



**Tiago de Carvalho Almeida Palma Krus**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

## **Análise Dinâmica e Controlo Passivo de Vibrações de uma Ponte Pedonal**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Prof. Doutor Filipe Amarante dos Santos

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra  
Arguente: Prof. Doutora Ildi Cismasiu  
Vogal: Prof. Doutor Filipe Amarante dos Santos



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Dezembro 2012**



*À memória do meu Avô José*



*“Copyright”* **Tiago de Carvalho Almeida Palma Krus, FCT/UNL e UNL**

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

A dissertação em questão não resulta apenas de extensas horas de estudo, trabalho e dedicação, mas é principalmente o fruto do culminar de um longo percurso acadêmico, que não seria possível sem a ajuda de diversas pessoas. Por esta razão, gostaria de expressar a minha sincera gratidão e reconhecimento:

- ao Prof. Dr. Filipe Amarante Santos, pelo grande apoio na elaboração desta tese, pela transmissão de conhecimentos e disponibilidade que demonstrou para a realização dos ensaios dinâmicos na ponte pedonal em estudo;

- a todos os meus amigos que estiveram sempre comigo, nos bons e maus momentos. Queria deixar também um especial apreço aos que tiveram disponibilidade para me auxiliar na realização dos ensaios experimentais;

- à Catarina e à minha família, em especial ao meu primo José Frederico, ao meu tio José, à minha Irmã Vera e à minha Avó por todo o apoio, compreensão e permanente incentivo;

- à minha Grande Mãe, por toda a coragem e todos os sacrifícios feitos ao longo destes anos para que fosse possível a realização deste meu percurso, pela dedicação sem reservas, e constante apoio sempre que precisei, mesmo nas fases mais difíceis.





# Resumo

Com o crescente desenvolvimento das técnicas construtivas, as estruturas tornaram-se mais leves e esbeltas. Desta forma terá de existir uma maior preocupação da parte do projectista em relação às vibrações provocadas pelas acções dinâmicas. Neste trabalho, é estudada uma ponte pedonal metálica que se encontra sobre a Avenida Marechal Gomes da Costa, em Lisboa, tendo como objectivo a análise da resposta deste tipo de estruturas perante as acções dinâmicas causadas pelos peões.

São desenvolvidos vários modelos numéricos e analíticos de forma a estudar as forças induzidas pelos peões, fazendo-se uma caracterização exaustiva dos vários tipos de movimento, bem como a possibilidade de sincronização num grupo de peões. Foi realizada ainda uma análise de vibrações, tendo os limites normativos sido ultrapassados. Por forma a ser feita a validação dos modelos são realizados vários ensaios experimentais *in-situ*. Para controlar os problemas de vibrações excessivas, é proposta uma solução de controlo passivo. A resposta da estrutura com e sem sistema de controlo é analisada com o auxílio do programa SAP2000.

**Palavras chave:** Ponte pedonal, Acções pedonais, Sincronização, Amortecedor de massa sintonizada



# Abstract

With the increasing development of building techniques, structures have become lighter and slender. Therefore, the vibrations caused by dynamic actions must be a greater concern on the part of the project designer. In this present thesis, a metallic footbridge is studied, which is located on Avenida Marechal Gomes da Costa, Lisbon, with the aim of analyzing the response of such structures against dynamic actions caused by pedestrians.

Several analytical and numerical models are developed in order to study the forces induced by pedestrians, by making a comprehensive characterization of various types of movement as well as the possibility of synchronizing a group of pedestrians. Subsequently a vibration's analysis is made, where the normative limits are exceeded. To control excessive vibration problems in the structure, a passive control solution is proposed. The response of the structure with and without the control system is analyzed with the help of the program SAP2000. Experimental tests carried out *in-situ* are also performed in order to validate the models.

**Key-words:** Footbridge, Pedestrian actions, Synchronization, Tuned mass damper



# Índice

<b>Agradecimentos.....</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo .....</b>	<b>v</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>vii</b>
<b>Simbologia.....</b>	<b>xiii</b>
<b>Índice de Figuras.....</b>	<b>xvii</b>
<b>Índice de Tabelas .....</b>	<b>xxiii</b>
<b>1. Introdução .....</b>	<b>1</b>
1.1. Considerações gerais .....	1
1.2. Objectivos do trabalho .....	2
1.3. Estrutura da dissertação .....	3
<b>2. Interação Dinâmica Peão-estrutura .....</b>	<b>5</b>
2.1. Aspectos gerais.....	5
2.2. Caracterização da acção de um peão .....	7
2.3. Modelação da acção pedonal individual .....	10
2.3.1. Acção vertical .....	12
2.3.2. Acção horizontal .....	13
2.3.3. Modelo numérico .....	14
2.4. Modelos simplificados de cálculo da resposta dinâmica .....	15
2.5. Influência de multidões.....	17
2.5.1. Sincronização vertical .....	17
2.5.2. Sincronização lateral .....	18
2.5.3. Modelo numérico .....	18
2.5.4. Modelos de carga simplificados.....	19
2.5.4.1. Modelo de Matsumoto.....	19

2.5.4.2.	Modelo de Sétra .....	20
2.6.	Normas e critérios de conforto .....	23
<b>3.</b>	<b>Caracterização numérica do comportamento dinâmico de um passadiço.....</b>	<b>27</b>
3.1.	Caso de estudo.....	27
3.1.1.	Caracterização da ponte.....	27
3.1.2.	Geometria da ponte .....	28
3.1.3.	Modelação .....	29
3.2.	Comportamento dinâmico.....	31
3.3.	Resposta estrutural.....	33
3.3.1.	Acção pedonal individual.....	34
3.3.1.1.	Modelo numérico .....	34
3.3.1.2.	Modelos simplificados .....	37
3.3.2.	Acção de multidões .....	38
3.3.2.1.	Modelo numérico .....	38
3.3.2.2.	Modelos simplificados .....	39
<b>4.</b>	<b>Caracterização experimental do comportamento dinâmico de um passadiço.....</b>	<b>45</b>
4.1.	Monitorização .....	45
4.2.	Frequências próprias da estrutura.....	47
4.3.	Descrição e análise dos resultados experimentais .....	49
4.3.1.	Acção pedonal individual.....	50
4.3.2.	Acção de multidões .....	52
<b>5.</b>	<b>Implementação de um sistema de controlo passivo.....</b>	<b>57</b>
5.1.	Técnicas de controlo de vibrações.....	57
5.2.	Sistemas de controlo passivo .....	59
5.3.	Aplicações reais de um AMS .....	62
5.4.	Dimensionamento de um AMS .....	64
5.5.	Dimensionamento de um AMS para a acção pedonal .....	68
5.5.1.	Dimensionamento do AMS para o modo de vibração vertical .....	69
5.5.2.	Dimensionamento do AMS para o modo de vibração lateral .....	72
<b>6.</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>75</b>

<b>Bibliografia.....</b>	<b>79</b>
<b>A. Acção normalizada de acordo com o SYNPEX .....</b>	<b>83</b>
<b>B. Simulação da acção pedonal individual .....</b>	<b>85</b>
<b>C. Resposta estrutural .....</b>	<b>89</b>
<b>D. Modelação de um AMS no programa SAP2000 .....</b>	<b>93</b>
<b>E. Registo de medições <i>In-situ</i> .....</b>	<b>95</b>





# Simbologia

$a_{max}$	aceleração máxima [m / s <sup>2</sup> ]
$a_{adm}$	aceleração admissível [m / s <sup>2</sup> ]
$c$	constante de amortecimento [Ns / m]
$d$	densidade de uma multidão [peões / m <sup>2</sup> ]
$d_{max}$	deslocamento máximo [m]
$E$	módulo de elasticidade [Gpa]
$f$	frequência de excitação [Hz]
$f_e$	frequência natural da estrutura [Hz]
$F(t)$	acção dinâmica
$F_0$	amplitude da força [kN]
$F_a$	factor de amplificação dinâmico da carga
$f_p$	frequência de passada [Hz]
$f_l$	frequência da estrutura para o modo de vibração longitudinal [Hz]
$f_t$	frequência da estrutura para o modo de vibração lateral [Hz]
$f_v$	frequência da estrutura para o modo de vibração vertical [Hz]
$G$	peso estático do peão [kN]
$G_0$	peso normalizado do peão [kN]
$i$	número de ordem da harmónica
$\mathbb{K}$	matriz de rigidez da estrutura [kN / m]
$K_n$	rigidez modal da estrutura [kN / m]
$L$	comprimento da ponte [m]
$l_p$	comprimento da passada [m]
$m$	número de peões sincronizados

$\mathbb{M}$	matriz de massa da estrutura [ton]
$M_n$	massa modal da estrutura [ton]
$n$	número total de harmónicas consideradas
$n_c$	número de ciclos por vão
$n_p$	número de passos necessário para percorrer o tabuleiro da ponte
$N$	número de peões
$N_{eq}$	número equivalente de peões
$N_p$	número de peões necessários para que o efeito de <i>lock-in</i> se inicie
$q$	razão entre a frequência natural da estrutura e a frequência do amortecedor
$S$	área da superfície livre do tabuleiro [m <sup>2</sup> ]
$t$	tempo [s]
$T_0$	tempo que o peão demora a atravessar a ponte [s]
$t_c$	tempo de contacto pé-pavimento [s]
$T_p$	período da passada [s]
$u(t)$	vector de deslocamentos
$v_{max}$	velocidade máxima [m / s]
$v_p$	velocidade de passada [m / s]
$\omega$	frequência de excitação [rad / s]
$\omega_n$	frequência natural do modo de vibração $n$ [rad / s]
$X(t)$	deslocamento modal da estrutura [m]
$\dot{X}(t)$	velocidade modal da estrutura [m / s]
$\ddot{X}(t)$	aceleração modal da estrutura [m / s <sup>2</sup> ]
$X_I$	deslocamento dinâmico do tabuleiro [m]
$X_{I,est}$	deslocamento estático do tabuleiro [m]
$y$	deslocamento estático [m]
$\alpha$	coeficiente de Fourier
$\beta_n$	valor da componente modal do modo de vibração $\phi_n$
$\delta$	decremento logarítmico
$\lambda$	caudal médio de pessoas num dado intervalo de tempo [pessoas / s·m]
$\Delta G_i$	amplitude da componente da carga da harmónica $i$

$\zeta$	coeficiente de amortecimento
$\eta_i$	coeficiente de participação
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\mu$	quociente entre a massa do AMS e a massa do sistema principal
$\chi$	factor de amplificação dinâmica
$\gamma$	coeficiente de resposta dinâmico (Blanchard)
$\mathcal{X}$	coeficiente de resposta dinâmico (Rainer)
$\Omega$	razão entre a frequência de excitação e a frequência da estrutura
$\varnothing_i$	ângulo de fase
$\Phi$	coeficiente de resposta dinâmico (Rainer)
$\Phi_n$	vector próprio que caracteriza a deformada do modo de vibração $n$
$\psi$	coeficiente redutor (Sétra)
$rms$	raíz quadrada média ( <i>root mean square</i> )
AMS	amortecedor de massa sintonizada
FPS	sistema pendular com atrito ( <i>Friction Pendulum System</i> )
HDRB	blocos de borracha de alto amortecimento ( <i>High Damping Rubber Bearing</i> )
LRB	blocos de borracha com núcleo de chumbo ( <i>Lead Rubber Bearing</i> )
TLCD	amortecedores de colunas líquidas sintonizadas ( <i>Tuned Liquid Column Damper</i> )
TMD	amortecedor de massa sintonizada ( <i>Tuned Mass Damper</i> )



