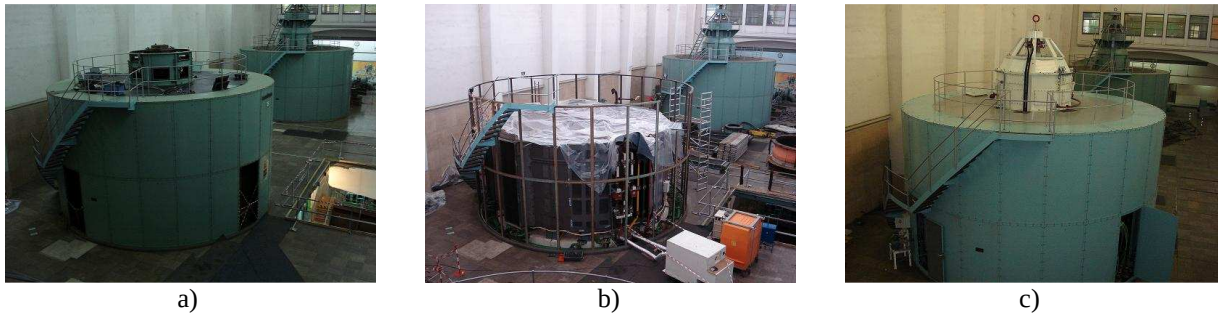


Figura 4.29 – Fotografias referentes à fase de remodelação dos grupos da central da barragem do Cabril: a) início da desmontagem do grupo 2; b) remodelação do grupo 2; c) novo grupo 2.

O sistema de observação do comportamento dinâmico instalado na barragem do Cabril, permitiu estabelecer comparações entre o funcionamento do grupo 1 (antigo) e o grupo 2 (novo), designadamente ao nível da amplitude das vibrações geradas pelo seu funcionamento. Foi estabelecido como objectivo pela EDP, que os novos grupos produzissem vibrações com menores amplitudes, tendo neste caso o sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo prestado um serviço à EDP, para averiguar esta situação, mediante a utilização por parte dos técnicos da EDP, do programa Cabril Acel.

Este programa foi igualmente utilizado, pelos técnicos da EDP, no âmbito dos primeiros ensaios com o grupo 2 (o primeiro a ser remodelado), para diferentes níveis de produção de energia e outras condições de operação utilizadas em situações de exploração normal.

Ainda no âmbito da entrada em funcionamento do novo grupo 2, o sistema confirmou as dificuldades em calibrar o funcionamento deste novo grupo, como se irá mostrar no capítulo 5.

Resta salientar que o sistema também tem sido utilizado para confirmar a detecção de alguns eventos especiais que ocorreram desde a sua entrada em funcionamento, os quais serão descritos no capítulo 5.

4.7 Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se as várias componentes do sistema de observação do comportamento dinâmico instalado na barragem do Cabril e foi igualmente descrita a estratégia de aquisição, gestão e armazenamento de dados em contínuo, baseada no desenvolvimento de um conjunto de ferramentas computacionais, as quais foram apresentadas e descritas.

Nesta estratégia salientou-se a importância da criação de três bases de dados, a primeira engloba os dados que são adquiridos em contínuo (com uma frequência de amostragem de 1000 Hz) e tem um carácter temporário, a segunda é uma base de dados onde se armazena toda a informação adquirida após ser decimada para uma frequência de amostragem de 50 Hz, finalmente a terceira base de dados armazena a informação que resulta do processamento dos dados em contínuo, onde são incorporados os espectros dos dois primeiros valores singulares da

matriz das funções de DEP, para cada hora, assim como os valores das primeiras cinco frequências naturais e respectivos modos de vibração identificados automaticamente, para além de um conjunto de outra informação, descrita na secção 4.3.3.

Foi igualmente apresentado um conjunto de outras ferramentas computacionais, desenvolvidas para a exploração da informação contida nas bases de dados anteriormente referidas, salientando-se a perspectiva final que visa o estabelecimento de comparações entre os resultados observados com resultados calculados numericamente, para condições idênticas às verificadas durante a observação, designadamente atendendo ao nível da albufeira.

Finalmente referiu-se a utilidade do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo instalado na barragem do Cabril e das ferramentas computacionais associadas, no apoio às actividades de remodelação dos grupos de produção de energia, bem como nas usuais actividades de exploração da obra, por dos técnicos da EDP.

MONITORIZAÇÃO E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA BARRAGEM DO CABRIL

Resumo: *Após a descrição da barragem do Cabril, em que se refere a existência de fissuração horizontal importante na zona superior da obra, efectua-se uma análise preliminar do comportamento dinâmico da barragem com base em resultados numéricos, obtidos com um modelo elástico linear, e resultados experimentais obtidos em ensaios de vibração ambiental e forçada. Apresentam-se resultados de identificação modal para diferentes condições de excitação e para diferentes níveis da albufeira, referindo-se a ocorrência de situações em que se identificam “modos complexos”. Mostra-se a influência do comportamento dinâmico da torre das tomadas de água na interpretação dos resultados experimentais observados no corpo da barragem. Apresenta-se um estudo sobre o efeito das juntas de contracção verticais na análise do comportamento dinâmico da barragem, utilizando modelos de elementos finitos e discretos. Apresentam-se resultados da observação em contínuo do comportamento dinâmico da obra obtidos com o sistema de monitorização desenvolvido (ver Capítulo 4), destacando-se o interesse da utilização de metodologias de identificação modal automática e a aplicação de modelos de separação de efeitos para apoio à interpretação da evolução das frequências naturais identificadas ao longo do tempo. Analisa-se a importância relativa do nível da albufeira e dos efeitos da onda térmica anual e do tempo. Por fim comparam-se os resultados da identificação modal obtidos com o método FDD (automatizado) com os do método SSI-COV.*

5.1 Considerações iniciais

Actualmente, os modelos numéricos para análise do comportamento dinâmico de barragens abóbada são desenvolvidos não apenas na perspectiva de apoio a estudos de projecto mas também na perspectiva de apoio ao controlo da segurança sísmica das obras e na perspectiva

de apoio a estudos de caracterização de processos de deterioração evolutiva (alterações estruturais associadas a processos de deterioração reflectem-se na resposta dinâmica das obras). Em qualquer destas perspectivas pode ser importante recorrer a modelos sofisticados que permitam simular adequadamente os efeitos de interacção água-estrutura (para diferentes níveis da albufeira) e ainda efeitos não lineares como os associados à ocorrência de movimentos em juntas de contracção e fissuras, ou à ocorrência de roturas pontuais no betão (devidas, p. ex., à actuação de sismos intensos).

Devido à inexistência de um número representativo de estudos experimentais relativos à observação do comportamento dinâmico de grandes barragens não tem sido possível calibrar e verificar devidamente a fiabilidade dos modelos existentes para análise do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*, constatando-se que no desenvolvimento deste tipo de modelos subsistem ainda diversas questões por esclarecer, nomeadamente:

- i) o valor do módulo de elasticidade a adoptar para o betão deverá corresponder ao determinado em ensaios estáticos ou ao valor determinado em ensaios dinâmicos de ultra-sons?
- ii) a interacção dinâmica água-estrutura poderá ser bem simulada com base no modelo de massas de água associadas de Westergaard ou será que a albufeira deverá ser representada por intermédio de elementos finitos de água?
- iii) será que os movimentos nas juntas de contracção influenciam de forma determinante o comportamento global do conjunto *barragem-fundação-albufeira*? Como será afectado o comportamento global da obra pelo efeito de abertura das juntas de contracção durante a ocorrência de um sismo de média ou grande intensidade?
- iv) o amortecimento do sistema poderá ser bem simulado com base na hipótese de amortecimento viscoso e adoptando o modelo de Rayleigh? Será conveniente adoptar modelos com amortecimento não proporcional à rigidez e à massa? Em que condições de excitação são medidos em obra modos “complexos”?

A resposta a estas questões exige a realização de ensaios de vibração ambiental e, sobretudo, a instalação de sistemas para monitorização do comportamento dinâmico das obras, em contínuo, como o sistema que, no âmbito deste trabalho, foi instalado na barragem do Cabril – só com este tipo de sistemas será possível obter elementos da observação, em quantidade e com qualidade, que permitam responder às anteriores questões. É de salientar a importância deste tipo de sistemas para obter informação sobre o comportamento das obras durante um sismo e ainda sobre o grau de afectação da integridade estrutural através da comparação dos parâmetros modais identificados antes e depois do sismo.

Assim, neste capítulo, após a descrição da obra, em que se salienta a fissuração existente na zona central superior da barragem, apresenta-se um conjunto de resultados obtidos em ensaios de vibração ambiental, que são comparados com resultados de um modelo numérico de elementos finitos, contínuo (sem juntas) e homogéneo, em que se admite a hipótese de

comportamento elástico linear. Nesta abordagem preliminar salienta-se o interesse da utilização integrada de resultados experimentais e numéricos. São elaboradas linhas de influência representativas da variação das frequências naturais em função do nível da albufeira e salienta-se a identificação de uma configuração modal associada à fissuração da obra. Ainda nesta abordagem, mostra-se a importância de caracterizar o comportamento dinâmico da torre das tomadas de água para interpretar os resultados observados nas galerias do corpo da obra.

É igualmente apresentado um estudo numérico, recorrendo a modelos numéricos de elementos finitos e discretos (MEF e MED), com o objectivo de analisar o efeito das juntas de contracção verticais, comparando os resultados numéricos com resultados experimentais obtidos nos referidos ensaios de vibrações.

Finalmente, apresentam-se os primeiros resultados experimentais obtidos com o sistema de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo, relativamente aos quais se evidencia os níveis de vibração com e sem os grupos de produção de energia em funcionamento, a identificação das frequências naturais das torres das tomadas de água, o apoio prestado aos técnicos do dono de obra, na fase de renovação dos grupos de produção de energia, a detecção de eventos especiais associados à exploração do aproveitamento hidroeléctrico e finalmente a apresentação de resultados em que se mostra a sua variação ao longo do tempo, em função do nível da albufeira.

Apresentam-se resultados da observação em contínuo do comportamento dinâmico da obra obtidos com o sistema de monitorização desenvolvido (Capítulo 4), destacando-se o interesse da utilização de metodologias de identificação modal automática e a aplicação de modelos de separação de efeitos para apoio à interpretação da evolução das frequências naturais identificadas ao longo do tempo. Analisa-se a importância relativa do nível da albufeira e dos efeitos da onda térmica anual e do tempo. Por fim comparam-se os resultados da identificação modal obtidos com o método FDD (automatizado) com os do método SSI-COV.

5.2 Descrição da barragem do Cabril

A barragem do Cabril foi construída no rio Zêzere entre Setembro de 1952 e Dezembro de 1953, com base em projecto apoiado por estudos em modelo físico (Xerez, 1954; Rocha, et al., 1956). O primeiro enchimento iniciou-se no princípio de 1954 e decorreu durante cerca de dois anos. Trata-se de uma barragem constituída por uma grande abóbada de dupla curvatura que se encontra fundada num maciço granítico (ver Figura 5.1).



Figura 5.1 – Barragem do Cabril.

Esta barragem apresenta uma geometria em planta aproximadamente simétrica (ver Figura 5.2) e tem a particularidade de apresentar uma zona de maior espessura ao nível do coroamento. Trata-se de uma barragem de arcos circulares, com 132 m de altura máxima acima da fundação e com um desenvolvimento no coroamento entre encontros de 290 m. O perfil central tem uma espessura na base de 20,2 m, junto ao soco e uma espessura mínima de 4,5 m à cota 290 m na concordância com a zona do coroamento, elevação a partir da qual a largura aumenta linearmente até 8,3 m na cota máxima (297 m) como se pode ver na Figura 5.2.

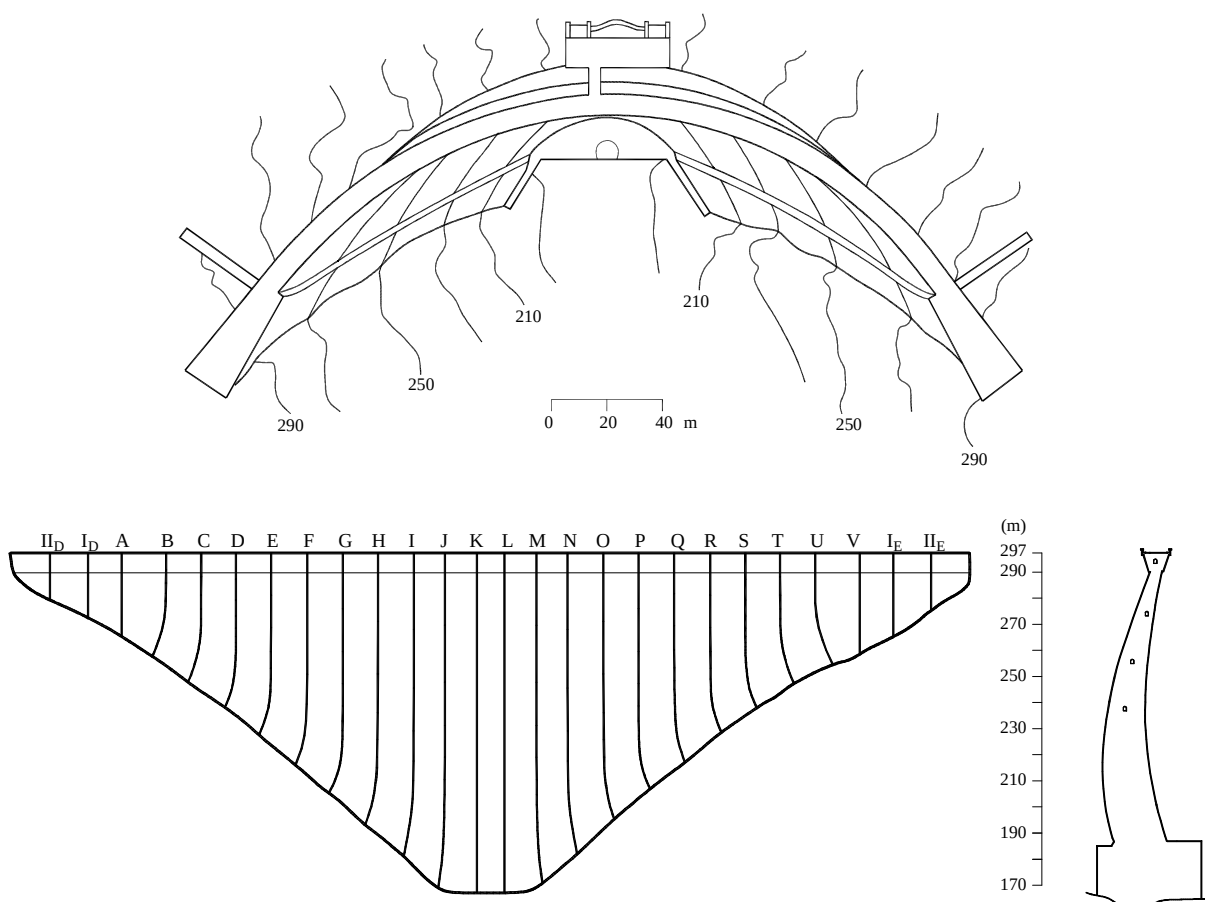


Figura 5.2 – Barragem do Cabril. Planta, alçado desenvolvido e corte pela consola central.

Logo na fase inicial de exploração foi detectada nesta obra uma significativa fissuração horizontal no paramento de jusante (essencialmente segundo as juntas de betonagem), numa faixa situada entre os 10 m e os 20 m abaixo do coroamento. Em 1981, depois de analisado o comportamento estrutural, de investigações complementares na fundação, de ensaios de materiais e de simulação em modelos físicos e numéricos para determinar as causas da fissuração, foi decidido efectuar trabalhos de reparação (WGPNCOLD, 1985). Os referidos trabalhos consistiram no tratamento da fundação, na injeção das juntas de contracção e no tratamento das fendas com injeções de resina após a caracterização das respectivas aberturas e profundidades. Com o reenchimento da albufeira verificou-se que voltaram a ocorrer fissuras na mesma zona. Na Figura 5.3 a) apresenta-se o levantamento da fissuração efectuada em 1996, enquanto na Figura 5.3 b) mostra-se a deformada da consola central, para uma situação de albufeira cheia, em que se comparam resultados numéricos e resultados da observação após análise com um modelo de separação de efeitos, também denominado modelo de interpretação quantitativa (Oliveira, 2000).

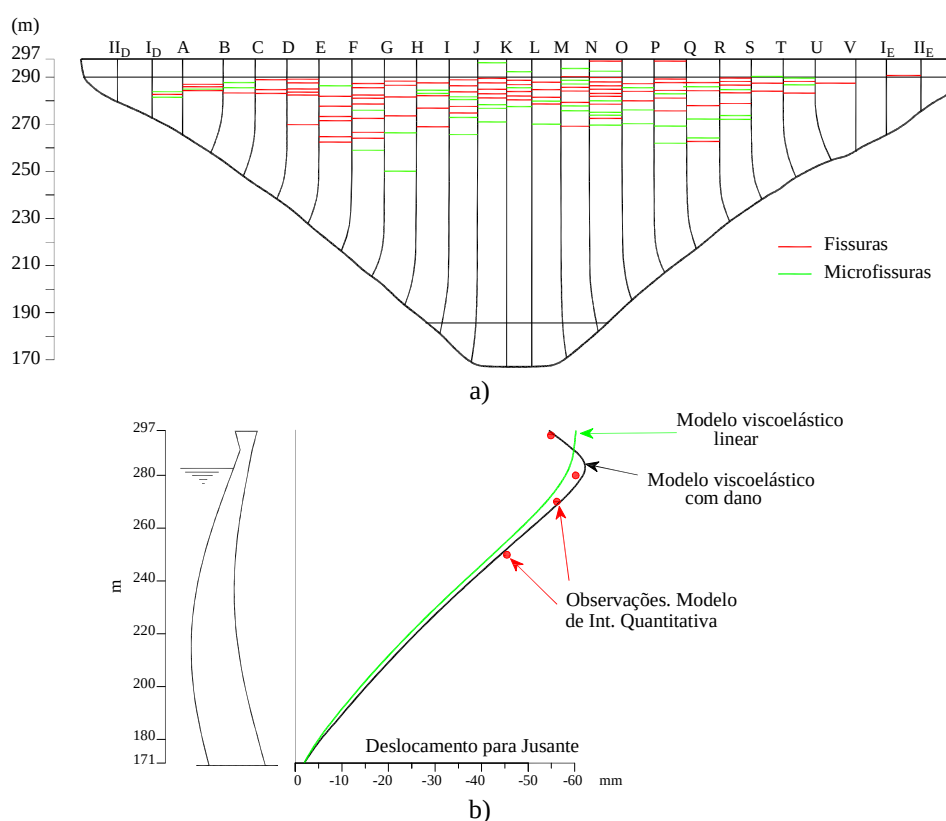


Figura 5.3 – Barragem do Cabril: a) levantamento da fissuração no paramento de jusante efectuada em 1996, adaptado de (Florentino, et al., 2003); b) análise dos deslocamentos no topo da consola central, adaptado de (Oliveira, 2000).

A deformada que se apresenta na Figura 5.3 b), evidencia a importância que a fissuração tem no comportamento estrutural da obra – a simulação da resposta da obra requer a utilização de modelos que permitam simular a evolução da fissuração ao longo do tempo, tendo-se

utilizado, neste caso, um modelo constitutivo de dano isotrópico com duas variáveis de dano independentes, uma para a tracção e outra para a compressão (Oliveira, 2000).

Embora se tenham realizado no LNEC diversos estudos para caracterizar a fissuração e o seu efeito sobre o comportamento estrutural da barragem (Oliveira, 2000; Florentino, et al., 2003), considera-se importante continuar a analisar o comportamento da obra efectuando novos estudos que permitam complementar os resultados anteriores. Nomeadamente, considera-se que seria de todo o interesse efectuar estudos que permitam avaliar a influência da fissuração na resposta dinâmica da obra. Para tal foram realizados diversos ensaios de vibração ambiental e forçada, cujos resultados, em conjunto com resultados de modelos numéricos para apoio à interpretação do comportamento, permitem avaliar a influência da fissuração na resposta dinâmica da obra, tal como se apresenta seguidamente.

5.3 Ensaios de vibrações e modelação numérica. Análise preliminar

O desenvolvimento do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, para a barragem do Cabril, foi precedido de um conjunto de estudos preliminares que se apresentam nesta secção.

Para averiguar a adequabilidade dos ensaios de vibração ambiental para a caracterização do comportamento dinâmico de barragens (Mendes, 2005) foram realizados preliminarmente alguns ensaios de vibração ambiental cujos resultados (em termos de parâmetros modais, obtidos através de modelos de identificação modal) foram comparados com resultados numéricos de um modelo de EF3D, em termos de frequências naturais e configurações modais – na sequência desta comparação foram calibrados os principais parâmetros do modelo numérico.

5.3.1 Modelo numérico preliminar. Hipótese de comportamento elástico linear

Para apoiar os estudos de interpretação do comportamento dinâmico observado na barragem do Cabril foi desenvolvido, numa primeira fase, um modelo de elementos finitos tridimensional, baseado na hipótese de comportamento elástico linear (sem juntas), utilizando elementos cúbicos, isoparamétricos do 2º grau, com 20 pontos nodais. Com este modelo efectuou-se uma análise numérica preliminar do comportamento dinâmico da obra, com o objectivo de determinar as frequências naturais e as configurações dos primeiros modos de vibração da obra, para a hipótese tradicional de amortecimento nulo.

Na Figura 5.4 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada no referido modelo numérico preliminar, com 174 elementos e 1296 pontos nodais. O efeito hidrodinâmico da água ($\gamma_a = 10 \text{ kNm}^{-3}$) foi considerado recorrendo ao conceito de massa de água associada (Westergaard, 1933), modificado com a introdução de um factor de 0,8 para redução das

pressões hidrodinâmicas. Quanto ao corpo da barragem, considerou-se a hipótese de continuidade (modelo sem juntas) e, para o betão, admitiu-se a hipótese de isotropia e comportamento elástico linear, com módulo de elasticidade $E = 32,5 \text{ GPa}^{34}$, coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$, e peso específico $\gamma = 24 \text{ kNm}^{-3}$. Quanto ao amortecimento optou-se pela hipótese clássica de efectuar o cálculo dos modos de vibração considerando amortecimento nulo – com esta hipótese o amortecimento é posteriormente introduzido através dos denominados coeficientes de amortecimento modais (análise dinâmica em coordenadas modais), os quais podem ser calculados com base na hipótese de amortecimento de Rayleigh, em que a matriz de amortecimento se considera proporcional às matrizes de rigidez e de massas (consistente, neste caso) ou definidos independentemente para cada modo.

Quanto à modelação do maciço rochoso da fundação considerou-se, por simplificação, que este apresenta características mecânicas idênticas às do corpo da barragem; admitiu-se ainda a hipótese massa nula na fundação, o que corresponde a desprezar a resposta dinâmica da fundação, ou seja, corresponde a considerar a barragem elasticamente apoiada.

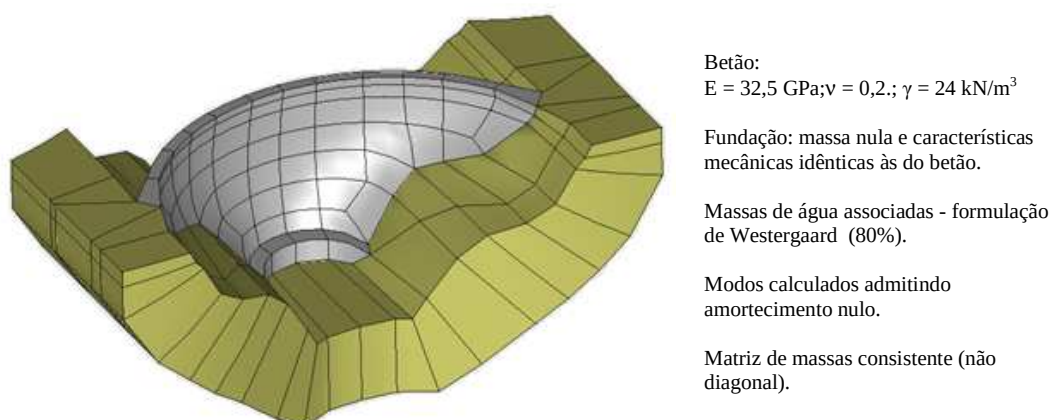


Figura 5.4 – Barragem do Cabril. Malha de elementos finitos de um modelo contínuo (sem juntas) e homogêneo.

Com este modelo numérico preliminar obtiveram-se as configurações modais que se apresentam na Figura 5.5, as quais são simplificadamente representadas considerando a superfície média da obra. Nesta figura apresentam-se também os valores das frequências naturais determinados para as situações de albufeira vazia e albufeira cheia.

A primeira configuração modal é anti-simétrica, com um nodo a formar-se aproximadamente a meio do coroamento. A segunda e a terceira configurações modais são simétricas, cada uma com dois nodos, diferenciando-se pelo facto de na segunda os nodos se formarem em locais afastados do centro e na terceira estes ocorrem aproximadamente na zona

³⁴ O valor do módulo de elasticidade dinâmico é usualmente considerado como sendo 50 % superior ao valor determinado com base nos usuais ensaios de deformabilidade, o que, em geral, corresponde aos resultados determinados através de ensaios de ultra-sons.

central. A quarta configuração modal volta a ser anti-simétrica, mas com três nodos, um na zona central e os outros dois entre o centro e as extremidades, mas com maior proximidade ao centro.

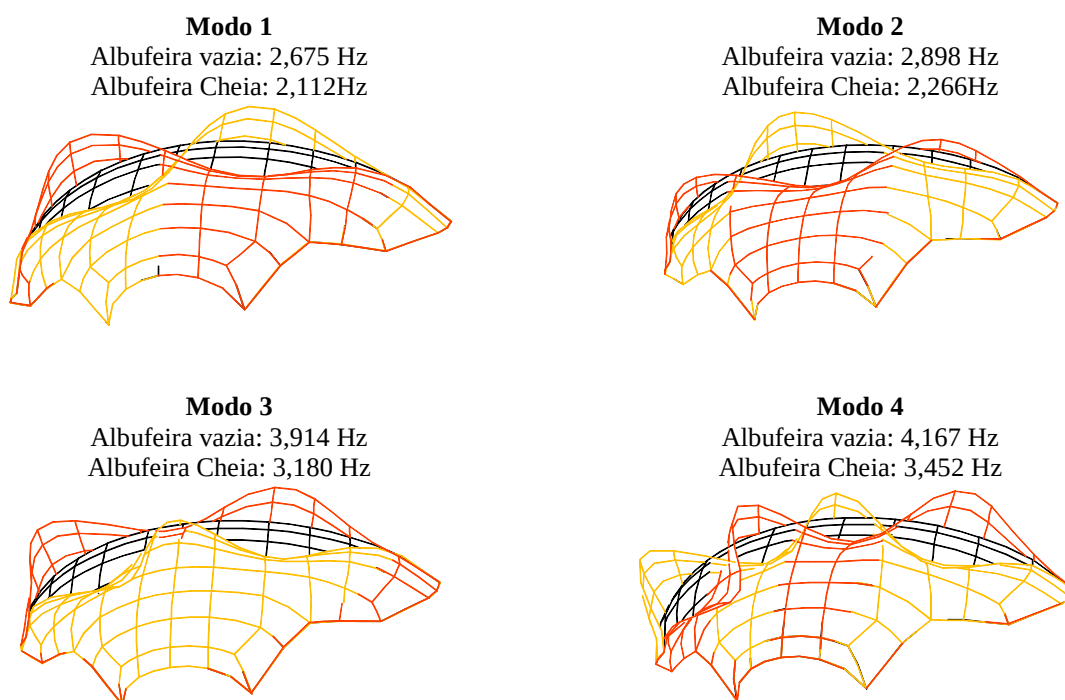


Figura 5.5 – Primeiras quatro configurações modais determinadas com o modelo numérico preliminar (malha larga, sem considerar o efeito da fissuração e das juntas).

Com vista a analisar a adequabilidade deste modelo numérico preliminar efectuaram-se vários ensaios de vibração (ambiental e forçada) que, como se mostra seguidamente, permitiram identificar os principais parâmetros modais da obra para diferentes condições de excitação e para diferentes níveis da albufeira. Esses ensaios permitiram também identificar os principais aspectos do comportamento dinâmico observado que não podem ser captados com o anterior modelo numérico preliminar (elástico linear, contínuo e homogéneo), o que é fundamental para o desenvolvimento de novos modelos dinâmicos que se possam ajustar melhor aos resultados observados em obra.

5.3.2 *Análise modal operacional*

Nesta secção, descrevem-se os ensaios de vibração ambiental realizados na barragem do Cabril e apresentam-se os principais parâmetros modais identificados com o método FDD a partir dos registos de acelerações adquiridos.

5.3.2.1 Ensaios de vibração ambiental

Na sequência de uma solicitação da EDP, realizaram-se em 20 de Fevereiro de 2002 dois ensaios de vibração ambiental na barragem do Cabril³⁵ (nível da albufeira: 267,0 m), um com os grupos de produção de energia em funcionamento e outro com os grupos desligados. Para a sua realização foi utilizado o seguinte equipamento:

- 12 sensores de aceleração uniaxiais do tipo “force balance” (Marca: *Kinematics*; Modelo: *EpiSensor ES-U*) com uma sensibilidade de 2,5 Volt/g (colocados segundo a direcção radial nas duas galerias superiores tal como se indica na Figura 5.6);
- 4 unidades de alimentação e condicionamento de sinal, desenvolvidas no LNEC (CIC) que permitem ganhos de amplificação até 60 dB com filtros *anti-aliasing*;
- cabos para alimentação dos acelerómetros e transmissão do respectivo sinal às unidades de condicionamento e alimentação e destas ao sistema de aquisição;
- placa de aquisição de dados *DAQ Card AI16XE-50* da *National Instruments* (com conversão analógica/digital a 16 bits), instalada no computador;
- chassis *SCXI-1000DC* a 32 canais, também da *National Instruments*, ligados a uma bateria;
- 1 computador portátil para a aquisição e armazenamento das medições com base no programa de aquisição *Virtual Bench* da *National Instruments*.

Atendendo às configurações modais obtidas numericamente, foi decidido colocar 9 acelerómetros na galeria do coroamento (cota 293,5 m) e 3 acelerómetros na 2ª galeria (cota 274,5 m), como se mostra na Figura 5.6.

