

# Caracterização Dinâmica de Estruturas de Pontes com Base em Ensaios de Vibrações Ambiente

## Dynamic Characterisation of Bridge Structures from Ambient Vibration Tests

Jorge Rodrigues\*

Alfredo Campos Costa\*\*

### RESUMO

Neste artigo apresentam-se inicialmente algumas considerações sobre ensaios dinâmicos *in situ* de estruturas, focando-se em especial a utilização de ensaios de vibrações ambiente para a avaliação das características dinâmicas de estruturas de pontes. São referidos vários trabalhos onde foram utilizados ensaios deste tipo. Descrevem-se em seguida dois estudos recentemente realizados pelo LNEC com vista à caracterização dinâmica da ponte da Arrábida na cidade do Porto e da ponte da Figueira da Foz, apresentando-se o equipamento utilizado, as técnicas de ensaio e análise adoptadas e os resultados obtidos.

### ABSTRACT

In the beginning of this article some considerations are presented about in-field dynamic testing of structures, with special focus in the application of ambient vibration tests for the dynamic characterisation of bridge structures. Reference is made to several works where tests of this type were used. In the following, description is made of two recent studies developed by LNEC with the aim of evaluating the dynamic characteristics of the Arrábida bridge in the city of Oporto and of the Figueira da Foz bridge. The equipment, the test and analysis procedures and the obtained results are presented.

## 1 - INTRODUÇÃO

O conhecimento das características dinâmicas (frequências próprias, configurações modais e amortecimentos) das estruturas de pontes é essencial para o estudo dessas estruturas relativamente a acções que lhes induzem comportamento dinâmico, tais como o tráfego de veículos, o vento e os sismos. Além disso, os parâmetros dinâmicos de uma estrutura constituem também uma boa forma de a caracterizar globalmente uma vez que dependem da distribuição de rigidez e massa na estrutura.

Actualmente o desenvolvimento dos meios informáticos e das técnicas analíticas de modelação, nomeadamente do método dos elementos finitos, permitem determinar as frequências próprias e configurações modais das estruturas através de modelos analíticos consideravelmente refinados. No entanto, a utilidade destas análises depende de os parâmetros considerados nos modelos estarem devidamente calibrados, reflectindo as propriedades efectivas dos materiais da estrutura e possibilitando assim uma representação satisfatória do seu comportamento real. Compreende-se então a importância de avaliar *in situ* as propriedades dinâmicas das estruturas de forma a complementar e melhorar as técnicas e os modelos analíticos que são utilizados na sua análise dinâmica.

Os ensaios dinâmicos *in situ* de estruturas de pontes são uma das melhores formas de determinar as frequências, configurações e amortecimentos dos seus modos de vibração, permitindo a verificação de hipóteses assumidas no projecto,

a verificação de modelos analíticos, a caracterização dinâmica de acções como o tráfego e o vento e ainda a resolução de problemas relacionados com vibrações.

O objectivo principal deste artigo é evidenciar a aplicação dos ensaios de vibrações ambiente na caracterização dinâmica de estruturas de pontes, apresentando-se para tal os resultados de ensaios recentemente realizados pelo LNEC na ponte da Arrábida, na cidade do Porto, e na ponte da Figueira da Foz. Ambos os ensaios foram efectuados no âmbito de trabalhos de inspecção e avaliação dessas estruturas realizados pela empresa A2P Consult, Lda. para a Junta Autónoma de Estradas.

Antes da descrição e apresentação dos resultados dos ensaios das duas pontes referidas, procura-se fazer uma descrição dos diversos tipos de ensaios dinâmicos *in situ* de estruturas, salientando-se as vantagens e inconvenientes dos ensaios de vibrações ambiente. É ainda feita referência a diversos estudos de caracterização dinâmica de estruturas de pontes efectuados com base em ensaios de vibrações ambiente.

## 2 - TIPOS DE ENSAIOS DINÂMICOS *IN SITU*

Sem pretender apresentar uma classificação exaustiva, podem-se distinguir fundamentalmente três tipos de ensaios dinâmicos *in situ*:

- 1) ensaios de vibrações forçadas;
- 2) ensaios de vibrações em regime livre;
- 3) ensaios de vibrações ambiente.

O primeiro tipo de ensaios consiste essencialmente na aplicação de uma excitação controlada num ponto da estrutura e na medição da resposta (normalmente em

\* Eng.º Civil, Assistente de Investigação do Departamento de Estruturas do LNEC.

\*\* Eng.º Civil, Investigador Auxiliar do Centro de Estudos e Equipamentos de Engenharia Sísmica do LNEC.

aceleração) em vários pontos dessa mesma estrutura. Através do cálculo das funções de resposta em frequência, de ponto para ponto, podem-se determinar experimentalmente as frequências, configurações modais e amortecimentos da estrutura ensaiada. Este tipo de ensaios exige a utilização de equipamentos especiais para introdução da força de excitação, normalmente de variação sinusoidal ou com características de ruído branco numa determinada gama de frequências, tais como geradores de vibrações servo-hidráulicos ou mecânicos de massas excêntricas (estes últimos apenas para excitações de variação sinusoidal).

No segundo tipo de ensaios dinâmicos *in situ* procura-se introduzir uma excitação impulsiva que coloque a estrutura a vibrar em regime livre. Analisando a resposta da estrutura, medida em um ou em vários pontos, podem-se avaliar as frequências próprias e os coeficientes de amortecimento dos modos de vibração que forem excitados com o ensaio. A escolha do ponto de aplicação da excitação deve ser feita consoante as configurações supostas para os modos de vibração cujas frequências e amortecimentos se pretende avaliar. Dentro deste tipo de ensaios podem-se distinguir:

- a) Ensaio por libertação repentina duma força exterior, o que pode ser conseguido através de dois tipos de dispositivos:
  - i) Através de um cabo que é ancorado ao solo ou a uma estrutura vizinha que seja suficientemente rígida. Este cabo é tensionado até ao valor limite duma ligação fusível; a partir desse valor o cabo liberta-se repentinamente e a estrutura fica a vibrar em regime livre. Esta técnica foi utilizada, por exemplo, na ponte sobre o rio Colquitz no Canadá (Ventura *et al.*, 1996).
  - ii) Suspensão de um peso que é libertado repentinamente deixando a estrutura a vibrar em regime livre. Este método foi utilizado, por exemplo, nos ensaios realizados pelo LNEC na ponte internacional sobre o rio Guadiana.
- b) Métodos de ensaio que envolvem a aplicação duma força de impacto, tais como: ressalto com camiões carregados; queda controlada de um peso sobre a estrutura (Agardh, 1991); utilização de foguetes para aplicação da força de excitação.

Os ensaios do terceiro tipo consistem na medição da resposta da estrutura (normalmente também em aceleração) a excitações ambiente tais como o vento, o tráfego de veículos que circulem sobre a estrutura ou por debaixo dela ou ainda sismos de muito baixa intensidade (microsismicidade).

Por simplificação a excitação ambiente é normalmente considerada como um processo estocástico estacionário de ruído branco (Farrar *et al.*, 1997). Brownjohn *et al.*, 1986, considera-a no entanto como um processo estocástico não-estacionário.

A análise das séries de acelerações registadas num ensaio de vibrações ambiente é também efectuada no domínio da frequência, no entanto, uma vez que a força de excitação não é controlada nem quantificada, não é possível calcular as funções de resposta em frequência entre pontos de aplicação da excitação e pontos de medição da resposta. Assim, o procedimento de análise consiste em considerar um ou dois dos pontos de medição como pontos de referência

e estabelecer no domínio da frequência as relações de amplitude e fase entre estes pontos e todos os outros pontos onde é registada a resposta da estrutura à excitação ambiente. É assim possível estimar as frequências próprias e configurações modais da estrutura ensaiada. Os coeficientes de amortecimento podem também ser estimados através da análise dos registos obtidos num ensaio de vibrações ambiente, no entanto, são os parâmetros dinâmicos de avaliação mais difícil com este tipo de ensaios.

Como se referiu anteriormente, os ensaios de vibrações forçadas exigem a utilização de equipamento adequado para aplicação da força que permite excitar dinamicamente a estrutura de forma a que a sua resposta seja significativa e possa ser medida adequadamente. No caso das estruturas de pontes ou de outras estruturas de grandes dimensões os equipamentos de excitação têm de ter uma dimensão apreciável, pois para além do próprio excitador envolvem ainda unidades de potência hidráulica e geradores móveis com capacidades consideráveis. Por exemplo, Felber *et al.*, 1996, referem que os geradores móveis deverão ter potências de 50 a 100 kW. Todo este equipamento tem de ser transportado para o local da estrutura a ensaiar, exigindo também a disponibilidade de um meio de transporte para o fazer. Os ensaios de vibrações forçadas são portanto bastante dispendiosos sob o ponto de vista do equipamento que exigem.

Verifica-se também que com os equipamentos de excitação actualmente existentes, servo-hidráulicos ou mecânicos de massas excêntricas, na gama das baixas frequências (inferiores a 1 Hz) é extremamente difícil conseguir níveis de força capazes de excitar estruturas de grandes dimensões (Felber *et al.*, 1996). No caso das estruturas de pontes, em especial nas pontes de tirantes e nas pontes suspensas, há normalmente um número considerável de modos de vibração com frequências inferiores a 1 Hz e que, portanto, dificilmente serão identificados com um ensaio de vibrações forçadas.

Uma outra desvantagem dos ensaios de vibrações forçadas nas estruturas de pontes que já estejam em serviço relaciona-se com a necessidade de interromper a passagem do tráfego durante o período de realização do ensaio. Em muitas pontes em serviço, como por exemplo as duas pontes em que o LNEC realizou recentemente ensaios de caracterização dinâmica (em especial no caso da ponte da Arrábida), a interrupção do tráfego é quase impossível, pois transtornaria completamente a actividade normal de toda a região servida pela ponte.

Os ensaios de vibrações ambiente são bastante mais simples, em termos do procedimento de ensaio, do que os ensaios de vibrações forçadas, exigindo também muito menos equipamento. Podem ser efectuados sem qualquer interrupção do funcionamento normal das estruturas, pois, no caso das estruturas de pontes, é a própria passagem do tráfego que constitui uma das fontes de excitação. Com os ensaios de vibrações ambiente é possível identificar as características dos modos de vibração de estruturas de grandes dimensões com frequências inferiores a 1 Hz, o que, como já se referiu, é difícil de conseguir na prática com os ensaios de vibrações forçadas.

É de salientar que têm sido realizados alguns estudos comparativos entre ensaios de vibrações forçadas e de vibrações ambiente, verificando-se haver uma boa concordância entre os resultados obtidos com as duas técnicas de ensaio (Trifunac, 1972; Felber *et al.*, 1996).

Os ensaios de vibrações ambiente também apresentam algumas desvantagens devidas, fundamentalmente, à falta de controle e de caracterização quantitativa da excitação. Deste facto resulta a dificuldade que se sente na determinação de características dinâmicas tais como os coeficientes de amortecimento ou as frequências e configurações de modos de vibração que sejam pouco excitados pela vibração ambiente.