# Índice de Figuras

Figura 1.1: Pontes Pedonais: a) Ponte <i>Solferino</i> , Paris b) <i>Millenium bridge</i> , Londres [3].....	2
Figura 2.1: Interação dinâmica peão-estrutura [5] .....	6
Figura 2.2: Relação entre coeficiente de amplificação dinâmico $\chi$ e a relação de frequências $f/f_e$ para dois coeficientes de amortecimento diferentes ( $\zeta = 1\%$ e $\zeta = 5\%$ ) [6].....	6
Figura 2.3: Relação da velocidade de andamento em função da idade, para homens e mulheres [8].....	8
Figura 2.4: Relação entre a frequência, o comprimento e a velocidade da passada [10] .....	8
Figura 2.5: Relação da frequência da passada com o factor de amplificação e o tempo de contacto pé-pavimento [10].....	10
Figura 2.6: (a) Função temporal de um peão em andamento normal e (b) respectiva decomposição nas harmónicas correspondentes [7] .....	10
Figura 2.7: Coeficientes de Fourier relativos às quatro primeiras harmónicas [1] .....	12
Figura 2.8: Função de carga de um ser humano em andamento normal [12] .....	13
Figura 2.9: Variação da função de carga consoante o tipo de andamento [10] .....	13
Figura 2.10: Função de carga transversal [12].....	14
Figura 2.11: Função de carga longitudinal [12].....	14
Figura 2.12: Função de carga vertical para o andamento normal segundo Bachmann, para $G = 0,7 \text{ kN}$ e $f_p = 2\text{Hz}$ .....	14
Figura 2.13: Função de carga transversal para o andamento normal segundo Bachmann, para $G = 0,7 \text{ kN}$ e $f_p = 2\text{Hz}$ .....	15
Figura 2.14: Valores para coeficiente de resposta dinâmica [1] .....	16
Figura 2.15: Ábaco de valores do coeficiente de resposta dinâmica [1] .....	16
Figura 2.16: Função de carga transversal correspondente à passagem de dez peões em andamento normal.....	19
Figura 2.17: Valor do factor $\Psi$ para o andamento normal aplicados no caso 1 e 2 : a) Vibrações verticais e longitudinais; b) Vibrações transversais [2] .....	23
Figura 2.18: Valor do factor $\Psi$ para o andamento aplicado no caso 3 : a) Vibrações verticais e longitudinais; b) Vibrações transversais [2].....	23
Figura 2.19: Aplicação carga distribuída para um modo de vibração com um ponto de inflexão.....	23
Figura 2.20: Curva base para a vibração vertical [20] .....	24
Figura 2.21: Curva base para a vibração horizontal [20] .....	25
Figura 3.1: Ponte pedonal sobre a Avenida Marechal Gomes da Costa .....	27

Figura 3.2: Alçado frontal da estrutura .....	28
Figura 3.3: Secção transversal .....	28
Figura 3.4: Vista inferior do tabuleiro da ponte pedonal .....	29
Figura 3.5: Vista tridimensional da modelação da ponte pedonal em SAP2000 .....	30
Figura 3.6: Primeiros oito modos de vibração e respectivas frequências naturais.....	33
Figura 3.7: Gráfico de aceleração vertical/tempo durante o atravessamento de um peão em andamento normal, $f_p = 2$ Hz .....	34
Figura 3.8: Gráfico de aceleração vertical/tempo durante o atravessamento de um peão em corrida rápida, $f_p = 3,2$ Hz .....	34
Figura 3.9: Gráfico de aceleração vertical/tempo durante o atravessamento de um peão em corrida com a frequência de excitação igual à frequência própria da ponte, $f_p = 3,45$ Hz.....	35
Figura 3.10: Gráfico de acelerações máximas verticais registadas e limites regulamentares .....	35
Figura 3.11: Gráfico de aceleração transversal/tempo durante o atravessamento de um peão em andamento normal, $f_p = 2$ Hz.....	36
Figura 3.12: Gráfico de aceleração transversal/tempo durante o atravessamento de um peão em corrida lenta, $f = 2,5$ Hz.....	36
Figura 3.13: Gráfico de acelerações máximas transversais registadas e limites regulamentares.....	37
Figura 3.14: Gráfico de acelerações máximas obtidas pelos diferentes modelos .....	37
Figura 3.15: Aceleração vertical para dez peões sincronizados em andamento normal .....	38
Figura 3.16: Aceleração transversal para dez peões sincronizados em andamento normal .....	39
Figura 3.17: Aceleração vertical para o carregamento simulado de Matsumoto para um grupo de dez peões.....	40
Figura 3.18: Aceleração transversal para o carregamento simulado de Matsumoto para um grupo de dez peões.....	40
Figura 3.19: Influência do número de peões na resposta vertical .....	40
Figura 3.20: Influência do número de peões na resposta transversal.....	41
Figura 3.21: Vista tridimensional da aplicação dos carregamentos unitários no passadiço para o 1º modo vertical e 1º modo lateral, respectivamente .....	43
Figura 3.22: Gráficos de aceleração / tempo sendo a ponte de classe I , para as duas direcções principais.....	44
Figura 4.1: Sensor de velocidades MS2003 ao centro e gravador de vibrações MR2002 à direita .....	46
Figura 4.2: Sistema de leitura e aquisição de dados .....	46
Figura 4.3: Localização dos sensores de vibração .....	47
Figura 4.4: Espectro de frequências verticais relativo ao sensor 1 .....	48
Figura 4.5: Espectro de frequências verticais relativo ao sensor 2 .....	48
Figura 4.6: Espectro de frequências transversais relativo ao sensor 2 .....	48
Figura 4.7: Gráfico de aceleração vertical / tempo uma acção pedonal individual em corrida rápida sensor 2 – Ensaio 5 .....	50
Figura 4.8: Gráfico de aceleração transversal / tempo uma acção pedonal individual em corrida rápida sensor 2 –Ensaio 5 .....	51
Figura 4.9: Acelerações máximas verticais obtidas nos ensaios e calculadas no modelo numérico.....	51
Figura 4.10: Acelerações máximas transversais obtidas nos ensaios e calculadas no modelo numérico .....	51

Figura 4.11: Gráficos aceleração / tempo para uma acção de um grupo de um a dez peões em andamento normal para as três direcções ortogonais: longitudinal, transversal e vertical – Ensaio 3.....	52
Figura 4.12: Influência do número de peões para a resposta vertical da estrutura .....	53
Figura 4.13: Influência do número de peões para a resposta transversal da estrutura .....	53
Figura 4.14: Influência do número de peões na resposta vertical para diferentes métodos estudados .....	53
Figura 4.15: Influência do número de peões na resposta transversal para diferentes métodos estudados .....	54
Figura 4.16: Gráficos aceleração/tempo para uma acção de um grupo de dez peões nos diferentes tipos de andamento para as três direcções ortogonais: longitudinal, transversal e vertical – Ensaio 4.....	54
Figura 5.1: Diagrama de blocos de um sistema de controlo activo [23] .....	59
Figura 5.2: Principais sistemas de isolamento base [28].....	60
Figura 5.3: Dissipadores de energia mais vulgares [27] .....	60
Figura 5.4: Modelo de funcionamento teórico de um AMS [25].....	61
Figura 5.5: Representação esquemática de um TLCD [10].....	61
Figura 5.6: Aplicação de AMS verticais na Millenium Bridge, Londres [30] .....	62
Figura 5.7: Vista geral da ponte Pedro e Inês, Coimbra, Portugal [16] .....	63
Figura 5.8: Variação da amplitude das acelerações laterais a meio vão consoante o número de peões [31] .....	63
Figura 5.9: AMS horizontal instalado na secção a meio vão do tabuleiro [16].....	63
Figura 5.10: Amplitude do movimento do sistema principal para $q = 0,9$ e $\mu = 0,1$ para diferentes valores do coeficiente de amortecimento do AMS .....	66
Figura 5.11: Amplitude do movimento do sistema principal para $\xi_2 = 0,2$ e $\mu = 0,1$ para diferentes valores do parâmetro $q$ .....	66
Figura 5.12: Curvas de amplificação dinâmica máxima da resposta vertical, com e sem a aplicação do sistema AMS .....	70
Figura 5.13: Aceleração vertical para o carregamento que simula a multidão no Sétra para a Classe I, com e sem sistema de controlo AMS .....	71
Figura 5.14: Acelerações verticais obtidas para os diferentes tipos de acção analisados, com e sem sistema de controlo .....	72
Figura 5.15: Curvas de amplificação máxima da resposta transversal, com e sem a aplicação do sistema AMS .....	73
Figura 5.16: Aceleração transversal para o carregamento que simula a multidão no Sétra para a Classe I, com e sem sistema de controlo AMS.....	73
Figura 5.17: Acelerações transversais obtidas para os diferentes tipos de acção analisados .....	74
Figura A.1: Função de carga para os três diferentes tipos de andamento: (a) lento; (b) normal; (c) rápido .....	84
Figura B.1: Relação entre o factor de amplificação ( $\Delta G_1 / G$ ) e a frequência de passa da ( $f_p$ ) [33] .....	85
Figura B.2: Relação entre o tempo de contacto pé-pavimento (TC) e a frequência de passada ( $f_p$ ) [33].....	86

Figura B. 3: Relação entre o período da passada ( $T_p$ ) e a frequência de passada ( $f_p$ ) [33] .....	86
Figura B. 4: Definição da função time history vertical para o andamento normal .....	87
Figura B. 5: Janela de definição de um caso de análise .....	88
Figura C.1: Gráfico de aceleração vertical / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento lento .....	89
Figura C.2: Gráfico de aceleração vertical / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento rápido.....	90
Figura C.3: Gráfico de aceleração vertical / tempo durante o atravessamento de um peão em corrida lenta .....	90
Figura C.4: Gráfico de aceleração transversal / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento lento.....	90
Figura C.5: Gráfico de aceleração transversal / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento rápido.....	91
Figura C.6: Gráfico de aceleração transversal / tempo durante o atravessamento de um peão em corrida rápida.....	91
Figura D.1: Modelo geral de um AMS em SAP2000 [34].....	93
Figura D.2: Propriedades do AMS – <i>Link Damper</i> , SAP2000.....	94
Figura D.3: Inserção dos parâmetros do AMS, SAP2000.....	94
Figura E.1: Espectro de frequências longitudinais relativo ao sensor 1.....	95
Figura E.2: Espectro de frequências transversais relativo ao sensor 1.....	96
Figura E.3: Espectro de frequências longitudinais relativo ao sensor 2.....	96
Figura E.4: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em andamento lento ( $f_p \approx 1,7$ Hz) para as três direcções ortogonais: longitudinal, transversal e vertical - Sensor 2.....	96
Figura E.5: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em andamento normal para as três direcções ortogonais - Sensor 2 .....	97
Figura E.6: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em andamento rápida para as três direcções ortogonais - Sensor 2.....	97
Figura E.7: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em corrida lenta para as três direcções ortogonais - Sensor 2.....	98
Figura E.8: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em corrida rápida para as três direcções ortogonais - Sensor 2 .....	98
Figura E.9: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma acção pedonal individual em andamento lento.....	99
Figura E.10: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma acção pedonal individual em andamento normal.....	99
Figura E.11: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma acção pedonal individual em andamento rápido .....	99
Figura E.12: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma acção pedonal individual em corrida lenta .....	100
Figura E.13: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma acção pedonal individual em andamento lento .....	100



Figura E.14: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma acção pedonal individual em andamento normal .....	100
Figura E.15: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma acção pedonal individual em andamento rápido .....	101
Figura E.16: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma acção pedonal individual em corrida lenta .....	101
Figura E.17: Gráfico de aceleração máxima longitudinal / tempo registada no tabuleiro para uma acção pedonal individual em corrida rápida .....	101



# Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Valores usuais do coeficiente de amortecimento no caso de pontes pedonais [1] .....	7
Tabela 2.2: Valor da frequência de passada consoante o tipo de andamento [10] .....	8
Tabela 2.3: Valor da velocidade de passada consoante o tipo de andamento [10] .....	9
Tabela 2.4: Valor do Comprimento de passada consoante o tipo de andamento [10] .....	9
Tabela 2.5: Coeficientes estudados por diferentes autores para o andamento normal [1] [12] .....	12
Tabela 2.6: Densidade $d$ da multidão [2] .....	20
Tabela 2.7: Gama de frequências de vibrações verticais e longitudinais [2] .....	21
Tabela 2.8: Gama de frequências de vibrações transversais [2] .....	21
Tabela 2.9: Casos de carregamento a ter em consideração [2] .....	22
Tabela 2.10: Carga distribuída aplicada para os diferentes casos [2] .....	22
Tabela 2.11: Acelerações máximas aceitáveis, EN-1990 [21] .....	25
Tabela 2.12: Acelerações máximas presentes no SÉTRA [2] .....	25
Tabela 2.13: Acelerações limite máximas para as diferentes normas enunciadas .....	26
Tabela 3.1: Propriedades do Aço S355 .....	30
Tabela 3.2: Propriedades geométricas dos elementos constituintes da ponte .....	30
Tabela 3.3: Critérios de conforto presentes nas normas regulamentares mais usuais .....	33
Tabela 3.4: Acelerações máximas calculadas segundo o modelo numérico consoante o número de peões .....	38
Tabela 3.5: Acelerações máximas calculadas segundo o modelo de Matsumoto consoante o número de peões .....	39
Tabela 3.6: Carregamento de peões para as diferentes classes .....	42
Tabela 3.7: Frequências próprias da estrutura consoante a classe de tráfego pedonal .....	42
Tabela 3.8: Definição dos casos de carga e respectivos coeficientes redutores .....	43
Tabela 3.9: Carga aplicada nos diferentes casos analisados e respectivas acelerações máximas obtidas .....	43
Tabela 3.10: Verificações de conforto para os modos de vibração analisados, tendo em conta a classe da ponte pedonal .....	44
Tabela 4.1: Parâmetros de medições do equipamento .....	46
Tabela 4.2: Ensaios experimentais realizados .....	47
Tabela 4.3: Análise comparativa das frequências dos primeiros modos laterais e verticais .....	49
Tabela 5.1: Parâmetros óptimos de dimensionamento do AMS vertical .....	70
Tabela 5.2: Propriedades da estrutura para aplicação do AMS para o modo de vibração lateral .....	72
Tabela 5.3: Parâmetros óptimos de dimensionamento do AMS lateral .....	72

Tabela A.1: Coeficientes K1 a K8 em função da frequência da passada ( $f_p$ ) [13]..... 83

Tabela B.1: Resumo dos parâmetros adoptados para os diferentes tipos de andamento..... 86

# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1. Considerações gerais

Nos últimos anos, as pontes pedonais têm evoluído no sentido de vencer maiores vãos e alcançar maior leveza. Em virtude desta tendência, as pontes atingem flexibilidades superiores, influenciando directamente o seu comportamento dinâmico. A diminuição da rigidez e da massa estrutural conduz a estruturas com frequências mais baixas e com um risco acrescido de ressonância. Na prática, estes factores reflectem-se no aparecimento de estruturas mais sensíveis a acções de peões dinamicamente aplicadas.

Actualmente, as pontes pedonais estruturalmente mais eficientes, particularmente as construídas em aço ou em betão pré-esforçado, amortecem pouco as vibrações. Como resultado, podem surgir vibrações significativas devido à passagem de peões, tornando-se por isso importante o estudo da interacção peão-estrutura. A interacção dinâmica homem-estrutura pode-se definir como a influência que os seres humanos exercem nas propriedades dinâmicas das estruturas que ocupam.

Esta temática tem adquirido importância crescente e tem sido objecto de constante investigação em diversas obras de engenharia tais como pontes pedonais e escadarias. É de salientar a importância da análise de vibrações excessivas que ocorrem nas referidas estruturas e que são causadas geralmente pelas actividades normais dos seus ocupantes, como caminhar, correr e saltar, tanto mais que a participação humana no problema é a principal fonte de aleatoriedade a considerar [1].

Os casos que se conhecem de multidões em sincronização têm sido limitados a vibrações transversais nos passadiços. Os dois acontecimentos mais recentes que tiveram grande protagonismo decorreram nas pontes Solferino e Millenium (Figura 1.1). Estas pontes foram submetidas a exaustivos testes in-situ, que permitiram confirmar que sempre que ocorre um movimento oscilatório da ponte há uma modificação simultânea do ritmo de caminhada dos utilizadores, ou seja, para compensar o desequilíbrio incipiente, o ser humano, instintivamente, tende a acompanhar o movimento oscilatório da ponte, que pode provocar uma amplificação das acelerações [2].



Figura 1.1: Pontes Pedonais: a) Ponte *Solferino*, Paris b) *Millenium bridge*, Londres [3]

No ano de 2000, a ponte *Millenium* foi fechada dias depois da sua inauguração, já que se verificaram elevados níveis de vibração. As medições de vibração e a respectiva análise têm mostrado que existem vários modos de vibração da ponte, com frequências que estão no intervalo da excitação pedonal. O momento de sincronização entre as frequências de vibração da ponte e a frequência de passada do peão, e conseqüente aumento da vibração, conduz a um desconforto do peão, que não está preparado para este movimento do tabuleiro. Como tal, o peão pode cessar ou abrandar o seu andamento, reduzindo o caudal de tráfego, o que prejudica a funcionalidade da ponte, no que toca a um atravessamento rápido e seguro [4].

Para evitar o desconforto dos utilizadores, os níveis de vibração de uma estrutura devem ser controlados. Existem diversas medidas que se podem tomar para controlar estes níveis. Uma delas é aumentar a rigidez da estrutura, o que permite modificar as suas frequências naturais. No entanto, este método pode-se revelar muito dispendioso, porque implica um reforço global da estrutura. Outra alternativa, que se tem revelado a mais económica para controlo de vibrações em pontes pedonais, é o aumento do amortecimento. Para modificar o amortecimento utilizam-se, usualmente, sistemas de controlo de vibrações. Estes sistemas têm sido implementados com sucesso em várias pontes onde demonstraram ser a melhor solução [1].

## 1.2. Objectivos do trabalho

Os principais objectivos deste trabalho são:

- caracterizar os diferentes tipos de acção pedonal sobre passadiços e analisar os efeitos dinâmicos na estrutura em causa, originados quer pela acção individual de um peão, quer pela acção de uma multidão;
- estudo, medição e análise experimental da ponte pedonal para modelação da estrutura;
- comparação entre os resultados do modelo numérico e os resultados dos ensaios experimentais;
- simulação da implementação de uma solução de controlo passivo de vibrações baseada num Amortecedor de massas sintonizadas (AMS) ou Tuned Mass Dampers (TMD).

### 1.3. Estrutura da dissertação

A presente dissertação está estruturada da seguinte forma:

- Capítulo 1: breve introdução ao estudo a realizar e objectivos pretendidos;
- Capítulo 2: Caracterização da acção dinâmica provocada pelo ser humano nas pontes pedonais e consequentes vibrações, com o objectivo de, numa fase posterior, procurar a solução mais eficiente de modo a atenuar as referidas vibrações. Apresentação de vários modelos de carga que vão permitir o cálculo da resposta estrutural para as diferentes acções individuais e em grupo, nos diversos tipos de andamento. Dão-se também a conhecer os limites de vibração admissíveis, segundo várias normas internacionais.
- Capítulo 3: Análise dinâmica de uma ponte pedonal, localizada em Lisboa, com o objectivo de calcular a sua resposta estrutural e analisar as vibrações causadas pelos vários tipos de acção de peões, tendo em conta os vários modelos de carga apresentados no capítulo 2.
- Capítulo 4: Verificação do modelo de elementos finitos e apresentação pormenorizada dos principais resultados experimentais registados na ponte em estudo e comparação com os resultados obtidos no modelo numérico.
- Capítulo 5: Breve descrição de várias técnicas de controlo de vibrações em estruturas, com especial destaque para os Amortecedores de Massas Sintonizadas (AMS), informação detalhada dos seus modos de funcionamento e dimensionamento, mostrando a sua eficácia em pontes pedonais. Exemplifica-se uma aplicação de amortecedores de massas sintonizadas na ponte em estudo, visando o esclarecimento da eficácia demonstrada por estes sistemas de controlo.
- Capítulo 6: Apresentação das principais conclusões do trabalho realizado.

Esta tese reúne também um conjunto de anexos que apresentem as seguintes informações complementares:

- Anexo A : Acção normalizada de acordo com o SYNPEX
- Anexo B : Simulação da acção pedonal
- Anexo C : Resposta estrutural
- Anexo D : Modelação de um AMS no programa SAP2000
- Anexo E : Registo de medições *in-situ*





## Capítulo 2

# Interacção Dinâmica Peão-estrutura

### 2.1. Aspectos gerais

Por definição, as cargas estáticas são cargas constantes e não variam no tempo. Por outro lado, as cargas dinâmicas estão relacionadas com o tempo e podem ser agrupadas em quatro categorias [1]:

- cargas harmónicas ou sinusoidais;
- cargas periódicas;
- cargas aleatórias com variações arbitrárias de tempo, intensidade, ou direcção;
- cargas instantâneas, ou de duração muito breve.

De um modo geral a acção pedonal é variável no tempo e pode ser classificada de carga periódica. Devido à sua baixa intensidade, esta carga não provoca vibrações significativas quando é aplicada em estruturas muito rígidas. No entanto, como os passadiços têm evoluído para estruturas cada vez mais esbeltas e flexíveis, são actualmente mais sensíveis a estas acções pedonais, requerendo por isso um aprofundamento em termos de análise dinâmica. A Figura 2.1 retrata a interacção dinâmica entre o peão e uma estrutura. Para obtenção da resposta estrutural e tendo em consideração que a acção pedonal  $F(t)$  varia com o tempo, é essencial a realização de uma análise dinâmica. Para tal, recorre-se à equação dinâmica fundamental (ou equação do movimento), a qual pode ser dividida numa parte que caracteriza as propriedades da estrutura, e noutra a acção do peão. Isolam-se então estes dois termos, propriedades de estrutura e acção pedonal, efectuando a caracterização das duas, o que nos permitirá avaliar em que medida a sua interacção, nomeadamente ao nível da sincronização de frequências, influencia a resposta da estrutura [5].

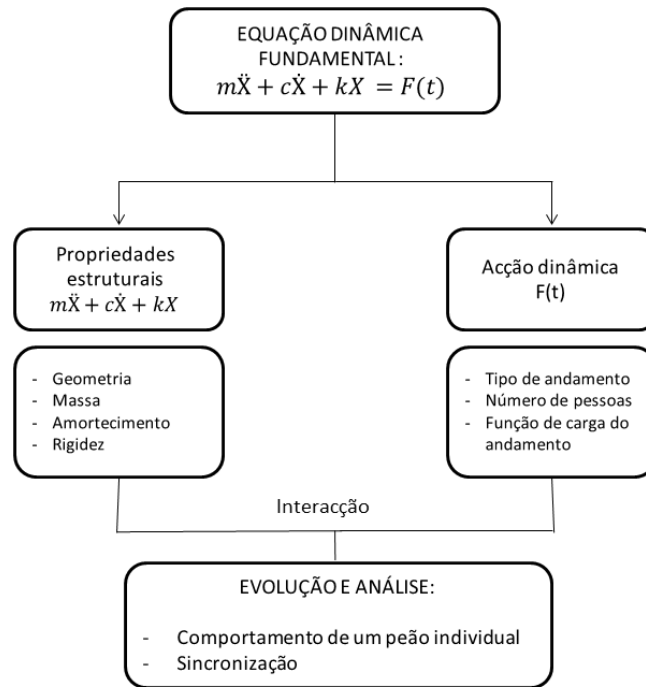


Figura 2.1: Interacção dinâmica peão-estrutura [5]

Para uma acção periódica, quando a frequência de excitação  $f$  apresenta valores inferiores à frequência da estrutura  $f_e$ , pode-se reparar que o factor de amplificação é crescente até ao seu ponto máximo. Este ponto máximo, a que se dá o nome de ressonância, coincide com uma relação de igualdade entre as duas frequências ( $f / f_e = 1$ ), e é aquele em que serão maiores os efeitos dinâmicos a que a estrutura fica sujeita. Em contrapartida, a partir deste ponto, à medida que a frequência de excitação vai crescendo, o factor de amplificação sofre uma redução significativa, aproximando-se do caso estático. As situações descritas são traduzidas pelo ábaco da Figura 2.2. Nesta figura, pode-se também observar a aplicação desta relação para diferentes coeficientes de amortecimento da estrutura  $\zeta$  [6].