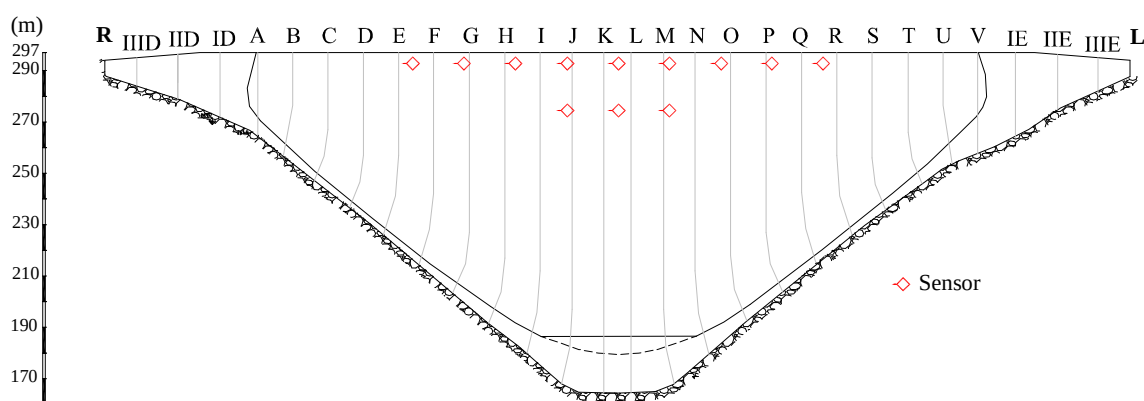


Figura 5.6 – Posicionamento dos sensores no ensaio de vibração ambiental de 20 de Fevereiro de 2002.

³⁵ Os primeiros ensaios de vibração ambiental que se realizaram na barragem do Cabril foram solicitados pela EDP, para averiguar a razão pela qual ocorriam fenómenos de ressonância associados à torre das tomadas de água, para determinadas cotas da água na albufeira perante determinados níveis de excitação dos grupos de produção de energia.

A colocação dos 3 sensores na galeria à cota 274,5 m teve como objectivo avaliar a importância estrutural da fissuração existente numa zona entre as duas galerias instrumentadas (Oliveira, et al., 2003).

Os acelerómetros utilizados (ES-U) foram configurados para uma sensibilidade de 2,5 Volt/g. Quanto ao ganho nos condicionadores de sinal, adoptaram-se valores diferentes para as duas situações referidas, 200 com os grupos a funcionar e 1000 com os grupos desligados. Considerando as características da placa de aquisição de dados (resolução de 16 bits e entrada de ± 10 Volts) as configurações adoptadas para o equipamento, correspondem a capacidades de discretização de valores mínimos de aceleração de, respectivamente, $0,610 \mu\text{g}$ e $0,122 \mu\text{g}$. Em ambos os casos os registos de aceleração foram adquiridos com uma frequência de amostragem de 200 Hz, tendo sido recolhidas séries temporais com um comprimento superior a 30 minutos.

Na primeira situação (grupos em funcionamento), mediram-se acelerações máximas da ordem de 2 mg (ver registo apresentado na Figura 5.7) e com os grupos desligados (apenas excitação ambiente, essencialmente devida à acção do vento) mediram-se acelerações máximas da ordem de 50 mg (ver registo apresentado na Figura 5.8).

Na Figura 5.7 apresenta-se um registo de acelerações no ponto superior da consola central que foi obtido num período no qual os grupos funcionaram em dois níveis de potência (aceleração máxima da ordem de 2 mg) e, em seguida, foram desligados. Com se pode constatar, quando os grupos são desligados a amplitude da aceleração decresce cerca de 40 vezes, para valores da ordem de 0,05 mg ($50 \mu\text{g}$), com se mostra na Figura 5.8.

Antes da identificação modal dos resultados, os registos de aceleração foram pré-processados através das seguintes operações: remoção de média; filtragem passa-baixo com um filtro de tipo *Butterworth* de ordem 8 e frequência de corte a 5 Hz; decimação de 200 Hz para 50 Hz.

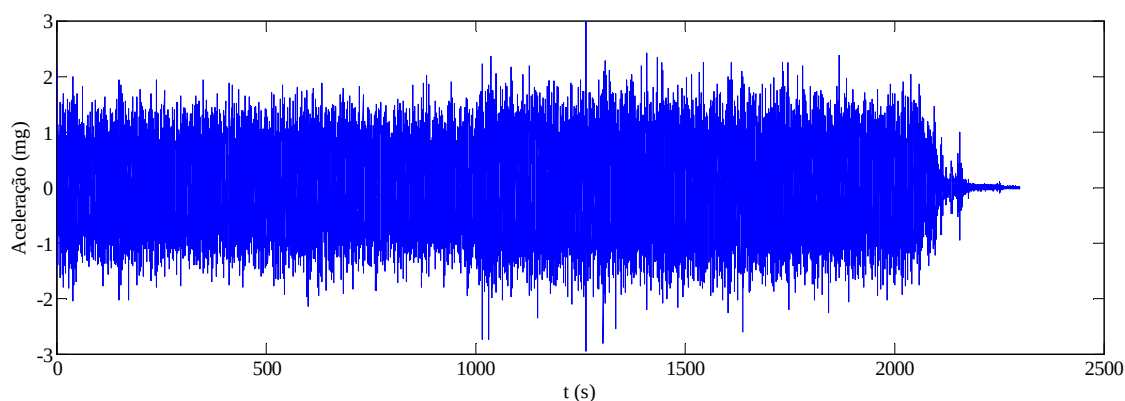


Figura 5.7 – Registo de acelerações obtido no topo da consola central (cota 293,5 m) no ensaio de vibração ambiental de 20 de Fevereiro de 2002 (nível da albufeira 267,0 m), com os grupos em funcionamento, em dois níveis de potência, e com os grupos desligados.

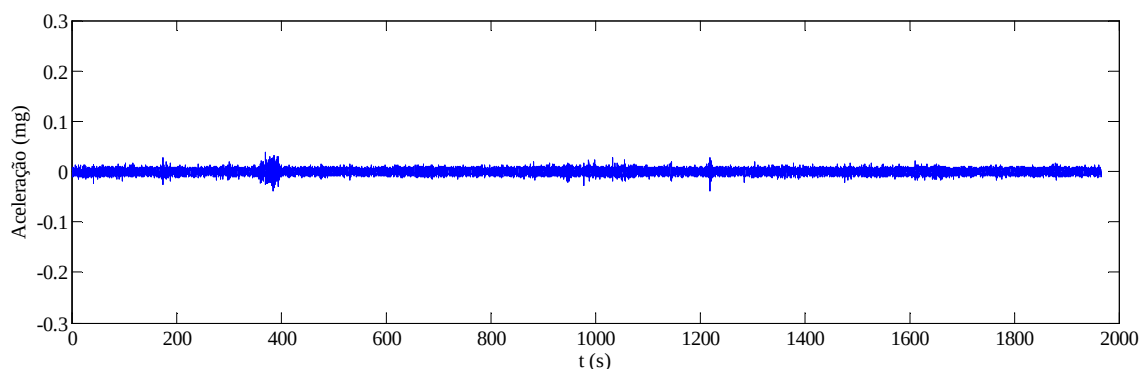


Figura 5.8 – Registo de acelerações obtido na galeria do coroamento (cota 293,5 m) na consola central no ensaio de vibração ambiental de 20 de Fevereiro de 2002, com os grupos desligados (valores de aceleração máximos da ordem de 50 μ g).

5.3.2.2 Identificação dos principais parâmetros modais

A identificação dos principais parâmetros modais foi efectuada recorrendo à utilização do método FDD implementado numa rotina desenvolvida em MatLab, apresentando-se na Figura 5.9 os espectros de valores singulares correspondentes aos registos adquiridos nos ensaios de Fevereiro de 2002, na situação de grupos em funcionamento e na situação de grupos desligados, respectivamente (na figura indicam-se os valores identificados para as primeiras quatro frequências naturais). As estimativas das funções de densidade espectral de potência foram obtidas com uma resolução em frequência de 0,0122 Hz, o que se conseguiu através da utilização de médias espectrais obtidas a partir de segmentos temporais com 4096 valores, de comprimento 81,92 s (frequência de amostragem de 50 Hz), sobrepostas a 2/3. Para reduzir os efeitos de erro por escorregamento (*leakage*) foram utilizadas janelas de *Hanning*.

Em cada um dos espectros apresentados na Figura 5.9 são assinalados quatro picos com o valor numérico da correspondente frequência. Trata-se dos picos espectrais para os quais se identificaram configurações modais consistentes com modos de vibração estruturais. No caso dos três primeiros desses picos (em cada espectro) é de salientar que as correspondentes frequências 2,65 Hz, 2,71 Hz e 3,88 Hz (ou 2,63 Hz, 2,71 Hz e 3,87 Hz) e configurações modais (que se apresentam já de seguida) coincidem aproximadamente com as frequências e configurações dos três primeiros modos de vibração calculados numericamente para a situação de albufeira vazia com o modelo preliminar (2,675 Hz, 2,898 Hz, 3,914 Hz, ver Figura 5.5). Esta razoável coincidência pode-se explicar pelo facto do nível da albufeira à data deste ensaio (20 de Fevereiro de 2002) se encontrar muito abaixo do coroamento ou, mais concretamente, 30 m abaixo da cota do coroamento (297,0 m – 267,0 m).

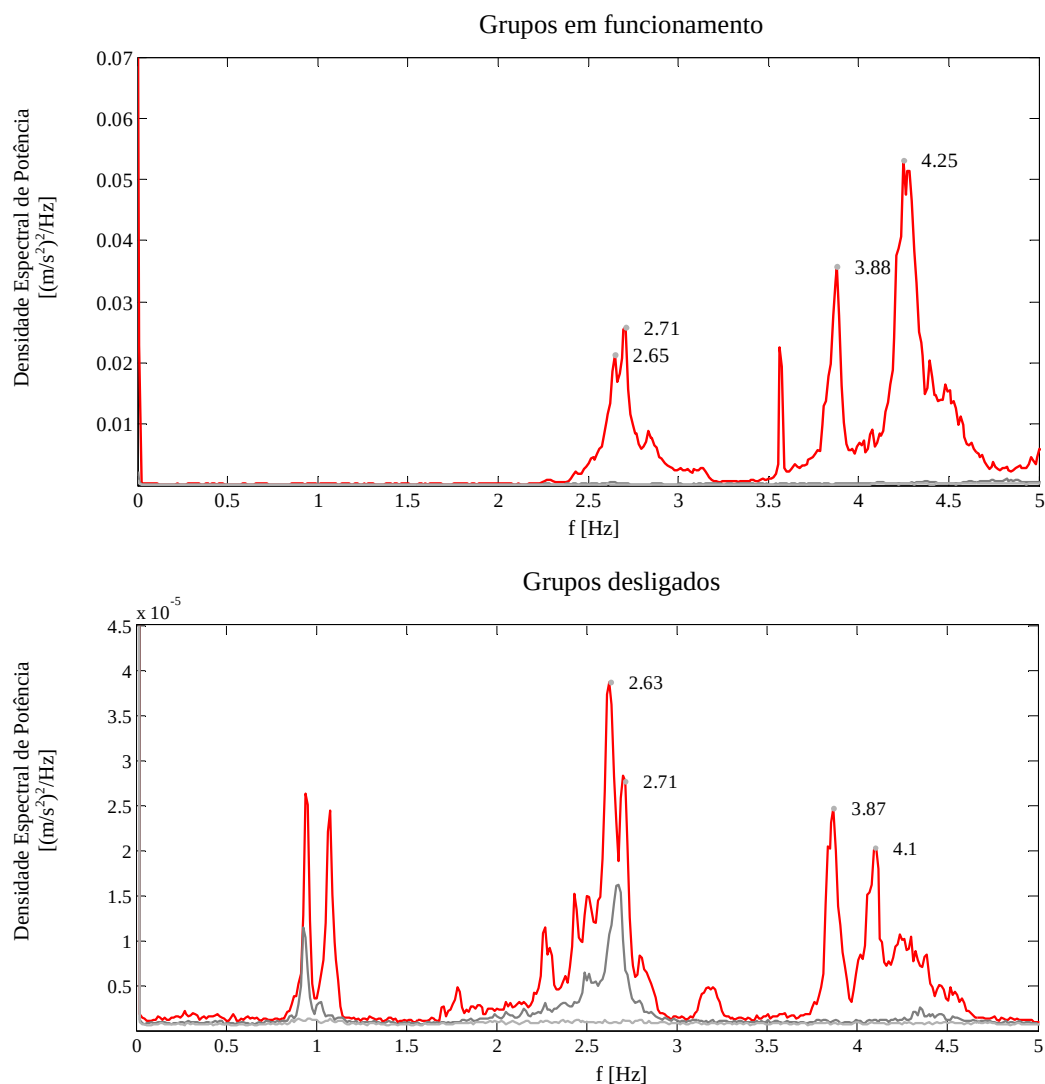


Figura 5.9 – Espectros de valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração, obtidos para os ensaios de vibração ambiental de Fevereiro de 2002 (nível da albufera à cota 267,0 m), com os grupos em funcionamento e com os grupos desligados.

Quanto ao caso do 4º pico que se assinala em cada um dos espectros anteriores veremos em seguida que a correspondente configuração modal que foi identificada é bem distinta da configuração do 4º modo calculado numericamente (ver Figura 5.5) com o modelo preliminar. Mais à frente (ponto 5.4.1) mostra-se que se trata de um modo cuja configuração é claramente influenciada pela existência da extensa fissuração horizontal na zona superior da obra; a identificação deste modo permite, portanto, confirmar a importância estrutural da referida fissuração.

Relativamente ao espectro obtido para a situação de grupos em funcionamento é importante referir que o pico menos amortecido que ocorre aproximadamente à frequência 3,57 Hz não é um pico correspondente a um modo estrutural como indica o seu baixo amortecimento. De facto trata-se de um pico que corresponde à frequência de rotação dos grupos de produção de

energia (estes devem rodar sempre com a mesma frequência pois, independentemente da potência requisitada pela rede eléctrica, a frequência de 50 Hz na rede deve ser sempre constante o que consegue com uma frequência de rotação dos grupos de $50/14 \approx 3,57$ Hz, devido aos 14 pólos da máquina rotativa).

A detecção deste pico espectral pouco amortecido na frequência de 3,57 Hz mostra a boa precisão em frequência que é conseguida com a utilização de janelas temporais com um comprimento de 81,92 s ($\Delta f = 1/81,92 = 0,0122$ Hz).

Relativamente ao espectro obtido para a situação de grupos desligados é de assinalar a existência de dois picos, nas frequências 0,9 Hz e 1,1 Hz, que não coincidem com nenhuma das frequências naturais de vibração da barragem. Numa primeira fase da análise dos anteriores resultados espectrais, a origem destes picos levantou algumas dúvidas, contudo, o estudo numérico e experimental do comportamento dinâmico da torre das tomadas de água (Mendes, et al., 2009; Espada, 2009) permitiu associá-los a modos de vibração da torre das tomadas de água da barragem, como mais à frente se verá (secção 5.4.2).

Modos identificados no ensaio de 20 de Fevereiro para a situação de grupos em funcionamento

Na Figura 5.10 apresentam-se os modos de vibração identificados com o método FDD no ensaio de 20 de Fevereiro de 2010 (água à cota 267,0 m) para a situação de grupos em funcionamento. Como se pode ver, optou-se por apresentar os modos através de uma representação temporal da oscilação modal identificada em 3 pontos da galeria do coroamento (na qual foram colocados acelerómetros em 9 pontos) e através de uma configuração modal (em planta) correspondente a um dado instante, indicado, para cada modo, por uma linha vertical no gráfico temporal.

Como se pode ver com base nas representações temporais, em todos os modos identificados, os máximos (positivos e/ou negativos) da oscilação modal não ocorrem simultaneamente nos três pontos de medição que foram escolhidos para a representação temporal (sobretudo nos três primeiros modos). Isto significa que foram identificados modos “complexos” que, de facto, não poderiam ser correctamente representados através de uma única configuração modal “estática” (em termos de configurações modais só podem ser correctamente visualizados com base em animações). Este tipo de modos “complexos” só pode ser obtido numericamente recorrendo a modelos do conjunto *barragem-fundação-albufeira* que permitam considerar distribuições de amortecimento que não sejam proporcionais à distribuição de massa e de rigidez do conjunto (ver Capítulo 3).

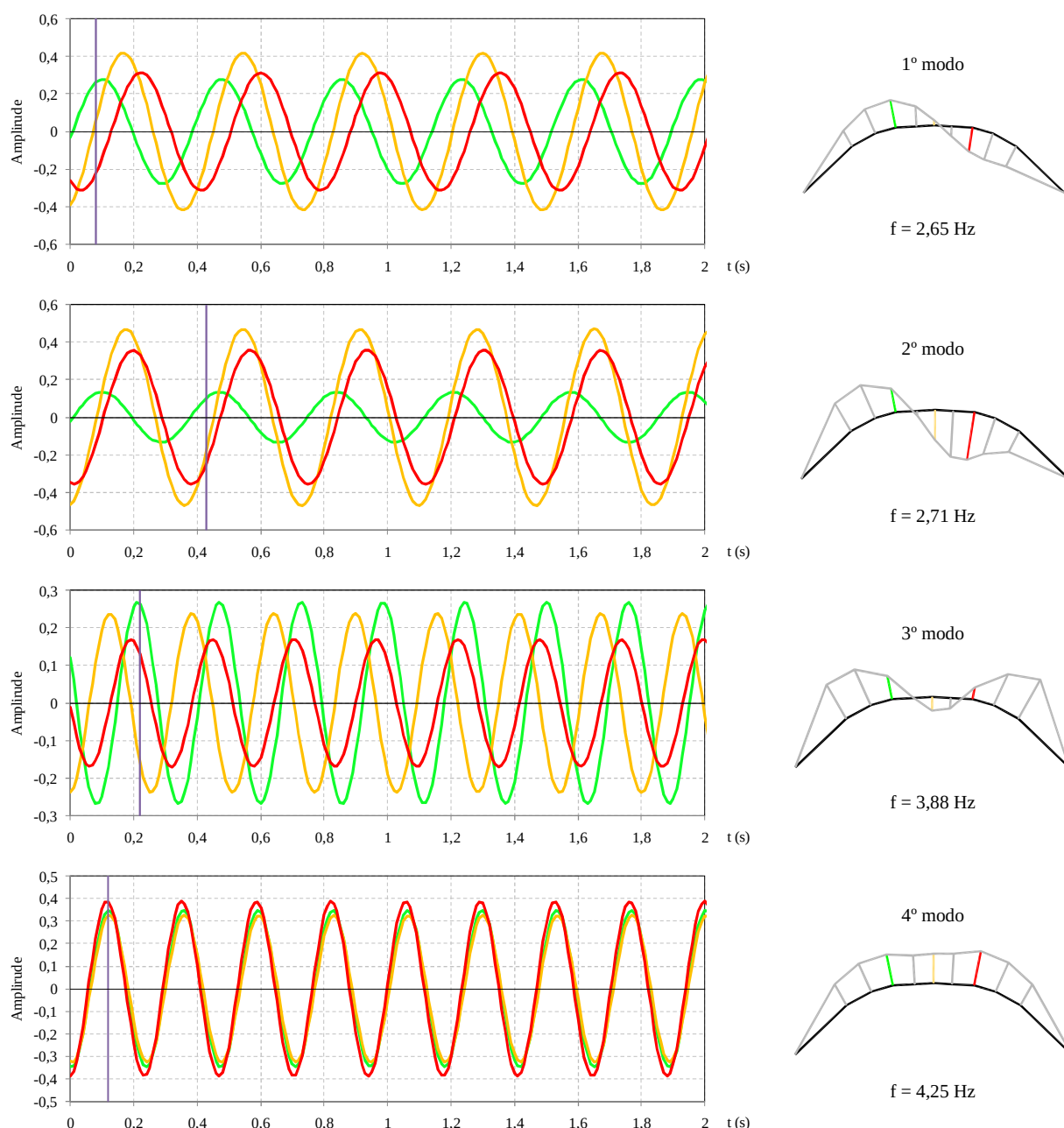


Figura 5.10 – Espectro dos valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração, obtido para o ensaio de vibração ambiental de Fevereiro de 2002, com os grupos em funcionamento.

Desta forma, os resultados obtidos para a situação em análise (grupos em funcionamento) constituem um indicador experimental de que, para as condições de excitação e de nível da albufeira verificadas durante o ensaio (grupos em funcionamento com elevada potência e água à cota 267,0 m), o amortecimento real do sistema *barragem-fundação-albufeira* não pode ser adequadamente simulado com base no modelo simplificado de Rayleigh (tão conveniente do ponto de vista da eficiência computacional). Trata-se de uma conclusão de grande interesse que, contudo, deverá ser confirmada através da análise de resultados da resposta dinâmica da obra para outras condições de excitação e de nível da albufeira, as quais podem agora ser facilmente

registadas com o sistema de monitorização dinâmica em contínuo que já está actualmente instalado na barragem (ver capítulo 4 e secções 5.5, 5.6 e 5.7).

Quanto às configurações modais identificadas, as quais se representam, em planta, para os instantes assinalados nos gráficos temporais, verifica-se que, para o caso dos três primeiros modos identificados, existe uma notória semelhança com as configurações modais determinadas numericamente com o modelo preliminar, contínuo e homogéneo. Contudo, para o caso do 4º modo identificado verifica-se que se trata de uma configuração modal que não é captada numericamente com o referido modelo preliminar. Como já foi referido, veremos mais à frente que este 4º modo identificado em obra está associado à fissuração (secção 5.4.1).

Modos identificados no ensaio de 20 de Fevereiro para a situação de grupos desligados

Na Figura 5.11 apresentam-se os modos de vibração identificados com o método FDD no ensaio de 20 de Fevereiro de 2010 (água à cota 267,0) para a situação de grupos desligados. Neste caso, ao contrário da anterior situação, a análise das representações temporais mostra que, para o 1º e 2º modo identificados, os máximos (positivos e/ou negativos) da oscilação modal ocorrem simultaneamente nos três pontos de medição que foram escolhidos para a representação temporal. Isto significa que se trata de modos “reais”, com os clássicos nodos.

A diferença para o caso anterior é que, com os grupos desligados, a excitação deve ser apenas devida ao vento, o que implica amplitudes da resposta muito menores (40 vezes inferiores) e, eventualmente, a mobilização de diferentes mecanismos de dissipação de energia, ou seja, o amortecimento deverá ser globalmente menor quando os grupos estão desligados o que pode justificar a identificação de um 1º e 2º modo “reais”, com máximos simultâneos na representação temporal (a análise dos dois espectros da Figura 5.9 permite verificar, qualitativamente, que o amortecimento do 1º e 2º modos é menor para a situação de grupos desligados). Mesmo assim, para estas condições de excitação mínima, com os grupos desligados, o 3º modo identificado é novamente do tipo “complexo” - a análise qualitativa do segundo espectro da Figura 5.9 permite constatar que o amortecimento do 3º modo deverá ser superior ao amortecimento do 1º e 2º modo.

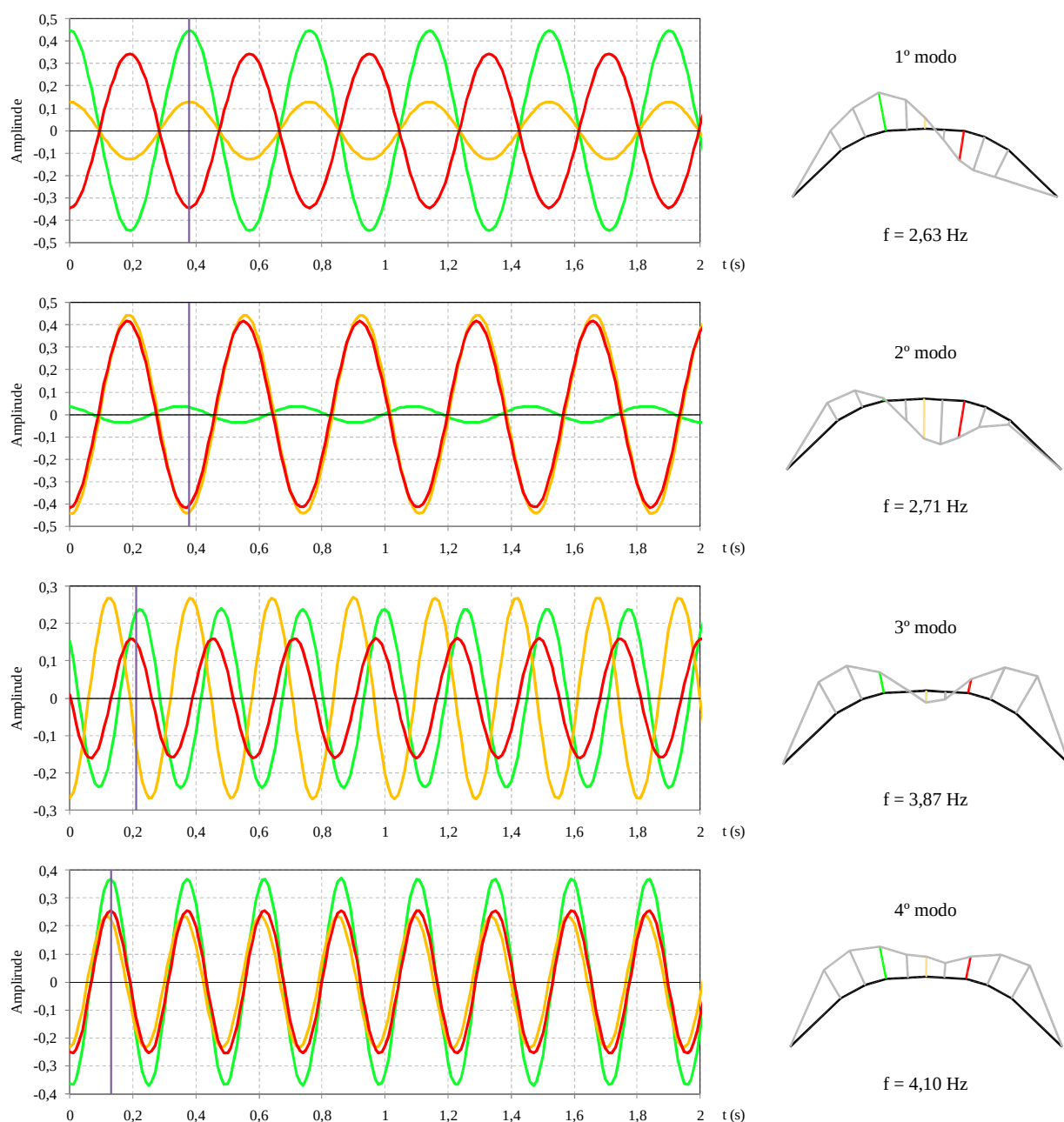
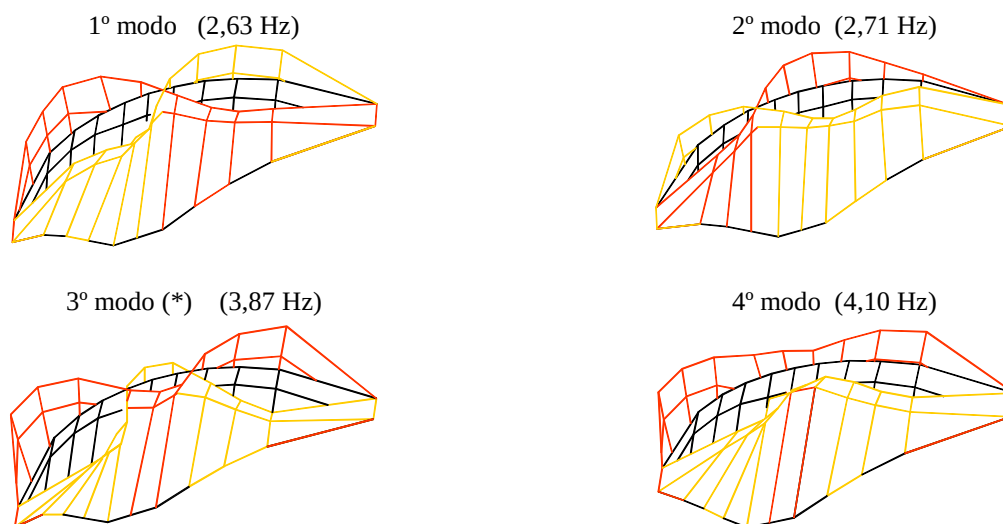


Figura 5.11 – Espectro dos valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração, obtido para o ensaio de vibração ambiental de Fevereiro de 2002, com os grupos desligados.

Quanto às configurações modais identificadas na situação de grupos desligados, verifica-se novamente que, para o caso dos três primeiros modos identificados, existe uma notória semelhança com as configurações modais determinadas numericamente com o modelo preliminar. Para o caso do 4º modo identificado verifica-se que a sua configuração não é captada numericamente com o modelo preliminar. A representação tridimensional deste 4º modo identificado que é apresentada na Figura 5.12 (a par da representação 3D dos restantes modos) permite verificar que se trata de um modo com uma forma claramente diferente da forma do 4º modo determinado numericamente com o anterior modelo preliminar (ver Figura 5.5). Neste 4º

modo identificado experimentalmente o movimento estrutural ocorre essencialmente nos pontos situados acima da zona fissurada o que é visível sobretudo na zona central (na galeria sob a zona fissurada foram apenas colocados três acelerómetros na zona central).



(*) Nesta situação de grupos desligados apenas no caso do 3º modo ocorrem máximos não simultâneos (modo “complexo”); a configuração modal que se apresenta corresponde ao instante indicado na Figura 5.11.

Figura 5.12 – Primeiras quatro configurações modais identificadas experimentalmente com o método FDD na situação de grupos desligados (20 de Fevereiro de 2002; nível da albufeira 267,0 m).

5.3.2.3 Ensaio de Maio e Outubro de 2003

Após os ensaios de 20 Fevereiro de 2002, efectuaram-se mais dois ensaios, um em 30 de Maio e o outro em 1 de Outubro de 2003. Nestes ensaios, em face do equipamento disponível, recorreu-se a uma metodologia de ensaio diferente, isto é, utilizou-se um sensor de referência e 3 sensores volantes, tendo sido necessário recorrer a 5 fases de ensaio. Na Figura 5.13, indica-se o posicionamento dos sensores volantes nas várias fases de ensaio. Nestes ensaios instrumentaram-se mais pontos de medida na galeria à cota 274,5 m com o objectivo de obter uma melhor definição das configurações modais ao nível daquela galeria.

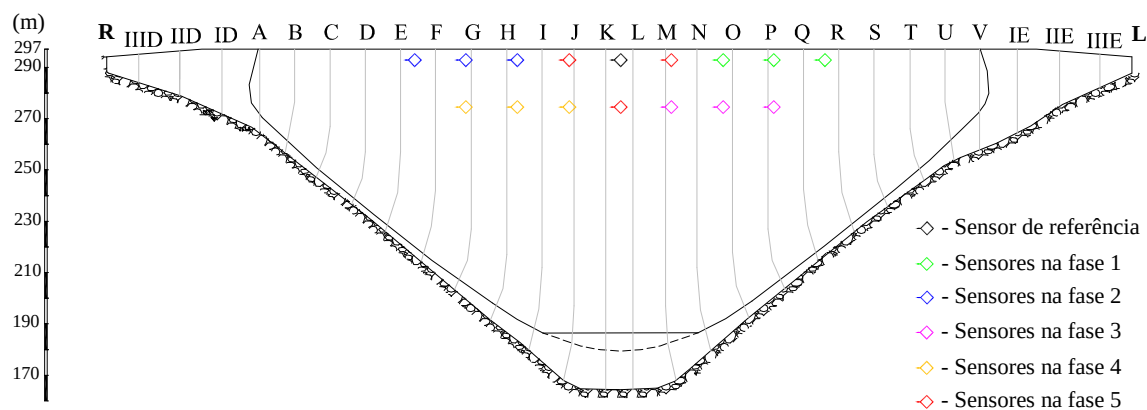


Figura 5.13 – Posicionamento dos sensores nos ensaios de vibração ambiental de Maio e de Outubro de 2003.