### 3 - ENSAIOS DE VIBRAÇÕES AMBIENTE EM ESTRUTURAS DE PONTES

Apresentando vantagens e desvantagens relativamente aos outros tipos de ensaios dinâmicos *in situ*, os ensaios de vibrações ambiente têm sido utilizados em várias estruturas de pontes, tendo permitido a determinação de algumas das suas características dinâmicas. Referem-se em seguida alguns trabalhos em que esta técnica de ensaio foi utilizada resumindo-se os principais resultados obtidos.

McLamore *et al.*, 1971, realizaram ensaios em duas pontes suspensas, a Newport Bridge em Rhode Island e a William Preston Lane Memorial Bridge em Maryland. Para a primeira ponte conseguiram identificar um total de 20 modos de vibração no intervalo entre 0 e 1 Hz, correspondentes a 9 modos verticais, 6 transversais e 2 de torção do tabuleiro e ainda 3 modos longitudinais das torres. Para a segunda ponte identificaram 13 modos de vibração, também com frequências até 1 Hz, correspondentes a 6 modos verticais, 6 transversais e 1 de torção do tabuleiro. Os modos de vibração foram identificados em termos de frequência, configuração e amortecimento.

Rainer e Van Selst, 1977, realizaram ensaios de vibrações ambiente e de vibrações forçadas na Lion's Gate Bridge, uma ponte suspensa em Vancouver, no Canadá.

Abdel-Ghaffar e Housner, 1978, efectuaram ensaios na Vicent-Thomas Bridge, uma ponte suspensa em Los Angeles que tem um vão central de 457 m e vãos laterais de 185 m. Relativamente a esta mesma ponte, Abdel-Ghaffar *et al.*, 1992, apresentam uma análise do seu comportamento durante um sismo de magnitude 5,9 ocorrido em Outubro de 1987 (sismo *Whittier*) e comparam as frequências próprias determinadas a partir da resposta da estrutura devida ao sismo com as avaliadas através dos ensaios de vibrações ambiente.

Gates e Smith, 1984, apresentam a análise de ensaios de vibrações ambiente realizados em 57 pontes na Califórnia.

Abdel-Ghaffar e Scanlan, 1985, realizaram ensaios na Golden Gate Bridge, a famosa ponte suspensa de São Francisco que tem um vão central de 1280 m e vãos laterais de 343 m. Nestes ensaios foram efectuadas medições em 18 secções do tabuleiro da ponte, e ainda em 10 secções de uma das torres. Os autores identificaram 91 frequências de modos de vibração da estrutura suspensa e 46 frequências de modos de vibração da torre.

Brownjohn *et al.*, 1986, realizaram ensaios na ponte do Humber, uma ponte suspensa com um vão central de 1410 m e vãos laterais de 280 m e 530 m.

Higashihara e Moriya, 1987, analisam as vibrações ambiente registadas num maciço de amarração da South Bisan-Seto Suspension Bridge, uma ponte suspensa com um vão central de 1100 m.

Stiemer *et al.*, 1988, efectuaram medições das frequências próprias dos tirantes da Annacis Bridge, uma ponte atirantada no Canadá que tem um vão central de 465 m e vãos laterais de 182,75 m. Os autores realizaram também outros ensaios dinâmicos quer de vibrações ambiente quer de vibrações forçadas.

Brownjohn *et al.*, 1989, efectuaram ensaios na primeira ponte do Bósforo na Turquia, uma ponte suspensa com um vão central de 1074 m e vãos laterais de 231 m e 255 m. Para o tabuleiro da ponte foram identificados 18 modos verticais e 20 modos transversais. Para as torres foram identificados 12 modos longitudinais e 12 modos transversais. Todos estes modos têm frequências entre 0 e 1,1 Hz.

Murià-Vila *et al.*, 1991, realizaram ensaios na Tampico Bridge no México, uma ponte atirantada com um vão central de 360 m. Nesta estrutura, os ensaios de vibrações ambiente permitiram identificar 5 modos verticais, 3 modos de torção e 2 modos transversais do tabuleiro.

Wilson e Liu, 1991, efectuaram ensaios na Quincy Bayview Bridge, uma ponte atirantada com um vão central de 274 m e vãos laterais de 134 m, que atravessa o rio Mississippi na cidade de Quincy nos Estados Unidos. Os autores identificaram 25 modos de vibração da ponte com frequências entre 0 e 2 Hz.

Brownjohn *et al.*, 1992, realizaram ensaios na segunda ponte do Bósforo na Turquia, uma ponte suspensa com um vão central de 1090 m e vãos laterais de 210 m. Para frequências até 1 Hz foram identificados 13 modos verticais, 5 modos de torção e 8 modos transversais do tabuleiro da ponte. Para a mesma gama de frequências foram identificados 13 modos transversais das torres.

Ventura *et al.*, 1996, analisaram as vibrações ambiente medidas em três passagens superiores de auto-estrada na Califórnia. Para uma destas estruturas os autores comparam as características dinâmicas determinadas a partir dos ensaios de vibrações ambiente com as avaliadas com base nos registos obtidos durante sismos intensos.

Felber e Cantieni, 1996, realizaram ensaios na Ganter Bridge, na Suíça, tendo identificado um total de 25 modos com frequências abaixo dos 4,0 Hz.

Skrinar e Strukelj, 1996, utilizaram ensaios de vibrações ambiente para acompanhar a evolução das frequências próprias duma ponte em construção pelo método de avanços sucessivos.

Ventura *et al.*, 1996, efectuaram ensaios na ponte sobre o rio Colquitz no Canadá.

Harik *et al.*, 1997, realizaram ensaios na Brent-Spence Bridge, uma ponte com estrutura metálica em treliça construída em 1961.

A lista de referências acima apresentada, possivelmente, não é exaustiva, havendo outros trabalhos que também poderiam ser referidos, no entanto ilustra bem a larga aplicação que os ensaios de vibrações ambiente têm tido na determinação *in situ* das características dinâmicas de estruturas de pontes.

Saliente-se que, em muitos dos trabalhos acima referidos, as características dinâmicas determinadas *in situ* são comparadas com as avaliadas com base em modelos analíticos e utilizadas para melhorar esses modelos. Estes são, por sua vez, utilizados no estudo do comportamento das estruturas relativamente a diversas acções, como seja a acção dos sismos (ver por exemplo, Harik *et al.*, 1997).

## 4 - ENSAIOS RECENTEMENTE REALIZADOS PELO LNEC

Como já foi referido, o LNEC realizou recentemente ensaios de vibrações ambiente com vista a avaliar as características dinâmicas da ponte da Arrábida na cidade do Porto (Rodrigues *et al.*, 1997) e da ponte da Figueira da Foz (Campos-Costa *et al.*, 1997). Apresenta-se em seguida uma descrição dessas duas estruturas, do equipamento utilizado nos ensaios, dos procedimentos de ensaio, dos métodos de análise dos registos obtidos e indicam-se também os principais resultados obtidos.

### 4.1 - Descrição das pontes ensaiadas

#### 4.1.1 - Ponte da Arrábida

A ponte da Arrábida na cidade do Porto é uma ponte de betão armado com um comprimento entre testas dos encontros de 493 m, ver Fig. 1. Os seus elementos estruturais principais são dois arcos de betão armado, com uma corda de 270 m e uma flecha de 52 m, ligados entre si por elementos de betão armado dispostos em forma de X. À data de inauguração da ponte, em 1963, e durante vários anos, estes foram os maiores arcos de betão armado do Mundo (Marecos, 1973), representando como tal uma notável realização da Engenharia Portuguesa e em particular do seu projectista, o Prof. Edgar Cardoso.

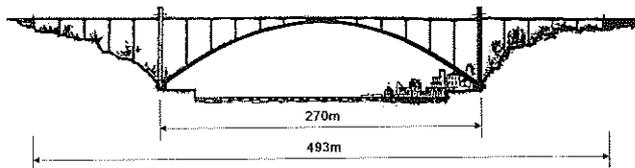


Fig. 1 - Alçado longitudinal da ponte da Arrábida

O tabuleiro da ponte da Arrábida tem uma largura total de 26,50 m distribuída por 6 vias de circulação para o tráfego rodoviário e dois passeios laterais para peões.

Actualmente, já com 34 anos de serviço, a ponte da Arrábida é uma das principais vias de acesso à cidade do Porto, estando sujeita a tráfego rodoviário bastante intenso, como se verificou durante a realização dos ensaios de vibrações ambiente.

#### 4.1.2 - Ponte da Figueira da Foz

A ponte da Figueira da Foz é uma ponte de tirantes com um comprimento total de 405 m distribuído pelo vão central de 225 m e por dois vãos laterais de 90 m, ver Fig. 2. O tabuleiro, constituído por vigas, carlingas e longarinas de aço e por uma laje de betão armado, tem uma largura total de 20,6 m que comporta a dupla faixa de rodagem, cada uma com 7,50 m de largura, o separador central com 1 m e os passeios com 2,30 m. Na zona de meio vão do tabuleiro há duas juntas que delimitam um troço central com 30 m de comprimento, ver Fig. 2, que está simplesmente apoiado sobre a restante estrutura.

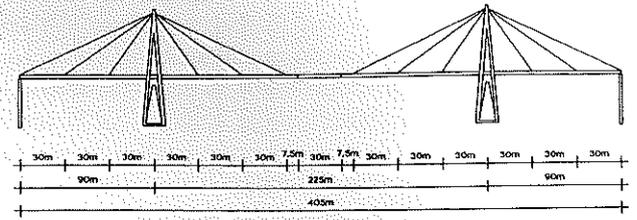


Fig. 2 - Alçado longitudinal da ponte da Figueira da Foz

As duas torres da ponte são elementos de betão armado, com 84 m de altura acima das fundações, sendo formadas por quatro peças de secção rectangular oca, inclinadas nas duas direcções e suportadas por poços de fundação. Estas quatro peças unem-se duas a duas e são interligadas por uma grande viga superior de coroamento.

Os três pares de tirantes existentes em cada torre têm uma disposição em leque e são contínuos para cada um dos lados das torres, apoiando-se nestas sobre selas de desvio. A distância entre as amarrações dos tirantes no tabuleiro é de 30 m, ver Fig. 1.

A ligação à ponte é estabelecida através de dois viadutos de acesso, o da margem esquerda e o da margem direita, com comprimentos de, respectivamente, 630 m e 315 m. Estes viadutos são constituídos por um tabuleiro em laje vigada de betão armado, apoiado sobre pilares de betão armado, espaçados de 45 m. Em planta, o viaduto da margem esquerda tem um desenvolvimento segundo uma curva com um raio médio de curvatura de 614 m, e o viaduto da margem direita desenvolve-se segundo um alinhamento recto.

Os pilares de transição, existentes na ligação dos viadutos de acesso à ponte principal, são elementos de betão armado formados por duas colunas de secção rectangular oca, ligadas superiormente por uma grande carlinga também de secção rectangular oca.