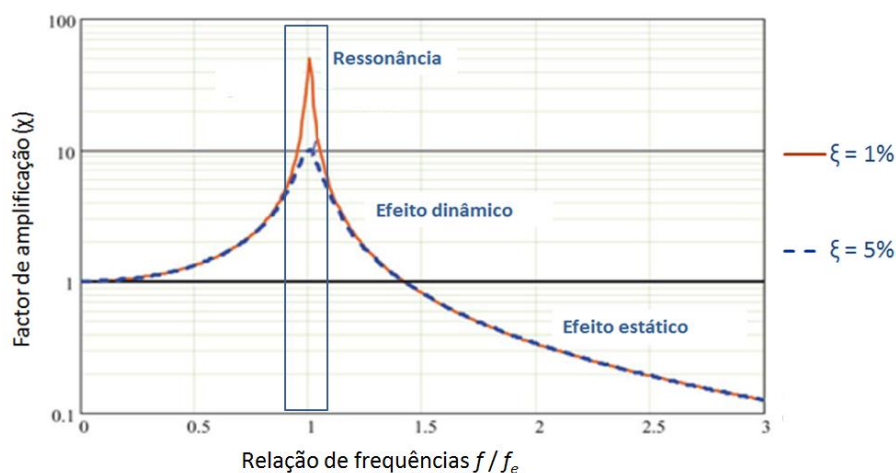


Figura 2.2: Relação entre coeficiente de amplificação dinâmica  $\chi$  e a relação de frequências  $f/f_e$  para dois coeficientes de amortecimento diferentes ( $\zeta = 1\%$  e  $\zeta = 5\%$ ) [6]

Sendo a relação de frequências  $f/f_e = \Omega$ , o factor de amplificação  $\chi$  correspondente é dado pela seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\sqrt{(1 - \Omega^2)^2 + (2 \cdot \xi \cdot \Omega)^2}} \quad (2.1)$$

De modo a obter um adequado dimensionamento dinâmico, torna-se necessário estimar correctamente o coeficiente de amortecimento. O coeficiente de amortecimento num passadiço depende de vários factores, tais como o tipo de ligação (entre a fundação, os pilares e o tabuleiro) ou o material de construção utilizado (principalmente nos casos das pontes construídas em aço e betão armado). Na Tabela 2.1 indicam-se os valores usuais do coeficiente de amortecimento  $\xi$  para pontes pedonais, sob a acção de um peão a andar com uma frequência da ordem de grandeza da frequência fundamental da estrutura [1].

Tabela 2.1: Valores usuais do coeficiente de amortecimento no caso de pontes pedonais [1]

Tipo de construção	Coeficiente de amortecimento ( $\xi$ )		
	Mínimo	Médio	Máximo
Betão armado	0,008	0,013	0,02
Betão pré-esforçado	0,005	0,01	0,017
Mista	0,003	0,006	-
Aço	0,002	0,004	-

Outro factor importante que tem influência no amortecimento de uma estrutura sob a acção pedonal é a densidade pedonal, isto é, o número de peões a atravessar a ponte por metro quadrado. Neste caso, quanto maior a densidade pedonal, isto é, o número de peões a atravessar a ponte por metro quadrado, maiores serão as vibrações dinâmicas [7].

## 2.2. Caracterização da acção de um peão

Os seres humanos quando atravessam um passadiço têm tendência a provocar acções dinâmicas dependentes de determinados parâmetros:

- frequência de passada;
- comprimento de passada;
- velocidade de passada;
- tempo de contacto pé-pavimento.

Os referidos parâmetros variam de pessoa para pessoa: até em movimentos que à primeira vista parecem semelhantes, após um olhar mais atento verificam-se diferenças de postura e ritmo que, associadas à possível diferença de peso e calçado dos peões, vão gerar diferentes solicitações.

É importante salientar que os peões têm um comportamento correspondente à sua faixa etária. Em geral, usando por comparação um cidadão de idade adulta, considerado o “peão-tipo”, os jovens apresentam uma passada mais rápida e por conseguinte com maior frequência, enquanto os idosos, naturalmente, apresentam um ritmo mais lento (ver Figura 2.3) [8].

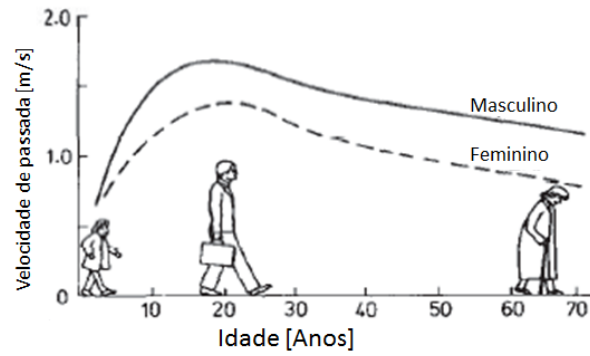


Figura 2.3: Relação da velocidade de andamento em função da idade, para homens e mulheres [8]

A frequência de passada define-se como sendo o número de passos realizados por uma unidade de tempo (segundo), dependendo directamente da velocidade e do comprimento da passada. De forma a diferenciar o movimento do pé, este pode ser classificado de andamento ou corrida, consoante a frequência da passada, e dividido em três subcategorias dependendo da velocidade: lento, normal, ou rápido.

Ao longo do tempo, têm sido realizados vários estudos com o objectivo de determinar a frequência de passada correspondente a cada tipo de andamento. Na Tabela 2.2, apresenta-se uma classificação baseada em resultados testados num grupo de indivíduos, levados a cabo por Wheeler [9], e que possibilita uma boa diferenciação do movimento para as situações mais habituais.

Tabela 2.2: Valor da frequência de passada consoante o tipo de andamento [10]

Tipo de movimento	Frequência da passada ( $f_p$ ) [Hz]
Andamento Lento	1,7
Andamento Normal	2
Andamento Rápido	2,3
Corrida Lenta	2,5
Corrida Rápida	> 3,2

A velocidade da passada ( $v_p$ ) tem uma relação de interdependência com a frequência e o comprimento da mesma. Esta relação de parâmetros foi proposta por Wheeler [9] e é expressa graficamente por meio de um ábaco representado na Figura 2.4.

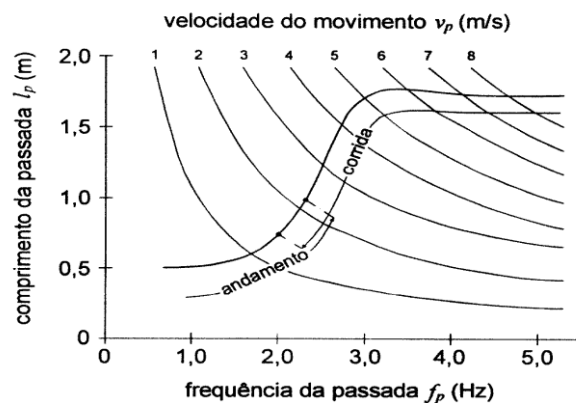


Figura 2.4: Relação entre a frequência, o comprimento e a velocidade da passada [10]

Relatórios de estudos médicos indicam que o movimento humano pode abranger velocidades de 0,5 m/s até 10 m/s, sendo esta atingida apenas por atletas de alta competição (ver Tabela 2.3).

Tabela 2.3: Valor da velocidade de passada consoante o tipo de andamento [10]

Tipo de andamento	Velocidade da passada ( $v_p$ ) [m/s]
Andamento Lento	1,1
Andamento Normal	1,5
Andamento Rápido	2,2
Corrida Lenta	3,3
Corrida Rápida	> 5,5

O comprimento da passada  $l_p$  é calculado através da seguinte expressão:

$$l_p = \frac{v_p}{f_p} \quad (2.2)$$

em que:

$v_p$  - velocidade da passada;

$f_p$  - frequência da passada.

Em termos gerais, é aceitável usar a seguinte classificação (Tabela 2.4) proposta por Wheeler [9], apresentando o comprimento médio de passada consoante cada tipo de andamento:

Tabela 2.4: Valor do Comprimento de passada consoante o tipo de andamento [10]

Tipo de movimento	Comprimento da passada ( $l_p$ ) [m]
Andamento Lento	0,6
Andamento Normal	0,75
Andamento Rápido	1
Corrida Lenta	1,3
Corrida Rápida	> 1,75

Exactamente como o nome indica, o tempo de contacto pé-pavimento é o intervalo de tempo desde o momento em que o peão coloca o pé no pavimento, até ao momento em que o levanta, ou seja, um passo. O tempo de actuação da força de um peão sobre o passadiço revela-se um factor muito importante para a caracterização da acção do mesmo, já que vai ter influência na função de carga do peão.

Wheeler [9] estudou a relação entre o tempo de contacto pé-pavimento com a frequência da passada e o factor de amplificação de carga, que pode ser expressa através do ábaco representado na Figura 2.5.

Observando a Figura 2.5, pode-se concluir essencialmente que quanto maior a frequência, menor é o tempo de contacto entre o pé e o pavimento e maior é o factor de amplificação de carga. Contudo verifica-se que há uma estabilização do factor de amplificação para frequências de passada superiores a 3,5 Hz. Este factor de amplificação corresponde ao efeito dinâmico sobre o pavimento. Constata-se, por exemplo, que para uma frequência de passada de 3 Hz (corrida), a força exercida sobre o pavimento é 2,5 vezes superior em relação ao peso estático do

indivíduo. É de notar que o factor de amplificação é mais significativo para frequências compreendidas entre os 1,5 Hz e os 3,5 Hz.

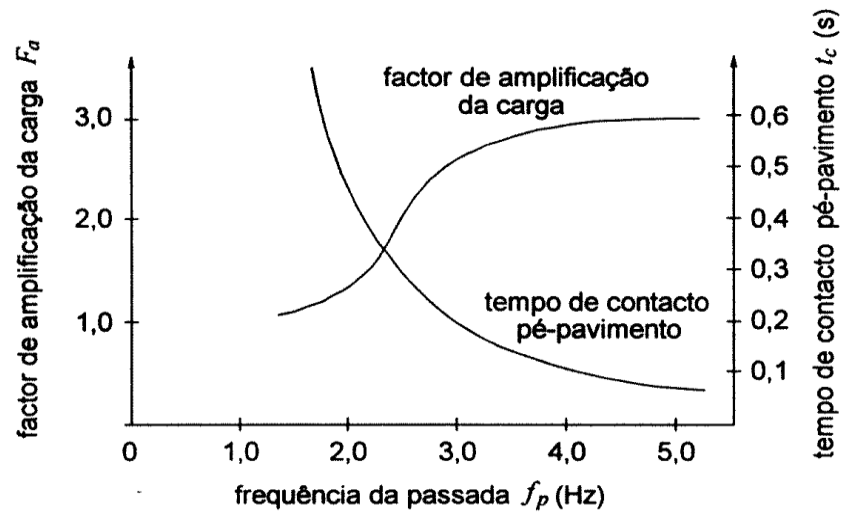


Figura 2.5: Relação da frequência da passada com o factor de amplificação e o tempo de contacto pé-pavimento [10]

### 2.3. Modelação da acção pedonal individual

A resposta estrutural a solicitações dinâmicas pode ser obtida através de dois modelos de análise: uma análise determinística ou uma análise estocástica. Uma análise determinística implica o conhecimento da lei da variação da acção em função do tempo, enquanto uma análise estocástica a acção não é completamente conhecida, mas é definida em termos de médias estatísticas. Neste trabalho vai ser utilizada uma análise determinística tendo como considerações base que a acção pedonal tipo é uma solicitação periódica dependente dos factores descritos em 2.2, e ambos os pés transmitem a mesma força ao passadiço [11].