Nestes ensaios utilizou-se o seguinte equipamento:

- 4 sensores de aceleração uniaxiais do tipo *force balance* (Marca: *Kinematics*; Modelo: *EpiSensor ES-U*) com uma sensibilidade de 2,5 Volt/g (colocados segundo a direcção radial nas duas galerias superiores tal como se indica na Figura 5.13);
- um sistema de aquisição de dados da *Kinematics*, *Altus K2*, com 12 canais de medida (com conversão analógica/digital a 24 bits);
- cabos para alimentação dos acelerómetros e transmissão do respectivo sinal ao sistema de aquisição;
- 1 computador portátil para a aquisição e armazenamento das medições com base no programa de aquisição *Quick Talk* da *Kinematics*, específico para o sistema de aquisição de dados utilizado;

Os acelerómetros utilizados (ES-U) foram configurados para uma sensibilidade de 2,5 Volt/g. Considerando as características do sistema de aquisição de dados (resolução de 24 bits e entrada de ± 12 Volts) as configurações adoptadas para o equipamento, correspondem a capacidades de discretização de valor mínimo de aceleração de $0,572 \mu g$. Neste caso, os registos de aceleração foram adquiridos com uma frequência de amostragem de 250 Hz, tendo-se recolhido séries temporais de aceleração com uma duração de 30 minutos.

Refere-se ainda que estes ensaios decorreram para as condições de exploração em curso na data da sua realização, apresentando-se na Figura 5.14 um registo de aceleração obtido no ensaio de Maio de 2003.

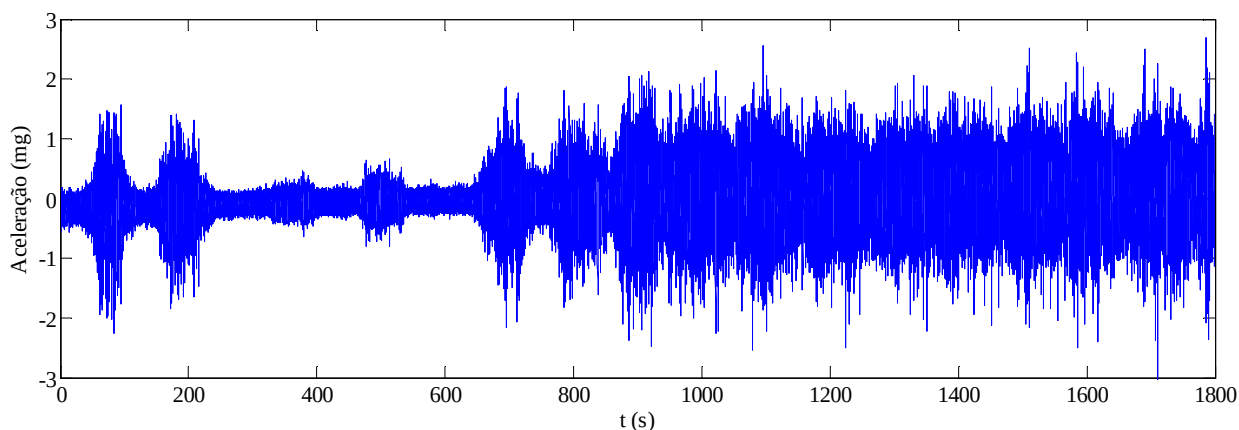


Figura 5.14 – Registo de acelerações obtido na galeria do coroamento (cota 293,5 m) na consola central no ensaio de vibração ambiental de Maio de 2003 (grupos ligados, com diferentes potências).

5.3.3 Variação das frequências naturais em função do nível da albufeira

Na interpretação do comportamento dinâmico de barragens de betão é de grande interesse efectuar comparações entre resultados numéricos e experimentais através de representação gráfica de linhas de influência que traduzam a variação das frequências naturais em função do nível da albufeira, tal como se mostra na Figura 5.15.

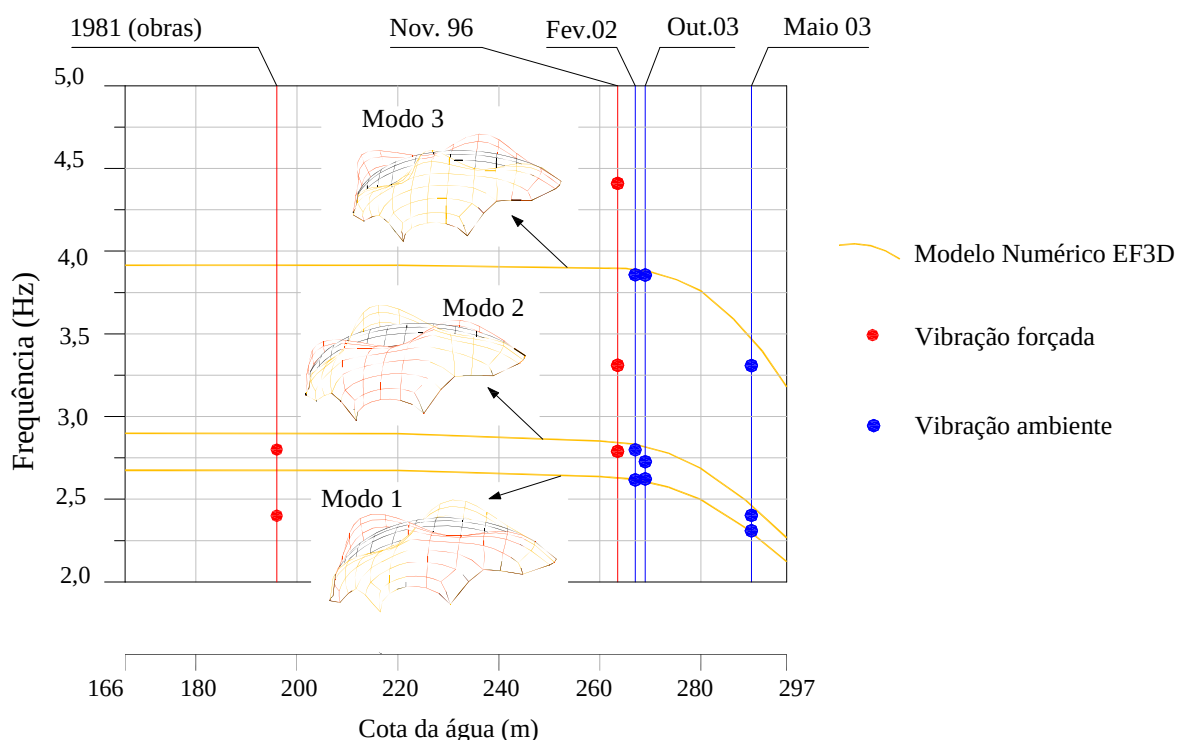


Figura 5.15 – Linhas de variação das frequências naturais, em função do nível da albufeira. Comparação de resultados experimentais e numéricos (modelo preliminar EF3D, sem juntas).

Como se pode verificar na figura, as linhas de influência (determinadas numericamente com base no modelo numérico preliminar – sem juntas de contracção) representativas da variação das três primeiras frequências naturais da barragem do Cabril em função do nível da albufeira, mostram que, apenas para níveis de água acima da cota 260 m é que se nota um significativo decréscimo das frequências naturais calculadas. A comparação das referidas linhas de influência calculadas numericamente para a hipótese de modelo contínuo (sem juntas) com os valores das frequências naturais identificadas em vários ensaios de vibração ambiental e forçada, para diferentes níveis da albufeira, mostra uma boa concordância entre resultados numéricos e experimentais, excepto para o caso dos resultados dos ensaios de vibração forçada. Em particular, para o caso do ensaio de vibração forçada realizado em 1981 verifica-se que as duas frequências naturais identificadas são claramente inferiores a todas as restantes e, naturalmente, inferiores às previstas numericamente com o modelo sem juntas. Este resultado pode ser explicado pelo facto de se verificar uma generalizada abertura das juntas de contracção para níveis da albufeira baixos, o que provoca um decréscimo da rigidez global da obra que se pode reflectir no decréscimo das frequências naturais. Este efeito não pode ser previsto com base em cálculos lineares efectuados com modelos contínuos como é o caso do modelo preliminar até agora utilizado. No ponto 5.4.3 mostra-se que este efeito pode ser simulado numericamente recorrendo a um modelo de elementos discretos em que se considere a possibilidade de abertura das juntas de contracção verticais (cálculo dinâmico não linear).

5.4 Modelos numéricos para apoio à interpretação dos ensaios de vibrações

No ponto 5.3 analisaram-se alguns dos resultados obtidos em três ensaios de vibração ambiental e em dois ensaios de vibração forçada que foram realizados na barragem do Cabril. Os resultados dos ensaios foram comparados com os resultados de um modelo numérico simples (modelo numérico preliminar). As diversas comparações entre resultados numéricos e experimentais que foram efectuadas na secção anterior, permitiram concluir que o referido modelo numérico preliminar era adequado para, numa primeira fase, apoiar os estudos de interpretação dos diversos ensaios de vibrações que foram realizados.

Contudo, foram detectadas algumas discrepâncias entre os resultados observados e os resultados do modelo preliminar as quais são investigadas numericamente na presente secção, com base no refinamento do modelo preliminar e/ou com base no desenvolvimento de outros modelos numéricos.

Assim, apresentam-se seguidamente três estudos (pontos 5.4.1, 5.4.2 e 5.4.3) que, com o apoio de novos modelos numéricos, visam esclarecer algumas das referidas discrepâncias, nomeadamente:

- i) estudo da configuração do 4º modo identificado (associado à fissuração), com o apoio de um modelo numérico em que a zona fissurada é representada de forma simplificada;

- ii) estudo da possível interacção dinâmica entre a torre das tomadas de água e a barragem, com o apoio de um modelo de elementos finitos 3D da torre;
- iii) estudo do efeito das juntas de contracção sobre o comportamento dinâmico da barragem, para diferentes níveis da albufeira, com o apoio de um modelo de elementos discretos.

5.4.1 Alterações nas configurações modais devidas à fissuração. Modelação numérica da zona fissurada

Como já foi referido anteriormente, após o primeiro enchimento da barragem do Cabril, surgiu uma fissuração horizontal generalizada (visível no paramento de jusante) localizada na zona superior da obra, entre a galeria do coroamento à cota 293,5 m e a 2ª galeria à cota 274,5 m, tal como se mostra no modelo apresentado na Figura 5.16.

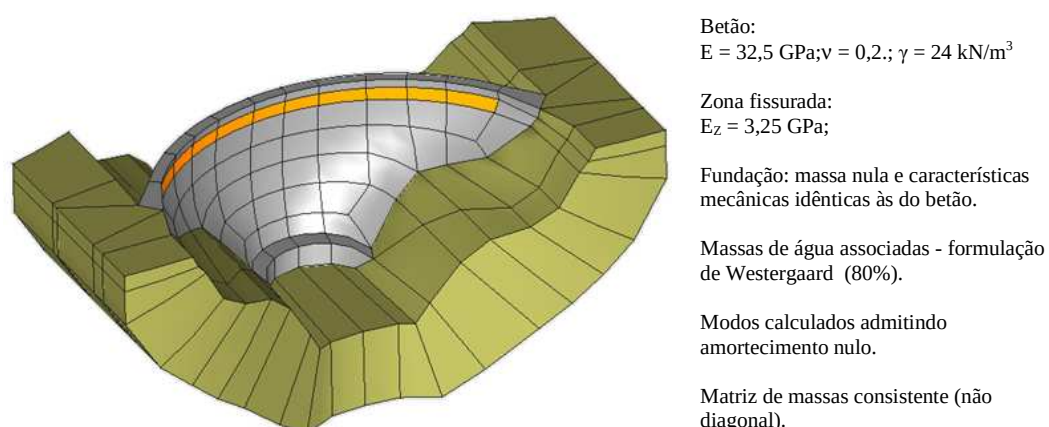
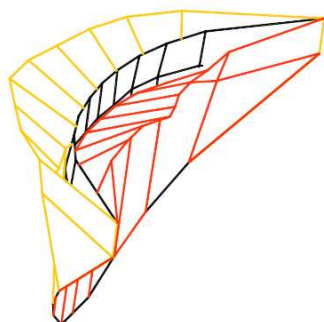


Figura 5.16 – Barragem do Cabril. Malha de elementos finitos de um modelo contínuo (sem juntas) considerando na zona da fissuração uma maior deformabilidade na direcção vertical.

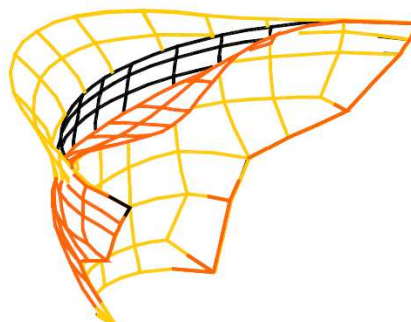
Com os resultados preliminares que se apresentam nesta secção, confirma-se a importância estrutural desta fissuração, a qual é comprovada pela identificação de uma configuração modal, obtida a partir da análise dos resultados experimentais, tal como se mostra na Figura 5.17 a). Utilizando um modelo numérico em que nos elementos da zona fissurada se adopta um valor de módulo de elasticidade na direcção vertical de cerca de 10% do considerado nas outras duas direcções, obtém-se uma configuração modal compatível com as identificadas experimentalmente nos vários ensaios realizados (Mendes, 2005) como se mostra na Figura 5.17.

Ensaio de vibração ambiental
de 30 de Maio de 2003
Modo associado à fissuração (3,72 Hz)



a)

Resultado numérico com modelo simplificado
Modo associado à fissuração (3,90 Hz)



b)

Figura 5.17 – Configuração modal associada à fissuração: a) identificada experimentalmente a partir dos resultados do ensaio de vibração ambiental de 30 de Maio de 2003 (Mendes, 2005); b) determinada com o modelo numérico considerando o efeito da fissuração de uma forma simplificada.

Também nestas circunstâncias se mostra a importância de efectuar comparações entre resultados experimentais e numéricos para interpretar o comportamento dinâmico destas obras.

5.4.2 Influência da torre das tomadas de água. Modelo numérico da torre

A barragem do Cabril tem na sua proximidade uma estrutura auxiliar em betão armado, com a mesma altura da barragem (132 m), à qual é usual atribuir a designação de torre das tomadas de água (ver Figura 5.18). Trata-se de uma estrutura em pórtico que incorpora as duas tomadas de água e a descarga de fundo da barragem, encontrando-se no seu topo, acima do nível da água, os órgãos de manobra das comportas, com os quais se controla a entrada de água nas tomadas de água e consequentemente o fornecimento de água aos grupos geradores de energia (turbinas), tal como se mostra na Figura 5.18.

Como já se referiu anteriormente, através da análise e interpretação dos resultados experimentais, obtidos com base em ensaios de vibração ambiental efectuados no corpo da barragem, verificou-se que eram identificadas algumas frequências relevantes, que não tinham correspondência com as conhecidas frequências naturais da obra, mas que poderiam eventualmente estar correlacionadas com as desta estrutura auxiliar.

Com o objectivo de clarificar este problema, apresenta-se nesta secção um modelo 3D de elementos finitos desenvolvido para analisar o comportamento dinâmico desta estrutura auxiliar e analisam-se alguns resultados experimentais obtidos a partir de ensaios de vibração ambiental efectuados na torre das tomadas de água.

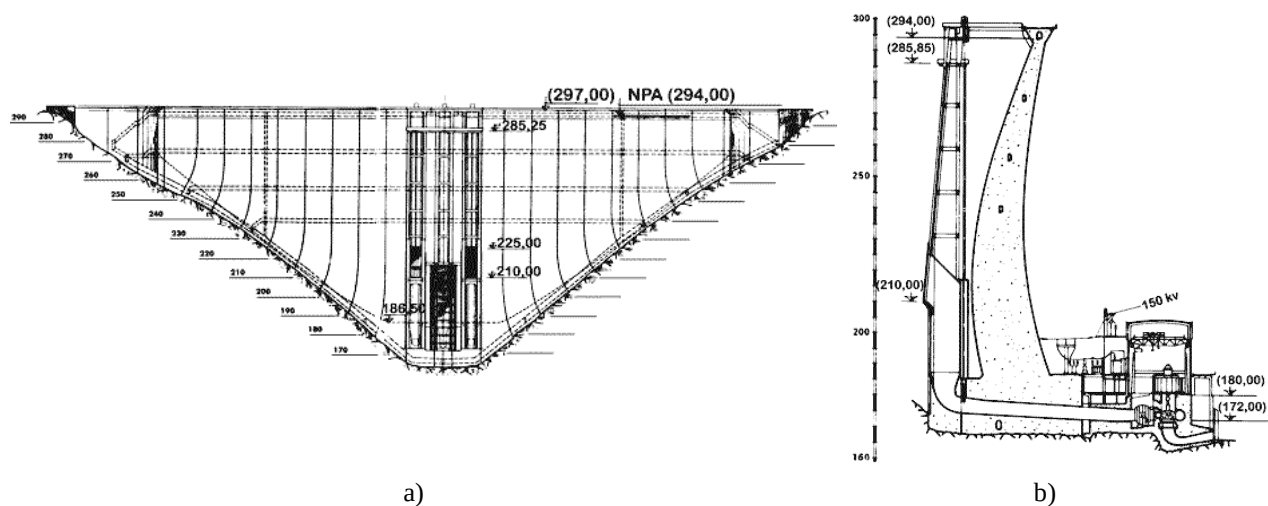


Figura 5.18 – Barragem do Cabril e torre da tomada de água: a) alçado de montante; b) corte pela consola central.

Assim, na Figura 5.19 mostra-se a ligação existente entre o topo da torre das tomadas de água e o coroamento da barragem, sob a forma de uma ponte, e o modelo de elementos finitos desenvolvido para ajudar a interpretar o comportamento dinâmico desta estrutura auxiliar. Importa ainda salientar que esta estrutura auxiliar tem a mesma fundação que a barragem, tal como se mostra na Figura 5.18.

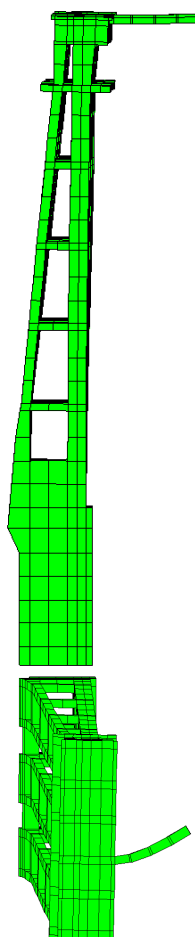


Figura 5.19 – Torre das tomadas de água: a) vista do encontro esquerdo; b) Malha de EF 3D.

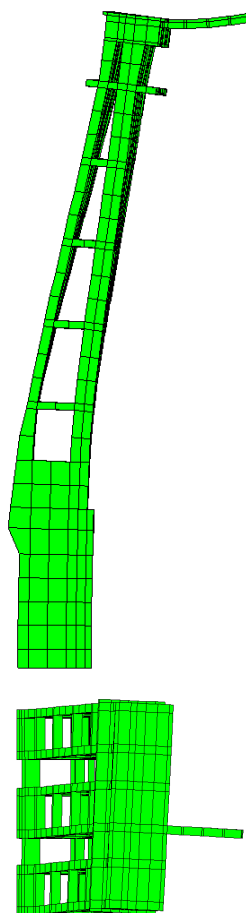
A partir do modelo de elementos finitos apresentado na Figura 5.19, obtiveram-se os modos de vibração e as frequências naturais apresentadas na Figura 5.21. No entanto, convém referir que o módulo de elasticidade utilizado no modelo, para o betão, foi avaliado a partir de ensaios de ultra-sons, tal como se mostra na Figura 5.20, obtendo-se um valor médio de 34 GPa.



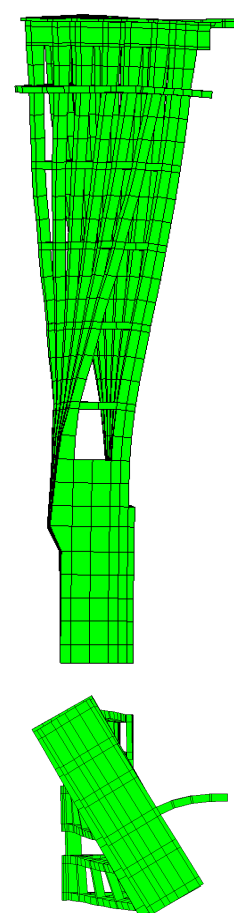
Figura 5.20 – Ensaio de ultra-sons para determinar o módulo de elasticidade do betão da torre das tomadas de água.



1º modo – $F_1 = 0,58 \text{ Hz}$



2º modo – $F_2 = 0,83 \text{ Hz}$



3º modo – $F_3 = 1,10 \text{ Hz}$

Figura 5.21 – Primeiros três modos de vibração do modelo da torre da tomada de água.

Foi igualmente realizado um ensaio de vibração ambiental no topo da torre das tomadas de água para avaliar experimentalmente as primeiras frequências naturais desta estrutura. Neste ensaio utilizou-se um sistema de medição de vibrações, com o qual apenas era possível utilizar

um canal de medição devido à indisponibilidade de cabos e fichas conectoras adequadas. O sistema era constituído por:

- 1 sensor de aceleração uniaxial do tipo “force balance” (Marca: *Kinematics*; Modelo: *EpiSensor ES-U2*) com uma sensibilidade de 10 Volt/g;
- um sistema de aquisição de dados da *Kinematics*, modelo *Basalt*, com 4 canais de medida (com conversão analógica/digital a 24 bits);
- cabos para alimentação do acelerómetro e transmissão do respectivo sinal ao sistema de aquisição;
- 1 computador portátil para a aquisição e armazenamento das medições, utilizando-se neste processo o programa *Rockhound*;

Mediram-se as acelerações, segundo as duas direcções, no local assinalado no esquema apresentado na Figura 5.23. Na aquisição utilizou-se uma frequência de amostragem de 50 Hz, tendo-se recolhido séries temporais de acelerações com 10 minutos. Atendendo à sensibilidade do acelerómetro (10 Volt/g) e às características do sistema de aquisição de dados (resolução de 24 bits e entrada de ± 12 Volts) as configurações adoptadas para o equipamento, correspondem a capacidades de discretização de valor mínimo de aceleração de $0,143 \mu\text{g}$.

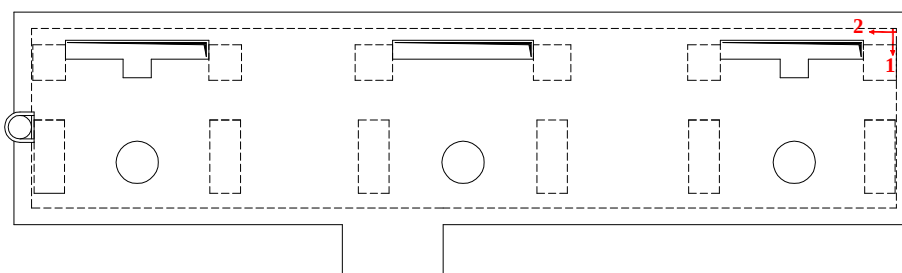


Figura 5.22 – Planta do topo da torre da tomada de água.

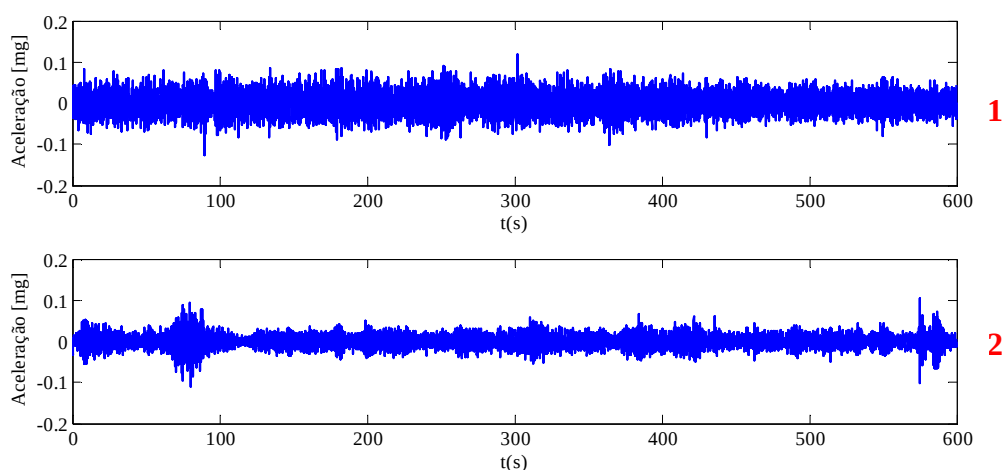


Figura 5.23 – Registos de aceleração medidos nas direcções 1 (Margem Esquerda - Margem Direita) e 2 (Montante - Jusante) na torre da tomada de água.

A partir da análise dos registos de acelerações apresentados na Figura 5.23, obteve-se o espectro médio apresentado na Figura 5.24.

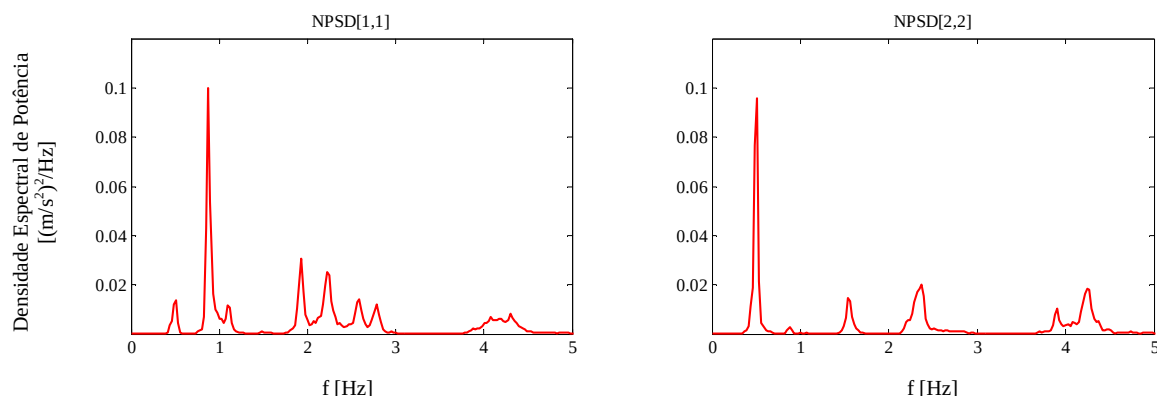


Figura 5.24 – Espectros obtidos a partir dos registos de aceleração medidos na torre da tomada de água.

Analisando os espectros apresentados na Figura 5.24, é possível identificar claramente as três primeiras frequências naturais da torre das tomadas de água aos 0,50 Hz, 0,88 Hz e 1,11 Hz. A primeira frequência corresponde ao 1º modo de vibração na direcção margem esquerda - margem direita, a segunda frequência corresponde ao modo de vibração na direcção montante - jusante e a terceira frequência corresponde ao 1º modo de torção. É ainda facilmente identificado um conjunto de picos espectrais entre 1,5 Hz e 3 Hz e um segundo conjunto por volta dos 4 Hz.

Desta forma é possível explicar os picos que surgem no espectro que se apresenta na Figura 5.9 para a situação de grupos desligados, contudo nessa situação apenas o 2º e o 3º modos de vibração da torre interferiram na interpretação dos resultados experimentais obtidos a partir da análise dos registos obtidos na barragem.

De facto este tipo de estruturas auxiliares passam na maior parte das vezes despercebidas, essencialmente pelo facto de se encontrarem quase sempre submersas ou devido à grandeza das restantes partes do aproveitamento. No entanto, convém referir que neste caso concreto trata-se uma estrutura com 132 m de altura, para a qual foi necessário empreender importantes estudos de projecto e obrigou a adoptar especiais disposições construtivas (Xerez, 1954). Precisamente com o objectivo de compreender melhor o comportamento dinâmico desta estrutura auxiliar foi desenvolvido um trabalho de mestrado (Espada, 2009).

5.4.3 Efeito das juntas de contracção. Modelação numérica com o MED (3DEC)

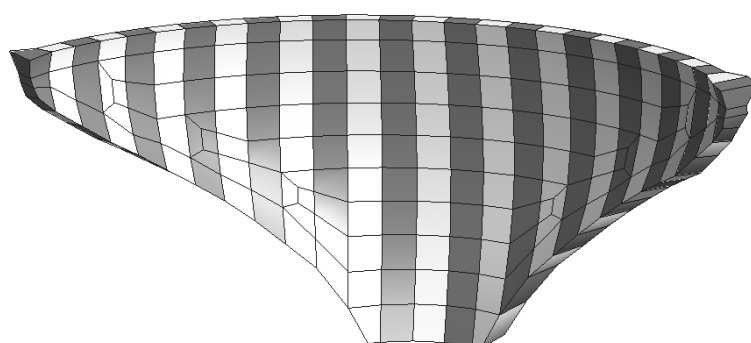
Com o objectivo de analisar o efeito das juntas de contracção verticais no comportamento dinâmico da barragem do Cabril, foi utilizado o programa 3DEC (Itasca, 2003), que se baseia no método dos elementos discretos.

Este programa permite a análise dinâmica não linear de modelos com descontinuidades (juntas, fissuras, diaclases, etc.) e foi desenvolvido para o estudo de obras em maciços rochosos

(Cundall, 1971), estando, por isso, vocacionado para a representação e simulação do comportamento de superfícies de descontinuidade. Os modelos de elementos discretos permitem efectuar a análise de conjuntos de blocos separados por superfícies de descontinuidade, que podem ser diaclases num maciço rochoso, juntas de contracção ou fendas em barragens, ou interfaces de ligação entre materiais distintos como é o caso da ligação betão-rocha.

Nos modelos do 3DEC o maciço rochoso pode ser discretizado em blocos rígidos ou blocos deformáveis formados por elementos finitos tetraédricos, que se adequam bem à discretização de uma forma poliédrica arbitrária. Contudo, no estudo de uma abóbada é essencial a representação correcta dos modos de flexão, o que é obtido de modo muito mais eficiente com elementos finitos hexaédricos, com funções de interpolação de deslocamentos quadráticas. Estes elementos também estão disponíveis no programa 3DEC (Lemos, 1998) e foram utilizados no presente estudo.

Na Figura 5.25 apresenta-se o modelo da barragem, onde se distinguem os blocos verticais separados pelas juntas de contracção. Por questões de eficiência computacional considerou-se apenas o modelo do corpo da barragem, rigidamente apoiada. Este modelo foi desenvolvido a partir de uma malha original de elementos finitos hexaédricos (Lemos, 1998).