### 4.2 - Equipamento utilizado nos ensaios

Os ensaios de vibrações ambiente realizados na ponte da Arrábida e na ponte da Figueira da Foz foram efectuados com um sistema de medição de vibrações constituído por um computador portátil e por transdutores triaxiais de aceleração da marca *Geosys* e modelo GSR-16. No caso da ponte da Arrábida utilizaram-se seis destes transdutores e na ponte da Figueira da Foz apenas cinco.

O computador portátil destinou-se à utilização de programas específicos para configurar as condições de funcionamento dos transdutores (condições de disparo e frequências de amostragem), permitindo transferir os registos armazenados nas unidades de memória dos transdutores para o disco rígido do computador com vista à sua posterior análise e efectuar uma análise preliminar no próprio local de realização dos ensaios.

Os GSR-16 são transdutores com um sistema de conversão analógica/digital de 16 bits e dispõem de três sensores que permitem registar sinais de aceleração em três direcções ortogonais.

Em condições normais de operação os GSR-16 encontram-se continuamente a amplificar, filtrar, digitalizar e armazenar o sinal do sensor em memória circular. Sempre

que se cumprirem as condições de disparo pré-definidas o sistema regista as acelerações do respectivo sensor em memória de massa. Cada canal possui um filtro passa-baixo analógico do tipo *Butterworth* de 6 pólos com frequência de corte de 100 Hz. Além deste filtro analógico os GSR-16 têm incorporados filtros digitais que garantem a ausência de erros de aliasing nos sinais digitalizados.

Os sensores de aceleração dos GSR-16 são do tipo *force-balanced*, ou seja, são constituídos por um pêndulo dinamicamente equilibrado em campo electromagnético.

O ganho do circuito de amplificação é seleccionável podendo ter valores de 1, 2 ou 4. Como para o ganho unitário a gama de variação máxima do sinal medido é de  $\pm 2$  g, com o ganho máximo a amplitude máxima do sinal é de  $\pm 0,5$  g.

A digitalização é feita a 16 bits pelo que, atendendo a que a escala é centrada em zero e são registados valores positivos e negativos, se obtém uma resolução máxima de  $1/(2^{16})$ . Assim, a amplitude mínima registada nas condições de maior sensibilidade do aparelho é de  $1000/65536 = 1,526 \times 10^{-2}$  mg.

A frequência de amostragem dos GSR-16 é seleccionável de entre um conjunto de 9 valores que variam dos 50 Hz aos 1000 Hz. A sua capacidade máxima de armazenagem é de 1024 kByte.

Os GSR-16 admitem quatro tipos de condições de disparo para armazenar os registos em memória:

- i) Disparo causado pelo cumprimento de um dos seguintes critérios pré-definidos:
  - o sinal do sensor ultrapassa um determinado valor de aceleração;
  - é excedido um determinado valor da razão sinal/ruído.
- ii) Disparo imposto por janelas temporais.
- iii) Disparo imposto por *software*.
- iv) Sinal de disparo fornecido por outro GSR ou por outra fonte externa com opção de disparo.

Na Fig. 3 observa-se uma fase dos ensaios realizados na ponte da Arrábida, podendo ver-se a ligação do computador portátil a um dos transdutores GSR-16 de modo a efectuar a transferência de registos e a configuração do transdutor.

A Fig. 4 ilustra uma fase dos ensaios efectuados na ponte da Figueira da Foz, podendo observar-se os transdutores GSR-16 colocados sobre o tabuleiro do viaduto de acesso da margem direita.

### 4.3 – Técnica de ensaio

A técnica de ensaio adoptada em ambas as pontes teve em vista a determinação não só das frequências próprias mas também das configurações dos modos de vibração. Foram assim efectuadas medições em diversos pontos das estruturas de forma a obter uma descrição adequada, ao longo da estrutura, das relações de amplitude e fase entre cada ponto de medição para cada frequência própria.

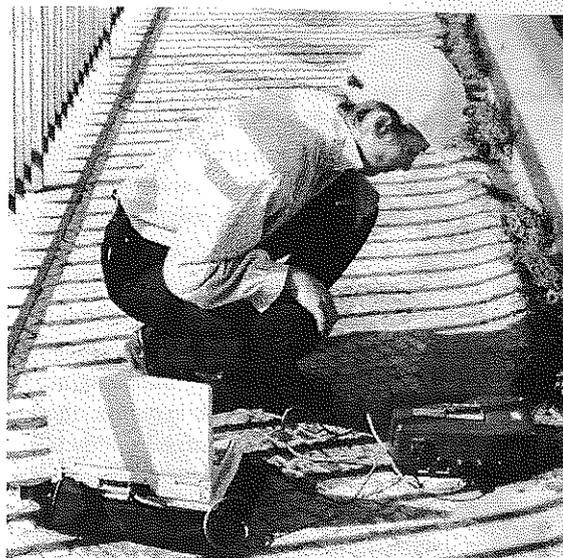


Fig. 3 – Configuração de um transdutor GSR-16 no tabuleiro da ponte da Arrábida

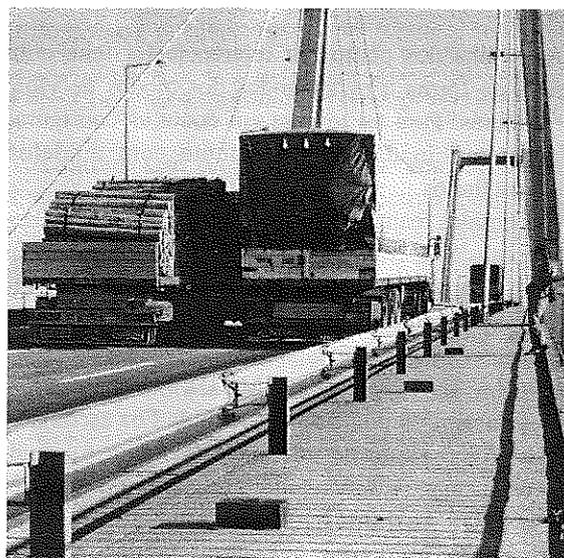


Fig. 4 – Fase dos ensaios da ponte da Figueira da Foz

Na ponte da Arrábida as medições de vibrações foram efectuadas em 10 pontos diferentes da estrutura, indicados na Fig. 5, enquanto na ponte da Figueira da Foz foram obtidos registos de vibrações em 34 pontos diferentes da estrutura, ver Fig. 6.

Em ambos os ensaios, o número de transdutores disponíveis (seis na ponte da Arrábida e cinco na ponte da Figueira da Foz) foi inferior ao número total de pontos a instrumentar. A metodologia de ensaio consistiu então, na escolha de alguns desses pontos como pontos de referência, onde ficaram permanentemente estacionados alguns transdutores, e na colocação sucessiva dos restantes aparelhos nos outros pontos de medição. Refira-se que técnicas semelhantes são também adoptadas por outros autores em ensaios deste tipo (ver, por exemplo, Wilson e Liu, 1991; Brownjohn *et al.*, 1992; Felber e Cantieni, 1996; ou Harik *et al.*, 1997).

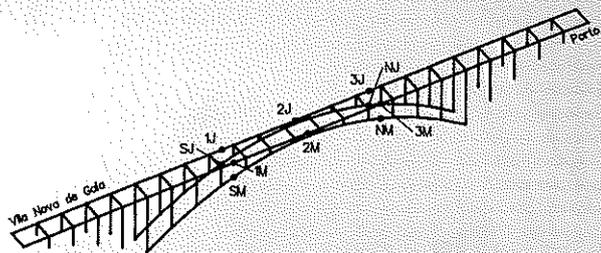


Fig. 5 - Pontos de medição na ponte da Arrábida

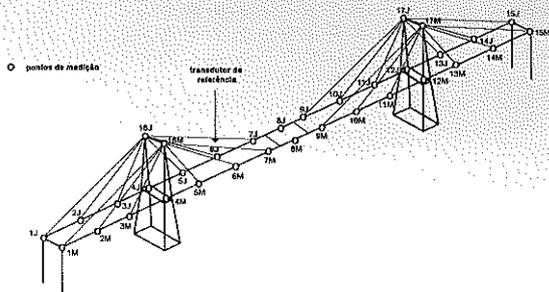


Fig. 6 - Pontos de medição na ponte da Figueira da Foz

A escolha dos pontos de referência foi feita criteriosamente, de forma a evitar nodos dos modos de vibração das estruturas. Para tal teve-se em conta as configurações modais determinadas analiticamente com modelos de elementos finitos.

Nos ensaios realizados na ponte da Arrábida escolheram-se os pontos SM, NM, SJ e NJ (ver Fig. 5), localizados no interior dos arcos, para colocar quatro transdutores que aí permaneceram durante todo o ensaio. Os restantes dois aparelhos foram sucessivamente colocados nos pares de pontos (1M, 1J), (2M, 2J) e (3M, 3J).

Nos ensaios da ponte da Figueira da Foz escolheu-se o ponto 6J como ponto de referência (ver Fig. 6), tendo aí ficado estacionado durante todo o ensaio um dos aparelhos GSR-16. Os restantes quatro transdutores foram sucessivamente colocados nos outros pontos, seguindo a sequência de dez ensaios indicada no Quadro I.

QUADRO I

Ensaio na Ponte da Figueira da Foz

Ensaio	Hora	Pontos de colocação dos transdutores				
		Transdutor fixo	Transdutores móveis			
1	11:30	6J	1J	2M	2J	6M
2	11:45	6J	1J	2M	2J	1M
3	12:00	6J	3J	4M	4J	3M
4	12:15	6J	5J	7M	7J	5M
5	12:30	6J	8J	9M	9J	8M
6	12:45	6J	10J	11M	11J	10M
7	13:00	6J	12J	13M	13J	12M
8	15:00	6J	16J	17M	17J	16M
9	15:15	6J	16J	17M	17J	16M
10	16:00	6J	15J	14M	14J	15M

Em ambas as estruturas ensaiadas os registos de vibrações foram efectuados com os transdutores configurados com as especificações que se indicam em seguida:

- Ganho máximo correspondente a uma gama de variação de  $\pm 0,5 g$ .
- Frequência de amostragem de 50 Hz, que se considerou suficiente para a identificação das frequências dos modos de vibração fundamentais das duas estruturas.
- Amostras com 8 min. de duração, correspondentes a sinais com 24 000 pontos. Optou-se por amostras de grande duração com a finalidade de se obterem boas resoluções em frequência.
- Disparo imposto por janelas temporais com a duração especificada no parágrafo anterior e com intervalos de tempo suficientes para permitir deslocar os transdutores móveis entre os vários pontos de medição (20 min. na ponte da Arrábida e 15 min. na ponte da Figueira da Foz).

Após a realização dos ensaios, os registos obtidos foram transferidos dos aparelhos GSR-16 para o disco rígido de um computador com vista ao seu processamento e análise.

4.4 - Análise dos registos obtidos

A análise dos registos obtidos em ambos os ensaios compreendeu as seguintes fases: quantificação em termos de acelerações, velocidades e deslocamentos dos níveis de vibração das estruturas; identificação das frequências próprias; determinação das configurações dos modos de vibração; e estimativa dos coeficientes de amortecimento. Descrevem-se em seguida as técnicas de análise utilizadas.