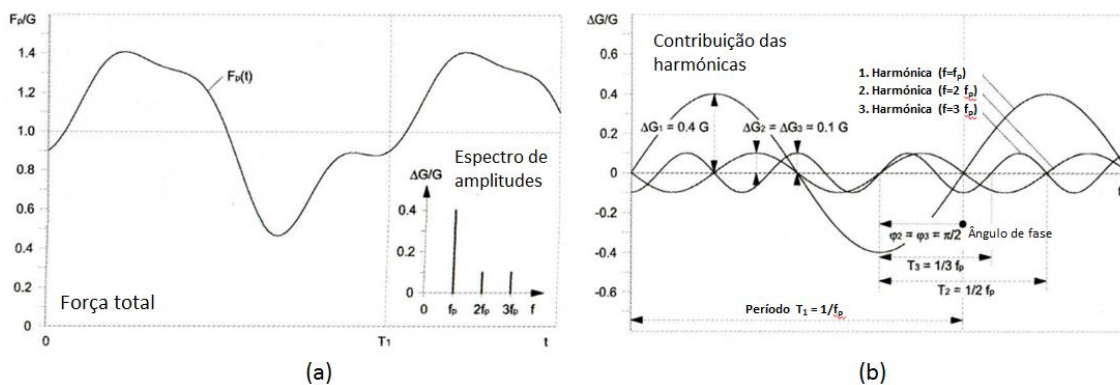


Figura 2.6: (a) Função temporal de um pé em andamento normal e (b) respectiva decomposição nas harmónicas correspondentes [7]

Para uma correcta análise dinâmica é importante compreender o processo de modelação matemática de uma função temporal representativa da força exercida por um peão. A referida força pode ser decomposta em três componentes, uma vertical e duas horizontais. As componentes horizontais actuam sobre a direcção transversal e longitudinal do tabuleiro. A componente vertical pode ser decomposta numa parte estática, correspondente ao peso de uma pessoa, e numa parte dinâmica que resulta da soma das funções harmónicas das respectivas frequências de marcha, como se pode observar na Figura 2.6 [7]. As componentes horizontais apenas apresentam uma parte dinâmica.

Nos casos em que as pontes pedonais possuam uma frequência própria muito baixa, a excitação para efeitos de ressonância será provocada apenas pela primeira harmónica ( $f_e = f_p$ , sendo  $f_e$  a frequência fundamental da estrutura e  $f_p$  a frequência de passada). Contudo, em pontes que possuam frequências fundamentais superiores à frequência da passada ( $f_e > f_p$ ), a excitação do 1º modo de vibração da ponte poderá ocorrer devido às harmónicas superiores (se  $f_e = 2f_p \Rightarrow$  2ª harmónica ou  $f_e = 3f_p \Rightarrow$  3ª harmónica) [7].

A evolução da parte dinâmica da força exercida por um peão pode ser simulada por uma função, usualmente denominada por função de carga. Esta função, cuja determinação é experimental pode ser traduzida teoricamente através de um desenvolvimento em série de Fourier, que resulta do somatório das participações das diversas harmónicas que compõem a função de andamento [7]:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \cdot \text{sen}(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \emptyset_i) \quad (2.3)$$

em que:

$G$  - peso do peão;

$\alpha_i$  - coeficiente de Fourier associado à  $i$ -ésima harmónica;

$G \cdot \alpha_i = \Delta G_i$  - amplitude da componente da carga correspondente  $i$ -ésima harmónica;

$f_p$  - frequência da passada;

$\emptyset_i$  - ângulo de fase;

$i$  - número de ordem da harmónica;

$n$  - número total de harmónicas consideradas.

Tendo em conta os efeitos de ressonância, e com base nos desenvolvimentos em série de Fourier, foram implementados vários modelos determinísticos e propostos diferentes factores de carga para as várias harmónicas utilizadas. Estes factores de Fourier estão destacados na Tabela 2.5.

Contudo, os coeficientes de Fourier presentes na Tabela 2.5 são aplicados apenas para o movimento de andamento. Em relação à corrida, os coeficientes de Fourier  $\Delta G_i/G$ , dependentes do quociente entre o tempo de contacto pé-pavimento  $t_c$  e o período de passada  $T_p$  do movimento em estudo, podem ser consultados no ábaco exposto na Figura 2.7.

Tabela 2.5: Coeficientes estudados por diferentes autores para o andamento normal [1] [12]

Autor	Coefficiente de Fourier	Direcção
Blanchard, 1977	$\alpha_1 = 0,257$	Vertical
Bachmann et al. , 1987	$\alpha_1 = 0,4 - 0,5$ $\alpha_2 = \alpha_3 = 0,1$ $\alpha_4 = 0,04$	Vertical
	$\alpha_{1/2} = \alpha_{3/2} = 0,05$ $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,1$	Lateral
Schulze	$\alpha_1 = 0,37$ $\alpha_2 = 0,1$ $\alpha_3 = 0,12$ $\alpha_4 = 0,04$	Vertical
	$\alpha_1 = 0,039$ $\alpha_2 = 0,01$ $\alpha_3 = 0,043$ $\alpha_4 = 0,012$	Lateral
Young, 2001	$\alpha_1 = 0,37(f_p - 0,95) \leq 0,5$ $\alpha_2 = 0,054 + 0,0044f_p$ $\alpha_3 = 0,026 + 0,0050f_p$ $\alpha_4 = 0,01 + 0,0051f_p$	Vertical

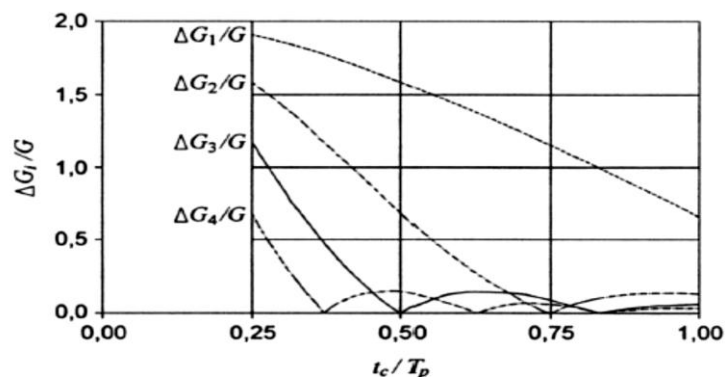


Figura 2.7: Coeficientes de Fourier relativos às quatro primeiras harmónicas [1]

### 2.3.1. Acção vertical

A acção vertical do peão é a componente que apresenta a maior magnitude, mas nem sempre a mais importante. A Figura 2.8 mostra a evolução da força vertical exercida por um peão em andamento normal ao longo do tempo, apresentada pela primeira vez em 1977 por Andriacchi [12]. É de notar que a força exercida pelos dois pés é igual e que há um momento em que os dois pés se encontram simultaneamente assentes no tabuleiro, porque o tempo de contacto do pé com o pavimento é superior ao período da passada.



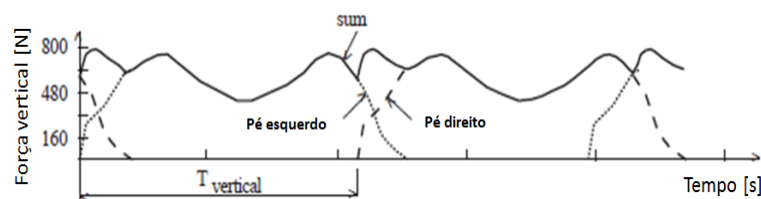


Figura 2.8: Função de carga de um ser humano em andamento normal [12]

Estudos realizados por Wheeler [9] vieram demonstrar que o diagrama amplitude da força – tempo tem uma ligação directa com o tipo de andamento do peão. Na Figura 2.9 apresentam-se seis cenários de andamento, que são os movimentos mais comuns numa ponte pedonal.

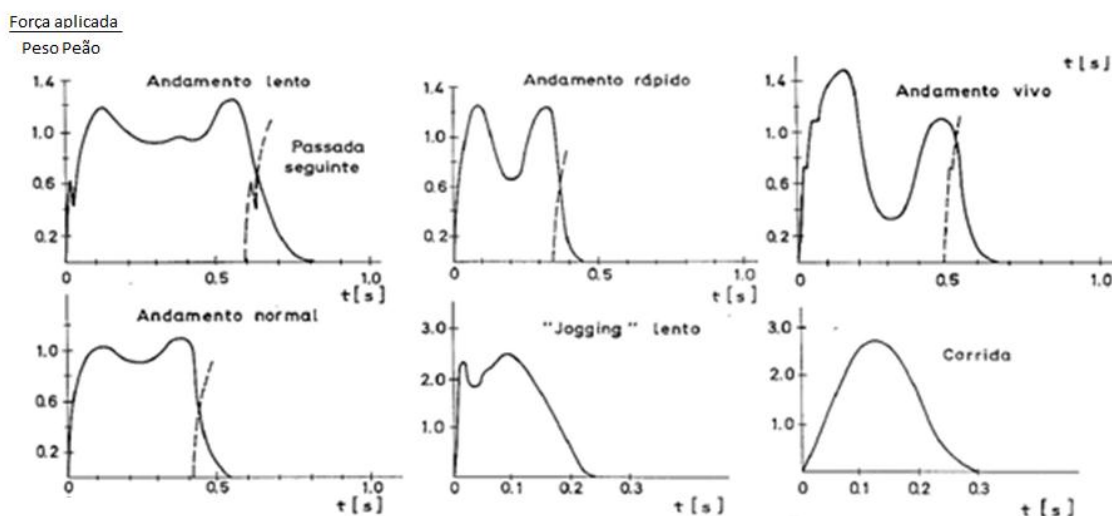


Figura 2.9: Variação da função de carga consoante o tipo de andamento [10]

Nos cinco primeiros diagramas pode-se observar a existência de dois picos, que correspondem ao assentamento do calcanhar e da biqueira do pé, enquanto no diagrama da corrida existe apenas um pico, uma vez que o ser humano tem tendência para usar apenas a biqueira dos pés à medida que a velocidade de andamento aumenta [12].

### 2.3.2. Acção horizontal

Apesar da componente horizontal da carga ser de menor intensidade que a vertical, esta não pode ser desprezada, já que se pode tornar numa fonte de problemas. Sabe-se também que as pessoas são mais sensíveis às vibrações horizontais.

Ao contrário da acção vertical, que apresenta sempre a mesma direcção, a horizontal pode ser, como já foi dito, dividida em duas componentes: transversal e longitudinal. Na generalidade, as pontes pedonais apresentam uma rigidez axial muito superior à rigidez de flexão, pelo que a acção pedonal raramente provoca problemas na direcção longitudinal. Por isso, esta componente não foi estudada com grande ênfase ao longo desta dissertação.

A Figura 2.10 e a Figura 2.11 mostram, respectivamente, a evolução das forças transversal e longitudinal exercidas por um peão em andamento normal, ao longo do tempo. A força longitudinal está relacionada com a frequência da passada, enquanto a força transversal alterna de sentido consoante o pé utilizado. Por esta razão, a frequência da componente transversal

corresponde a metade da frequência de passada. É também de notar que a acção transversal apresenta metade da intensidade da força longitudinal [12].

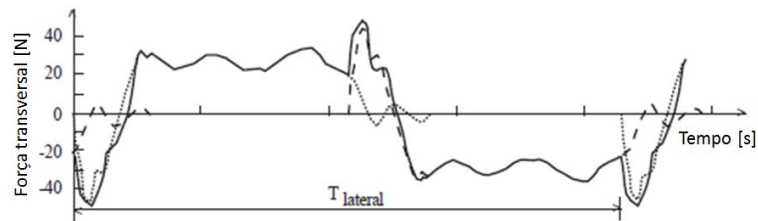


Figura 2.10: Função de carga transversal [12]

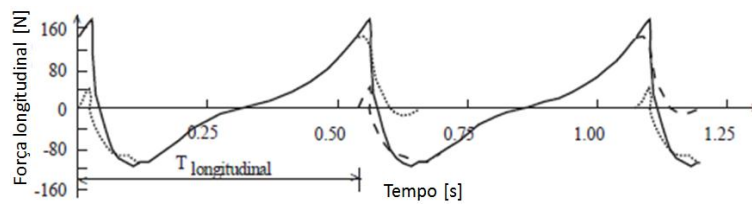


Figura 2.11: Função de carga longitudinal [12]

### 2.3.3. Modelo numérico

A implementação deste modelo baseia-se na simulação da acção individual proposta por Bachmann [1]. Determinaram-se as funções de carga individuais para cada tipo de andamento consoante o tipo de direcção de actuação, recorrendo às séries de Fourier com três harmónicas (Equação 2.3) e usando os coeficientes propostos por Bachmann (ver tabela 2.5). Como exemplo demonstrativo apresentam-se as funções de carga calculadas para a acção de andamento normal nas duas direcções principais: vertical (ver Figura 2.12) e transversal (ver Figura 2.13).