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

Fundação: rígida.

Juntas: $K_n = 16,25 \text{ GPa}$; $K_s = 6,77 \text{ GPa}$;
Coesão nula; $\phi = 45^\circ$.

Massas de água associadas (Westergaard)
(matriz de massas diagonal)

Figura 5.25 – Modelo 3DEC para estudo do efeito das juntas de contracção na resposta dinâmica da obra. Análise para vários níveis da albufeira (cálculos dinâmicos não lineares).

Para as juntas de contracção admitiu-se a hipótese de comportamento não linear, tendo-se adoptado a hipótese de Mohr-Coulomb considerando uma resistência à tracção nula, coesão nula, e ângulo de atrito de 45° .

No modelo adoptado foram representadas todas as juntas que definem as consolas, com um espaçamento da ordem de 13 m. Na simulação do efeito das juntas são utilizadas as hipóteses habituais dos modelos de elementos discretos, em que a interacção mecânica é representada por um conjunto de contactos pontuais e não por elementos de junta. Dado que, no caso presente, a malha de elementos finitos de cada consola da barragem é geometricamente compatível, e não se atingem grandes deslocamentos, o modelo de contacto pontual corresponde essencialmente a

uma matriz de rigidez de um elemento de junta diagonalizada, que se obtém por integração numérica com base nos pontos nodais.

Na análise do modelo, o programa 3DEC recorre a um algoritmo passo a passo para a solução de problemas estáticos e dinâmicos. Trata-se de um algoritmo explícito de integração no tempo das equações do movimento dos pontos nodais dos elementos dos blocos, pelo método das diferenças centrais. Deste modo, torna-se conveniente adoptar a hipótese de massas concentradas nos pontos nodais.

Nos cálculos estáticos, a aplicação deste algoritmo de solução designa-se habitualmente por relaxação dinâmica, e implica a introdução de um amortecimento viscoso elevado para forçar a convergência para a solução estática. Para otimizar o processo controla-se o valor do amortecimento por uma técnica adaptativa, e utilizam-se também massas escaladas (Itasca, 2003). Nos cálculos dinâmicos adopta-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh, que pode ser definido pela frequência e percentagem do amortecimento crítico no ponto correspondente ao mínimo do diagrama amortecimento-frequência, podendo-se considerar apenas a componente proporcional à massa ou a componente proporcional à rigidez.

Quanto à simulação da interacção hidrodinâmica é adoptada a hipótese de massas de água associadas ao paramento de montante da barragem calculadas de acordo com a formulação de Westergaard (sem qualquer factor correctivo).

5.4.3.1 Determinação das frequências naturais e modos de vibração de modelos com juntas

A avaliação das frequências naturais e dos modos de vibração, para vários níveis da albufeira, baseou-se na determinação numérica de histórias de aceleração em 16 pontos nodais situados na zona superior do modelo (cálculos dinâmicos no domínio do tempo, não lineares), para forças impulsivas. A partir destas histórias de acelerações nos 16 pontos referidos, identificam-se as frequências naturais e as configurações modais com base na aplicação de técnicas de identificação modal. Neste caso foi utilizado o método da selecção de picos (BFD) programado em MatLab (Mendes, et al., 2007), apresentando-se na Figura 5.26 o espectro médio e as primeiras quatro configurações modais para a água à cota 288,7 m.

Quanto às referidas forças impulsivas que foram aplicadas para excitar o modelo é de referir que foram aplicadas através de histórias de carga (do tipo impluso) em vários pontos nodais escolhidos com o objectivo de excitar os principais modos de vibração, simétricos e anti-simétricos. Quanto à intensidade, aplicaram-se impulsos de pequena intensidade de maneira a não alterar significativamente o deslocamento normal nas juntas. Deste modo, embora o modelo tenha comportamento não linear, os cálculos dinâmicos efectuados correspondem a uma pequena perturbação em torno da solução estática obtida para cada uma das cotas de água analisadas.

Foram calculadas histórias de aceleração com a duração de 50 s, utilizando-se um passo de cálculo muito pequeno (que depende das propriedades adoptadas e das características geométricas do modelo), o que, na prática, implicou a obtenção de registos com uma elevada

frequência de amostragem, pelo que as séries de acelerações calculadas foram posteriormente filtradas para uma frequência de amostragem de 100 Hz. Finalmente, na identificação modal utilizaram-se janelas com 4096 pontos (40,96 segundos) o que permitiu obter uma boa resolução em frequência, $\Delta f = 1/40,96 = 0,0244$ Hz.

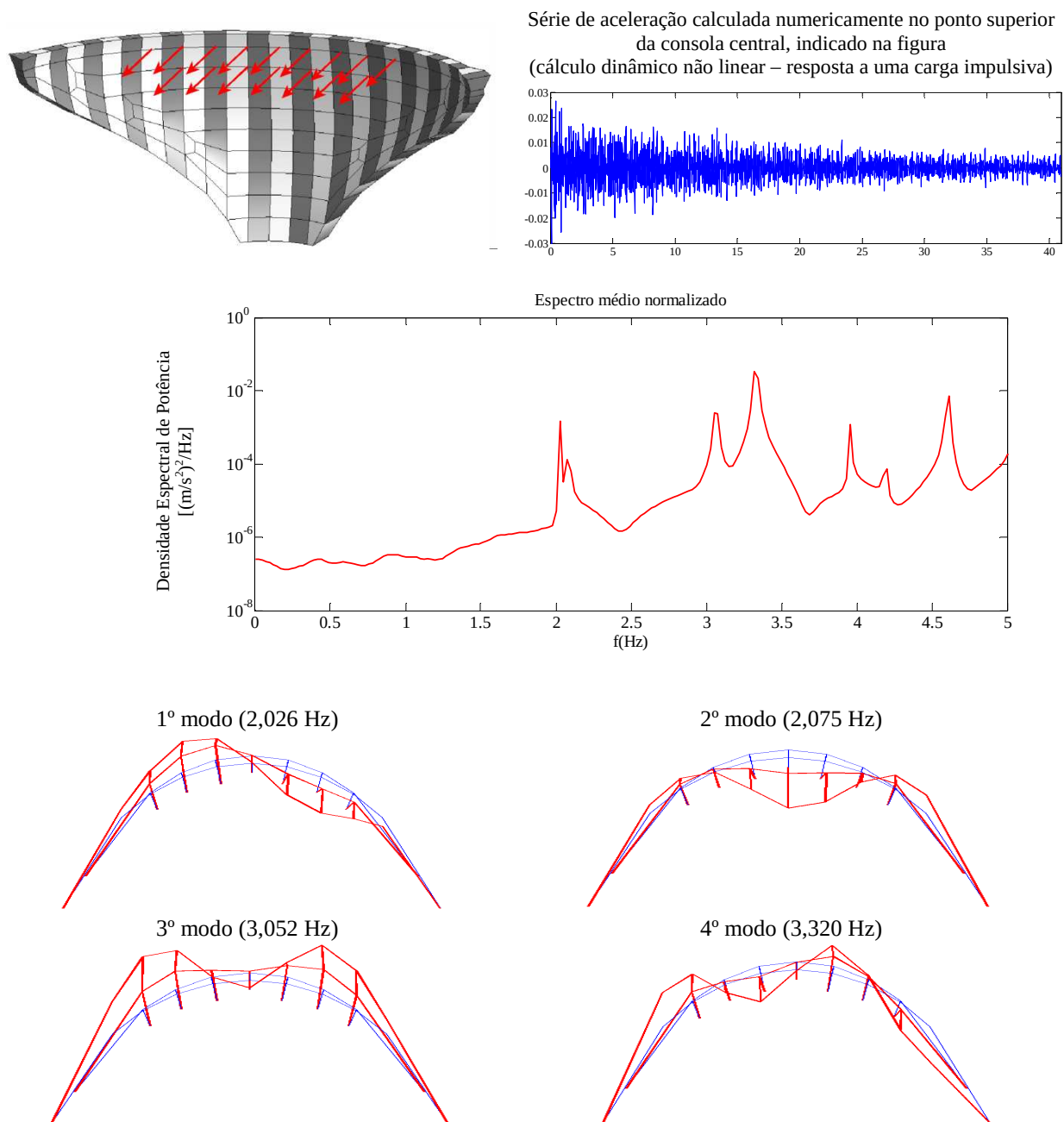


Figura 5.26 – Determinação de frequências naturais e modos de vibração de um modelo com juntas (3DEC – comportamento dinâmico não linear) através da utilização de métodos de identificação modal (BFD) para análise de séries de acelerações calculadas numericamente. Barragem rigidamente apoiada, considerando a água à cota 288,71 m (massas de água associadas).

Esta metodologia de cálculo das frequências naturais e modos de vibração de modelos não lineares de elementos discretos é, como se pode constatar, de grande interesse para os estudos de aplicação a sistemas *barragem-fundação-albufeira*, onde, muitas vezes, é importante recorrer a modelos não-lineares para os quais as características modais apenas podem ser calculadas com base no pós-processamento das séries temporais, com base em metodologias de identificação modal como proposto.

5.4.3.2 Linha de influência da 1ª frequência natural em função do nível. Efeito das juntas de contracção para situações de nível baixo

A metodologia anteriormente proposta para cálculo de frequências naturais de modelos de elementos discretos foi aplicada ao modelo 3DEC da barragem (rigidamente apoiada) considerando a possibilidade de abertura das juntas de contracção. A análise foi efectuada para 11 valores da cota de água, desde a situação de albufeira vazia até à situação de albufeira cheia, com vista a traçar a linha de influência da 1ª frequência natural, considerando o efeito das juntas. Na Figura 5.27 apresenta-se uma comparação da referida linha de influência, obtida para o modelo com juntas, com os resultados experimentais, obtidos em ensaios de vibração ambiental e forçada, e com duas linhas de influência calculadas com base em modelos sem juntas (modelo 3DEC e modelo de EF3D). Como se pode ver na Figura 5.27, a linha de influência calculada com base no modelo 3DEC com consideração do efeito das juntas permite confirmar numericamente a hipótese atrás referida de que para níveis de água reduzidos (inferiores à cota 260 m) as frequências naturais tendem a diminuir com o decréscimo da cota de água devido a um decréscimo da rigidez global da obra provocado pela abertura das juntas que ocorre para cotas de água reduzidas. Este efeito determinado numericamente (modelo 3DEC, com juntas) é compatível com o resultado obtido no ensaio de vibração forçada realizado em 1981 com o nível da albufeira baixo (cota 196 m).

Na Figura 5.27 apresenta-se também, como referência, a linha de influência obtida com o 3DEC para a situação sem juntas (ou juntas elásticas) e a linha de influência calculada com o modelo de EF3D preliminar (modelo sem juntas, com malha larga, com fundação elástica, matriz de massas consistente e pressões hidrodinâmicas aproximadas com massas de água associadas de Westergaard corrigidas com um factor de redução de 0,8). Como se pode constatar a coerência entre os resultados obtidos com o 3DEC é a esperada: i) para cotas de água elevadas (juntas fechadas) os resultados dos modelos 3DEC com juntas e sem juntas são praticamente coincidentes; ii) para cotas de água reduzidas os resultados dos modelos 3DEC com e sem juntas são claramente distintos, ou seja, para a situação de albufeira vazia a frequência natural do 1º modo é bastante inferior no caso do modelo com juntas.

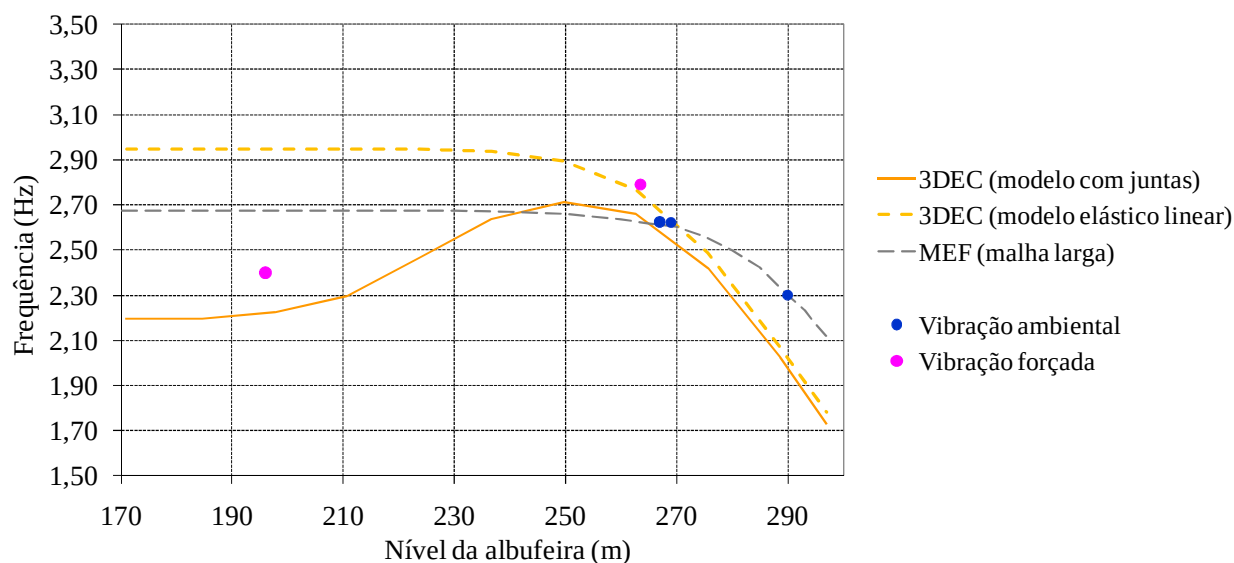


Figura 5.27 – Linhas de influência da frequência natural do 1º modo de vibração. Comparação de resultados experimentais e numéricos obtidos com base em modelos com e sem juntas.

Quanto à comparação entre as linhas de influência calculadas com o 3DEC e a calculada com o modelo de EF3D as diferenças são bastante evidentes sendo de referir que a linha de influência calculada com o modelo de EF3D se ajusta globalmente melhor aos resultados experimentais, registando-se discrepância apenas para cotas de água baixas.

Os valores da frequência natural calculados com o 3DEC são globalmente menores que os valores observados. Tal facto deve-se, em parte, a que no 3DEC são consideradas massas diagonais como se mostra em (Lemos, et al., 2008) e ao facto de não ter sido utilizado um factor redutor para corrigir as massas de água associadas de Westergaard (Lemos, et al., 2008).

Os diferentes resultados que, como se viu, podem ser obtidos numericamente mostram a importância de ter resultados experimentais, em quantidade adequada e com a necessária fiabilidade, sobre o comportamento dinâmico observado. Neste sentido é fundamental instalar em obra sistemas de monitorização que permitam a observação da resposta dinâmica em contínuo, tal como é proposto no âmbito deste trabalho. Dispondo de um adequado conjunto de resultados da observação é possível escolher as melhores hipóteses, aproximações numéricas, e parâmetros nas fase de desenvolvimento e calibração dos modelos numéricos para simulação do comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*.

5.5 Análise dos resultados da observação em contínuo

Como já se referiu anteriormente, o principal objectivo deste trabalho incidiu no desenvolvimento e instalação de um sistema para observação em contínuo do comportamento dinâmico da barragem do Cabril (ver secção 4.2), o qual se encontra instalado desde Dezembro de 2008. Na Figura 5.28, apresentam-se dois esquemas em que se mostra a localização dos

acelerómetros em obra e indicam-se os principais objectivos delineados para a sua utilização, atendendo às diferentes configurações adoptadas.

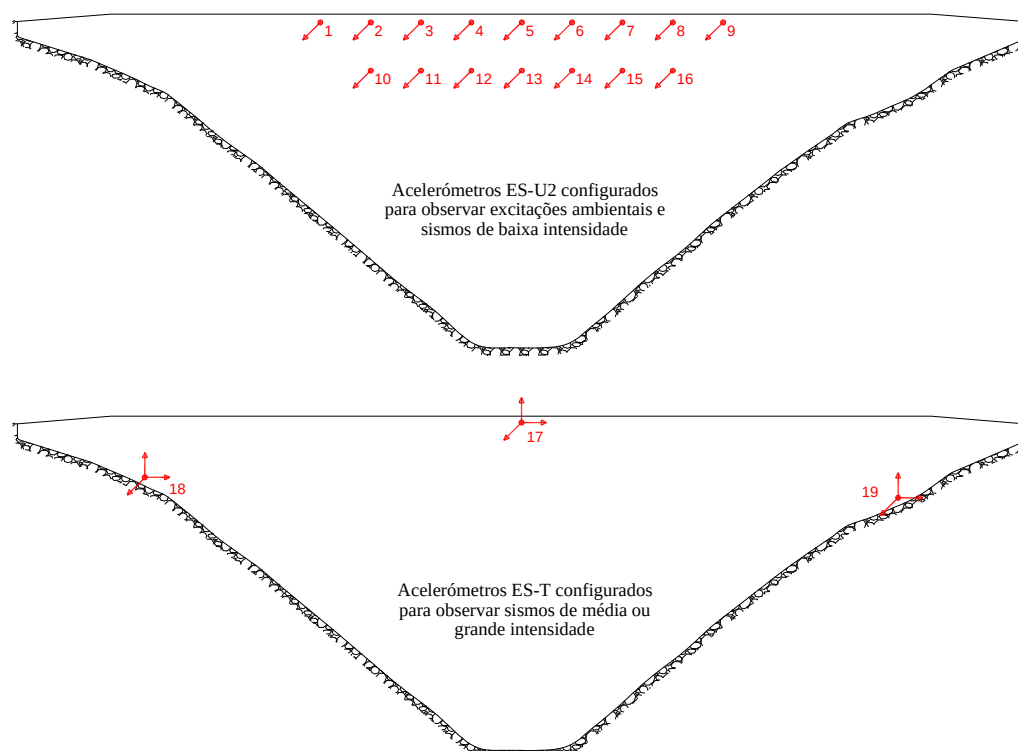


Figura 5.28 – Acelerómetros que compõem o sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo na barragem do Cabril.

Neste sistema utilizam-se acelerómetros ES-U2, configurados com uma sensibilidade de 10 Volt/g, para medir as excitações ambientais de baixa intensidade e acelerómetros ES-T, configurados para uma sensibilidade de 2,5 Volt/g para medir vibrações de elevada intensidade, como p. ex., sismos de média ou grande intensidade. Para os acelerómetros ES-U2 adoptaram-se ainda factores de ganho de 16. Considerando as características das unidades de aquisição de dados (resolução de 19 bits e entrada de ± 10 Volts) as configurações adoptadas para o equipamento, correspondem a capacidades de discretização de valores mínimos de aceleração de 0,238 μg , para os acelerómetros ES-U2, e 15,259 μg para os acelerómetros ES-T.

Os valores de aceleração são adquiridos com uma frequência de amostragem de 1000 Hz e armazenados em ficheiros horários. Os registos provenientes dos canais que são utilizados para efectuar a identificação modal automática são pré-processados através das seguintes operações: remoção de média; filtragem passa baixo com um filtro de tipo *Butterworth* de ordem 8 e frequência de corte de 5 Hz; decimação de 1000 Hz para 50 Hz (conforme foi justificado no capítulo 4).

Na Figura 5.29 mostra-se um esquema em que se exemplifica para alguns canais de medida, o processo de análise adoptado na observação do comportamento dinâmico em contínuo, isto é, para cada canal é possível obter séries temporais de aceleração, as quais podem

ser analisadas no domínio da frequência estimando-se funções de densidade espectral de potência (mostrando-se apenas os espectros entre 0 e 5 Hz), as quais foram avaliadas considerando uma resolução em frequência de 0,0122 Hz, utilizando segmentos temporais com 4096 valores (81,92 s) sobrepostas a 66,7 % e utilizando janelas de *Hanning* para reduzir os efeitos dos erros por escorregamento (*leakage*).

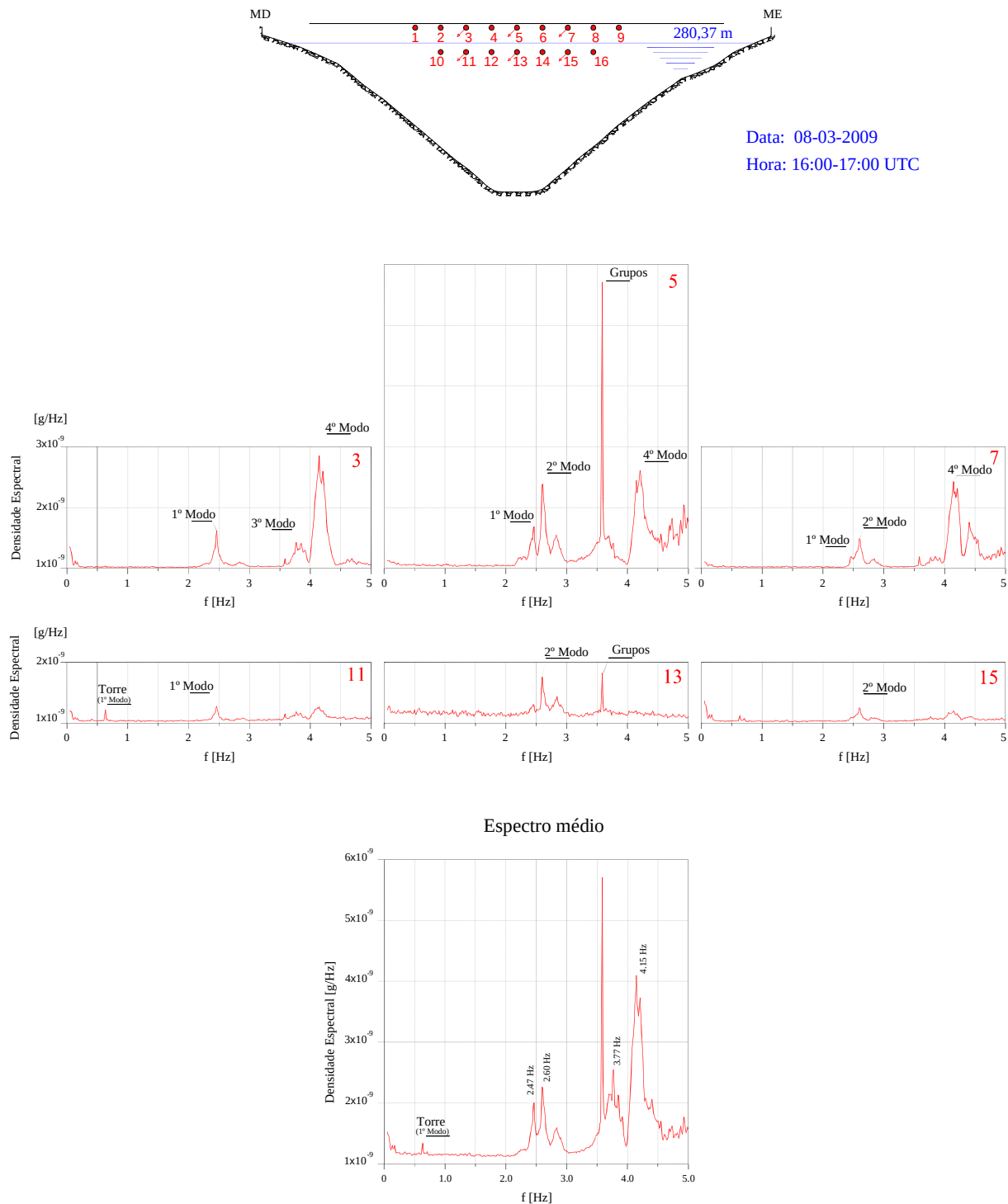


Figura 5.29 – Análise espectral (DEP) dos registos obtidos em alguns dos 16 canais do sistema de observação do comportamento dinâmico instalado na barragem do Cabril (08-03-2009 16:00-17:00) e espectro médio.

Nesta secção, analisa-se um conjunto de resultados preliminares, obtidos com este sistema, correspondentes a um período de observação de cerca de 1 ano, com os quais se pretende mostrar as principais potencialidades deste tipo de sistemas.

Neste sentido, apresentam-se em primeiro lugar alguns exemplos em que se mostram as vibrações típicas que se mediram durante este primeiro período de exploração, as quais se encontram essencialmente associadas a excitações do tipo ruído ambiente e ao funcionamento dos grupos de produção de energia. São igualmente apresentados alguns exemplos em que se evidencia a utilidade deste tipo de sistemas, nomeadamente no apoio prestado ao dono da obra, durante as obras de renovação dos grupos de produção de energia, bem como, a detecção de alguns eventos especiais durante este período.

Finalmente, apresentam-se e discutem-se os resultados que mostram a variação das frequências naturais durante este primeiro período de exploração, os quais apenas se podem correlacionar com a variação do nível da albufeira.

5.5.1 *Vibrações com e sem grupos em funcionamento*

As vibrações na barragem do Cabril, em condições normais de serviço, podem ser devidas à acção do vento, ao tráfego que circula no coroamento da barragem, à ondulação da água na albufeira, a vibrações na base associadas ao funcionamento dos grupos de produção de energia e, à operação dos órgãos de segurança da obra.

No primeiro período de exploração que se apresenta, salienta-se as vibrações do tipo ruído ambiente de onde sobressaem as vibrações devidas à circulação de veículos e as vibrações devidas ao funcionamento dos grupos, as quais se apresentam na Figura 5.30, utilizando a aplicação Cabril Acel.

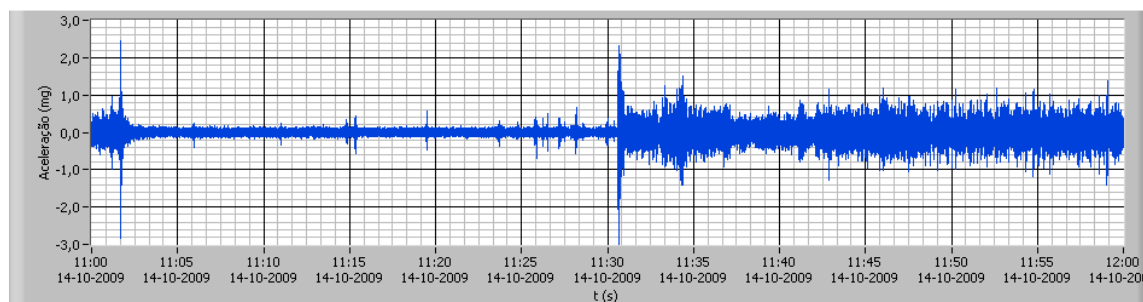


Figura 5.30 – Vibrações medidas no acelerómetro situado no topo da consola central com e sem os grupos em funcionamento.

5.5.2 Detecção de frequências naturais da torre das tomadas de água

Anteriormente discutiu-se a influência da torre das tomadas de água na análise e interpretação do comportamento dinâmico da barragem do Cabril a partir de ensaios de vibração ambiental. Neste ponto, mostra-se de que maneira o comportamento dinâmico desta estrutura auxiliar se continua a manifestar na observação em contínuo do comportamento dinâmico efectuada no corpo da barragem do Cabril.

Assim, na Figura 5.31, apresenta-se um espectro obtido com o sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, instalado no corpo da barragem, em que se mostra que é possível identificar claramente 3 picos que correspondem às frequências naturais dos 3 primeiros modos de vibração da torre das tomadas de água, entre as frequências de 0,4 Hz e 1,2 Hz.

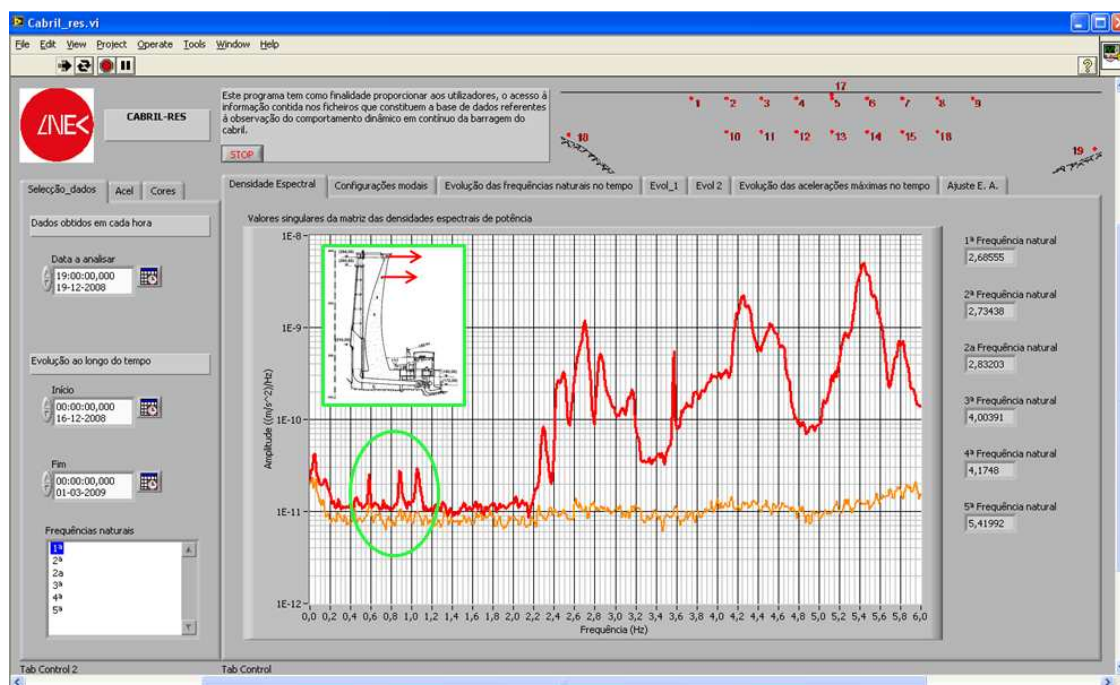


Figura 5.31 – Espectro dos dois primeiros valores singulares da matriz das DEP da resposta em aceleração medida no corpo da barragem. Identificação dos picos correspondentes aos três primeiros modos de vibração da torre das tomadas de água.

5.5.3 Apoio às obras de renovação dos grupos

Como já foi referido no capítulo 4, o sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, que se apresenta neste trabalho, foi instalado em obra num período correspondente à remodelação dos grupos de produção de energia da central hidroeléctrica do Cabril. A instalação dos novos grupos tinha como objectivo modernizar o aproveitamento hidroeléctrico, através da introdução de nova tecnologia que assenta na maximização da produção de energia

recorrendo a um volume menor de caudal de água turbinado, ao qual se encontrava igualmente associado, como objectivo paralelo, a mitigação das vibrações induzidas à obra.

A validação deste objectivo paralelo, foi confirmada pelos resultados obtidos com o sistema, apresentando-se na Figura 5.32, a variação das amplitudes máxima dos registos de acelerações obtidos para cada hora, para o canal 6, localizado na galeria do coroamento na consola MN, em que se comprova que a partir de 19 de Março (data da desactivação do grupo 1) os valores máximos destas amplitudes diminuem claramente, confirmando-se assim o objectivo estabelecido pelo dono de obra.