4.4.1 - Níveis de vibração

Para avaliar os níveis de vibração induzidos nas estruturas pelo efeito do ruído ambiente, foram calculados os valores eficazes (ISO 2041, 1990) e os valores máximos das acelerações, velocidades e deslocamentos verificados em cada ponto de medição e em cada uma das três componentes dos registos (transversal, longitudinal e vertical).

Como a grandeza medida nos ensaios foi a aceleração, tornou-se necessário calcular as séries de velocidades e deslocamentos através da integração dos registos de acelerações. Esta integração foi efectuada no domínio da frequência, após a aplicação de um *cosine taper* às séries de acelerações e filtrando as componentes de baixa frequência, abaixo dos 0,20 Hz, de forma a evitar que as séries de velocidades e deslocamentos divergissem.

Após a integração dos registos obtidos *in situ*, calcularam-se os valores eficazes dos deslocamentos, velocidades e acelerações. De acordo com a norma ISO 2041, 1990, o valor eficaz duma função  $f(t)$  num intervalo de tempo definido entre os instantes  $t_1$  e  $t_2$  deve ser calculado através da seguinte expressão:

$$\text{valor eficaz} = \sqrt{\frac{\int_{t_1}^{t_2} f(t)^2 dt}{t_2 - t_1}} \quad (1)$$

Para além dos valores eficazes, determinaram-se também os valores máximos absolutos das acelerações, velocidades e deslocamentos nos diversos pontos instrumentados.

#### 4.4.2 – Frequências próprias

Para identificar as frequências próprias das estruturas ensaiadas calcularam-se os espectros de potência de aceleração das três componentes dos registos obtidos nos diversos pontos de medição.

O cálculo dos espectros de potência de aceleração foi efectuado utilizando técnicas de análise de sinal implementadas em *MathCad* (MathSoft, 1997) e baseadas no princípio da máxima entropia (Press *et al.*, 1992).

Os procedimentos de análise espectral baseados naquele princípio permitem uma maior liberdade na definição da resolução em frequência dos espectros, apresentando vantagens, sob este ponto de vista, relativamente às técnicas tradicionais de estimativa de espectros de potência (baseadas na FFT). Podem assim obter-se resoluções em frequência ajustáveis à necessidade de uma boa discriminação de componentes modais com frequências muito próximas, e sem acréscimo de variância nas ordenadas espectrais.

Em ambas as estruturas ensaiadas, a avaliação das frequências próprias baseou-se na identificação dos valores de frequência para os quais se verificam picos de ressonância dos espectros de potência. Determinaram-se assim os valores das frequências próprias que são apresentados em 4.5.

#### 4.4.3 – Configurações modais

A técnica utilizada para determinação das componentes modais, com frequências centradas nos valores identificados através dos espectros de potência de aceleração, consistiu basicamente no procedimento que se resume aos seguintes passos:

1. Em torno de cada uma das frequências próprias anteriormente identificadas foi efectuada uma filtragem digital, *bandpass*, no domínio do tempo de todos os sinais numa banda de frequência com uma largura de:
  - 0,10 Hz para a ponte da Arrábida;
  - 0,04 Hz para a ponte da Figueira da Foz (banda mais estreita em virtude da maior proximidade entre as frequências dos modos de vibração desta estrutura).
2. Determinação do valor eficaz em aceleração de todos os registos filtrados.
3. Determinação da relação de fases verificada nos registos filtrados de ponto para ponto.

Desta forma, para cada frequência com as direcções dos registos, os valores eficazes e as relações de fase, definiram-se em direcção, módulo e sentido os vectores dos movimentos espaciais que se consideram ser representativos das componentes modais nos diferentes pontos das estruturas. Este procedimento é tanto mais válido quanto mais afastadas forem as frequências e menor for o amortecimento associado a cada um dos modos.

Esta metodologia foi aplicada considerando, obviamente, os registos obtidos simultaneamente em cada ensaio, o que, tendo em conta a técnica utilizada nos ensaios, permitiu estabelecer, para cada frequência própria, as relações de

amplitude e fase dos movimentos da estrutura em cada ponto relativamente ao ponto (ou pontos) de referência. Reunindo a informação decorrente da análise de cada um dos ensaios realizados, obteve-se uma descrição das configurações modais nos pontos instrumentados.

Na análise dos registos obtidos na ponte da Figueira da Foz e dada a maior proximidade entre os seus modos de vibração, houve alguns casos em que surgiram dúvidas sobre as relações de fase avaliadas com a técnica de filtragem digital acima descrita. Nestes casos, calcularam-se também os espectros cruzados de ponto para ponto e a partir da sua fase esclareceram-se melhor as relações de fase que tinham suscitado algumas dúvidas.

Para obter um traçado gráfico das configurações modais determinadas experimentalmente, elaboraram-se modelos analíticos espaciais das estruturas. Seguidamente, nos nós dos modelos correspondentes aos pontos em que foram obtidos registos, impuseram-se deslocamentos iguais aos vectores dos movimentos espaciais determinados experimentalmente para cada modo de vibração. As deformadas estáticas assim obtidas podem considerar-se como uma representação gráfica das configurações modais das estruturas. Em 4.5 apresentam-se as configurações modais que foram identificadas para as duas pontes, utilizando esta técnica.

#### 4.4.4 – Coeficientes de amortecimento

A última fase do processamento dos registos obtidos em ambas as pontes teve como objectivo a estimativa dos coeficientes de amortecimento dos vários modos de vibração das estruturas que foram identificados experimentalmente. Para tal foi utilizado o método da meia potência.

Em cada uma das estruturas ensaiadas o método da meia potência foi aplicado de forma ligeiramente diferente.

No caso da ponte da Arrábida procedeu-se do seguinte modo:

1. De entre os seis sinais filtrados em torno de cada uma das frequências próprias escolheram-se os que apresentavam amplitudes máximas e mínimas.
2. Para os dois sinais escolhidos calcularam-se os espectros de potência, efectuando um *zoom* em torno do valor de cada frequência própria de forma a conseguir uma boa discretização em frequência (note-se que tal foi possível em virtude da técnica adoptada para cálculo dos espectros de potência).
3. Determinaram-se as frequências  $f_1$  e  $f_2$  para as quais a densidade espectral de potência é metade do valor correspondente a cada frequência própria.
4. Calcularam-se duas estimativas (uma para as amplitudes máximas e outra para as amplitudes mínimas) do coeficiente de amortecimento,  $\xi$ , aplicando a seguinte expressão:

$$\xi = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1} \times 100 (\%) \quad (2)$$

Na análise dos registos obtidos na ponte da Figueira da Foz seguiu-se o seguinte procedimento:

1. Com a componente vertical dos 10 registos obtidos no ponto de referência (ponto 6J) calculou-se o

espectro de potência efectuando um *zoom* na banda de 0,2 Hz a 2,0 Hz (mais uma vez, salienta-se que tal foi possível devido à técnica utilizada para cálculo dos espectros).

2. Determinaram-se as frequências  $f_1$  e  $f_2$  para as quais a densidade espectral de potência é metade do valor correspondente a cada frequência própria.
3. Estimou-se o valor do coeficiente de amortecimento,  $\xi$ , aplicando a expressão (2) acima apresentada.

As estimativas dos coeficientes de amortecimento determinadas com estes procedimentos são apresentadas em 4.5.

## 4.5 – Resultados obtidos

### 4.5.1 – Ponte da Arrábida

Nas Figs. 7, 8 e 9 apresentam-se amostras com 40 segundos de duração, respectivamente, para as direcções transversal, longitudinal e vertical, das acelerações registadas no ponto SM (lado sul no interior do arco de montante), representando-se também as respectivas séries de velocidades e deslocamentos.

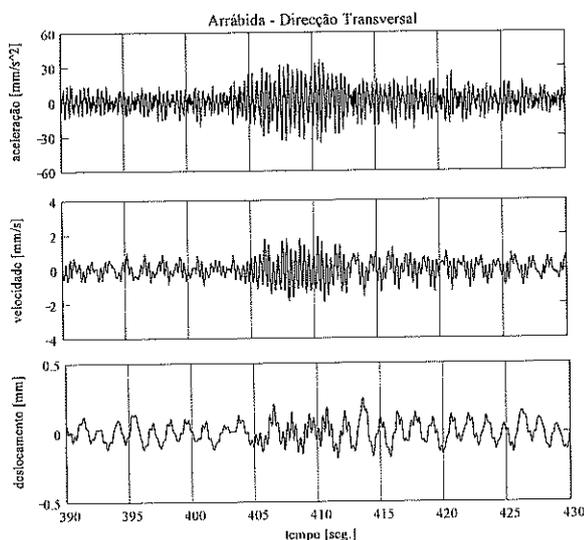


Fig. 7 – Amostras da componente transversal das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto SM

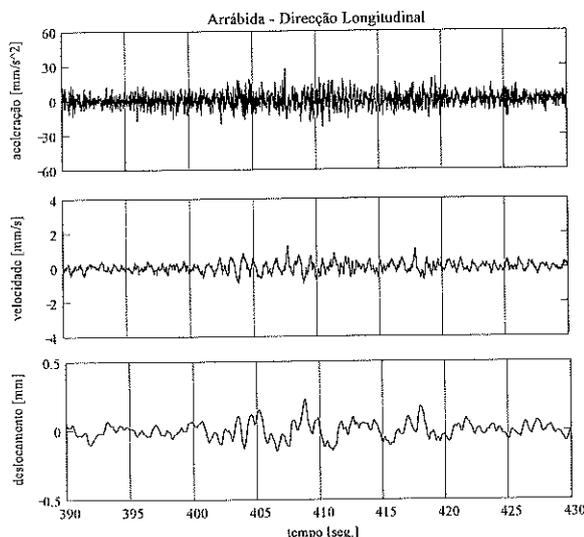


Fig. 8 – Amostras da componente longitudinal das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto SM

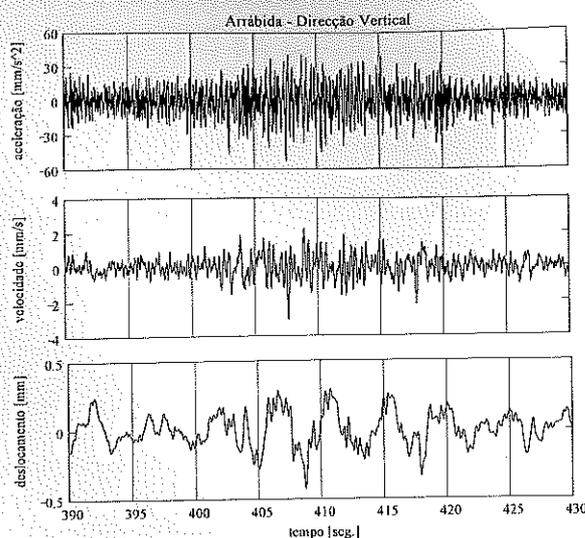


Fig. 9 – Amostras da componente vertical das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto SM

Nos registos apresentados nas Figs. 7 a 9 pode-se constatar o carácter não estacionário das vibrações induzidas pelos efeitos do vento e do tráfego rodoviário na ponte da Arrábida. Pode-se também verificar que no ponto SM as maiores vibrações ocorrem na direcção vertical e que a componente longitudinal é a que tem menores amplitudes de vibração.