Calcularam-se, de modo idêntico, as demais funções de carga para os outros tipos de andamento, e inseriram-se no modelo SAP2000, conforme consta no Anexo B.

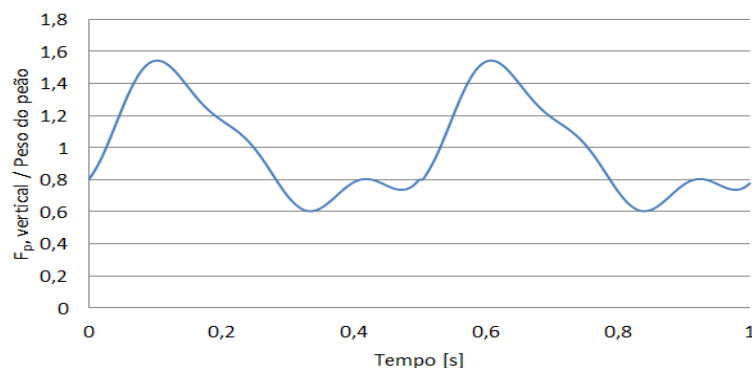


Figura 2.12: Função de carga vertical para o andamento normal segundo Bachmann, para  $G = 0,7 \text{ kN}$  e  $f_p = 2 \text{ Hz}$

Estas funções de carga resultam da combinação dos dois pés. Para se obter a função de carga de cada passada é necessário realizar a separação da função correspondente a cada pé. Para serem alcançados resultados mais próximos da realidade, recorreu-se também ao modelo

proposto no SYNPEX [13] para a acção de andamento na direcção vertical. Este modelo está descrito no Anexo A.

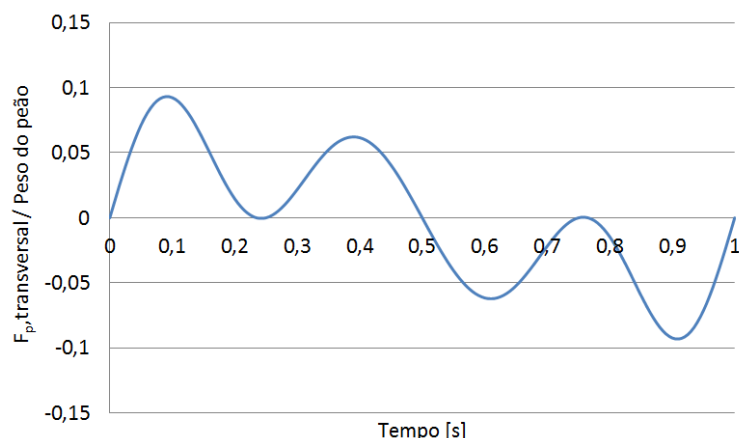


Figura 2.13: Função de carga transversal para o andamento normal segundo Bachmann, para  $G = 0,7$  kN e  $f_p = 2$  Hz

## 2.4. Modelos simplificados de cálculo da resposta dinâmica

Ao longo do tempo foram criados vários modelos analíticos para calcular a resposta de uma ponte pedonal quando solicitada por uma acção pedonal individual. Todos os métodos que se apresentam a seguir consistem essencialmente na modelação de um sistema equivalente a um oscilador com um grau de liberdade. Cada método de cálculo apresenta uma equação que determina uma aceleração máxima  $a_{max}$  resultante da passagem de um peão com peso igual a 0,7 kN e com uma frequência de passada igual à frequência natural da ponte.

- **Método de Blanchard**

Um dos métodos mais simples é o de Blanchard [10], que acabou por ser adoptado nos regulamentos BS5400 Britânico e ONT83 Canadano. Este método é traduzido pela seguinte expressão:

$$a_{max} = 4\pi^2 \cdot f_e^2 \cdot y \cdot k \cdot \Upsilon \text{ [m / s}^2\text{]} \quad (2.4)$$

onde:

$f_e$  - frequência natural da ponte;

$y$  – deslocamento estático a meio vão, resultante de uma força de 0,7 kN equivalente ao peso de um peão nesse mesmo ponto;

$k$  - coeficiente de configuração, tendo em conta a geometria da estrutura ( $K = I$  para uma viga simplesmente apoiada);

$\Upsilon$  - coeficiente de resposta dinâmico, que depende do comprimento do vão e do coeficiente de amortecimento da estrutura, podendo ser consultado no ábaco da Figura 2.14.

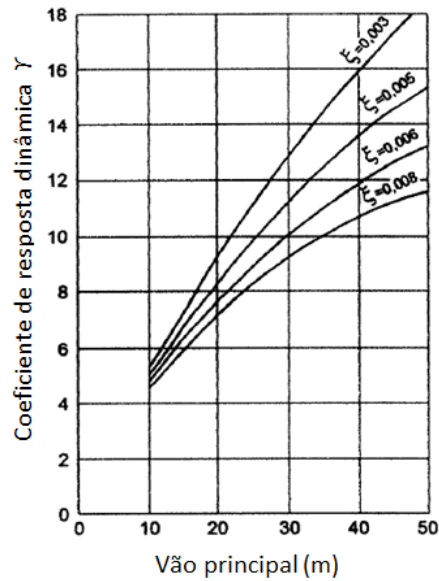


Figura 2.14: Valores para coeficiente de resposta dinâmica [1]

#### • Método de Rainer

Outro método bastante semelhante é o método de Rainer [14], já que apresenta a equação idêntica à equação 2.4, sendo expresso pela seguinte expressão:

$$a = 4\pi^2 \cdot f_e^2 \cdot y \cdot \alpha \cdot X \text{ [m / s}^2\text{]} \quad (2.5)$$

onde:

$\alpha$  - coeficiente de Fourier da harmónica da função de carga analisada (ver Tabela 2.5);

$X$  - coeficiente de resposta dinâmica, que depende do número de ciclos por vão  $n_c$  e do coeficiente de amortecimento da estrutura  $\zeta$ . Pode ser consultado no ábaco da Figura 2.15;

$n_c$  - número de ciclos por vão,  $n_c = \frac{i \cdot L}{l_p}$ ;

$i$  - número de ordem da harmónica;

$L$  - comprimento do vão.

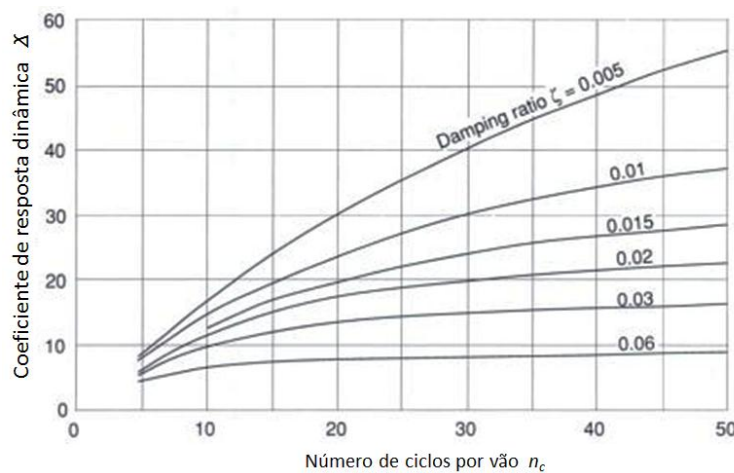


Figura 2.15: Ábaco de valores do coeficiente de resposta dinâmica [1]

Como se podem considerar os diferentes coeficientes de Fourier, este método revela-se muito vantajoso quando se quer calcular a resposta da estrutura para a segunda harmónica, ou de ordem superior.

- **Método de Grundmann**

Outro modelo, com a especial vantagem de ser de aplicação directa (não sendo necessária a consulta de ábacos), é a aproximação de Grundmann [14]. Este método possui a particularidade de se considerar a estrutura inicialmente estacionária. Por esta razão, a estrutura passa a ser afectada por um coeficiente de redução igual a 0,6 derivado da mudança de excitação. A aceleração é dada então por:

$$a = 0,6 \cdot \frac{F}{M_{eq}} \cdot \frac{\pi}{\delta} (1 - e^{-n_p \delta}) \quad [\text{m} / \text{s}^2] \quad (2.6)$$

onde:

$F$  - força aplicada pelo peão dado por  $F = \alpha_i \cdot G$  ;

$\alpha_i$  - coeficiente de Fourier da  $i$ -ésima harmónica;

$G$  - peso do peão;

$M_{eq}$  - massa equivalente igual a metade da massa total da estrutura;

$\delta$  - decremento logarítmico dado por  $2\pi \cdot \xi$ ;

$\xi$  - coeficiente de amortecimento da estrutura;

$n_p$  - número de passos necessário para percorrer o tabuleiro da ponte:  $n_p = L / l_p$  .

## 2.5. Influência de multidões

Os peões como entidades individuais, tendo em conta a sua interacção com a estrutura, são considerados massas activas ou inteligentes, devido à sua capacidade de alterar a dinâmica do movimento a cada momento, influenciados pelos mais variados factores exteriores. Os peões estão muito dependentes do seu campo de visão e são influenciados pela conduta dos outros peões, o que acarreta um comportamento colectivo interdependente [15].

Na verdade, segundo Venuti e Bruno, a sincronização entre os peões pode ser atribuída a fenómenos de sincronização colectivos, que têm sido estudados desde os anos sessenta, e cujos trabalhos pioneiros foram realizados por Winfree e Kuramoto. A sincronização colectiva ocorre quando um grande conjunto de peões estabilizam espontaneamente o seu andamento numa certa frequência comum, apesar das diferentes frequências de passada de cada peão [15].

No caso de fluxos de multidões mais densos, o atravessamento da ponte faz-se mais lentamente, visto que há menos espaço livre, sendo o peão obrigado a andar a um ritmo mais lento. Existe assim, uma maior probabilidade de ocorrer uma sincronização pedonal no caso de fluxos muito densos. Contudo para casos em que há excesso de peões, o movimento pode tornar-se irrealizável [8].

### 2.5.1. Sincronização vertical

Segundo Bachmann [1], apesar do ser humano ser mais tolerante a vibrações verticais, os peões apenas costumam sentir algum desconforto com deslocamentos verticais da ponte superiores a 10 mm. A hipótese de sincronização vertical é improvável pela dificuldade de adaptação dos

peões ao movimento vertical da ponte, o que implica que seja adicionado algum amortecimento à estrutura. Além disso, de acordo com os ensaios realizados na ponte *Millenium*, sujeita a acções de 250 peões em andamento normal, não foi evidenciada a sincronização para acelerações verticais de amplitudes superiores a  $0,4 \text{ m/s}^2$  [7].

Apesar das vibrações verticais serem mais frequentes, é provável que os limites de vibração máximos impostos nos regulamentos sejam suficientes para evitar a sincronização vertical entre os peões e a estrutura.

### 2.5.2. Sincronização lateral

Quando uma estrutura começa a vibrar excessivamente na direcção horizontal as pessoas que a percorrem tendem a sincronizar os seus passos com o movimento da superfície, na tentativa de restabelecer o seu equilíbrio. Este fenómeno a partir do qual uma multidão, com frequências de andamento aleatoriamente distribuídas em diferentes fases, vai sendo gradualmente coordenada numa frequência comum (frequência natural da ponte), é o chamado efeito *lock-in* (esta situação não se costuma verificar com oscilações verticais, pois estas não causam o mesmo nível de desequilíbrio nos peões, e assim, não despoletam esta resposta da sua parte) [16]. Este efeito faz com que a resposta estrutural da ponte seja tendencialmente crescente, até atingir fenómenos de ressonância, que provocam uma instabilidade dinâmica. Nestas circunstâncias, apenas a interrupção do andamento pedonal pode suspender este movimento, solucionando o problema [15].