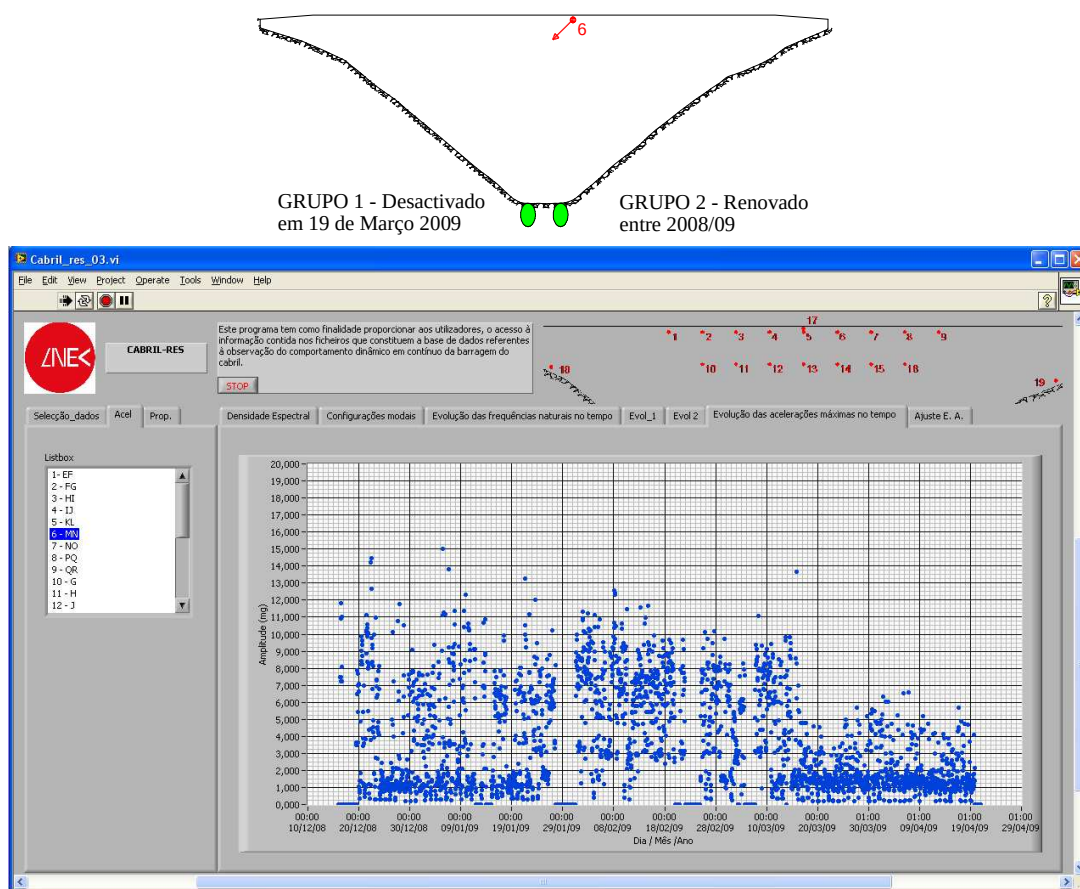


Figura 5.32 – Amplitudes máximas obtidas no acelerómetro 6 (galeria do coroamento, no bloco MN), em que se mostra uma redução das amplitudes após a desactivação do grupo 1.

No período referente à renovação dos grupos, destaca-se um outro aspecto que mostra a utilidade deste tipo de sistemas. Verificou-se através da análise de alguns espectros de valores singulares, que quando o grupo novo entrou em funcionamento, o pico correspondente à frequência da sua operação apresentava uma largura anómala, isto é, com os grupos antigos obtinha-se um pico muito esbelto na frequência de 3,57 Hz (50 Hz/14) e agora um pico menos esbelto, tal como se mostra na Figura 5.33, o que parecia indicar que a frequência de rotação dos grupos não seria agora tão estável. Constatou-se posteriormente, com os técnicos responsáveis

pela instalação do novo grupo que existiram de facto algumas dificuldades em estabilizar a frequência de rotação do novo grupo.

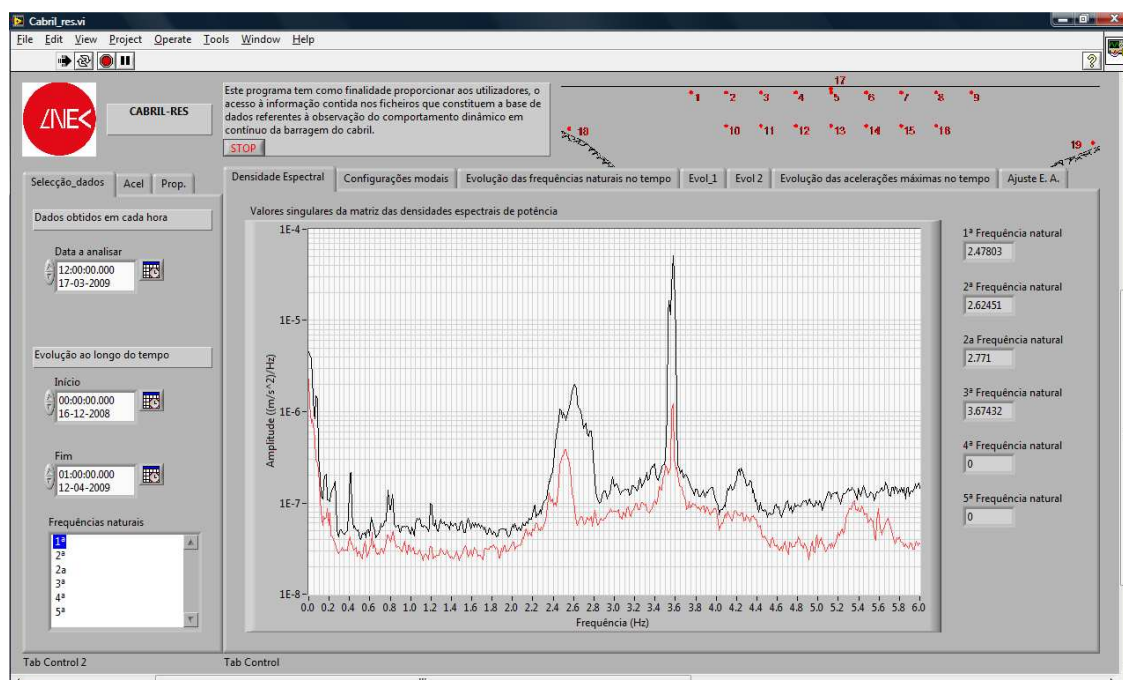
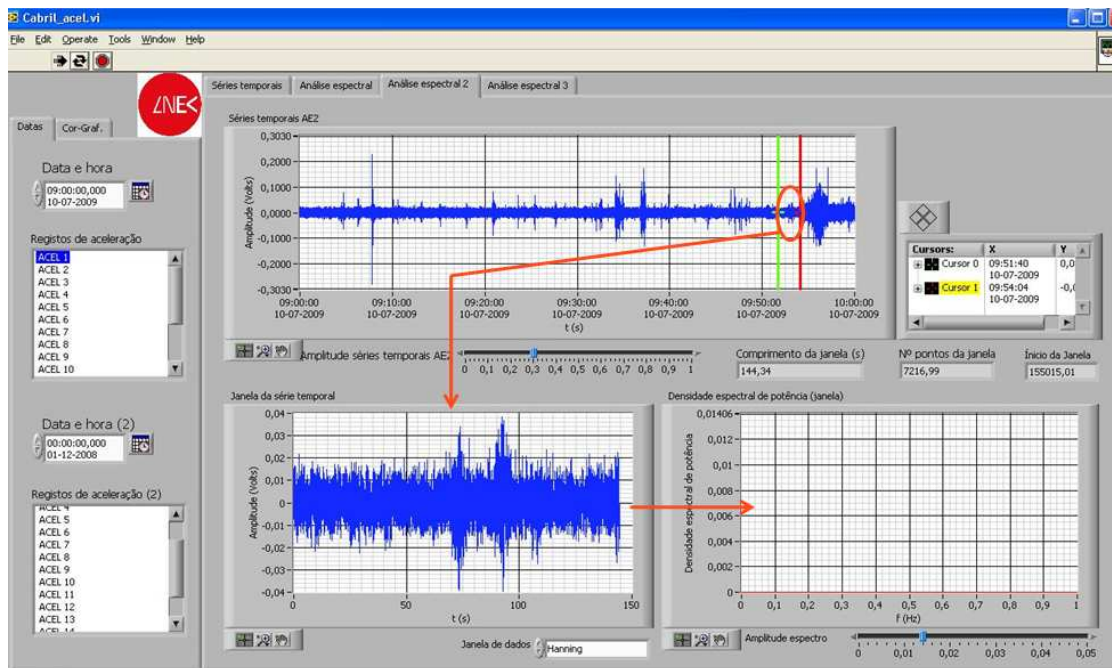


Figura 5.33 – Espectro de valores singulares da matriz DEP obtido na fase de testes do novo grupo 2, em que é evidente uma largura anormal no pico correspondente à operação dos grupos, devido a dificuldades de estabilização da sua frequência de rotação.

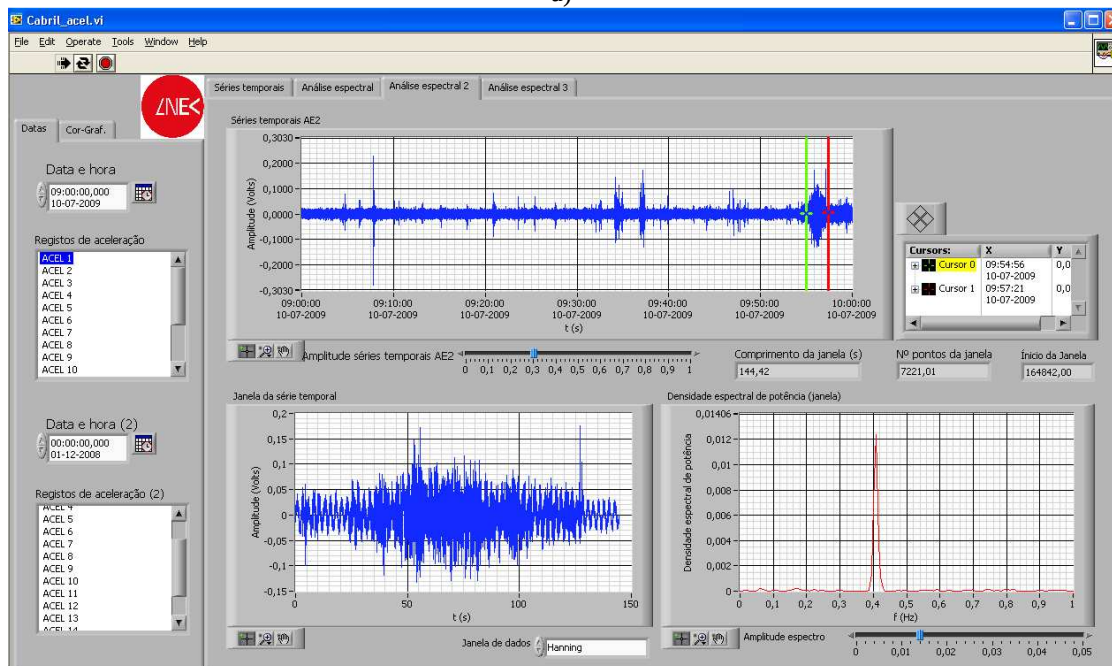
5.5.4 Detecção de eventos especiais

O sistema tem permitido detectar alguns eventos relacionados com a exploração do aproveitamento hidroeléctrico que têm interferido na interpretação do comportamento dinâmico em contínuo da obra, os quais se apresentam neste ponto.

O primeiro evento que se apresenta, foi detectado a partir do centro de análise no LNEC (sem conhecimento sobre as actividades a decorrer em obra) e caracteriza-se por um aumento na amplitude das vibrações dos registos, que ocorre após um pico de aceleração, como se pode ver na Figura 5.34, no final do registo horário (das 9:00 às 10:00 dia 10-07-2009) correspondente ao acelerómetro 1. Antes desta situação está-se perante vibrações de origem tipicamente ambiental sem grupos em funcionamento, em que é possível ver alguns picos associados à passagem de veículos no coroamento da barragem.



a)



b)

Figura 5.34 – Análise de um segmento de uma série temporal horária antes de uma perturbação.

Na figura anterior, na série temporal horária as barras verticais (verde e vermelha) delimitam um segmento que é alvo de análise espectral, mostrando-se nos dois gráficos inferiores o segmento extraído da série temporal horária e a respectiva densidade espectral de potência da resposta em aceleração, verificando-se que antes da referida perturbação não se identifica qualquer pico em frequência entre 0 e 1 Hz.

Contudo, analisando a fase inicial da referida perturbação (ver Figura 5.34 b) identifica-se claramente um pico com uma frequência ligeiramente acima de 0,40 Hz. Após a análise exaustiva da série temporal correspondente à hora seguinte (das 10:00 às 11:00 dia 10-07-2009)

verifica-se que o pico identificado leva cerca de uma hora até estabilizar por volta dos 0,55 Hz (ver Figura 5.35).

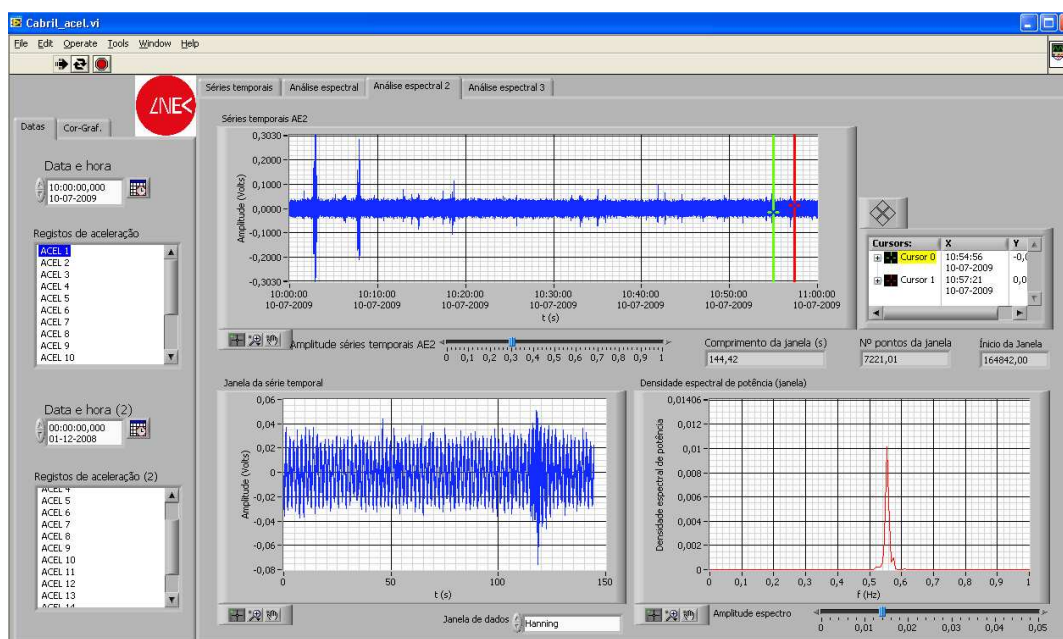


Figura 5.35 – Análise de um segmento temporal correspondente a uma hora após o início da perturbação.

Atendendo que esta análise foi efectuada a partir do centro de análise no LNEC e sabendo que o pico identificado corresponde à já caracterizada 1ª frequência natural da torre das tomadas de água, estabeleceu-se contacto com os técnicos da EDP em obra e confirmou-se que havia sido instalado na ponte que dá acesso à torre das tomadas de água um aspirador extractor de poeiras (ver Figura 5.36), concluindo-se que a sua entrada em serviço ajudava a excitar o primeiro modo de vibração da torre das tomadas de água.

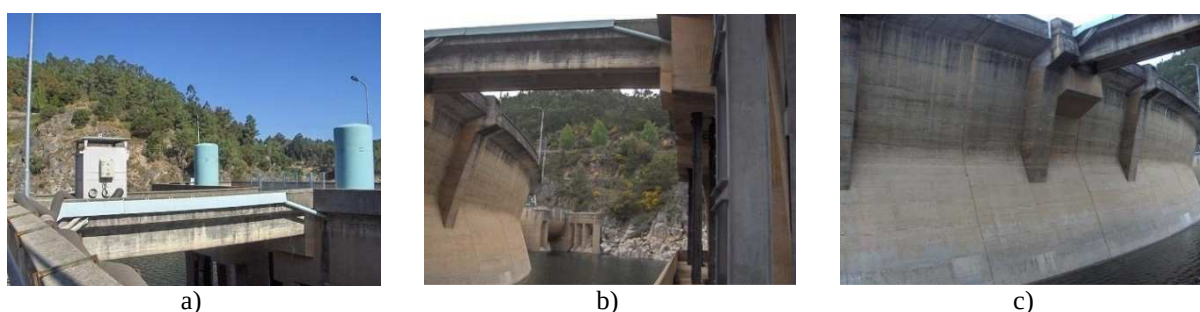


Figura 5.36 – a) Aspirador para extrair de poeiras sobre o passadiço que dá acesso à torre das tomadas de água; b) vista inferior do passadiço; c) vistas inferior do encontro do passadiço no coroamento da barragem.

Importa ainda analisar a razão pela qual o pico começa com uma frequência de 0,40 Hz e só estabiliza com uma frequência de 0,55 Hz, ao fim de cerca de uma hora. Sendo a hipótese

mais provável o facto de o passadiço se encontrar simplesmente apoiado no coroamento da barragem, tal como se mostra na Figura 5.36 a) e b), levando esse tempo até mobilizar completamente o atrito, entre a ponte e o cachorro de apoio no coroamento da barragem, estabelecendo-se assim uma ligação com propriedades de rigidez mais elevadas, fazendo aumentar o valor da frequência natural.

Na Figura 5.37 apresenta-se a análise de um segmento de uma série temporal correspondente a uma situação em que o aspirador de poeiras e os grupos se encontravam em funcionamento, em que é notória a importância do pico associado ao 1º modo de vibração da torre das tomadas de água excitado pelo funcionamento do aspirador de poeiras.

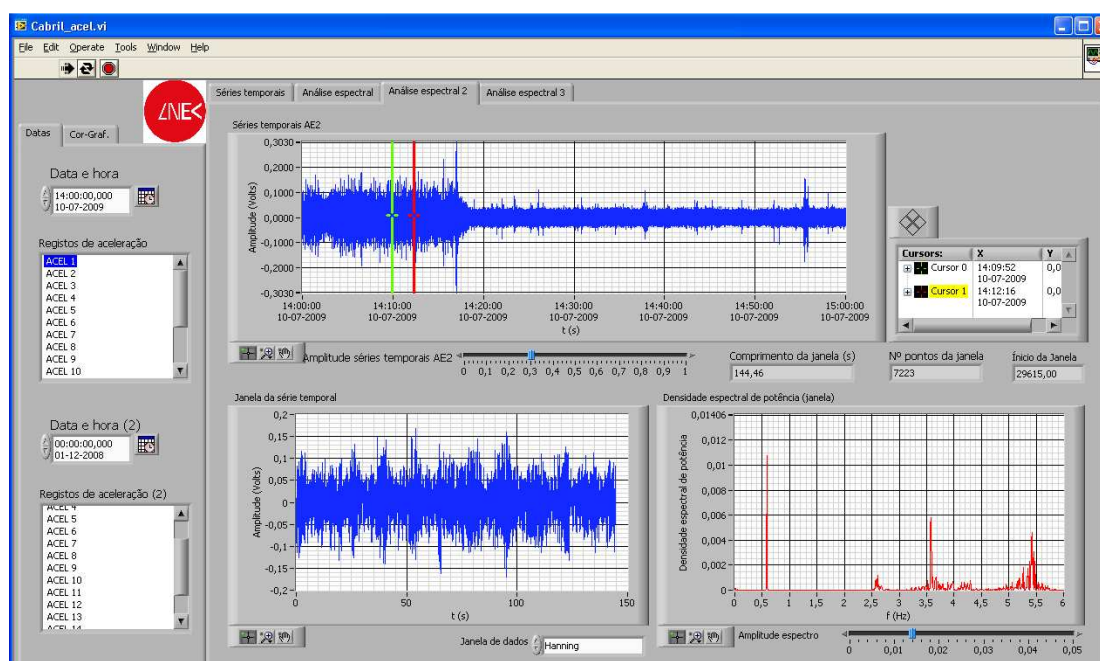


Figura 5.37 – Aspirador de poeiras e grupos de produção em funcionamento.

Finalmente refere-se a detecção de um outro evento que mostra a sensibilidade e eficácia do sistema e que corresponde a um relato efectuado pelo pessoal técnico da central da barragem, que refere um acto de vandalismo que consistiu no arremesso de uma grelha metálica a partir do coroamento da obra e que durante a queda embateu no paramento de jusante. Na Figura 5.38 é possível confirmar a hora da ocorrência através do pico na série temporal às 23:58 UTC (dia 17-07-2007).

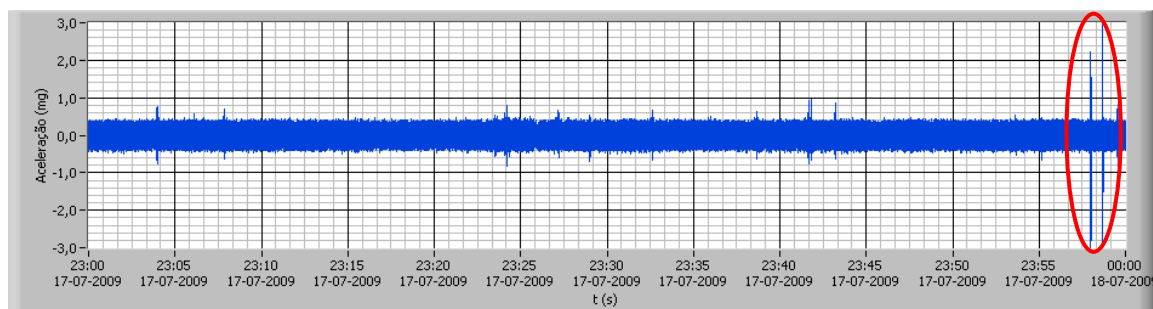


Figura 5.38 – O pico na série temporal às 23:58 UTC (dia 17-07-2007) permite determinar a hora de ocorrência de um acto de vandalismo na barragem (arremesso de uma grelha metálica sobre o paramento de jusante), a partir do coroamento.

5.6 Variação do comportamento dinâmico ao longo do tempo

Nesta secção analisam-se os primeiros resultados da observação em contínuo do comportamento dinâmico da barragem do Cabril, durante um período de quase 1 ano, que vai desde 16 de Dezembro de 2008 a 20 de Outubro de 2009.

Durante este período inicial de exploração do sistema, ocorreu uma variação no nível da albufeira de cerca de 13 m, entre as cotas 269 e 285 m (ver Figura 5.39 a), tendo-se observado as variações nas primeiras quatro frequências naturais que se apresentam na Figura 5.39 b. Nesta figura é notória a correlação entre os valores das frequências naturais identificadas e o nível da albufeira.

Neste período a frequência natural de vibração do 3º modo foi sempre superior à frequência de vibração dos grupos de produção de energia (3,567 Hz), contudo, para situações de nível de albufeira mais elevado é de esperar que esta situação se inverta o que implica, naturalmente, que em determinadas situações de nível de água se venha a verificar que a frequência natural do 3º modo e a referida frequência dos grupos sejam coincidentes.

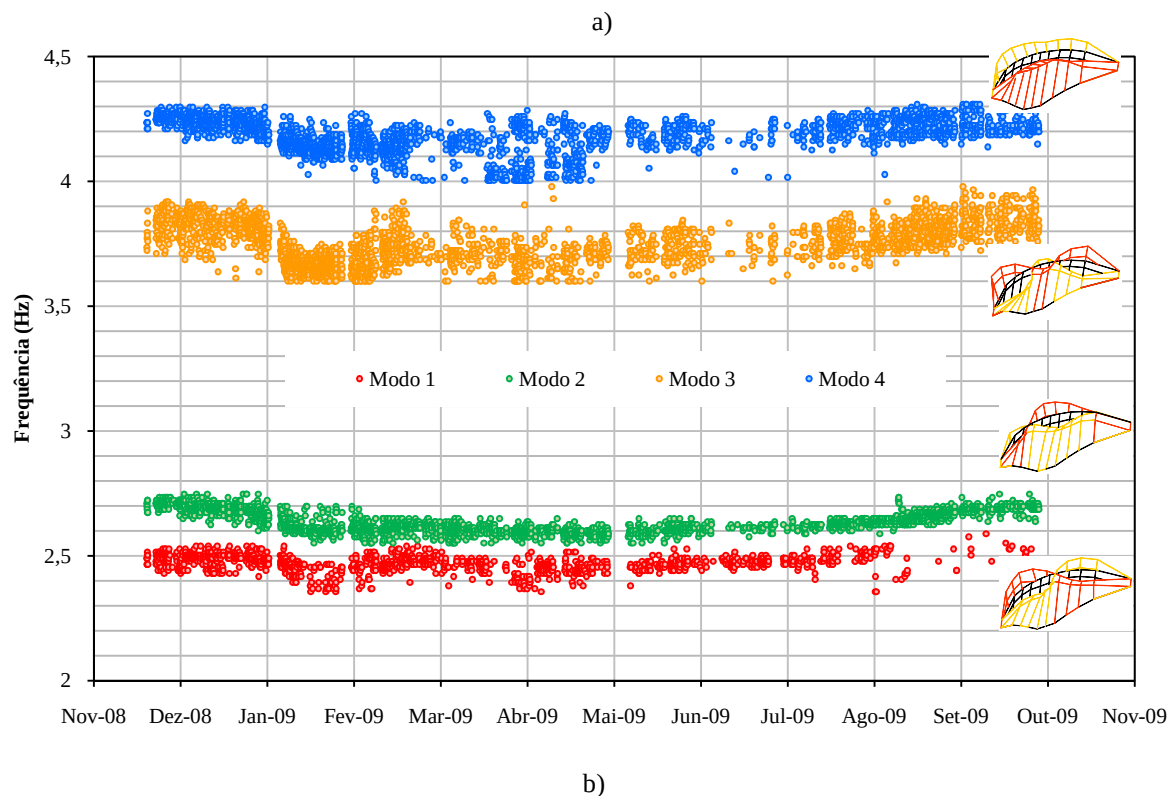
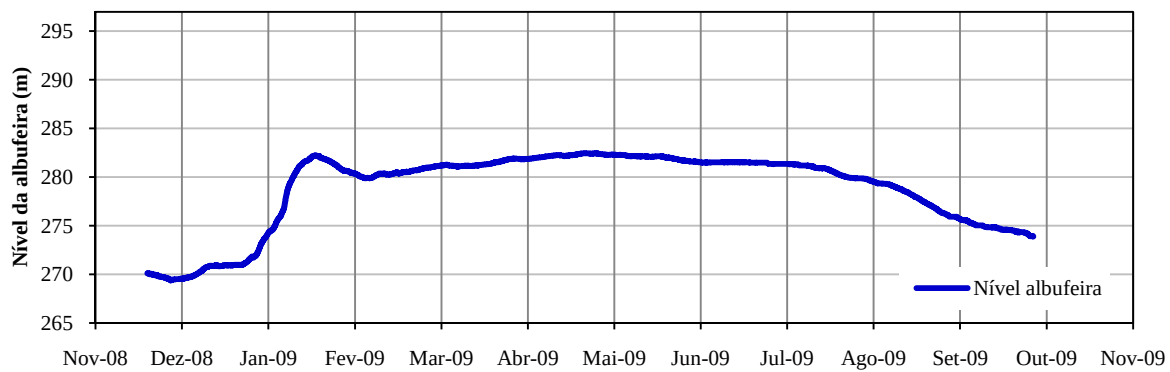


Figura 5.39 – Primeiros resultados da observação em contínuo: a) variação do nível da albufera; b) variação das quatro primeiras frequências naturais identificadas automaticamente ao longo do tempo.

Com o objectivo de interpretar as variações das primeiras quatro frequências naturais ao longo do período em análise foi utilizado um modelo de separação de efeitos como o apresentado na secção 3.5. Neste caso considerou-se que a variação (no período em análise) das frequências naturais de cada um dos quatro modos de vibração identificados, poderia ser correlacionada com as variações da cota de água h , com a época do ano $\bar{t}$ e com o tempo decorrido t , através da seguinte função

$$f_{\text{mod}}(h, \bar{t}, t) = \underbrace{a_1 h^4 + a_2 h^3 + a_3 h^2 + a_4 h}_{\text{Efeito do nível da albufeira}} + \underbrace{b_1 \cos\left(\frac{2\pi \bar{t}}{365}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi \bar{t}}{365}\right)}_{\text{Efeito da onda térmica anual}} + \underbrace{c_1 t}_{\text{Efeito do tempo}} + k$$

em que os parâmetros a_1 , a_2 , a_3 , a_4 , b_1 , b_2 , c_1 , e k se determinam efectuando uma regressão linear múltipla para obter o melhor ajuste (MMQ) aos resultados da identificação modal automática. Os resultados do referido ajuste estatístico apresentam-se na Figura 5.40 para as frequências dos quatro primeiros modos identificados.

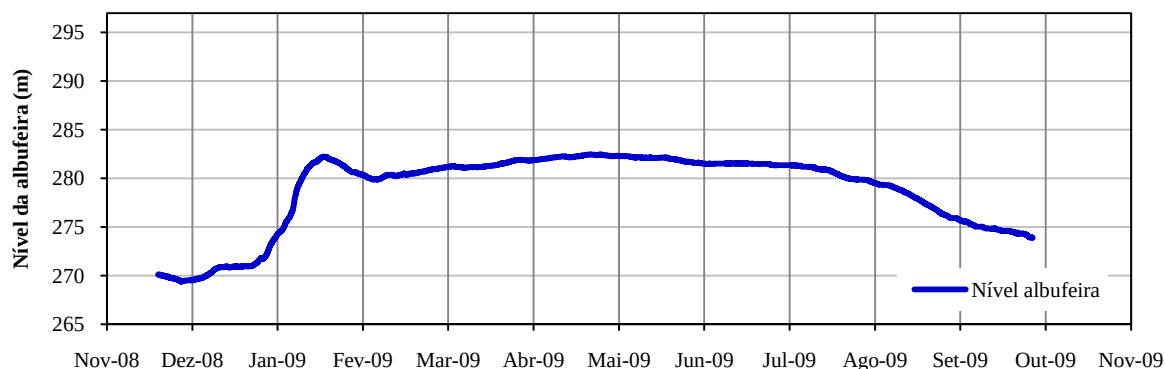
Os resultados obtidos, apesar de serem referentes a um período de apenas um ano em que não se registaram significativas variações do nível da albufeira, permitem ilustrar bem o interesse da aplicação dos modelos de separação de efeitos para a interpretação da variação ao longo do tempo das frequências naturais de sistemas *barragem-fundação-albufeira*. A aplicação deste tipo de modelos de separação de efeitos para analisar a evolução das frequências naturais identificadas ao longo de períodos mais longos (vários anos ou décadas) permitirá obter informação de grande interesse para o desenvolvimento de modelos numéricos fiáveis para estudar a resposta dinâmica das obras. Nomeadamente, permitirá caracterizar a influência do nível da albufeira e das variações térmicas anuais na resposta dinâmica global das obras e, eventualmente, também permitirá caracterizar de que forma a resposta dinâmica global pode ser afectada pela existência de fenómenos deterioração progressivos (fissuração, por exemplo).