O maior valor de aceleração medido na ponte da Arrábida foi de  $489 \text{ mm/s}^2$ , tendo sido verificado na componente vertical do registo obtido no ponto 3J.

Na análise efectuada para a ponte da Arrábida (Rodrigues *et al.*, 1997) os espectros de potência foram calculados para duas gamas de frequências, [0 Hz, ..., 8 Hz] e [8 Hz, ..., 25 Hz], com resoluções de, respectivamente, 0,013 Hz e 0,028 Hz. Este cálculo foi efectuado exaustivamente em todos os pontos onde foram obtidos registos de acelerações.

A título exemplificativo, apresentam-se nas Figs. 10, 11 e 12, respectivamente para as direcções transversal, longitudinal e vertical, os espectros de potência das acelerações registadas no ponto SM (lado sul no interior do arco de montante). Estes espectros estão traçados apenas para o intervalo de frequências [0 Hz, ..., 5 Hz] e foram calculados com uma resolução em frequência de 0,01 Hz. Nessas figuras estão também indicados os valores das frequências próprias que é possível identificar a partir dos espectros representados.

Nos espectros apresentados nas Figs. 10 a 12 pode-se constatar que no ponto SM a maior energia de vibração verifica-se na direcção vertical, havendo também uma energia considerável na direcção transversal, nomeadamente na frequência de 2,86 Hz.

A análise dos espectros de potência calculados com os registos de acelerações obtidos em todos os pontos instrumentados permitiu identificar as frequências próprias da ponte da Arrábida, cujos valores são apresentados no Quadro II.

Na maioria dos casos as frequências dos modos de vibração da ponte da Arrábida são identificáveis através dos espectros correspondentes a mais de uma direcção, o que traduz a complexidade espacial das configurações modais desta ponte.

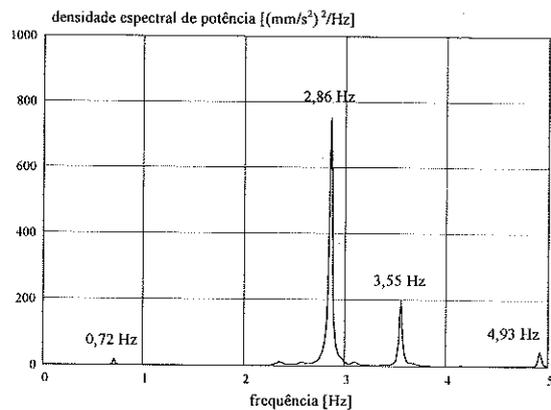


Fig. 10 - Espectro de potência das acelerações transversais registadas no ponto SM

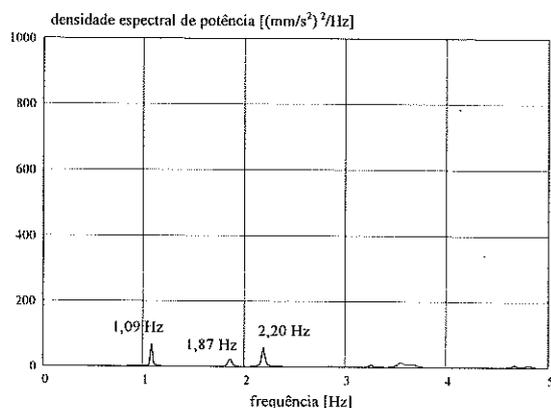


Fig. 11 - Espectro de potência das acelerações longitudinais registadas no ponto SM

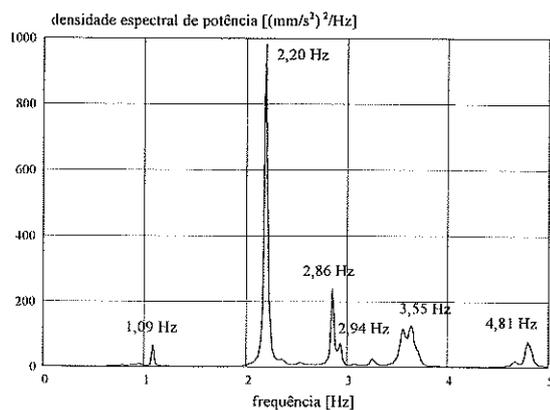


Fig. 12 - Espectro de potência das acelerações verticais registadas no ponto SM

Saliente-se que as frequências dos modos 11 a 16 só apareceram de forma mais distinta nos espectros calculados com a componente vertical dos registos obtidos nos pontos a 1/4 e 3/4 de vão no tabuleiro, devendo corresponder por isso a modos que envolvem fundamentalmente deformação vertical do tabuleiro.

A aplicação da técnica de identificação de configurações modais descrita em 4.4.3 permitiu obter os traçados de configurações de modos de vibração da ponte da Arrábida

## QUADRO II

### Frequências próprias da Ponte da Arrábida

Modo n.º	Frequência (Hz)	Tipo de modo
1	0,72	Transversal
2	0,88	Longitudinal (com componente vertical na zona sobre os arcos)
3	1,09	Vertical
4	1,87	Longitudinal (com componente vertical na zona sobre os arcos)
5	2,20	Vertical
6	2,86	Torção
7	2,94	Vertical
8	3,55	Torção
9	4,81	Torção
10	4,93	Transversal
11	5,47	Vertical ou torção do tabuleiro
12	5,86	Vertical ou torção do tabuleiro
13	6,31	Vertical ou torção do tabuleiro
14	9,93	Vertical ou torção do tabuleiro
15	11,3	Vertical ou torção do tabuleiro
16	12,5	Vertical ou torção do tabuleiro

que são apresentados nas Figs. 13 a 20. Como se pode verificar, não foi possível identificar as configurações do 7º e dos modos a partir do 10º, dada a dificuldade em discriminá-las de outras configurações modais já determinadas - para o fazer seria necessário efectuar medições em mais pontos ao longo da estrutura, de forma a ter uma descrição mais refinada das configurações modais.

#### Configuração modal identificada experimentalmente

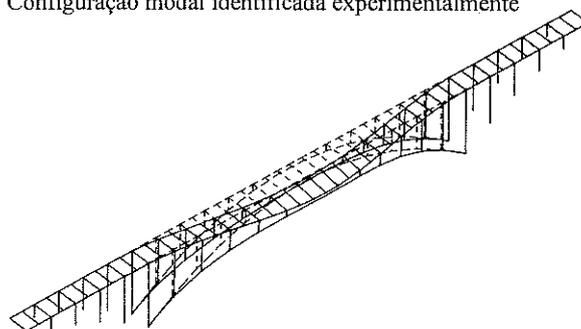


Fig. 13 - 1º modo -  $f_1 = 0,72$  Hz

#### Configuração modal identificada experimentalmente

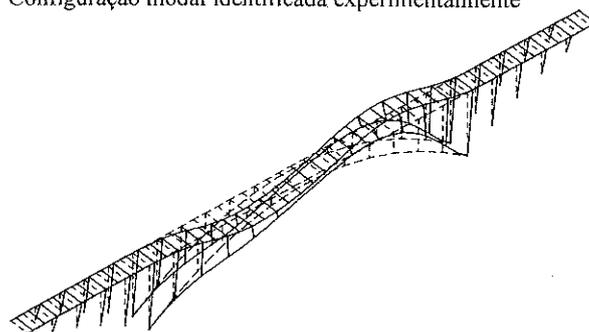


Fig. 14 - 2º modo -  $f_2 = 0,88$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

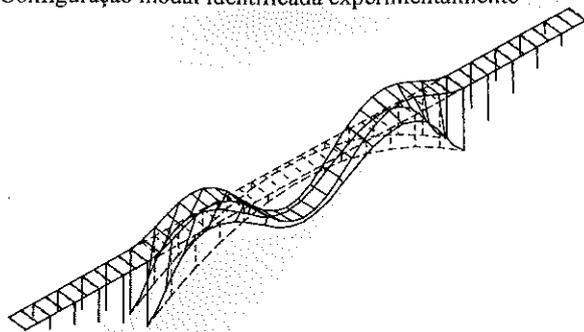


Fig. 15 - 3º modo -  $f_3 = 1,09$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

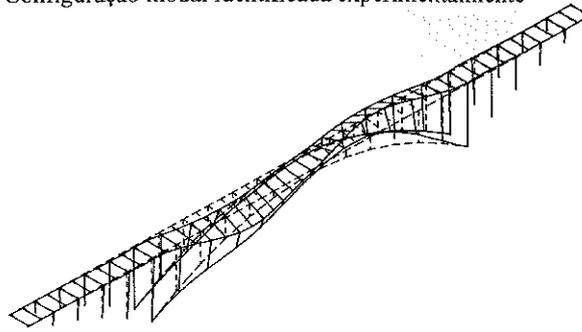


Fig. 19 - 8º modo -  $f_8 = 3,55$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

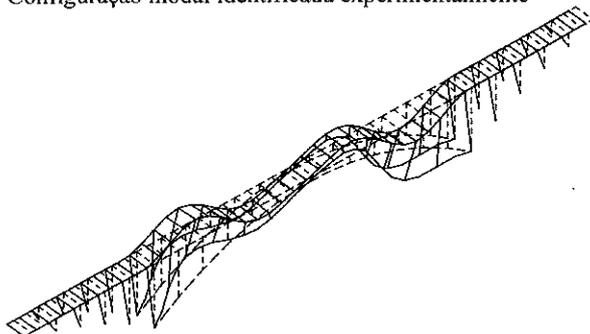


Fig. 16 - 4º modo -  $f_4 = 1,87$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

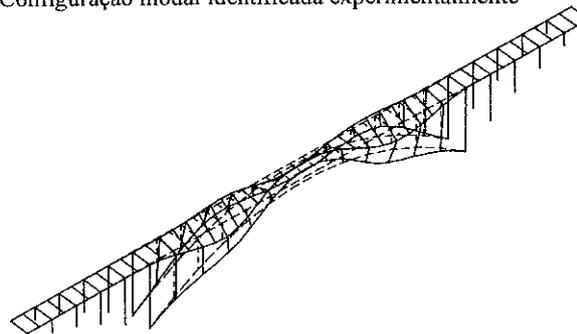


Fig. 20 - 9º modo -  $f_9 = 4,81$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

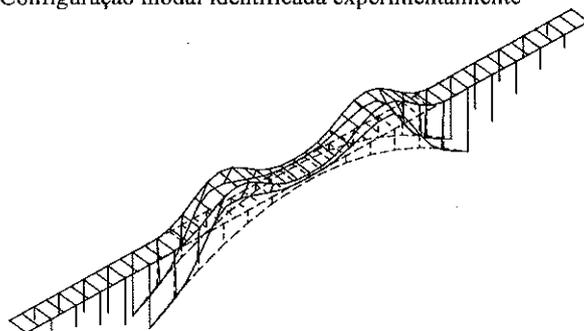


Fig. 17 - 5º modo -  $f_5 = 2,20$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

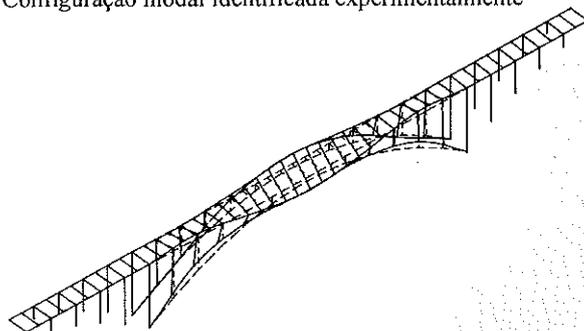


Fig. 18 - 6º modo -  $f_6 = 2,86$  Hz

No Quadro III apresentam-se os valores dos coeficientes de amortecimento modal, determinados para a ponte da Arrábida através da metodologia descrita em 4.4.4. Como se pode verificar, não se indicam valores para todos os modos cujas frequências foram identificadas, pois para alguns deles não foi possível obter boas estimativas.