Independentemente de qualquer critério de conforto, este fenómeno deve ser evitado. No contexto dos estudos feitos na *Millenium bridge* [4] derivou a fórmula 2.7, criada para fornecer uma estimativa do número de peões  $N_p$  necessários para que o efeito de *lock-in* se inicie.

$$N_p = \frac{8 \cdot \pi \cdot \xi \cdot M_n \cdot f_e}{k} \quad (2.7)$$

em que:

$\xi$  - coeficiente de amortecimento;

$M_n$  - massa modal do modo de vibração analisado  $i$ ;

$f_e$  - frequência natural da ponte;

$k$  - constante definida por Dallard [4], sendo igual a  $300 \text{ Ns/m}$ , para uma frequência de vibração na faixa dos  $0,5 - 1 \text{ Hz}$ .

Segundo Zivanovic [12] foram realizadas várias experiências para a acção de uma multidão, concluindo-se que nem todos os peões exerciam uma acção que condicionasse as vibrações laterais, e alguns até contribuía para amortecer a estrutura. Este facto introduz uma variável extra, tornando mais complexo o estudo do comportamento pedonal de uma multidão, mas mostra a necessidade da definição de um factor de sincronização pedonal.

### 2.5.3. Modelo numérico

Para modelar a acção de uma multidão, criou-se uma função que simulasse em cada ponto de aplicação a acção contínua de  $N$  pessoas. Considerou-se que os peões estariam distanciados entre si por um espaço correspondente a dois passos, e que a força seria sempre aplicada nos mesmos pontos. Sabendo o comprimento da passada  $l_p$  e o período da mesma  $T_p$ , foi possível calcular o intervalo de tempo que separa cada peão do seguinte. Repete-se então a função de carga individual, o número de vezes correspondente ao número de peões desejado, tendo em conta o intervalo de tempo que separa dois peões. A título de exemplo apresenta-se na Figura

2.16 a função de carga transversal relativa ao pé esquerdo, para o andamento normal. No caso em análise, esta função corresponde à passagem de dez peões. De forma idêntica à que se utilizou para a acção pedonal individual, estas funções foram inseridas no respectivo modelo numérico (ver Anexo B), que contém as devidas divisões do passadiço consoante a largura de cada passada.

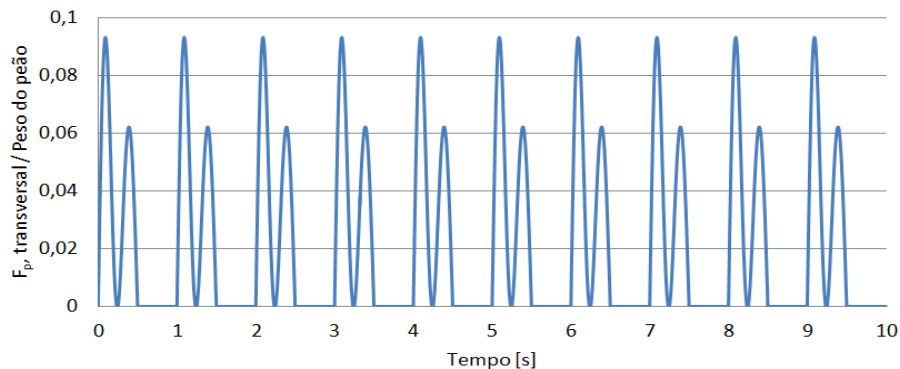


Figura 2.16: Função de carga transversal correspondente à passagem de dez peões em andamento normal

## 2.5.4. Modelos de carga simplificados

Existem vários modelos de carga para caracterizar a acção da multidão, mas optou-se por recorrer apenas a dois, que se revestem de particular interesse: o de Matsumoto [17] e o de Sétra [2]. Uma das primeiras abordagens foi feita por Matsumoto, que criou um modelo que se tornou clássico devido à sua simplicidade, enquanto o modelo de Sétra foi criado em 2006 e já é um modelo corrente e utilizado internacionalmente.

### 2.5.4.1. Modelo de Matsumoto

Como primeira tentativa para reproduzir um modelo de carregamento de um conjunto de  $n$  pessoas, Matsumoto [17] definiu em 1987 uma constante de majoração  $m$  a partir da qual se multiplica a acção de um único peão:

$$m = \sqrt{\lambda \cdot T_0} = \sqrt{N} \quad (2.8)$$

onde:

$m$  - número de peões sincronizados;

$\lambda$  - caudal médio de pessoas por intervalo de tempo ( $\lambda_{max} = 1,5$  pessoas / s · m);

$N$  - número de pessoas que circulam simultaneamente na ponte ( $N = \lambda \cdot T_0$ );

$T_0$  - tempo que o peão demora a atravessar a ponte de comprimento sendo  $T_0 = \frac{L}{v_p}$ ;

$L$  - Comprimento da ponte;

$v_p$  - velocidade de passada.

Segundo Matsumoto [17] foram tidos em consideração certos pressupostos, assumindo o uso de uma distribuição de Poisson para a simulação da entrada dos peões na ponte, que está simplesmente apoiada. Segundo Bachmann [1] este modelo baseado na equação 2.8, tem vindo a permitir a obtenção de bons resultados para pontes com frequência natural próxima dos 2 Hz.

Nos casos em que a primeira frequência natural da estrutura é distante do valor médio de 2 Hz o factor  $m$  deve ser reduzido linearmente, até um valor mínimo de 2, equivalente à sincronização de dois peões em andamento [1].

Wheeler [9] realizou também numerosas simulações baseadas num modelo numérico e funções de carga do tipo sinusoidal, de forma a validar a teoria de Matsumoto. Porém os estudos de Matsumoto [17] e Wheeler [9] incidiam apenas em vibrações na direcção vertical. Além disso, anos mais tarde constatou-se que a fórmula de Matsumoto não conseguia prever os níveis de vibração que se verificaram na *Millenium Bridge*, podendo-se concluir que para situações de elevada densidade de tráfego pedonal esta simulação não será a mais adequada [18].

#### 2.5.4.2. Modelo de Sétra

Visando as grandes limitações dos modelos então disponíveis, vários engenheiros do Sétra (Service d'Études techniques des routes et autoroutes) [2] desenvolveram um novo modelo de análise para fluxo de peões em pontes, com particular relevância para a acção de multidões em pontes pedonais urbanas.

Este modelo foi desenvolvido através de inúmeras simulações numéricas de fluxos de peões, com frequências de passada aleatórias e permite estimar o número de peões sincronizados, bem como a respectiva função de carga.

Em primeiro lugar é necessário determinar a classe da ponte pedonal:

- **Classe I:** Ponte urbana que liga zonas de elevada densidade pedonal, ou frequentemente utilizada por densas multidões, submetida a um elevado tráfego de peões
- **Classe II:** Ponte urbana construída para fazer a ligação de zonas povoadas, submetida a um tráfego intenso, e que pode eventualmente ser carregada em toda a área do tabuleiro;
- **Classe III:** Ponte para uso normal, que pode ocasionalmente ser atravessada por grandes grupos de pessoas, no entanto nunca é carregada em toda a área do tabuleiro;
- **Classe IV:** Ponte raramente utilizada, construída para ligar zonas pouco povoadas, ou para assegurar a continuidade do andamento pedonal em zonas cortadas por uma auto-estrada ou uma via rápida.

A densidade de tráfego depende apenas da classe da ponte pedonal visto estarem directamente ligados como se pode observar na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Densidade  $d$  da multidão [2]

Classe	Densidade $d$ da multidão [peões / m <sup>2</sup> ]
I	1
II	0,8
III	0,5

Considerando que a multidão está uniformemente distribuída ao longo de toda a área da superfície do tabuleiro  $S$ , calcula-se o número de peões presentes na ponte  $N$  em função da densidade  $d$  pela equação 2.9.

$$N = S \cdot d \quad (2.9)$$



A partir dos resultados de centenas de testes e com o auxílio de uma distribuição Gaussiana foi possível fazer uma aproximação do número equivalente de peões sincronizados, associado à respectiva classe do passadiço e ao coeficiente de amortecimento  $\zeta$ , como se pode observar nas equações 2.10 e 2.11. É de notar, que para a classe IV, não é necessária qualquer análise dinâmica.

$$\text{Classe I: } N_{eq} = 1,85 \cdot \sqrt{N} \quad (2.10)$$

$$\text{Classe II e III: } N_{eq} = 10,8 \cdot \sqrt{(\zeta \cdot N)} \quad (2.11)$$

Convém referir que o número equivalente de peões,  $N_{eq}$ , indicado nas equações acima representadas, não é directamente comparável ao número equivalente obtido pela modelo de Matsumoto. Enquanto no modelo clássico se considera o valor de pico da resposta transiente induzida por um peão equivalente em andamento sobre o tabuleiro, reflectindo a configuração modal e a duração limitada do atravessamento, no modelo de Sétra os peões equivalentes são distribuídos ao longo da ponte, e a resposta máxima é obtida por uma análise harmónica estacionária.

Para que a análise dinâmica seja possível, é necessário saber também qual é o risco de ocorrer ressonância numa certa ponte. Classificando as frequências naturais em diferentes gamas, o risco de ressonância pode então ser estimado. Assim sendo, tanto na direcção vertical como na horizontal, existem quatro intervalos de frequências naturais, correspondentes a um risco de ressonância decrescente, correspondendo a Gama 1 ao máximo risco, e a Gama 4 ao mínimo risco. Estas diferenças podem ser observadas nas Tabela 2.7 e Tabela 2.8.

Tabela 2.7: Gama de frequências de vibrações verticais e longitudinais [2]

Frequência [Hz]	0	1	1,7	2,1	2,6	5
Gama 1						
Gama 2						
Gama 3						
Gama 4						

Tabela 2.8: Gama de frequências de vibrações transversais [2]

Frequência [Hz]	0	0,3	0,5	1,1	1,3	2,5
Gama 1						
Gama 2						
Gama 3						
Gama 4						

Para que se simule devidamente a acção de uma multidão é essencial a determinação dos cargas distribuídas a aplicar no tabuleiro. Existem três casos de carregamento a ter em conta para a realização de uma análise dinâmica:

- caso 1: Multidão dispersa ou densa;
- caso 2: Multidão muito densa;
- caso 3: Efeito da segunda harmónica na multidão.

Tabela 2.9: Casos de carregamento a ter em consideração [2]

Classe	Tráfego	Gama de risco de frequência naturais			
		1 (máximo)	2 (médio)	3 (baixo)	4 (nulo)
I	Muito denso	Caso 2	Caso2	Caso 3	Nulo
II	Denso	Caso 1	Caso 1	Caso 3	Nulo
III	Disperso	Caso 1	Nulo	Nulo	Nulo
IV	Muito disperso	Nulo	Nulo	Nulo	Nulo

Conforme se pode constatar na Tabela 2.9, sabendo a classe de uma ponte, bem como a sua gama de risco é possível saber quais são os casos de carregamento que necessitam de verificação de acelerações.

Para representar de forma viável e simplificada a acção de uma multidão, foram então estabelecidas várias configurações de carga distribuída para cada caso de carregamento, como se pode observar na Tabela 2.10. Para obter este carregamento é necessário ter em conta vários factores. Implícito na equação está a acção individual do peão que se representa por  $G_0 \cdot \cos(\omega \cdot t)$ , sendo  $G_0$  o peso normalizado do peão, igual a 0,7 kN, e  $f$  a frequência própria da ponte para a respectiva direcção e modo de vibração.