Os resultados dos modelos de separação de efeitos são usualmente apresentados, em termos gráficos, através de linhas de influência representativas: i) do efeito do nível (Figura 5.41); ii) do efeito da onda térmica anual (Figura 5.42 a); e iii) do efeito do tempo ((Figura 5.42 b)).

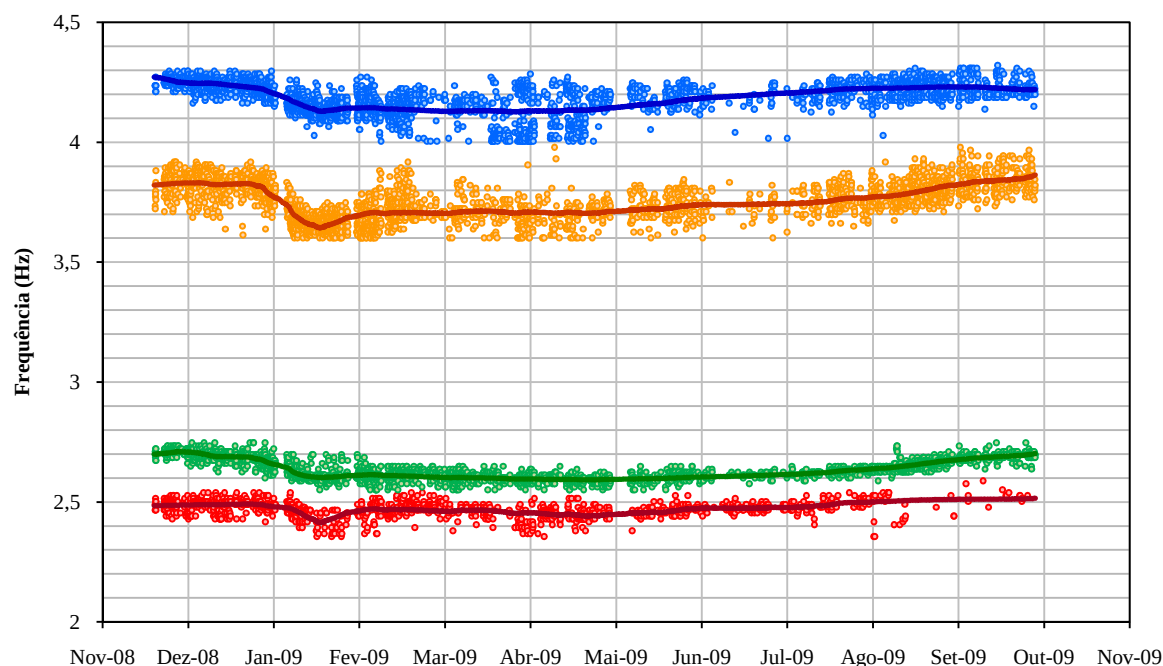
Na Figura 5.41 apresentam-se as linhas de influência correspondentes ao efeito do nível da albufeira sobre as quatro frequências naturais identificadas – os resultados da aplicação do modelo de separação de efeitos são comparados com os correspondentes resultados numéricos obtidos com o modelo de elementos finitos atrás referido (modelo de elementos finitos 3D em que se admite a hipótese de comportamento elástico linear e massas de água associadas). Para as cotas de água que ocorreram no período em análise (entre 269 e 283,5 m) é notório o bom ajuste entre as frequências naturais calculadas numericamente pelo MEF, e as frequências naturais identificadas (representadas por linhas resultantes da aplicação do modelo de separação de efeitos aos valores identificados). É de salientar que esta boa comparação ilustra bem um dos grandes objectivos deste trabalho: mostrar a viabilidade e o interesse dos sistemas de observação em contínuo do comportamento dinâmico de barragens para obter resultados experimentais que permitam aperfeiçoar os modelos numéricos existentes para analisar o comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*.

APLICAÇÃO DE UM MODELO DE SEPARAÇÃO DE EFEITOS PARA INTERPRETAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS
DOS QUATRO PRIMEIROS MODOS VIBRAÇÃO IDENTIFICADOS

$$f_{\text{mod}} = a_1 h^4 + a_2 h^3 + a_3 h^2 + a_4 h + b_1 \cos\left(\frac{2\pi t}{d_a}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi t}{d_a}\right) + c_1 t + k, \quad \text{com } h = h_{\text{nível}} - h_{\text{ref}}$$



a)



	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Observações	.	.	.	.
Modelo de separação de efeitos	—	—	—	—

b)

	Efeito do nível				Efeito térmico		Efeito do tempo	Termo independente
	a_1	a_2	a_3	a_4	b_1	b_2	c_1	k
Modo 1	-0,0000197	0,0005074	-0,0044119	0,011191	-0,015082	0,008726	0,0001318	2,4928
Modo 2	0,0000043	-0,0001672	0,0024175	-0,022256	0,013828	-0,008237	0,0001355	2,7218
Modo 3	-0,0000239	0,0007642	-0,0082045	0,01622	-0,02577	0,01378	0,0003027	3,8456
Modo 4	-0,0000249	0,000823	-0,009536	0,039254	-0,032305	-0,063158	-0,0003534	4,2381

c)

Figura 5.40 – a) Variação do nível da albufeira; b) Resultados do ajuste de modelos estatísticos de separação de efeitos aos valores das quatro primeiras frequências naturais identificadas automaticamente.

EFEITO DO NÍVEL NAS FREQUÊNCIAS NATURAIS
DOS QUATRO PRIMEIROS MODOS VIBRAÇÃO IDENTIFICADOS

$$a_1 h^4 + a_2 h^3 + a_3 h^2 + a_4 h$$

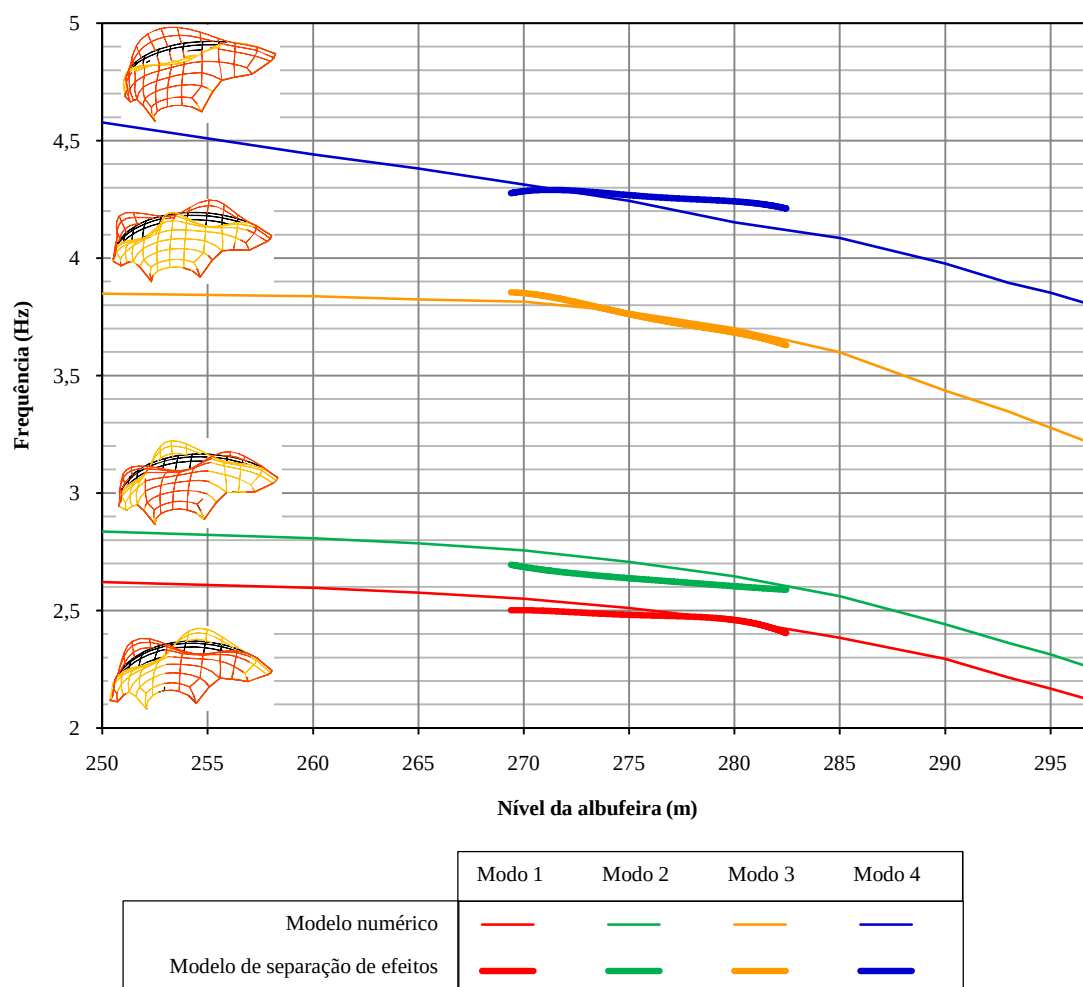


Figura 5.41 – Linhas de influência do nível da albufera referentes às frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração. Comparação dos resultados do modelo de separação de efeitos com resultados numéricos (MEF)

Na Figura 5.42 a apresentam-se as linhas de influência correspondentes ao efeito da onda térmica anual sobre as quatro frequências naturais identificadas – os resultados obtidos permitem concluir que, no período em análise, o efeito da onda térmica anual sobre as frequências naturais é praticamente insignificante quando comparado com o efeito do nível da água.

Quanto à parcela dos efeitos do tempo sobre as frequências naturais, apresentada na Figura 5.42 b em termos das correspondentes linhas de influência, pode-se igualmente concluir que, para o curto período em análise, se trata de uma parcela praticamente insignificante em comparação com a parcela correspondente ao efeito do nível da albufera.

Em face do pequeno período em análise, estes resultados não podem ser tomados como conclusivos, mas ilustram muito bem as potencialidades deste tipo de análises. Por exemplo, a diminuição ao longo do tempo da frequência natural do 4º modo (associado à existência da já referida fissuração horizontal na zona superior da obra) pode indiciar um aumento da fissuração - a diminuição de rigidez (localizada) devida a uma eventual progressão da fissuração pode originar frequências mais baixas associadas àquele modo de vibração.

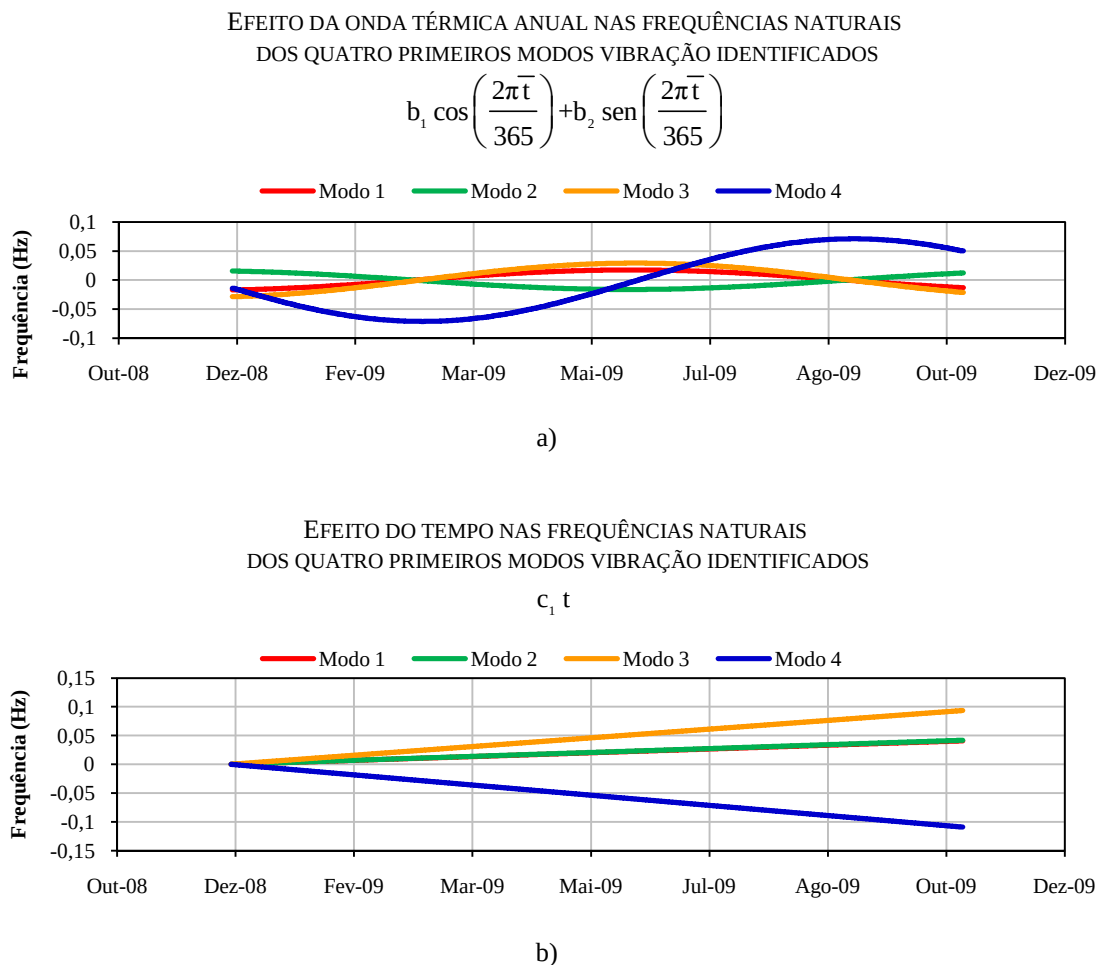


Figura 5.42 – Aplicação do modelo de separação de efeitos na interpretação das frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração identificados: a) efeito onda térmica anual; b) efeito do tempo.

Na Figura 5.43 apresentam-se, a título de exemplo, duas imagens da sequência de animação do 1º modo que pode ser visualizada com o programa Cabril_RES. Como foi referido os resultados obtidos neste primeiro período de exploração mostram que é frequente a ocorrência de modos “complexos” os quais podem ser facilmente identificados com este tipo de animação em que se observa que não existem nodos (pontos fixos de deslocamento modal nulo).

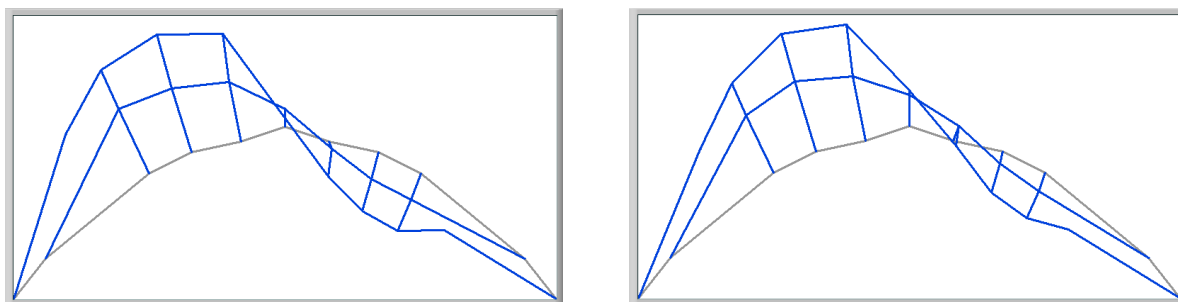


Figura 5.43 – Identificação da configuração do 1º modo de vibração (anti-simétrico). Representação de duas imagens de uma sequência animada (Programa Cabril_RES) que mostra a não existência de um nodo na zona central (modo “complexo”).

5.7 Aplicação do método SSI-COV a resultados da observação em contínuo

Como já foi atrás salientado na caracterização do comportamento dinâmico de estruturas é importante confrontar os resultados obtidos com diferentes métodos de identificação modal, com vista a aumentar a fiabilidade dos resultados identificados.

Nesta perspectiva apresenta-se seguidamente uma comparação entre os resultados da aplicação do método FDD (escolhido, numa primeira fase, para efectuar a identificação modal automática dos resultados da monitorização em contínuo na barragem do Cabril) com resultados do método SSI-COV, para o caso dos registos obtidos na barragem do Cabril (nos 16 canais indicados na Figura 5.28) em 1 de Setembro de 2009 (10:00 – 11:00 UTC) e 8 de Outubro de 2009 (14:00 – 15:00 UTC) com o nível da albufeira à cota 279,20 m e 274,80 m, respectivamente.

Em ambos os casos os novos grupos de produção de energia encontravam-se em funcionamento, o que, como se referiu corresponde a condições de excitação em que a amplitude das acelerações medidas no corpo da obra é significativamente superior à que é medida sob excitação ambiente, o que permite obter uma melhor relação sinal/ruído.

Na Figura 5.44, apresentam-se para os dois conjuntos referidos os diagramas de estabilização de pólos (método SSI-COV utilizando uma matriz de correlações na forma de Toeplitz obtida a partir de uma matriz de Hankel das séries temporais utilizando janelas de 15000 pontos) sobrepostos aos correspondentes espectros do primeiro valor singular obtido com o método FDD.

Em qualquer dos diagramas de estabilização de pólos (1 de Setembro e 8 de Outubro de 2009) surgem quatro linhas de estabilização aproximadamente verticais, nas frequências modais identificadas automaticamente com o método FDD. É interessante notar que não surge qualquer linha de estabilização sobre o pico espectral na frequência correspondente aos grupos ($\approx 3,57$ Hz), o que mostra uma importante potencialidade destes métodos no domínio do tempo –

podem ser programados de maneira a não identificar pólos com amortecimentos inferiores a um valor predefinido.

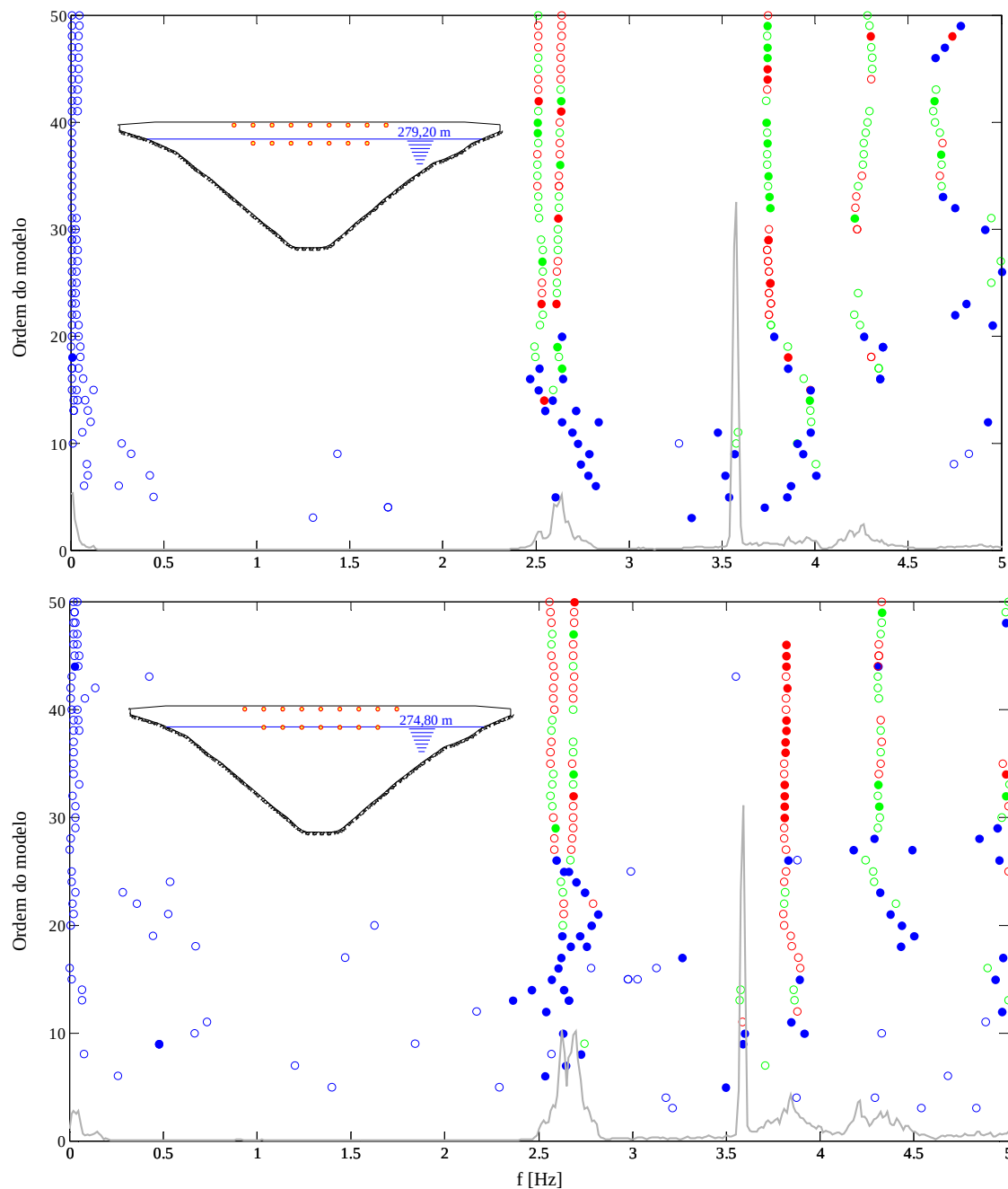


Figura 5.44 — Identificação modal com o método SSI-COV. Diagramas de estabilização correspondentes à análise dos registos obtidos em 1 de Setembro de 2009 (10:00 – 11:00 UTC) e 8 de Outubro de 2009 (14:00 – 15:00 UTC).

Na Figura 5.45 apresentam-se os quatro primeiros modos de vibração identificados em 1 de Setembro de 2009 (10:00 – 11:00 UTC), com o nível da albufeira à cota 279,2 m, em termos das “ondas” representativas da resposta harmónica (direcção radial) nos pontos 3, 5 e 7 situados ao nível da galeria do coroamento.

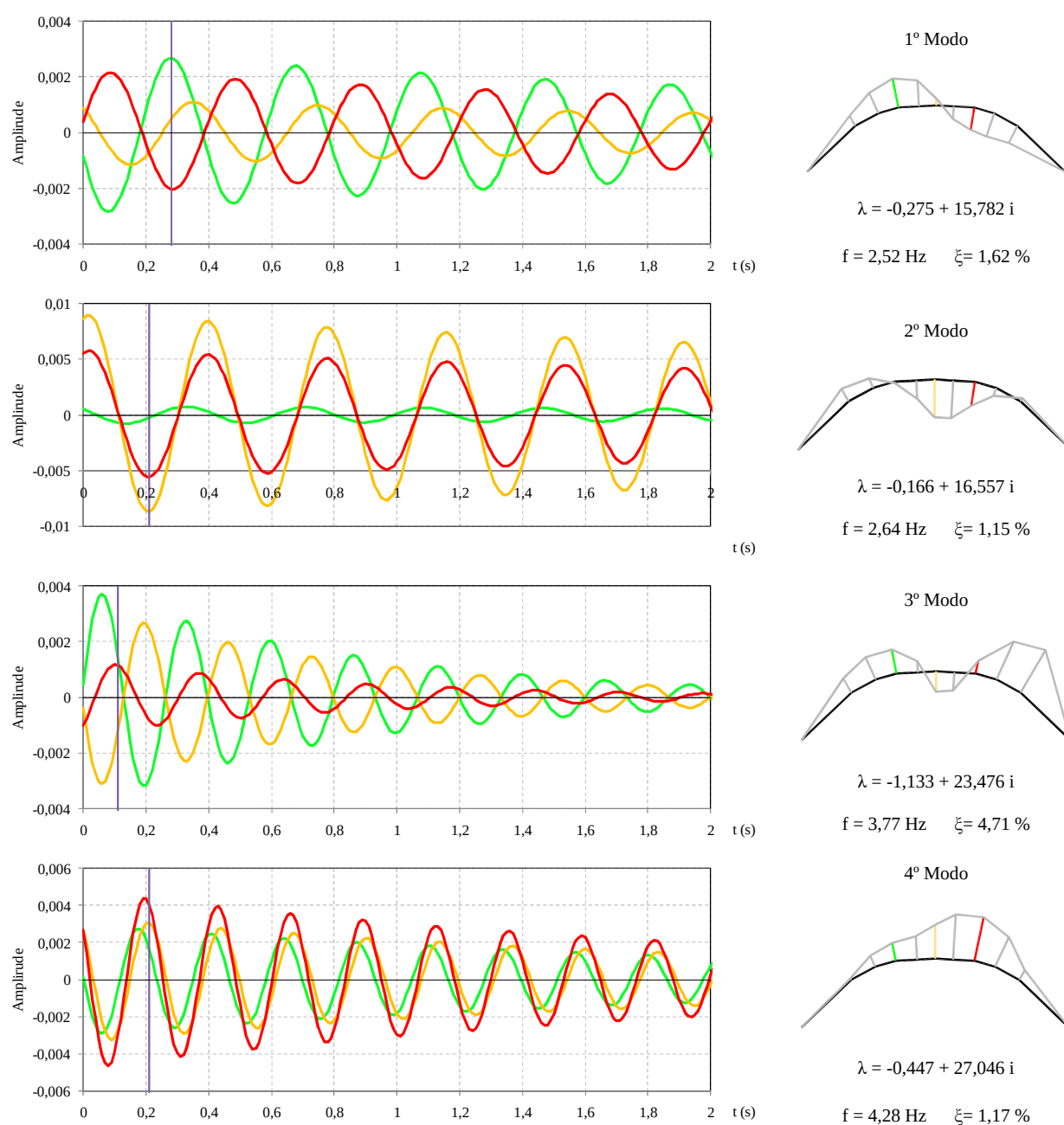


Figura 5.45 – Modos de vibração identificados com o método SSI-COV em 1 de Setembro de 2009 (10:00 – 11:00 UTC), com o nível da albufera à cota 279,2 m. Representação no tempo da oscilação em três pontos do coroamento e da configuração modal (em planta, ao nível do coroamento) para um dado instante (indicado na representação temporal com uma linha vertical).

Como se pode observar trata-se de modos em que os máximos (positivos e/ou negativos) da resposta oscilatória (modal) em cada ponto da obra não ocorrem simultaneamente (por esta razão são modos que apenas podem ser correctamente visualizados através de animações ou recorrendo a representações temporais como as adoptadas).

Este tipo de configurações modais (por vezes designadas como complexas) já foi anteriormente identificado com o método FDD, como, por exemplo, se mostrou no ponto 5.3.2.2 para o caso do ensaio de vibração realizado em Fevereiro de 2002 com os grupos em funcionamento. É, portanto, de salientar a coerência dos resultados obtidos em condições semelhantes com os métodos FDD e SSI-COV.

Este tipo de resposta modal, em que os máximos nos diferentes pontos de medição não estão em fase ou oposição de fase, é explicada teoricamente com modelos em que a distribuição de amortecimento (matriz de amortecimento no caso de se adoptarem discretizações espaciais em EF) não é proporcional à distribuição de massa e rigidez do conjunto *barragem-fundação-albufeira*. Isto significa que para as condições de excitação verificadas na situação de grupos em funcionamento (amplitudes de aceleração no corpo da obra cerca de 20 a 40 vezes superiores às que ocorrem sob excitação ambiental) a resposta dinâmica da obra não poderá ser correctamente simulada com base nos tradicionais modelos simplificados que se baseiam no cálculo de modos de vibração para a hipótese de amortecimento nulo (neste tipo de cálculos determinam-se modos com componentes reais e a resposta amortecida é calculada com base na introdução dos denominados amortecimentos modais que podem ser calculados com base num modelo de amortecimento proporcional de Rayleigh ou fornecidos independentemente para cada modo).

É importante verificar se estes resultados com identificação de modos complexos ocorrem para diferentes níveis da albufeira e para outras condições de excitação, nomeadamente, para situações em que se verifiquem maiores amplitudes de aceleração no corpo da obra – é de recordar que os resultados obtidos para excitação ambiental (com amplitudes de resposta 20 a 40 vezes inferiores) conduzem à identificação de modos de vibração em que os máximos nos vários pontos são simultâneos como se verificou para os modos de vibração 1, 2 e 4 para o caso do ensaio de vibração ambiental de Fevereiro de 2002 com os grupos desligados, com nível da albufeira à cota 267 m (ver Figura 5.11).

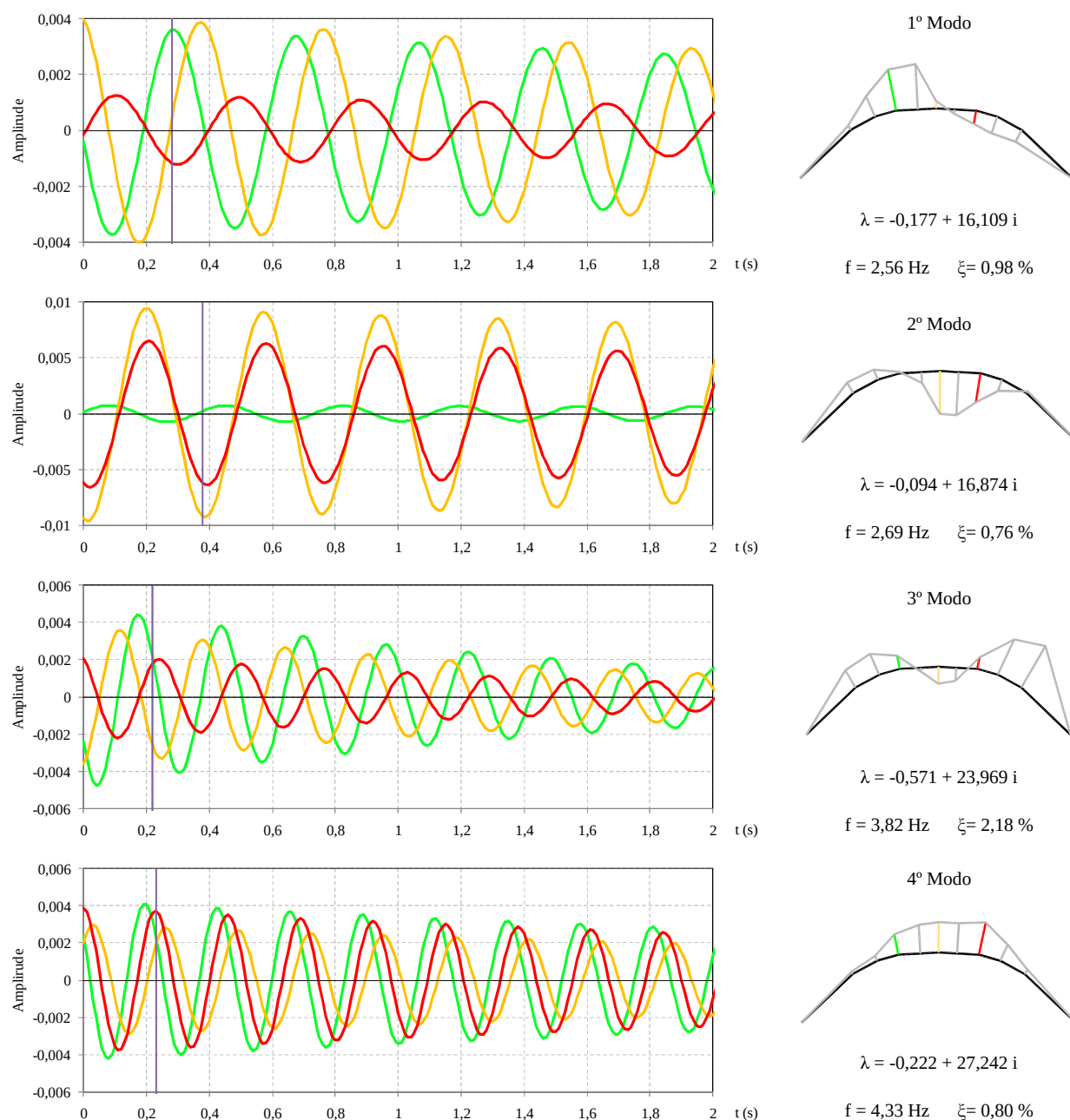


Figura 5.46 – Modos de vibração identificados com o método SSI-COV em 8 de Outubro de 2009 (14:00 – 15:00 UTC), com o nível da albufeira à cota 274,8 m. Representação no tempo da oscilação em três pontos do coroamento e da configuração modal (em planta, ao nível do coroamento) para um dado instante (indicado na representação temporal com uma linha vertical).