Note-se que nos sinais analisados há certamente uma sobreposição entre os efeitos do amortecimento viscoso da estrutura e os do amortecimento aerodinâmico devido à interação do vento com a estrutura em vibração. Como tal, os valores estimados para o coeficiente de amortecimento devem ser considerados como tendo um grau de incerteza superior ao das outras características dinâmicas identificadas experimentalmente para a ponte da Arrábida.

QUADRO III

*Amortecimentos da Ponte da Arrábida*

Modo n.º	Frequência (Hz)	Amortecimento $\xi$ (%)
1	0,72	1,7 ... 2,7
3	1,09	1,9 ... 2,5
4	1,87	0,7 ... 0,9
5	2,20	0,6 ... 0,8
6	2,86	1,0 ... 1,4
7	2,94	0,5
8	3,55	0,6 ... 1,0
9	4,81	0,9 ... 1,5

4.5.2 - Ponte da Figueira da Foz

Os ensaios realizados na ponte da Figueira da Foz incidiram quer sobre a estrutura principal, a ponte de tirantes

descrita em 4.1.2, quer sobre os seus dois viadutos de acesso. No entanto, os resultados aqui apresentados referem-se apenas à estrutura principal.

Nas Figs. 21, 22 e 23 apresentam-se amostras com 40 segundos de duração, respectivamente, para as direcções transversal, longitudinal e vertical, das acelerações registadas no ponto 8M (lado de montante, a meio vão do tramo central), representando-se também as respectivas séries de velocidades e deslocamentos. Apresentam-se ainda nas Figs. 24 a 26 as amostras e séries correspondentes relativas ao ponto 17M (lado de montante, no topo da torre da margem direita).

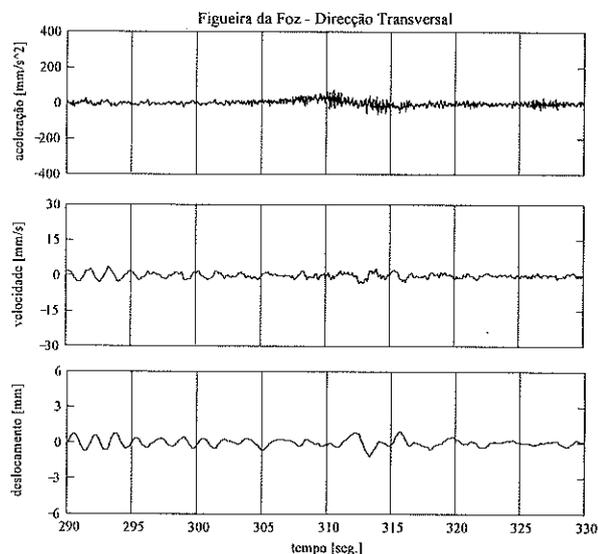


Fig. 21 - Amostras da componente transversal das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto 8M

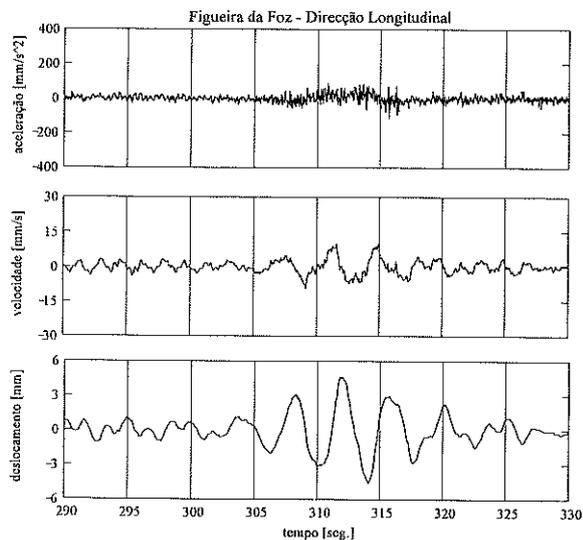


Fig. 22 - Amostras da componente longitudinal das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto 8M

Nos registos apresentados nas Figs. 21 a 26 é possível verificar o carácter não estacionário das vibrações induzidas na ponte da Figueira da Foz pelos efeitos do vento e do tráfego rodoviário.

Nas Figs. 21 a 23 pode-se também verificar que no ponto 8M (meio vão do tramo central do tabuleiro) as maiores vibrações ocorrem na direcção vertical e que a componente transversal é a que tem menores amplitudes de vibração.

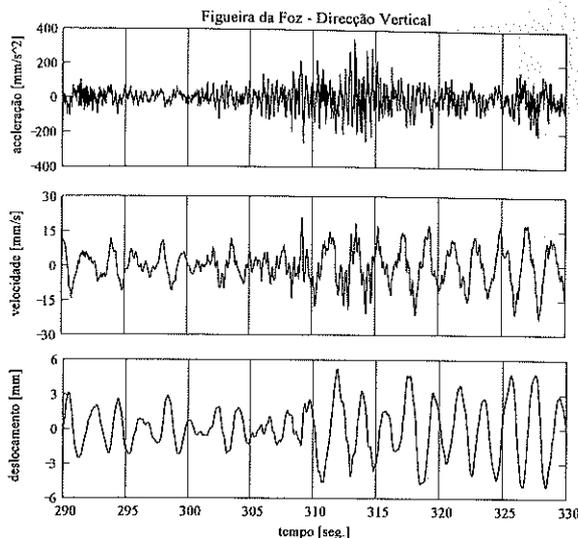


Fig. 23 - Amostras da componente vertical das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto 8M

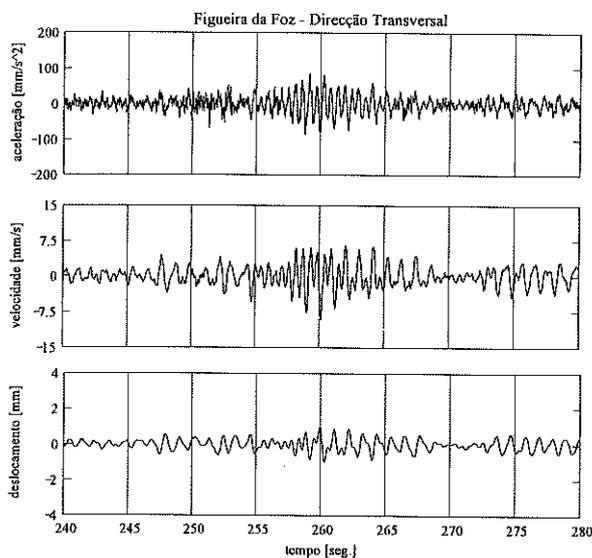


Fig. 24 - Amostras da componente transversal das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto 17M

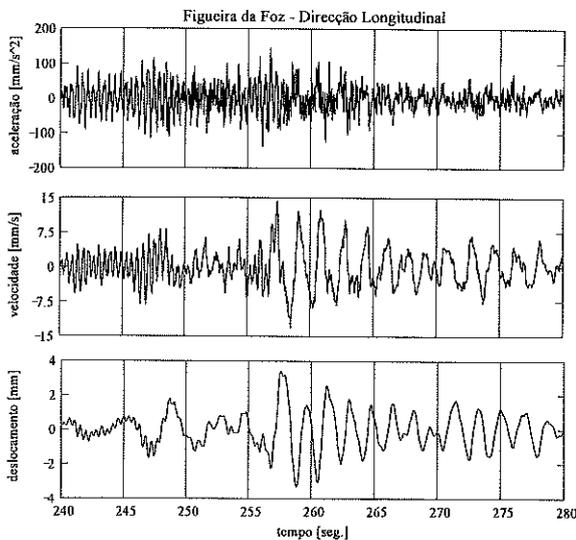


Fig. 25 - Amostras da componente longitudinal das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto 17M

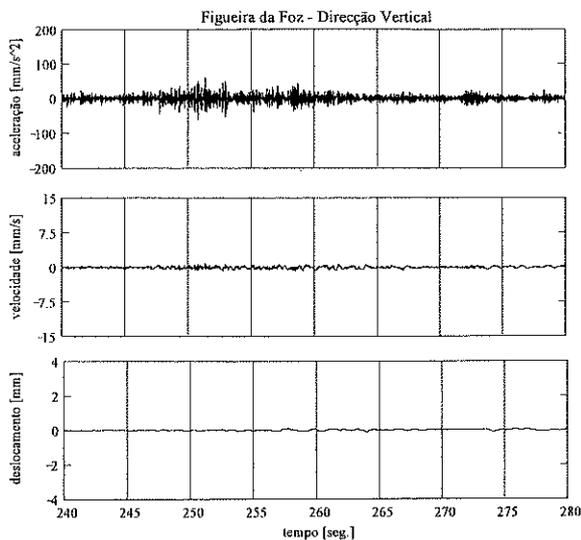


Fig. 26 - Amostras da componente vertical das acelerações, velocidades e deslocamentos no ponto 17M

Quanto ao ponto 17M (topo da torre da margem direita), pode-se verificar nas Figs. 24 a 26 que as maiores vibrações ocorrem na direcção longitudinal, enquanto as menores amplitudes se verificam na direcção vertical.

O maior valor de aceleração medido na ponte da Figueira da Foz foi de  $737 \text{ mm/s}^2$ , tendo sido verificado na componente vertical do registo obtido no ponto 8J.

Sendo a ponte da Figueira da Foz uma estrutura mais flexível do que a ponte da Arrábida e havendo uma maior proximidade entre os seus modos de vibração, foi necessário efectuar uma análise mais refinada na gama das baixas frequências. Assim, na análise dos registos obtidos na ponte da Figueira da Foz (Campos-Costa et al., 1997) o cálculo dos espectros de potência foi efectuado de forma exaustiva para todos os pontos instrumentados considerando os intervalos de frequência  $[0 \text{ Hz}, \dots, 5 \text{ Hz}]$  e  $[5 \text{ Hz}, \dots, 25 \text{ Hz}]$ , com resoluções de, respectivamente,  $0,01 \text{ Hz}$  e  $0,1 \text{ Hz}$ .

Analisando os espectros calculados verificou-se que há valores elevados da densidade espectral em frequências que se repetem de ponto para ponto da estrutura. Naturalmente estes valores correspondem às frequências próprias da estrutura.

Devido à técnica de ensaio seguida (1 transdutor fixo, de referência, e 4 transdutores móveis), a identificação das frequências correspondentes aos modos de vibração do tabuleiro baseou-se fundamentalmente nos espectros de potência calculados com os 10 registos obtidos no ponto de referência, ou seja, em séries com uma duração total de 4800 segundos. Estes espectros, apresentados nas Figs. 27 a 29, correspondem portanto a excelentes estimativas espectrais dos movimentos da estrutura no ponto de referência. As frequências assim determinadas foram confirmadas com os espectros correspondentes aos outros pontos do tabuleiro.

Analisando os espectros apresentados nas Figs. 27 a 29 podem-se verificar os seguintes aspectos:

- Numa banda de frequências até  $5 \text{ Hz}$  as vibrações verticais do tabuleiro da ponte apresentam intensidades bastante mais elevadas do que as vibrações na direcção transversal (cerca de 5 vezes inferiores em valor quadrático médio) e longitudinal (cerca de

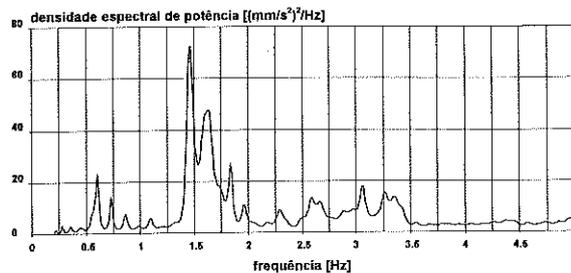


Fig. 27 - Espectro de potência das acelerações transversais registadas no ponto de referência (6J)

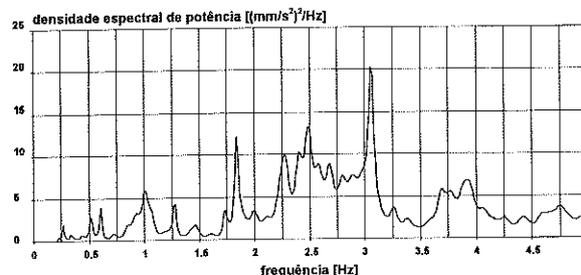


Fig. 28 - Espectro de potência das acelerações longitudinais registadas no ponto de referência (6J)

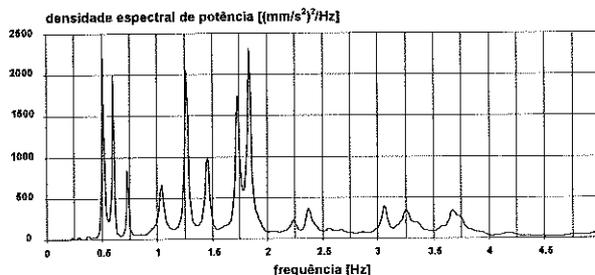


Fig. 29 - Espectro de potência das acelerações verticais registadas no ponto de referência (6J)

8 vezes inferiores em valor quadrático médio) - note-se que os espectros apresentados nas Figs. 27 a 29 estão traçados com escalas diferentes para cada direcção.

- Cerca de 82% da energia de vibração do tabuleiro da ponte na direcção vertical concentram-se na banda de  $0,2 \text{ Hz}$  a  $2,0 \text{ Hz}$  e em 8 frequências bem discriminadas, cujos valores são apresentados no Quadro IV.
- Cerca de 75% e 43% da energia de vibração do tabuleiro da ponte nas direcções longitudinal e transversal estão também concentrados na banda de frequência de  $0,2 \text{ Hz}$  a  $2,0 \text{ Hz}$ . Para estas direcções, observa-se também uma forte participação das 8 frequências referidas no ponto anterior.

Nos ensaios da ponte da Figueira da Foz verificou-se assim que as vibrações provocadas pela passagem do tráfego induziram movimentos no tabuleiro da ponte primordialmente na direcção vertical, fazendo participar os modos de vibração com componentes nesta direcção (modos verticais ou de torção, simétricos e anti-simétricos). Constatou-se também que as vibrações induzidas por outras fontes de excitação que eventualmente contribuiriam para uma melhor activação dos modos da estrutura com componentes importantes nas outras duas direcções (vento

na direcção transversal e travagem de veículos na direcção longitudinal) foram imperceptíveis em comparação com a excitação vertical devida à passagem do tráfego. Assim, na banda de 0,2 Hz a 2,0 Hz, onde – de acordo com estudo analítico prévio – também se esperava encontrar modos de vibração da estrutura com componentes importantes quer na direcção transversal quer longitudinal, a compatibilização geométrica (*cross-talking*) das elevadas vibrações na direcção vertical veio dificultar a sua identificação.

Para identificar as frequências correspondentes aos modos fundamentais das torres da ponte, analisaram-se os sinais obtidos com os transdutores colocados no topo desses elementos estruturais (pontos 16M, 16J, 17M e 17J), tendo-se determinado dois valores (um para cada torre) que são apresentados no Quadro IV (4º e 5º modos de vibração).

QUADRO IV

Frequências próprias da Ponte da Figueira da Foz

Modo n.º	Frequência (Hz)	Tipo de modo
1	0,51	Flexão vertical do tabuleiro
2	0,60	Flexão vertical do tabuleiro
3	0,73	Torção do tabuleiro
4	0,87	Transversal da torre da margem esquerda
5	0,89	Transversal da torre da margem direita
6	1,04	Flexão vertical do tabuleiro
7	1,27	Flexão vertical do tabuleiro
8	1,45	Torção do tabuleiro
9	1,73	Torção do tabuleiro
10	1,84	Torção do tabuleiro

Utilizando a técnica de identificação de configurações modais descrita em 4.4.3, obtiveram-se os traçados de configurações de modos de vibração da ponte da Figueira da Foz que são apresentados nas Figs. 30 a 39.

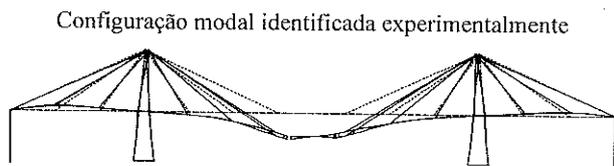


Fig. 30 – 1º modo –  $f_1 = 0,51$  Hz

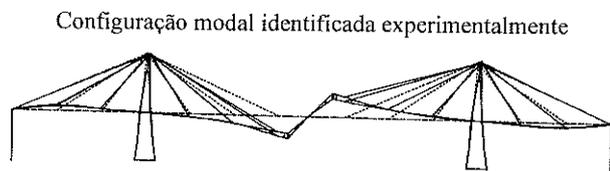


Fig. 31 – 2º modo –  $f_2 = 0,60$  Hz

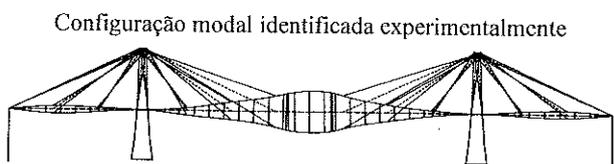


Fig. 32 – 3º modo –  $f_3 = 0,73$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente



Fig. 33 – 4º modo –  $f_4 = 0,87$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente



Fig. 34 – 5º modo –  $f_5 = 0,89$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

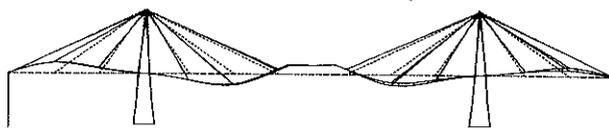


Fig. 35 – 6º modo –  $f_6 = 1,04$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente



Fig. 36 – 7º modo –  $f_7 = 1,27$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

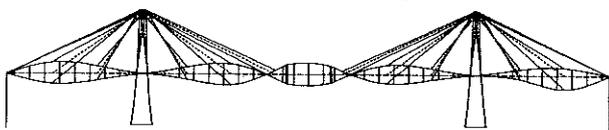


Fig. 37 – 8º modo –  $f_8 = 1,45$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

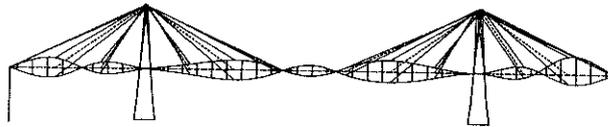


Fig. 38 – 9º modo –  $f_9 = 1,73$  Hz

Configuração modal identificada experimentalmente

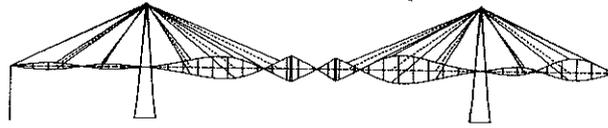


Fig. 39 – 10º modo –  $f_{10} = 1,84$  Hz

Os valores dos coeficientes de amortecimento modal determinados para a ponte da Figueira da Foz através da metodologia descrita em 4.4.4 são apresentados no Quadro V. Apenas para o modo transversal da torre da margem direita, com frequência de 0,89 Hz, não foi possível obter uma boa estimativa do coeficiente de amortecimento. De facto, o acoplamento deste modo com o modo anterior não permitiu discriminar bem o correspondente pico de ressonância do espectro, de forma a aplicar convenientemente o método da meia potência.

## Amortecimentos da Ponte da Figueira da Foz

Modo n.º	Frequência (Hz)	Amortecimento $\xi$ (%)
1	0,51	1,6
2	0,60	1,3
3	0,73	1,6
4	0,87	1,0
5	0,89	-
6	1,04	2,8
7	1,27	1,2
8	1,45	1,5
9	1,73	1,3
10	1,84	1,1

## 5 - CONCLUSÕES

A avaliação *in situ* das características dinâmicas das estruturas de pontes é da maior importância quer para a calibração de modelos analíticos utilizados no seu estudo quer para o acompanhamento da evolução do estado global dessas estruturas ao longo da sua vida útil.

Os ensaios de vibrações ambiente são uma das formas de avaliar *in situ* as propriedades dinâmicas das estruturas de pontes, apresentando algumas vantagens relativamente a outros tipos de ensaios dinâmicos, nomeadamente: a não exigência de equipamento pesado e dispendioso; a compatibilidade da sua realização com a continuação do funcionamento normal das estruturas e a possibilidade de identificação de modos de vibração com frequências de valores baixos (inferiores a 1 Hz).

Os ensaios de vibrações ambiente têm sido largamente utilizados por diversos autores para a identificação experimental das características dinâmicas de estruturas de pontes importantes.

Recentemente o LNEC efectuou também estudos de avaliação das propriedades dinâmicas de estruturas de pontes com base em ensaios de vibrações ambiente. Estes trabalhos foram realizados na ponte da Arrábida na cidade do Porto, uma ponte em arco de betão armado, e na ponte da Figueira da Foz, uma ponte de tirantes.

Os ensaios realizados na ponte da Arrábida permitiram identificar as configurações de 8 modos de vibração da estrutura da ponte bem como os coeficientes de amortecimento associados a 7 desses modos.

Quanto à ponte da Figueira da Foz, os ensaios efectuados permitiram identificar as configurações de 10 modos de vibração da estrutura da ponte bem como estimar os coeficientes de amortecimento de 9 desses modos.