5.8 Considerações finais

Apresentaram-se resultados de ensaios de vibração ambiental e forçada efectuados na barragem do Cabril na perspectiva de caracterizar o comportamento dinâmico da obra para obter informação que permitisse projectar o sistema de monitorização em contínuo que está

actualmente instalado em obra. Os resultados dos referidos ensaios de vibração permitiram concluir que:

- i) a amplitude das acelerações na situação de grupos desligados é muito reduzida com máximos da ordem de 50 μg ; utilizando conversor analógico/digital de 16 bits, ou mais, e circuitos de amplificação adequados é possível obter registos de aceleração com uma boa relação sinal/ruído; com os grupos em funcionamento verificou-se a amplitude das acelerações pode atingir valores da ordem de 2 mg;
- ii) as metodologias de identificação modal aplicadas (no domínio da frequência) são adequadas para avaliar os principais parâmetros modais que caracterizam o comportamento dinâmico destas obras, o qual é influenciado de forma significativa pelas variações do nível da albufeira;
- iii) a fissuração horizontal na zona superior da obra influencia o seu comportamento dinâmico global; o 4º modo de vibração identificado apresenta uma configuração que é claramente influenciada pela existência da referida fissuração, como foi confirmado através de simulação numérica;
- iv) na análise dos registos de aceleração obtidos no corpo da obra surgem, para determinadas condições de excitação, picos espectrais que correspondem às primeiras frequências naturais da torre das tomada de água; para confirmar estes resultados foram realizados ensaios de vibração ambiental na torre e elaborado um modelo de elementos finitos 3D;
- v) quando os grupos estão em funcionamento a análise espectral dos registos de aceleração mostra importantes diferenças de comportamento relativamente de grupos desligados, nomeadamente surge um pico espectral na frequência de 3,57 Hz (rotação dos grupos), pouco amortecido, e em face das amplitudes de vibração serem muito superiores o conteúdo espectral é significativamente alterado;
- vi) os principais modos identificados podem ser do tipo “complexo” sobretudo para níveis de vibração mais elevados; foi salientado o interesse de confirmar estes resultados para outras condições de excitação e para outros níveis da albufeira (a ocorrência deste tipo de modos é um indicador de que o amortecimento do sistema não é proporcional à distribuição de massa e rigidez);
- vii) para situações de albufeira com nível muito baixo é notória redução global de rigidez devida à generalizada abertura das juntas de contracção, o que se reflecte numa perceptível diminuição das frequência naturais identificadas (ensaio de vibração forçada realizado em 1981 durante as obras de reabilitação com a albufeira vazia); este resultado foi confirmado numericamente com base num modelo de elementos discretos (3DEC) que permite simular o efeito da abertura das juntas, tendo-se igualmente mostrado que para as situações de exploração corrente (níveis da albufeira acima da cota 260 m) é adequado utilizar modelos contínuos (juntas de contracção fechadas).

Com base nos resultados anteriores constatou-se que era viável e de grande interesse para o controlo da segurança da obra a instalação de um sistema para monitorização em contínuo do seu comportamento dinâmico. Estes resultados contribuíram de forma determinante para a definição da arquitectura do sistema, ao nível dos equipamentos e do *software* desenvolvido, nomeadamente:

- i) na opção por um sistema com conversor analógico/digital de 19 bits ao qual foi necessário juntar um amplificador com um ganho de 16 para obter uma aceitável relação sinal/ruído;
- ii) na instalação de acelerómetros na galeria sob a zona fissurada para caracterizar adequadamente a evolução da configuração do 4º modo de vibração correlacionado com a fissuração existente na obra;
- iii) na adopção de uma configuração especial para medir a resposta sísmica da obra (2 acelerómetros triaxiais na rocha e 1 no topo da consola central configurados para medir acelerações até 1 g) diferenciada da adoptada para as condições normais de exploração (medição de acelerações até 0,25 g), caracterizada por valores relativamente baixos das amplitudes das vibrações, esperando-se que para a actuação do sismo máximo de projecto ocorram acelerações máximas (na zona superior da consola central) da ordem de 0,5 a 1 g;
- iv) na adopção de uma frequência de amostragem de 1000 Hz para “varrer” uma gama de frequências mais alargadas durante a ocorrência de um sismo e para distribuir o ruído electrónico por maior gama de frequências;
- v) no que respeita às aplicações informáticas de identificação modal automática, tendo em conta as particularidades detectadas ao nível do conteúdo espectral e ao nível das configurações modais (índices MAC) que foram detectadas para as situações de grupos em funcionamento e desligados (picos da torre e dos grupos).

Mostrou-se que o sistema que foi instalado para monitorização do comportamento dinâmico em contínuo da barragem do Cabril permite:

- i) assegurar o funcionamento *on-line* do processo de aquisição, processamento, análise e gestão de dados, com a possibilidade de ser controlado remotamente via *internet*;
- ii) efectuar controlo da segurança em tempo real em relação às acções dinâmicas, o que se revelou importante no apoio prestado aos técnicos da EDP durante as obras de reparação dos grupos de produção de energia;
- iii) correlacionar a evolução das frequências naturais com as principais solicitações (nível da albufeira e onda térmica anual) e efeitos do tempo, aplicando um modelo de separação de efeitos que, para o pequeno período em análise, permitiu confirmar

- o efeito determinante das variações do nível da albufeira (neste período os efeitos da onda térmica anual e os efeitos do tempo revelaram-se muito reduzidos);
- iv) obter resultados relativos à evolução no tempo das quatro primeiras frequências naturais identificadas automaticamente, cuja análise por intermédio modelos de separação de efeitos permitiu obter linhas de influência que revelaram uma boa concordância com as obtidas numericamente através de um modelo de elementos finitos contínuo;
 - v) detectar remotamente eventos/incidentes associados à exploração da obra;
 - vi) confirmar a eficiência do *software* desenvolvido para identificação modal automática, gestão e transmissão de dados em contínuo;

Ainda no âmbito da exploração dos resultados proporcionados pelo sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo destaca-se a discussão apresentada sobre a evolução das frequências naturais ao longo do tempo em função da variação do nível da albufeira, salientando-se o interesse desta abordagem e considerando-se que de futuro haverá que contar também com efeitos associados a variações térmicas e eventuais efeitos de deterioração evolutiva.

Finalmente recorreu-se à utilização do método SSI-COV para confirmar os resultados da identificação modal automática efectuada com base no método FDD e confirmar a ocorrência de modos “complexos”. Mostrou-se que com o método SSI-COV a determinação dos coeficientes de amortecimento modal poderá ser efectuada de forma mais directa e, eventualmente, com maior fiabilidade, pelo que poderá ser útil avançar também no sentido da implementação de módulos de identificação modal automática baseados no método SSI-COV.

6

CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

6.1 Síntese do trabalho

As grandes barragens de betão incluem-se entre as obras de engenharia civil cujo projecto e controlo da segurança, coloca aos engenheiros de estruturas os maiores desafios ao nível do desenvolvimento de modelos para análise do comportamento, e ao nível do desenvolvimento de sistemas de monitorização adequados para o controlo da segurança em “tempo real”. Tal facto deve-se, essencialmente, ao elevado risco potencial associado a este tipo de obras e à complexidade do seu comportamento estrutural, decorrente, em boa parte, da presença dominante da água e dos consequentes fenómenos de interacção água-estrutura-fundação, que condicionam fortemente o seu comportamento global para os diversos tipos de solicitações a que são submetidas, de carácter estático ou dinâmico.

No controlo da segurança de grandes barragens é fundamental caracterizar continuamente a evolução da resposta das obras ao longo do tempo, com base na medição de um conjunto de grandezas que seja representativo dos principais aspectos do seu comportamento. Quanto à periodicidade das medições é de referir que, para as grandezas estáticas usualmente observadas, os actuais sistemas de recolha automática de dados estão configurados para a leitura e armazenamento de dezenas de valores por dia. Desta forma obtêm-se os dados da observação necessários para o desenvolvimento de adequados modelos numéricos (de elementos finitos e/ou discretos) para simulação e previsão do comportamento quase-estático das obras, fundamentais para apoiar as estratégias de manutenção e prevenção do risco de acidentes e/ou incidentes.

Quanto à observação do comportamento dinâmico de barragens, as grandezas de maior interesse para o controlo da segurança são os denominados parâmetros modais (frequências naturais dos principais modos de vibração, e os correspondentes amortecimentos e configurações modais) os quais não são obtidos por medição directa: são calculados através da aplicação de técnicas de identificação modal às séries temporais medidas (em geral séries de acelerações). A importância destes parâmetros modais deve-se ao facto de que, para além de reflectirem a influência do nível da albufeira e da temperatura no comportamento dinâmico global do conjunto *barragem-fundação-albufeira*, também podem ser utilizados como indicadores do estado de deterioração das obras ao longo do tempo: a ocorrência de alterações estruturais importantes, como o desenvolvimento de fissuração e/ou degradação da rigidez do betão, podem induzir alterações ao nível dos parâmetros modais que, com os actuais equipamentos de medição/aquisição, são perfeitamente mensuráveis, como se mostrou neste trabalho.

A estratégia seguida para identificar os referidos parâmetros modais em grandes barragens baseou-se, inicialmente, na realização de ensaios de vibração forçada e, posteriormente, na realização de ensaios de vibração ambiental. Contudo, tem-se vindo a constatar que não é economicamente viável realizar este tipo de ensaios para determinação dos parâmetros modais com uma periodicidade que seja adequada para a realização de estudos de separação de efeitos que permitam quantificar, separadamente, o efeito de eventuais processos de deterioração sobre os parâmetros modais, dos efeitos do nível da albufeira e da temperatura. Com o presente trabalho mostrou-se que, com a tecnologia actual e com adequado *software*, é possível instalar sistemas de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo (medindo acelerações com uma frequência de amostragem da ordem das dezenas ou até centenas de Hz), que permitem determinar os parâmetros modais pretendidos com a precisão e periodicidade desejadas (24 valores por dia, p. ex.). A obtenção destes resultados exige, naturalmente, o recurso a módulos computacionais de identificação modal automática como os que foram desenvolvidos no âmbito deste trabalho para o caso do sistema protótipo para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico da barragem do Cabril, o qual está actualmente instalado e em pleno funcionamento (resta apenas efectuar alguns últimos ajustes técnicos de pormenor).

Uma outra importante vantagem destes novos sistemas de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens é que também tornam possível a medição da resposta dinâmica das obras durante a ocorrência de eventos excepcionais como é o caso de sismos de grande intensidade ou de situações de cheia, em que o funcionamento das descargas de fundo e de superfície podem induzir importantes níveis de vibração.

Para o caso da barragem do Cabril a estratégia definida para proceder à exploração do sistema de observação do comportamento dinâmico em contínuo, foi baseada na instalação de um centro de controlo em obra, programado para gerir automaticamente o processo relativo ao tratamento, análise, transmissão e armazenamento de dados que são adquiridos em contínuo.

Nesta estratégia revelou-se fundamental a possibilidade de controlar remotamente o sistema, a partir de um centro de análise localizado no LNEC, através de uma ligação à Internet, assim como a disponibilização, para utilização em obra pelos técnicos da EDP, de vários módulos computacionais para análise das séries de acelerações medidas (no tempo e em frequência), os quais fornecem informação de grande interesse para o controlo da segurança da obra em tempo real. No período que teve início na data de entrada em funcionamento do sistema instalado na barragem do Cabril (Dezembro de 2008), destaca-se a obtenção de variações das frequências naturais associadas à variação do nível da albufeira da barragem e a detecção de alguns eventos especiais enquadrados nas actividades de exploração da obra.

Ao nível da modelação numérica destaca-se o interesse da simulação do efeito de interacção estrutura-água e do efeito das juntas de contracção verticais, através da utilização de modelos tridimensionais híbridos de elementos discretos e elementos finitos. Com estes modelos efectua-se análises dinâmicas não lineares cujos resultados, obtidos em termos de séries temporais (de acelerações, velocidades ou deslocamentos), são objecto de um pós-processamento de identificação modal (utilizando os mesmos módulos computacionais de identificação modal que foram desenvolvidos para análise dos resultados experimentais) para determinação dos parâmetros modais previstos numericamente. A calibração destes modelos numéricos resulta, naturalmente, do ajuste entre os parâmetros modais calculados numericamente e os parâmetros modais identificados a partir das séries de acelerações medidas em obra.

Com os estudos efectuados, mostrou-se, por exemplo, que a utilização conjunta de resultados experimentais de sistemas de monitorização dinâmica em contínuo e de resultados da modelação numérica, permite avaliar a importância estrutural de fissuração existente (em geral claramente identificada nos paramentos através de inspecções visuais), como se mostrou para o caso da fissuração horizontal existente na zona superior da barragem do Cabril, cuja importância estrutural foi confirmada através da detecção de significativas alterações ao nível da configuração dos primeiros modos de vibração. No caso da barragem do Cabril verificou-se ainda que, com as medições em contínuo no corpo da obra, é possível identificar um interessante efeito de interacção entre a barragem e a torre das tomadas de água: a análise espectral dos registos de acelerações no corpo da obra permitiu identificar algumas frequências naturais que se verificou serem coincidentes com as frequências naturais da torre.

6.2 Contribuições inovadoras

No âmbito deste trabalho apresentaram-se algumas contribuições inovadoras das quais se destacam as seguintes:

- i) desenvolvimento de um sistema de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo, para a barragem do Cabril, com o qual é possível proceder ao controlo da

segurança da obra em “tempo real” (com possibilidade de controlo remoto a partir do centro de análise localizado no LNEC ou a partir do próprio centro de controlo em obra) com apoio de módulos computacionais que permitem visualizar graficamente os registos de acelerações medidos (em termos de séries temporais ou em termos de representações espectrais) e avaliar a evolução ao longo do tempo dos principais parâmetros dinâmicos (frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos modais);

- ii) estabelecimento de uma estratégia de exploração do sistema anteriormente referido, na qual se automatizaram os processos relativos à aquisição, gestão e armazenamento dos dados que são obtidos e processados em contínuo, desenvolvendo-se com essa finalidade um conjunto de aplicações informáticas em Labview e Fortran90;
- iii) sistematização das formulações da mecânica estrutural na perspectiva do desenvolvimento de modelos numéricos para análise dinâmica de estruturas (no domínio do tempo e da frequência), nas hipóteses de amortecimento proporcional ou não proporcional à distribuição de massa e de rigidez, e interligação com as formulações de identificação modal, nomeadamente, recorrendo ao conceito de variáveis de estado e à teoria do controlo de sistemas em que se introduz a equação de observação a par da equação da dinâmica (discretizada no espaço e no tempo);
- iv) desenvolvimento de metodologias de identificação modal automática com vista à determinação das frequências naturais dos principais modos de vibração (e correspondentes configurações e amortecimentos modais), adaptadas à análise de sistemas *barragem-fundação-albufeira*;
- v) desenvolvimento de estudos numéricos para análise da variação das frequências naturais tendo em conta os movimentos de abertura e fecho das juntas de contracção e a variação do nível da albufeira, utilizando-se para o efeito um modelo de elementos discretos (comportamento não linear das juntas de contracção verticais), cujos resultados foram comparados com os de um modelo de elementos finitos (comportamento elástico linear) e com alguns resultados experimentais obtidos em ensaios de vibração forçada e ambiental;
- vi) desenvolvimento de metodologias para análise espectral dos resultados obtidos numericamente, em termos de histórias de acelerações, com modelos não lineares de elementos discretos aplicando algumas técnicas de identificação modal estocástica no domínio da frequência para determinar as frequências naturais e os modos de vibração do modelo;
- vii) estudo da interacção dinâmica estrutura-água recorrendo a um modelo físico de um sistema constituído por uma parede de betão em consola e um reservatório de água, com o qual se estudou a influência da cota de água na variação das frequências naturais do conjunto; os resultados experimentais foram comparados com resultados

- numéricos de um modelo plano com elementos finitos de água desenvolvido para o efeito;
- viii) estabelecimento de procedimentos que visam a utilização integrada de resultados experimentais e numéricos, para melhorar a interpretação do comportamento dinâmico destas obras e desenvolvimento de metodologias para identificar alterações de configurações modais associadas a alterações estruturais, tais com fissuração;
 - ix) utilização das técnicas de identificação modal para detecção experimental da eventual existência de modos complexos, em particular nas situações de albufeira cheia, com vista a obter informação que possa ser utilizada na definição das hipóteses que devem ser adoptadas ao nível dos modelos numéricos para simular adequadamente os efeitos de amortecimento em sistemas *barragem-fundação-albufeira* - neste tipo de sistemas, a eventual detecção de modos complexos deverá ser entendida como um indicador de que não é adequado considerar a hipótese de amortecimento proporcional à distribuição de rigidez e de massa; esta situação pode ocorrer, sobretudo, nas situações de albufeira cheia ou em situações em que ocorram movimentos de abertura e fecho das juntas com grande amplitude;
 - x) utilização de modelos estatísticos de separação de efeitos baseados em técnicas de regressão linear múltipla (envolvendo como variáveis, a cota de água na albufeira, a época do ano e o tempo decorrido desde o final da construção) para análise das histórias de frequências naturais identificadas a partir de resultados da observação dinâmica em contínuo.

6.3 Apreciação dos resultados obtidos

Considera-se que os objectivos delineados para este trabalho foram atingidos, realçando-se que foi instalado pela primeira vez numa barragem portuguesa um sistema de recolha automática de dados para monitorização em contínuo do comportamento dinâmico, baseado na a medição de acelerações em vários pontos da obra. Contudo existem ainda alguns aspectos a rever, designadamente poderá ser melhorada a configuração do sistema no sentido de aumentar a resolução em amplitude recorrendo, preferencialmente, a conversores analógico/digital de 24 bits (não disponíveis na fase em que foi iniciado o trabalho – na altura a melhor solução disponível contemplava conversores analógico/digital de apenas 19 bits, pelo que foi necessário desenvolver circuitos de ganhos).

O sistema instalado mostrou ser de grande interesse para esclarecer algumas das principais dúvidas que ainda persistem acerca de vários aspectos relacionados com o comportamento dinâmico de sistemas *barragem-fundação-albufeira*, nomeadamente, sobre a adequabilidade da hipótese de massas de água associadas, da hipótese de consideração de amortecimento viscoso proporcional ou não proporcional à distribuição de massa e de rigidez, da hipótese de

consideração de amortecimento de radiação nas diferentes fronteiras ou da hipótese de continuidade versus consideração das juntas de contracção.

6.4 Perspectivas de desenvolvimentos futuros

Na área da monitorização e análise do comportamento dinâmico de barragens, apesar dos grandes progressos que têm sido atingidos nos últimos anos, nomeadamente ao nível da tecnologia utilizada nos ensaios de vibração ambiental, nas metodologias de identificação modal e ao nível dos modelos numéricos utilizados para avaliar o comportamento dinâmico das obras, há ainda diversos aspectos que não estão satisfatoriamente resolvidos e que devem ser objecto de futuros desenvolvimentos. Pode-se referir, por exemplo, que:

- i) em termos tecnológicos, e tendo em conta a perspectiva de observação do comportamento dinâmico em contínuo, é expectável que o processo de desenvolvimento dos sensores e dos sistemas de aquisição e transmissão de dados continue a evoluir no sentido do aumento da capacidade de resolução, da simplificação e aumento da eficácia dos meios de transmissão e do aumento da sensibilidade dos transdutores; prevê-se uma evolução no sentido da utilização de redes sem fios para estabelecimento de ligações entre sensores, e uma significativa melhoria ao nível da utilização de sistemas de acesso remoto à informação através da Internet (manipulação e transmissão de dados);
- ii) é necessário investir no desenvolvimento de plataformas informáticas que possibilitem a gestão integrada de resultados numéricos e experimentais de uma forma automática. A implementação deste tipo de plataformas permitirá igualmente o desenvolvimento de ferramentas que permitam efectuar uma avaliação global da segurança estrutural de barragens de betão, bem como a separação de alguns efeitos, como o efeito da temperatura sobre os parâmetros modais identificados e a evolução do comportamento do módulo de elasticidade (seu envelhecimento);
- iii) ao nível da modelação numérica, perspectiva-se o surgimento de modelos cada vez mais sofisticados que possibilitem o aperfeiçoamento das hipóteses assumidas no desenvolvimento de modelos numéricos, nomeadamente, ao nível da simulação do comportamento de fluidos (como é o caso dos reservatórios em barragens);
- iv) é conveniente obter resultados com este tipo de sistemas noutras obras para retirar conclusões mais abrangentes sobre as suas potencialidades na caracterização do comportamento dinâmico de grandes barragens. Seria também interessante caracterizar também as próprias acções ambientais (como o vento e a temperatura);
- v) na perspectiva do controlo da segurança sob acções sísmicas, os sistemas de monitorização em contínuo do comportamento dinâmico de barragens devem permitir não apenas a medição de acelerações no corpo das obras e na fundação envolvente (com vista à determinação dos valores de aceleração máximos medidos na rocha e

medidos no corpo das obras) mas também a medição de pressões hidrodinâmicas na albufeira (a várias profundidades), de movimentos em juntas e fissuras e extensões no betão;

- vi) deve ser desenvolvido software que permita a emissão de avisos automáticos, em “tempo real” no caso de ocorrências excepcionais, nomeadamente, ocorrência de valores de máximos de aceleração acima dos valores de projecto; este tipo de software deve ainda estar preparado para emissão de avisos em “tempo real” em função do resultado da comparação automática dos espectros de resposta de projecto com os espectros de resposta correspondentes acelerogramas actuantes (medidos na rocha) ou dos diagramas cumulativos de velocidades absolutas de projecto e actuantes;
- vii) é conveniente instalar este tipo sistemas em obras novas, antes do primeiro enchimento e até antes da injeção das juntas de contracção na zona superior por forma a ter oportunidade de efectuar a medição dos parâmetros modais para vários níveis da albufeira;
- viii) os sistemas de monitorização, podem ser melhorados em termos de número de sensores e de precisão das medições (melhorando, na medida do possível, a relação sinal/ruído) e explorar as possibilidades de utilização integrada de diferentes técnicas de identificação modal e de diferentes tipos de modelos numéricos no sentido de aprofundar o conhecimento dos mecanismos de amortecimento em sistemas *barragem-fundação-albufeira* para diferentes condições de excitação e níveis da albufeira;
- ix) é importante desenvolver/aperfeiçoar os módulos computacionais de identificação modal automática com vista à utilização integrada de técnicas de identificação modal em frequência e no tempo.

Bibliografia

A

- Ahmadi, M. T.; Khoshrang, G.; Mokhtarzadeh, A.; Jalalzadeh, A. 1992. Behavior of a large concrete dam due to an actual maximum credible earthquake. Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Nederland.
- Allemang, R. e Brown, D. 1982. A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis. Proc. of the 1st International Modal Analysis Conference (IMAC), Orlando, USA.
- Allemang, R. J. 1999. Vibrations: Analytical and Experimental Modal Analysis - Course Notes, 6th edition. Structural Dynamics Research Laboratory, University of Cincinnati, Ohio, USA.
- Alves, S. W. 2005. Nonlinear Analysis of Pacoima Dam with Spatially Nonuniform Ground Motion. California Institute of Technology, Pasadena, Califórnia, USA.
- Alves, S. W. e Hall, J. F. 2006. System identification of a concrete arch dam and calibration of its finite element model. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp. 1321-1337.
- Andersen, P. 1997. Identification of Civil Engineering Structures using Vector ARMA Models. Ph. D. Thesis, Department of Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, Denmark.
- Andersen, P.; Brincker, R.; Goursat, L.; Mevel, L. 2007. Automated Modal Parameter Estimation for Operational Modal Analysis of Large System. Proc. of the 2nd International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Copenhagen, Denmark.
- Andersen, P.; Brincker, R.; Ventura, C.; Cantieni, R. 2008. Mode estimation of civil structures subjected to ambient and harmonic excitation. Proc. of the 26th International Modal Analysis Conference (IMAC), Orlando, Florida, USA.
- Atkinson, G. e Silva, W. 2000. Stochastic modeling of California ground motions. Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 90, pp. 255-274.
- Azevedo, N. 2003. A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plain and reinforced concrete. Ph.D. Thesis, Heriot-Watt University, Scotland.
- Azevedo, N. e Lemos, J. V. 2006. Hybrid discrete element / finite element method for fracture analysis. Computer methods in applied mechanics and engineering.
- Azevedo, N., Câmara, R. e Lemos, J. 2007. Modelação numérica da interacção fluído-estrutura através de uma formulação de elementos finitos em deslocamentos. Relatório LNEC, Lisboa, Portugal.

B

- Bathe, K. e Ledezma, G. 2007. Benchmark problems for incompressible fluid flows with structural interactions. *Computers and Structures*, Volume 85 , Issue 11-14, pp. 628-644.
- Bendat, J. e Piersol, A. 1993. *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis* 2nd Edition. John Wiley & Sons.
- Bendat, J. e Piersol, A. 2000. *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*, 3rd Edition. Wiley-Interscience.
- Berberan, A., Portela, E. e Boavida, J. 2007. Enhancing on-site dams visual inspections. *Proc. of 5th International Conference on Dam Engineering*, pp. 55-62, Lisboa, Portugal.
- Bonaldi, P., Fanelli, M. e Giuseppetti, G. 1977. Displacement forecasting for concrete dams. *Water Power & Dam Construction*, Setembro.
- Borges, J.F., Pereira, J. e Ravara, A., Pedro, J.O. 1963. Seismic studies on concrete dam models. *Symposium on Concrete Dam Models (Technical paper nº 226)*, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Bouaanani, N. e Lu, F.Y. 2008. Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Computer and Structures*, www.elsevier.com/locate/compstruc.
- Brincker, R.; De Stefano, A.; Piombo, B. 1996. Ambient data to analyse the dynamic behaviour of bridges: A first comparison between different techniques. *Proc. of the 14th International Modal Analysis Conference (IMAC)*. Dearborn, Detroit, EUA.
- Brincker, R., Zhang, L. e Andersen, P. 2000. Output-Only Modal Analysis by Frequency Domain Decomposition. *Proceedings of the ISMA25 Noise and Vibration Engineering*. V. 11, pp. 717-723. September 13-15, Leuven, Belgium.
- Brincker, R., Ventura, C. e Andersen, P. 2001. Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition. *IMAC XIX*, Kissimmee, USA.
- Brincker, R., Andersen, P. e Jacobsen, N. 2007. Automated Frequency Domain Decomposition for Operational Modal Analysis. *Proc. of the 25th International Modal Analysis Conference (IMAC)*. Orlando, Florida, USA.
- Brownjohn, J., Severn, R. e Taylor, C. 1987. Observation of the dynamic behaviour of two arch dams. *International workshop on arch dams*, Edited by J. Laginha Serafim e R. G. Clough. Coimbra, 5-9 Abril 1987, Portugal.
- Brownjohn, J.; Dumanoglu, A.; Severn, R.; Blakeborough, A. 1989. Ambient vibration survey of the Bosphorus suspension bridge. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 18, pp. 263-283.
- Brown, D.; Allemang, R.; Zimmerman, R.; Mergeay, M. 1979. Parameter Estimation Techniques for Modal Analysis. *SAE Technical Paper Series*, N. 790221.

C

- Caetano, E. 1992. Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Caetano, E. 2000. Dynamic of Cable-stayed Bridges: Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia de Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Câmara, R. 1989. Modelos para estudo do comportamento dinâmico de barragens de betão pelo método dos elementos finitos. Tese para especialista, LNEC, Lisboa.
- Câmara, R., Oliveira, S. e Portugal, A. 1993. Estudo do comportamento dinâmico da barragem do Alto Lindoso. Relatório LNEC 55/93 - NDE/NO.
- Câmara, R. 1999. Comportamento sísmico de barragens de betão. Avaliação da segurança. Lisboa. Programa para Investigador Coordenador, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Câmara, R. 2007. Elastodinâmica. ICT-ITB 33, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- Cantieni, R. 2001. Assessing a dam's structural properties using forced vibration testing. Proc. IABSE International Conference on Safety, Risk a Reliability, Trends in Engineering, Malta.
- Cantieni, R. e Felber, A. 1995. Ambient vibration testing of Mauvoisin dam. Preliminary report (Phase 1: Water level 1849 m; Phase 1: Water level 1924 m). EMPA, Report nº 158'992/1 e /2.
- Carvalhal, F, Costa, C. O. e Azevedo, F. S. 1989. Elementos de Sistemas e de Análise e Processamento de Sinais. Curso LNEC, Lisboa, Portugal.
- Carvalho, A. 2007. Modelação Estocástica da Acção Sísmica em Portugal Continental. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Carvalho, E. e Tembe, I. 2008. Observação dinâmica da barragem de Cahora Bassa. 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, 2-4 Setembro, Maputo, Moçambique.
- Castro, A. T. 1997. Métodos de retroanálise na interpretação do comportamento de barragens de betão. Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Charlwood, R. e Z., Solymar. 1995. Long-term management of AAR-Affected structures - An international perspective. Second International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams, Chattanooga.
- Chen, H., Guo, Y. e Tu, J. 2003. Study on the of reinforcement on the earthquake - resistance of Xiaowan arch dam. International Symposium 2003 on the Research and Application of High Reinforcing Bar, Hangzhou, China.