No caso da ponte da Figueira da Foz, as características das acções que excitaram a ponte durante a realização dos ensaios - vento de intensidade "baixa" e tráfego com uma frequência de passagem "moderada" - reflectiram-se nos resultados obtidos e nas conclusões que da sua análise foi possível extrair. Assim, verificou-se que a excitação dos modos com componentes predominantemente verticais foi bastante maior do que a dos modos com componentes nas outras direcções. As análises preliminares efectuadas com um modelo bastante refinado demonstraram que na banda

de frequências até 2,0 Hz se observavam 28 modos de vibração, valor muito superior ao que foi possível verificar experimentalmente. Esta discrepância deve-se não só às razões acima referidas, relativas à acção, mas também à dificuldade de modelar correctamente o comportamento da ponte, em especial o de certas ligações entre elementos estruturais que terão comportamentos diversos em função do nível de deformações.

Em ambas as estruturas, os ensaios de vibrações ambiente demonstraram ser um processo eficaz para determinar experimentalmente as características dinâmicas de estruturas deste tipo, podendo ser realizados sem qualquer equipamento especial de excitação e sem interrupções de tráfego. No entanto, a ausência de uma caracterização quantitativa da excitação pode dificultar a identificação de alguns parâmetros dinâmicos, nomeadamente os associados a modos de vibração com frequências muito próximas e os coeficientes de amortecimento.

A estimativa dos coeficientes de amortecimento com base em ensaios de medição de vibrações ambiente é bastante mais difícil do que a identificação de frequências próprias e de configurações modais (Wilson e Liu, 1991). Tal deve-se ao facto de os coeficientes de amortecimento, que em geral têm valores pequenos (< 5%), serem muito sensíveis à natureza não estacionária das vibrações devidas ao ruído ambiente e à escolha da resolução em frequência utilizada para analisar os espectros.

A dificuldade de avaliar os amortecimentos com base em ensaios de vibrações ambiente poderá também decorrer de fenómenos de auto-excitação das estruturas provocados pela acção do vento - *self-excited vibration* (Vértes, 1985). Este aspecto só pode ser clarificado através de uma medição simultânea da velocidade do vento, da avaliação da coerência entre aquela velocidade e a amplitude dos movimentos de vibração das estruturas e de uma modelação do fenómeno através da consideração de amortecimentos aerodinâmicos. Assim, será possível discriminar mais facilmente as diferentes fontes de amortecimento presentes nas vibrações das estruturas.

As características dinâmicas determinadas experimentalmente para ambas as pontes constituem um contributo importante para a caracterização global do seu estado actual, podendo ser consideradas na calibração dos parâmetros de modelos analíticos utilizados para o seu estudo.

Caso as estruturas venham a sofrer alterações que impliquem mudanças substanciais das suas características de rigidez e/ou massa, considera-se como tendo muito interesse a realização de novos ensaios de caracterização dinâmica de forma a avaliar o efeito que essas alterações tiveram no comportamento dinâmico das estruturas.

A observação de estruturas ao longo do tempo recorrendo às técnicas de ensaio dinâmico ambiental utilizadas em ambos os estudos pode eventualmente constituir um procedimento válido de monitorização das condições de utilização e da durabilidade das estruturas de pontes.

## 6 - AGRADECIMENTOS

Como se referiu na introdução, os ensaios de caracterização dinâmica da ponte da Arrábida e da ponte da Figueira da Foz integraram-se em trabalhos de inspecção

e avaliação dessas duas estruturas, realizados para a Junta Autónoma de Estradas pela empresa A2P Consult, Lda. Os autores gostariam pois de expressar o seu agradecimento ao Prof. Júlio Appleton da A2P Consult, Lda. e também à Junta Autónoma de Estradas.

## 7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- McLAMORE, V. R.; HART, G. C.; STUBBS, I. R. - *Ambient Vibration of Two Suspension Bridges*, Journal of the Structural Division, ASCE, 97, ST10, págs. 2567-2582. 1971.
- TRIFUNAC, M. D. - *Comparison between Ambient and Forced Vibration Tests*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 1, págs. 133-150. 1972.
- MARECOS, J. E. - *Long Time Observation of the Arrábida Bridge. Fifteen Years of Activity*, Matériaux et Constructions, Vol. 6, nº 31. 1973.
- RAINER, J. H.; VAN SELST, A. - *Dynamic Properties of a Suspension Bridge*, Proceedings of the 6<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Sarita Prakashan, Meerut, India, Vol. III, págs 2835-2842. 1977.
- ABDEL-GHAFFAR, A. M.; HOUSNER, G. W. - *Ambient Vibration Tests of Suspension Bridge*, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 104, EM5, págs. 983-999. 1978.
- ABDEL-GHAFFAR, A. M. - *Vibration Studies and Tests of a Suspension Bridge*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 6, 5, págs. 473-496. 1978.
- GATES, J. H.; SMITH, M. J. - *Results of Ambient Vibration Testing of Bridges*, Proceedings of the 8<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VI, págs 873-880. 1984.
- ABDEL-GHAFFAR, A. M.; SCANLAN, R. H. - *Ambient Vibration Studies of Golden Gate Bridge: I. Suspended Structure*, Journal of Engineering Mechanics, 111, 4, págs. 463-482. 1985.
- ABDEL-GHAFFAR, A. M.; SCANLAN, R. H. - *Ambient Vibration Studies of Golden Gate Bridge: II. Pier-Tower Structure*, Journal of Engineering Mechanics, 111, 4, págs. 483-499. 1985.
- VÉRTES, G. - *Structural Dynamics*, Developments in Civil Engineering, 11, Elsevier Science Publishing Company. 1985.
- BROWNJOHN, J. M. W.; CHANDRU, R.; DUMANOGLU, A. A.; TAYLOR, C. A. - *Ambient Vibration Testing on the Humber Suspension Bridge*, Proceedings of the 8<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Vol. 4, págs 7.2/89-96, LNEC, Lisboa, Portugal. 1986.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. - *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill International Editions. 1986.
- TILLY, G. P. ED. - *Dynamic Behaviour of Concrete Structures - Report of the Rilem 65 MDB Committee*, Developments in Civil Engineering, 13, Elsevier Science Publishers. 1986.
- HIGASHIHARA, H.; MORIYA, T. - *Ambient Vibration Test of an Anchorage of South Bisan-Seto Suspension Bridge*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, págs. 679-695. 1987.
- STIEMER, S. F.; TAYLOR, P.; VINCENT, D. H. C. - *Full Scale Dynamic Testing of the Annacis Bridge*, IABSE Periodica 1/1988, págs. 1-16. 1988.
- BROWNJOHN, J. M. W.; DUMANOGLU, A. A.; SEVERN, R. T.; BLAKEBOROUGH, A. - *Ambient Vibration Survey of the Bosphorus Suspension Bridge*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, págs 263-283. 1989.
- ISO 2041 - *Vibration and Shock - Vocabulary*, International Standards Organisation. 1990.
- AGARDH, L. - *Modal Analysis of Two Concrete Bridges in Sweden*, Structural Engineering International, 4/91, págs. 35-39. 1991.
- MURIÀ-VILA, D.; GÓMEZ, R.; KING, C. - *Dynamic Structural Properties of Cable-Stayed Tampico Bridge*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No. 11, págs. 3396-3416. 1991.
- WILSON, J. C.; LIU, T. - *Ambient Vibration Measurements on a Cable-Stayed Bridge*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, págs. 723-747. 1991.
- ABDEL-GHAFFAR, A. M.; MASRI, S. F.; NIAZY, A.-S. M. - *Seismic Performance Evaluation of Suspension Bridges*, Proceedings of the 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, Vol. 8, págs. 4845-4850. 1992.
- BROWNJOHN, J. M. W.; SEVERN, R. T.; DUMANOGLU, A. A. - *Full-Scale Dynamic Testing of the Second Bosphorus Suspension Bridge*, Proceedings of the 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, Vol. 5, págs. 2695-2700. 1992.
- PRESS, W. H.; TEUKOLSKY, S. A.; VETTERLING, W. T.; FLANNERY, B. P. - *Numerical Recipes in FORTRAN. The Art of Scientific Computing*, 2nd Edition, Cambridge University Press. 1992.
- BRANCO, F. A.; AZEVEDO, J.; CORRÊA, M. R.; CAMPOS-COSTA, A. - *Estudo do Comportamento Dinâmico da Ponte do Guadiana em Vila Real de Santo António*, Pontes Atirantadas do Guadiana e do Arade, LNEC, págs. 241 a 255. 1993.
- FELBER, A.; CANTIENI, R. - *Advances in Ambient Vibration Testing: Ganter Bridge, Switzerland*, Structural Engineering International, 3/96, págs. 187 a 190. 1996.
- SKRINAR, M.; STRUKELJ, A. - *Eigenfrequency Monitoring During Bridge Erection*, Structural Engineering International, 3/96, págs. 191 a 194. 1996.
- VENTURA, C. E.; FINN, W. D. L.; WAGNER, P. R.; FELBER, A. J. - *Ambient Vibration Studies of Three Short-Span Reinforced Concrete Bridges*, Proceedings of the 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, Paper No. 921. 1996.
- VENTURA, C. E.; FELBER, A. J.; STIEMER, S. F. - *Determination of the Dynamic Characteristics of the Colquitz River Bridge by Full-Scale Testing*, Canadian Journal of Civil Engineering, 23, págs. 536 a 548. 1996.
- CAMPOS-COSTA, A.; RODRIGUES, J.; MARTINS, A. - *Caracterização Dinâmica Experimental da Ponte da Figueira da Foz*, Relatório 217/97 - C3ES, LNEC, Lisboa. 1997.
- CAMPOS-COSTA, A.; RODRIGUES, J.; MARTINS, A. - *Caracterização Dinâmica Experimental dos Viadutos de Acesso à Ponte da Figueira da Foz*, Relatório 222/97 - C3ES, LNEC, Lisboa. 1997.

- FARRAR, C. R.; JAMES, G. H. – *System Identification from Ambient Vibration Measurements on a Bridge*, Journal of Sound and Vibration, 205, 1, Aug. 7, págs. 1 a 18. 1997.
- HARIK, I. E.; ALLEN, D. L.; STREET, R. L.; GUO, M.; GRAVES, R. C.; HARISON, J.; GAWRY, M. J. – *Free and Ambient Vibration of Brent-Spence Bridge*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 9, págs. 1262-1268. 1997.
- HARIK, I. E.; ALLEN, D. L.; STREET, R. L.; GUO, M.; GRAVES, R. C.; HARISON, J.; GAWRY, M. J. – *Seismic Evaluation of Brent-Spence Bridge*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 9, págs. 1269-1275. 1997.
- MATHSOFT – *MathCad User's Guide. MathCad 7 Professional*, MathSoft Inc. 1997.
- RODRIGUES, J.; CAMPOS-COSTA, A.; SOUSA, M. L. – *Caracterização Dinâmica Experimental da Ponte da Arrábida*, Relatório 106/97 – C3ES, LNEC, Lisboa. 1997.