- Chen, H. 2004. Seismic safety for hydropower engineering in China. UNHYDRO, Pequim, China.
- Chen, H. 2007. On the obstacles and way to assess the seismic catastrophe for high arch dams. Science in China Series E: Technological Sciences, Vol. 50, Supp. I: 11-19.
- Chen, H. 2009. Lessons learned from Wenchuan earthquake for seismic safety of large dams. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 8, N°2, pp. 241-249.
- Chen, W. C. e Scawthorn, C. 2002. Earthquake Engineering Handbook. CRC Press.
- Chopra, A. 1978. Earthquake resistant design of concret gravity dams. Journal of the Structural Division, ASCE, 104(ST6).
- Chopra, A. e Fenves, G. 1984. EAGD-84 - A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams. Report n° UCB-EERC-84/11, College of Engineering, Univ. of California, Berkeley, USA.
- Chopra, A. e Tan, H. 1992. Modeling dam-foundation interaction in analysis of arch dams. Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Espanha.
- Chopra, A. 1995. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. Prentice Hall. New Jersey, USA.
- Chuhan, Z., Jianwen, P. e Jinting, W. 2009. Influence of seismic input mechanisms and radiation damping on arch dam response. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp. 1282-1293.
- Clough, R. e Penzien, J. 1993. Dynamic of Structures 2nd edition. MacGraw-Hill. New York, USA.
- Cooley, J. e Tukey, J. 1965. An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series. Matematics of Computation, Vol. 19, p.297-301.
- Corrêa, M. e Campos Costa, A. 1992. Ensaio Dinâmicos da Ponte sobre o Rio Arade. Portugal : Pontes Atirantadas do Guadiana e do Arade, Editado por J. A. Fernandes; L. O. Santos, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Costa, A. e Rodrigues, J. 2001. Structural health assessment of bridges by monitoring their dynamic characteristics. Porto : Seminário de Segurança e Reabilitação das Pontes em Portugal.
- Coutinho, S. e Gonçalves, A. 1994. Fabrico e propriedades do betão, Vol. 3. Edições LNEC.
- Crawford, R. e Ward, H. 1964. Determination of natural period of buildings. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 54, N. 6, p. 1743-1756, 1964.
- Cundall, P. 1971. A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Nancy : Proc. Symp. Rock Fracture (ISRM), Vol. 1. Paper II-8.

- Cundall, P. e Strack, O. 1979. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, vol. 29, nº 1, pp. 47-65.
- Cunha, A. 1990. *Dinâmica Estrutural Estocástica. Aplicações à engenharia sísmica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Cunha, A.; Caetano, E.; Brincker, R.; Andersen, P. 2004. Identification from the Natural Response of Vasco da Gama Bridge. *Proc. of the XXII International Modal Analysis Conference*. Dearborn, Detroit, USA.
- Cunha, A. e Caetano, E. 2006. Experimental modal analysis of civil engineering structures. *Sound and Vibration*, June.

D

- Darbre, G. R., de Smet, C. A. e Kraemer, C. M. 2000. Natural Frequencies Measured from Ambient Vibration Response of the Arch Dam of Mauvoisin. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 29, pp.577-586.
- Darbre, G. R. e Proulx, J. 2002. Continuous ambient-vibration monitoring of the arch dam of Mauvoisin. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31. pp. 475-480.
- De Roeck, G., Peeters, B. e Ren, W. 2000. Benchmark study on system identification through ambient vibration measurements. 18th International Modal Analysis Conference. San Antonio, USA.
- DeHeer, L. 2001. Dam Decommissioning. *Proceedings of World Water and Environmental Resources Congress 2001*, 2001.
- Delaunay, D.; Grillaud, G.; Biétry, J.; Sacré, C. 1999. Wind response of long span bridges: In situ measurements and modal analysis. *IMAC XVII*. Kissimmee, USA.
- Delgado, R. 1984. O método dos elementos finitos na análise dinâmica de barragens incluindo a interacção sólido-líquido. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal.
- Dibiagio, E. 2000. Monitoring of dams and their foundations. 20th Congress on Large Dams, ICOLD. General report of the question 78, vol. 3, pp. 1459-1503. Pequim, China.
- Donlon, W.P. e Hall, J.F. 1991. Shake table study of concrete gravity dam monoliths. : *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20: pp. 769-786.
- Duffy, M.; Hill, C.; Whitaker, C.; Chrzanowski, J.; Lutes, J.; Bastin, G. 2001. An automated and integrated monitoring program for diamond valley lake in California. *Proc. of the 10th International Symposium on Deformation Measurements*, Orange, California, USA.
- Duron, Z. 1987. Experimental and finite element studies of a large arch dam. Relatório nº EERL 87-02, California Institute of Technology, Pasadena, Califórnia, USA.

E

- EC8. 2002. Eurocódigo 8 - Design of structures for earthquake resistance. : European Standard, prEN 1998-2:200X, Draft2, May.
- EDI. 1995. U2, V2 & P2 Manual. Vancouver, Canada EDI, Experimental Dynamic Investigations Ltd.
- EERC-IWHR. 2008. Vibration table model dynamic test for Longyangxia gravity arch dam. : Earthquake Engineering Research Center, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, (www.iwhr.com).
- Ellis, B, Jeary, A. e Severn, R. 1984. Integrity monitoring of dams by dynamic tests. : Proceedings of the International Conference on Safety of Dams, Coimbra, 23-28 Abril.
- EPRI. 1988. A Criterion for Exceedance of OBE. Electric Power Research Institute, NP5930 USA.
- Erigen, A. C. e Suhubi, E. S. 1975. Elastodynamics. Vol. 1, 2. Academic Press.
- Espada, M. 2009. Desenvolvimento de modelos para análise dinâmica de estruturas. Aplicação a barragens de betão e estruturas auxiliares. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa. Lisboa, Portugal.

F

- Fanelli, A. 1980. Automatic observation and instantaneous control of dam safety. Part one: An approach to the problem. ISMES, Bergamo, Itália.
- Fanelli, M. 1999. Models and methods of analysis (Part 2), in Arch Dams. Design and Monitoring for Safety, Ed. Pedro, J.O. CISM (International Centre for Mechanical Sciences), Courses and Lectures - nº 367.
- Faria, R. 1988. Análise numérica de barragens abóbada sujeitas à acção sísmica. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Faria, R. e Oliver, J. 1993. A rate-dependent plastic-damage constitutive model for large scale computations in concrete structures. Monografia CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia) Nº 17.
- Faria, R. 1994. Avaliação do comportamento sísmico de barragens de betão através de um modelo de dano contínuo. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Farinha, M.L.B., Castro, A. e Pina, C. 2004. Definição e exploração de sistemas de recolha automática de dados da observação de barragens. Relatório 175/04, LNEC.
- Farinha, M.L.B. e Pinho, J. 2002. Avaliação da profundidade das principais fendas existentes no paramento de jusante da barragem do Cabril com base em ensaios de ultra-sons (Análise

- dos resultados da campanha nº 14 realizada entre 5 e 21 de Junho de 2000). Relatório 328/2002 - NO, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Farinha, M.L.B. 2010. Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling. Tese de doutoramento. Instituto Superior Técnico. (Documento provisório).
- Felber, A. 1993. Development of a Hybrid Bridge Evaluation System. Ph. D Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Fenves, G. e Chopra, A. 1984. EAGD-84: A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams. Report No. UCB/EERC-84/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- Fenves, G. e Chopra, A. 1986. Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- Fleitz, J. e Arroyo, A. 2003. Improvement of earthquake surveillance system at dams. 21st Congress on Large Dams, ICOLD. General Report of the question 83, vol. 3. Montréal, Canadá.
- Florentino, C., Oliveira, S. e Silva, H. 2003. Observação da barragem do Cabril (Período de exploração de 1982 a 2001) 3º relatório. Análise do comportamento e avaliação das condições de segurança. Relatório 397/2003 - NMMF, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Frigerio, A. e Bon, E. 2007. Hysteride: an integrated software environment for the diagnosis of large dams via modal identification. 5th International Conference on Dam Engineering, p. 203-210. 14-16 de Fevereiro, Lisboa, Portugal.
- Fukuzono, K. 1986. Investigation of Multiple-Reference Ibrahim Time Domain Modal Parameter Estimation Technique. Mc. S. Thesis, Departement of Mechanical and Industrial Engineering, University of Cincinnati, Cincinnati, USA.

G

- Garrett, J. A. 2007. A instrumentação no controlo de segurança de grandes obras. Perspectivas de desenvolvimento. Lisboa : ICM2007, 2007. pp. 6-10.
- GEOSIG. 2009. Strong motion network of Enguri arch dam (272 m). Site: www.geosig.com, consultado em Novembro de 2009.
- Ghaemmaghami, A. R. e Ghaemian, M. 2008. Experimental investigation of Sefid-rud concrete buttress dam model on shaking table. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 37: 809-823.

- Ghaemmaghami, A. R. e Ghaemian, M. 2010. Shaking table test on small-scale retrofitted model of Sefid-rud concrete buttress dam. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 39: 109-118.
- Gomes, J. e Oliveira, S. 1994. Estudo do comportamento dinâmico da barragem do Alto Lindoso. 3º ensaio de vibração forçada. Relatório LNEC, Lisboa, Portugal.
- Gomes, J. e Pina, C. 2001. Observação sísmica no local de construção da barragem de Alqueva. Relatório LNEC, Proc. 042/01/12747, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Gomes, J. 2006. Análise experimental de cenários de rotura em fundações de barragens de betão. Ensaios estáticos e dinâmicos. Tese de Especialista do LNEC e Tese de Doutoramento da Universidade Federal do Rio de Janeiro, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Gomes, J. 2010. Ensaio na mesa sísmica de um modelo de uma barragem abóbada. Congresso Nacional de mecânica Experimental, Guimarães, Portugal.
- Gomes, J.P., Batista, A.L. e Oliveira, S. 2004. Analysis of concrete dams under swelling processes. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: pp. 1148-1157, Beijing, China.
- Gomes, J.P. 2007. Modelação do comportamento estrutural de barragens de betão sujeitas a reacções expansivas. Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Gomes, S. 1981. Automatização das actividades de observação de barragens e análise quantitativa de resultados. Tese de Especialista, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Gong, Y., Zhang, W. e Jin, X. 2009. Computer simulation of dynamic damage process in arch dam due to blast load. World Congress on Computer Science and Information Engineering.

H

- Hall, J.F. 1988. The dynamic and earthquake behavior of concrete dams: Review of experimental behavior and observational evidence. *Soil Dynamics and Earthquake engineering*, Vol. 7, Nº 2: pp. 58-121.
- Hughes, T. 1987. *The Finite Element Method - Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*. Englewood Cliffs : Prentice-Hall.

I

- Ibrahim, S. e Mikulcik, E. 1977. A Method for the Direct Identification of Vibration Parameters from the Free Response. *The Shock and Vibration Bulletin*, Vol. 47, N. 4, pp. 183-198.
- ICOLD. 1997. Position paper on dams and environment.
- ICOLD. 1999. Automated dam monitoring systems. Guidelines and case histories. Boletim nº 118, CIGB, Paris, França.

- ICOLD. 2000. Rehabilitation of dams and appurtenant works. State of the art and case histories. Bulletin 119.
- ICOLD. 2002. Seismic design and evaluation of structures appurtenant to dams. Guidelines. Bulletin 123.
- ICOLD. 2007. Dams & The World's Water.
- ICOLD. 2008. International Commission of Large Dams (<http://www.icold-cigb.net/>).
- IEA. 2007. Key World Energy Statistics. Publicado pela Agência International de Engenharia.
- Itasca. 2003. 3DEC, Three Dimensional Distinct Element Code. Version 3.0. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA.

J

- James, G.; Carne, T.; Lauffer, J.; Nard, A. 1992. Modal testing using natural excitation. International Operational Modal Analysis Conference (IMAC X). San Diego, USA.
- Jansen, R. B. 1988. Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation.
- Juang, J. 1994. Applied System Identification. Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- Juang, J. e Papa, R. 1985. An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction. AIAA Journal of Guidance and Dynamics, Vol. 8, N. 4, pp. 620-627.
- Juang, J. e Phang, M. 2001. Identification and Control of Mechanical Systems. Cambridge University Press.

K

- Kangi, A. e Heidari, N. 2008. Reservoir-induced seismicity in Karun III dam (Southwestern Iran). Springer, J Seismol 12: pp. 519-527.
- Kirkegaard, P. e Andersen, P. 1997. State Space Identification of Civil Engineering Structures from Output Measurements. IMAC XV, Kissimmee, USA.
- Klema, V. e Laub, A. 1980. The Singular Value Decomposition: its Computation and some Applications. IEEE Transaction on Automatic Control, AC-24(2), pp. 164-178.

L

- Larive, C. 2000. The role of water in alkali-silics reaction. 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, pp. 61-69, Quebec, Canada.
- Lau, J., Lanslots, J. e Peeters, B., Van der Auweraer, H. 2007. Automatic modal analysis: reality or myth? Proc. of the 25th International Modal Analysis Conference (IMAC), Orlando, USA.

- Lemos, J.V. 1987. A Distinct Element Model for Dynamic Analysis of Jointed Rock with Application to Dam Foundations and Fault Motion. Ph.D. Thesis, University of Minnesota, Minnesota, USA.
- Lemos, J.V. 1998. Development of an arch dam analysis module for the program 3DEC. Relatório 316/98 – NDE/NEE, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Lemos, J.V. 1999. Discrete element analysis of dam foundations, in Distinct Element Modelling in Geomechanics. Eds. Sharma, Saxena & Woods, Balkema, pp. 89-115.
- Lemos, J.V. 1999. Modelling of failure analysis in rock engineering. Programa de investigação para acesso à categoria de Investigador Coordenador do LNEC. Lisboa, Portugal.
- Lemos, J.V., Oliveira, S. e Mendes, P. 2008. Analysis of the dynamic behaviour of Cabril dam considering the influence of contraction joints. Proc. of 7th European Conference on Structural Dynamics (EURODYN 2008). Southampton, UK.
- Lempérie, F. 2006. The role of dams in the XXI century. Achieving a sustainable development target. ICOLD.
- Litter, J. 1995. An assessment of some of the different methods for estimating damping from full-scale testing. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, N. 57, pp. 179-189.
- Ljung, L. 1999. System identification - theory for the user, 2nd Edition. Prentice Hall, USA.
- LMS. 2008. Test Lab software.
- LNEC. 1965. Vibrador mecânico. Projecto, construção e montagem. Relatório LNEC, Lisboa, Portugal.
- LNEC. 1971. Plano de observação da sismicidade provocada pelo enchimento da albufeira de Cahora Bassa. Relatório LNEC, Lisboa, Portugal.
- Londe, P. 1997. Safety evaluation using reliability analysis. International Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 4, pp. 171-188.
- Lynch, J. P. e Loh, K. J. 2006. A summary review of wireless sensors and sensor networks for structural health monitoring. The shock and vibration digest, pp. 91-128.
- M**
- Magalhães, F., Cunha, Á. e Caetano, E. 2008. Dynamic monitoring of a long span arch bridge. Engineering Structures, Vol. 30, pp. 3034-3044.
- Magalhães, F., Cunha, Á. e Caetano, E. 2008. Online automatic identification of the modal parameters of a long span arch bridge. Mechanical Systems and Signal Processing.

- Magalhães, F.; Reynders, E.; Cunha, Á.; De Roeck, G. 2009. Online Automatic Identification of Modal Parameters of a Bridge using the p-LSCF Method. Proc. of the 3rd International Operational Modal Analysis Conference. Portonovo, Ancona, Italy.
- Maia, N., et al. 1998. Theoretical and Experimental Modal Analysis. England : editado por N. Maia e J. M. Silva, Research Studies Press.
- MatLab. 2009. The MathWorks, Inc. Site: <http://www.mathworks.com/>.
- Mendes, P.; Oliveira, S.; Guerreiro, L.; Baptista, M.A.; Costa, A. C. 2004. Dynamic behaviour of concrete dams monitoring and modeling. Proc. of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Mendes, P. 2005. Observação e análise do comportamento dinâmico de barragens de betão sob excitação ambiente. Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Mendes, P. e Oliveira, S. 2007. Study of Dam Reservoir Dynamic Interaction Using Vibration Tests on a Physical Model. Proc. of the 2nd IOMAC, Vol.2, pp. 477-484. Copenhagen, Denmark.
- Mendes, P.; Costa, C. O.; Garrett, J.; Oliveira, S. 2007. Development of a monitoring system to Cabril dam with operational modal analysis. Proc. of the 2nd Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES), Porto, Portugal.
- Mendes, P. e Oliveira, S. 2008. Análise Dinâmica de Estruturas. Utilização Integrada de Modelos de Identificação Modal e Modelos de Elementos Finitos. Edições LNEC, Lisboa, Portugal.
- Mendes, P. e Oliveira, S. 2009. Influence of the dynamic behaviour of the intake tower on modal identification of Cabril dam. Proc. of 3rd International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC'09), Portonovo, Ancona, Itália.
- Millán, M., Young, Y. e Prévost, J. 2008. Seismic response of intake towers including dam-tower interaction. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 38, pp. 307-329.
- Mitchell, L. 1990. Complex modes: a review. Proc. of International Modal Analysis Conference (IMAC VIII), Kissimmee, USA.
- Mivehchi, M., Ahmadi, M. e Hajnomeni, A. 2003. Effective techniques for arch dam ambient vibration test: application on two iranian dams. JSEE, Vol. 5, Nº 2: 23-34.
- Monteiro, G. 2009. Análise sísmica e avaliação da segurança estrutural de barragens de gravidade de betão compactado a cilindro. Tese de Mestrado apresentada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Morin, P., Leger, P. e Tinawi, R. 2002. Seismic behaviour of post-tensioned gravity dams: shake table experiments and numerical simulations. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, Nº 1: pp. 139-150.

Munjiza, A. 2004. The Combined Finite-Discrete Element Method. Editora Wiley.

N

NCB. 1998. Normas de Construção de Barragens. Portaria nº 246/98. DR 93/98 Série I-B de 1998-04-21.

Niwa, A. e Clough, R.W. 1980. Shaking table research on concrete dam models. Report Nº CB/EERC 80-85. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.

NOIB. 1993. Normas de Observação e Inspeção de Barragens. Portaria nº 847/93. DR 213/93 Série I-B de 1993-09-10.

NPB. 1993. Normas de Projecto de Barragens. Portaria nº 846/93. DR 213/93 Série I-B de 1993-09-10.

NRC. 1990. Earthquake engineering for concrete dams: Design, Performance and Research Needs. National Academy Press, Washington D.C., USA.

O

Oberti, G. e Lauletta, E. 1967. Structural models for the study of dam earthquake resistance. Proc. of the 9th Congress on Large Dams, Q35, R26, Istanbul, Turkey.

Okuma, N.; Etou, Y.; Kanazawa, K.; Hirata, K. 2008. Evaluation of Dynamic Properties of an Aged Large Arch Dam. Macau, China.

Oliveira, A. 1975. Resistência dos materiais. Lisboa: Livro II - Elementos da Teoria da Elasticidade. Ed. Ass. Estudantes do Inst. Sup. Técnico (AEIST), (2ª ed. 1999).

Oliveira, C. S.; Paula, A.; Sousa, M. L.; Martins, A. 1998. A rede acelerográfica do continente Português e os registos sísmicos obtidos em 1996 e 1997. Contribuição para a definição da acção sísmica e caracterização do comportamento de edifícios. Proc. da 1ª Assembleia Luso-Espanhola de Geodesia e Geofísica, Aguadulce, Almeria, Espanha.

Oliveira, C.S., Campos Costa, A. e Sousa, M.L. 2000. Definition of seismic action in the context of EC-8. Topics for discussion. Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland.

Oliveira, S. 2000. Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

Oliveira, S.; Rodrigues, J.; Mendes, P.; Campos Costa, A. 2003. Monitorização do comportamento dinâmico de barragens de betão. Actas do VII Congresso de Mecânica Computacional, Évora, Portugal.

- Oliveira, S. e Faria, R. 2006. Numerical simulation of collapse scenarios in reduced scale tests of arch dams. *Engineering Structures*, Vol. 28: 1430-1439.
- Oliveira, S. 2006. Utilização integrada de modelos numéricos e de interpretação quantitativa no controlo da segurança de barragens de betão. Desenvolvimento do módulo computacional MaCLaB1.0. Relatório LNEC, Lisboa, Portugal.
- Oliveira, S. 2007. Folhas de apoio à disciplina de Matemática Aplicada à Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Oliveira, S. e Pinho, J. 2010a. Barragem do Cabril. Revisão do sistema e dos critérios de observação. Trabalho realizado para a EDP, Relatório LNEC (em fase de conclusão).
- Oliveira, S., Mendes, P. e Espada, M. 2010b. Análise dinâmica de estruturas pelo método dos elementos finitos. Aplicação a barragens e estruturas anexas. ICT, LNEC, Lisboa, Portugal (em fase de conclusão).
- Oliver, J.; Cervera, M.; Oller, S.; Lubliner, J. 1990. Isotropic damage models and smeared crack analysis of concrete. *Journal of Eng. Materials and Techn.*, Trans. of the ASME, Vol. 105, pp. 99-105.
- P**
- Pakalov, T., Petrovski, J. e Jurokovski, D. 1980. Full-scale forced vibration studies and mathematical model formulation of arch concrete dams. Proc. of the International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, Jugoslávia.
- Paultre, P., Proulx, J. e Talbot, M. 1995. Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 2, p. 362-376, ASCE.
- Pedro, J.O. 1977. Dimensionamento de barragens abóbada pelo método dos elementos finitos. Tese para especialista LNEC (Memória nº 479), Lisboa, Portugal.
- Pedro, J.O.; Silva, A. F.; Pereira, J.; Florentino, C. A.; Pinho, J. S.; Câmara, R.; H., Silva 1986. Seismic monitoring of concrete dams and reservoirs. Portuguese experience. pp. Vol. 5.
- Pedro, J.O., Câmara, R. e Oliveira, S. 1996. Mathematical models for the safety and performance evaluation of arch dams under seismic actions. 2nd International Conference on Dam Safety Evaluation, ICOLD and CBIP. Trivandrum, India.
- Peeters, B. 2000. System identification and damage detection in civil engineering. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, K. U. Leuven, Belgium.
- Peeters, B. e Van der Auweraer, H. 2005. PolyMax: a Revolution in Operational Modal Analysis. IOMAC. Copenhagen, Denmark.
- Pereira, J. e Ravara, A. 1973. Estudo sísmico da barragem de Cabora-Bassa. Relatório LNEC, Estudo realizado para o Gabinete do Plano do Zambeze, Lisboa, Portugal.

- Pina, C. 1988. Modelos de elementos finitos para estudo de barragens de betão. Cenários correntes e de rotura. Tese de especialista, LNEC, Lisboa, Portugal.
- Pina, C. e Gomes, J. 1996. Barragem do Cabril. Ensaio de vibração forçada - 1996. Relatório LNEC 335/98, Lisboa, Portugal.
- Piombo, B.; Garibaldi, L.; Giorcelli, E.; Fasana, A. 1993. Structures Identification Using ARMAV Models. IMAC XI, Kissimmee, USA.
- PNBEPH. 2007. Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico. Instituto da Água (<http://www.inag.pt/>).
- PNRC, LNEC-FEUP. 2002. Estudo de processo de deterioração evolutiva em barragens de betão. Controlo da segurança ao longo do tempo. Projecto de candidatura ao Programa Nacional de Re-equipamento Científico da Fundação para a Ciência e Tecnologia.
- Portugal, A. 1990. Caracterização do comportamento dinâmico de barragens de betão através de ensaios "in situ". Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- Portugal, A. e Caetano, E. 1992. Experimental evaluation of the dynamic characteristics of portuguese dams. Proc.of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 3579-3584, 19-24 Julho, Madrid, Espanha.
- Prevosto, M. 1982. Algorithmes d'Identification des Caractéristiques Vibratoires de Structures Mécaniques Complexes. Ph.D. Thesis, Université de Rennes I, Rennes, France.
- Priestley, M. 1969. Structural Behaviour of Buildings from Dynamic Measurements under Ambient Excitation. Relatório LNEC, Lisboa, Portugal.

R

- Ramos, J.M. 1994. Fiabilidade e monitoramento de barragens de betão. Programa de investigação para acesso à categoria de Investigador-Coordenador no LNEC, Lisboa, Portugal.
- Ramos, L. 2007. Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- Reis, J. e Costa, C. 2009. CABRILAQUIS. Manual do utilizador. Relatório 211/2009 - NSE. LNEC, Lisboa, Portugal.
- Ren, Q., Xu, L. e Wan, Y. 2007. Research advance in safety analysis methods. Science in China Series: Technological Science. Springer.
- Rocha, M. e Serafim, L. 1956. Barragens abóbada: fundações, projecto sobre modelos e observações dos protótipos. Memória LNEC nº 93, Lisboa, Portugal.

- Rocha, M., Serafim, J. L. e Silveira, A. 1958. A method of quantitative interpretation of the results obtained in the observation of dams. 6th Congress on Large Dams, R. 83 Question 21 ICOLD New York, LNEC, Memória nº 128.
- Rodrigues, J. 2004. Identificação Modal Estocástica. Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil. Tese de Doutoramento apresentada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Rosca, B. 2008. Physical model method for seismic study of concrete dams. : Buletin do Instituto Politécnico Din Iasi, Universidade Técnica Gheorghe Asachi, Fasc. 3, Roménia.
- RSA. 1983. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Decreto-Lei Nº 235/83 de 31 de Maio.
- RSB. 2007. Regulamento de Segurança de Barragens.

S

- Saouma, V; Altinakar, M; Chopra, A.; Duron, Z.; Jeremic, B.; Ko, H.; Martin, J.; Nigg, J.; Pando, M.; Rathje, E.; Shing, B.; Suarez, L. 2007. Performance based evaluation of the seismic safety of dams and levees. Research Program - Proposal to the National Science Foundation (2007-2010), USA.
- Serafim, J. 1984. Reliability assessment of concrete dams from the probability of exceptional loads and defective properties of materials and foundations. Proc. of the International Conference on Safety of Dams, p. 305-310, Coimbra, Portugal.
- Serafim, J. L. 1987. A Note on the Earthquake Performance of Arch Dams. Beijing, China.
- Severn, R., Jeary, A. e Ellis, B. 1980. Forced vibration tests and theoretical studies on dams. Proc. ICE Part 2.
- Severn, R. 2007. The development of experimental methods in structural dynamics. Proc. of Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, 24-26 de Outubro, pp. 1-19, Porto, Portugal.
- Shih, C.; Tsuei, Y.; Allemang, R.; Brown, D. 1988. Complex Mode Identification Function and its Application to Spatial Domain Parameter Identification. Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 2, N. 4, p. 367-377.
- Silva, A.M.S. 2006. Degradação do betão por reacções álcalis-sílica - Utilização de cinzas volantes e metacaulino para a sua prevenção. Tese de doutoramento (elaborada no LNEC), Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Ed. LNEC.
- Silva, H. 1992. Estudo do envelhecimento das barragens de betão e alvenaria. Alteração físico-química dos materiais. Tese para Especialista do LNEC, Lisboa, Portugal.
- Silveira, A. F.; Florentino, C. A.; Gomes, A. F. S.; Gomes, J. C. P. 1983. Sistemas de observação de barragens - Critérios para a sua definição. LNEC, Lisboa, Portugal.

SVS, Structural Vibration Solutions Aps. 2008. ARTeMIS Extractor, Release 3.4, User's Manual.

T

Toyoda, Y., Ueda, M. e Shiojiri, H. 2002. Study of Joint Opening Effects on the Dynamic Response of an Existing Arch Dam. 2002.

Trifunac, M. 1972. Comparison between ambient and forced vibration experiments. : Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, 1972.

U

Uchita, Yoshihisa, Nogushi, Hiroaki e Saouma, Victor E. 2005. Safety research. : International Water Power & Dam Construction: 16-22, www.waterpowermagazine.com.

USCOLD. 2000. Observed performance of dams during Earthquakes. United States Committee on Large Dams.

USCOLD. 2000. Strong motion instruments at dams. Prepared by U. S. Committee on Large Dams.

V

Van Overschee, P. e De Moor, B. 1996. Subspace Algorithm for the Stochastic Identification Problem. Automatica, N. 29, Vol. 3, pp. 649-660.

Ventura, C. E. e Horyna, T. 1996. Vibration tests of large dams - Literature review. Earthquake Engineering Research Facility, Department of Civil Engineering. University of British Columbia, Vancouver, Canada.

Ventura, C. e Horyna, T. 2000. Measured and Calculated Modal Characteristics of the Heritage Court Tower in Vancouver. Proc. of the 18th International Modal Analysis Conference, San Antonio, USA.

Vold, H.; Kundrat, J.; Rocklin, G.; Russel, R. 1982. A Multi-Input Modal Estimation Algorithm for Mini-Computers. SAE Technical Paper Series, N. 820194, 1982.

W

WCD. 2000. Dams and development: A new framework for decision-making. The report of the World Comission on Dams (<http://www.dams.org/>).

Welch, P. 1967. The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a Method based on the averaging over short modified periodograms. IEEE Transation on Audio and Electro-Acoustics, AU-15(2).

Westergaard. 1933. Water pressures on dams during earthquakes. Transactions, ASCE; 98: pp. 418-433.

- WGPNCOLD. 1985. Cracking and repair works in Cabril dam. Work group of the Portuguese National Commission on Large Dams. 15th International Congress of Arch Dams, Lausanne. Memória LNEC nº 659, Lisboa, Portugal.
- Wieland, M. 2003. Seismic aspects of dams. 21st Congress on Large Dams, ICOLD. General Report of the question 83, vol. 3. Montréal, Canadá.
- Wieland, M. 2004. Earthquake safety of concrete dams and seismic design criteria for major dam projects. Publicações do SwissEnergy.
- Wieland, M. 2006. Earthquake safety of existing dams. 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Génèbra, Suíça.
- Wieland, M. 2008. Large dams the first structures designed systematically against earthquakes. : 14th World Conference on Earthquake Engineering, October, Beijing, China, 2008.
- Wieland, M. 2009. Features of seismic hazard in large dams projects and strong motion monitoring of large dams. Higher Education Press, co-published with Springer-Verlag.
- Wieland, M. e Mueller, R. 2009. Dam safety, emergency action plans and water alarm systems. International Water Power & Dam Construction, Janeiro.
- WRI. 2003. Large Dams Under Construction by Basin. World Resources Institute (<http://www.wri.org>).

X

- Xerez, C. 1954. O aproveitamento do Cabril. Separata da "Técnica".

Y

- Yamamoto, K. 2002. Development of remote monitoring system for civil engineering structures at power plants. Central Research Institute of Electric Power Industry.

Z

- Zhang, C., Chen, H. e Li, M. 2007. Earthquake accelerogram simulation with statistical law of evolutionary power spectrum. Acta Seismologica Sinica, Vol. 20, Nº 4: 435-446, July.
- Zhang, G., Zhang, C. e Li, W. 1986. Dynamic field measurements and analysis of Quanshui arch dam. : Scientia Sinica (Series A), Vol. XXIX, Nº 4.
- Zienkiewicz, O. C. 1967. The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics. McGraw-Hill.
- Zou, L.; Yu, J.; Yang, H.; Mu, J. 2006. Design of Xiaowan high arch dam. Hydropower International Conference, Paper C154, Kunming, China.