Tabela 2.10: Carga distribuída aplicada para os diferentes casos [2]

Equação geral	Carregamento	Direcção	Carga distribuída [N / m]
$G_0 \cdot \alpha_i \cdot N_{eq} \cdot \Psi / L \cdot \cos(\omega \cdot t)$	Caso 1 e 2	Vertical ( $v$ )	$280 \cdot N_{eq} \cdot \Psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot t)$
		Transversal ( $\tau$ )	$35 \cdot N_{eq} \cdot \Psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_t \cdot t)$
	Caso 3 (2ª harmónica)	Vertical ( $v$ )	$70 \cdot N_{eq} \cdot \Psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot t)$
		Transversal ( $\tau$ )	$7 \cdot N_{eq} \cdot \Psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_t \cdot t)$

Visto ter por base de cálculo as séries de Fourier, a acção do peão tem de ser multiplicada pelos coeficientes de Fourier para as diferentes direcções vertical, longitudinal e transversal:  $\alpha_v = 0,4$ ;  $\alpha_l = 0,2$ ;  $\alpha_T = 0,05$  para os casos 1 e 2, e  $\alpha_v = 0,1$ ;  $\alpha_l = 0,05$ ;  $\alpha_T = 0,001$  para o caso 3.

Para que seja uma carga uniformemente distribuída por unidade de comprimento, divide-se a carga pelo comprimento do tabuleiro  $L$ . A carga a ser considerada é ainda afectada por um coeficiente redutor  $\Psi$ , que consiste num parâmetro que avalia a probabilidade de risco de ressonância consoante a frequência própria da estrutura. Este factor pode ser consultado na Figura 2.17, para os casos de carregamento 1 e 2, e na Figura 2.18, para o caso 3.

As cargas distribuídas devem ser aplicadas em todo o passadiço, de modo a que seja atingido o efeito mais gravoso. Para que tal aconteça, a direcção da carga deve ser a mesma que a direcção do modo de vibração, sendo invertida sempre que haja uma mudança de direcção no modo. Assim sendo, como se pode observar na Figura 2.19, quando há um ponto de inflexão, a carga continua com o mesmo valor absoluto mas com sentido contrário, acompanhando assim a direcção do modo de vibração.

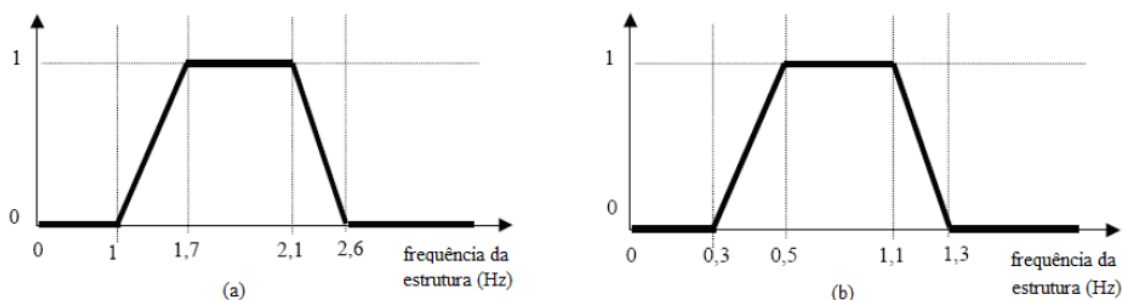


Figura 2.17: Valor do factor  $\Psi$  para o andamento normal aplicados no caso 1 e 2 : a) Vibrações verticais e longitudinais; b) Vibrações transversais [2]

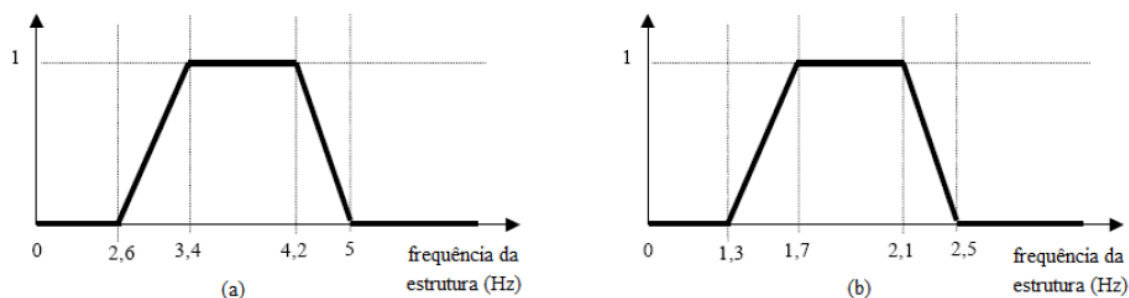


Figura 2.18: Valor do factor  $\Psi$  para o andamento aplicado no caso 3 : a) Vibrações verticais e longitudinais; b) Vibrações transversais [2]

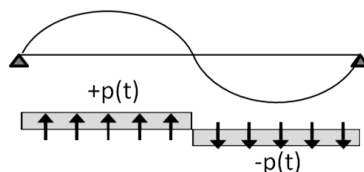


Figura 2.19: Aplicação carga distribuída para um modo de vibração com um ponto de inflexão

## 2.6. Normas e critérios de conforto

Uma das maiores preocupações de um engenheiro para a realização de um projecto de um passadiço é a garantia de um bom nível de conforto para os peões, durante o período de vida útil da estrutura. Por essa mesma razão foram criadas diversas normas regulamentares de modo a garantir que haja um nível reduzido de vibrações. Em Portugal, até ao momento, não existem normas regulamentares nem critérios de conforto para o dimensionamento de pontes pedonais, tendo em conta as vibrações provocadas pelos peões em andamento. Em alternativa, recorre-se a normas estrangeiras que tendem a ressaltar os níveis de serviço nos passadiços quando solicitadas por peões.

Das várias normas existentes destacam-se as mais recorrentes e importantes em Portugal:

- **Norma britânica - BS 5400 (British standard , 1978)**

A norma britânica BS 5400 requer um controlo de manutenção de vibração em direcções tanto vertical como horizontal. No entanto, apenas propõe um modelo de carga e um critério de

projecto para vibrações verticais. O valor de aceleração vertical definido na equação 2.12 não deverá ser ultrapassado em qualquer ponto do passadiço [1].

$$a_{max} \leq 0,5 \times \sqrt{f_{1,v}} \text{ [m/s}^2\text{]} \quad (2.12)$$

em que:

$f_{1,v}$  - frequência natural da estrutura para o primeiro modo de vibração vertical.

- **Norma Canadiana - Ontario Highway Bridge Design Code (ONT 1983)**

Assim como maior parte das normas em vigor, a norma canadiana dá maior importância às vibrações verticais. É importante frisar que é a norma mais conservativa em relação a estes limites de vibrações, obtendo-se valores mais reduzidos de acelerações para as mesmas frequências. O valor de aceleração vertical definido na equação 2.13 não deverá ser ultrapassado em qualquer ponto do passadiço [19].

$$a_{max} \leq 0,25 \times f_{1,v}^{0,78} \text{ [m/s}^2\text{]} \quad (2.13)$$

- **ISO 10137, 2005**

A norma ISO 10137 enuncia recomendações para a avaliação do estado de serviço das estruturas, propondo critérios de projecto para vibrações verticais e horizontais. Estes critérios baseiam-se em curvas de exposição definidas para cada direcção: as chamadas curvas de base. Estas apresentam valores de aceleração dados em *rms* (root mean square – raiz quadrada média) abaixo dos quais é raro que os utilizadores sintam desconforto [20].

Na ausência de dados mais definitivos, para as vibrações verticais admite-se que se verifiquem acelerações até 60 vezes superiores às da curva base, presente na Figura 2.20. Caso haja algum peão imóvel sobre o passadiço, o factor multiplicativo deverá ser reduzido para 30. Relativamente às vibrações horizontais, os valores máximos admitidos correspondem à curva base para vibrações horizontais (ver Figura 2.21) multiplicada por 60 [20].

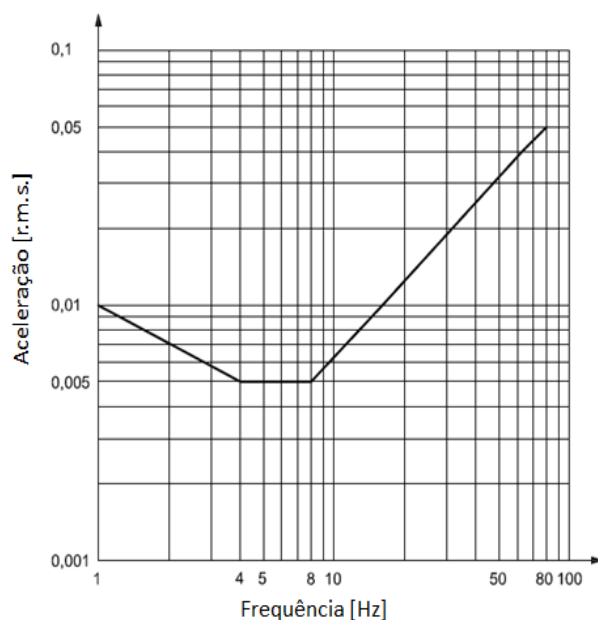


Figura 2.20: Curva base para a vibração vertical [20]

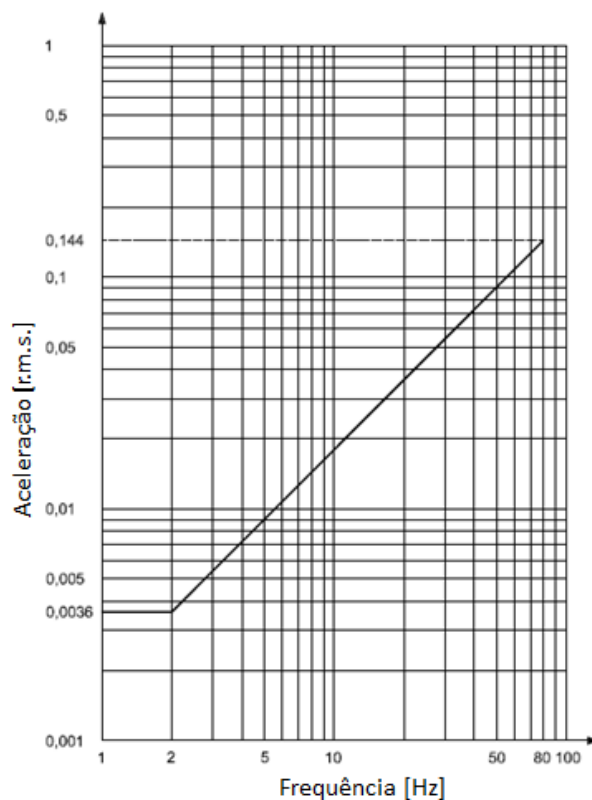


Figura 2.21: Curva base para a vibração horizontal [20]

- **Eurocódigo 0, EN - 1990**

O Eurocódigo [21] propõe que os critérios de conforto em condições de serviço sejam definidos em termos de uma aceleração máxima aceitável em qualquer parte da estrutura. Os valores máximos recomendados estão referidos na Tabela 2.11.

Tabela 2.11: Acelerações máximas aceitáveis, EN-1990 [21]

Direcção da vibração	Acelerações máximas [ $m / s^2$ ]
Vertical	0,7
Horizontal, uso normal	0,2
Horizontal, condições de multidão	0,4

- **Sétra Guidelines, 2006**

Nas orientações de projecto do Sétra [2], os limites de aceleração são estabelecidos em termos do grau de conforto pedonal. Desta forma são apresentados na Tabela 2.12, os valores máximos de aceleração admissíveis consoante o grau de conforto exigido e a direcção de vibração.

Tabela 2.12: Acelerações máximas presentes no SÉTRA [2]

Grau de conforto	$a_{\max}$ vertical [ $m / s^2$ ]	$a_{\max}$ transversal [ $m / s^2$ ]
Máximo	0,5	0,15
Médio	1	0,3
Mínimo	2,5	0,8

Desta forma o Dono de Obra deverá seleccionar o nível de conforto que é necessário garantir tendo em conta o grau de importância da obra e as características da população que a irá utilizar. É de referir ainda que as gamas de aceleração para vibrações horizontais devem ser limitadas em qualquer caso ao valor de  $0,10 \text{ m} / \text{s}^2$  quando for fundamental evitar efeitos de *lock-in*.

Como se pode constatar, existem diferentes valores limite nos diversos códigos, o que causa dificuldades neste processo de dimensionamento, exigindo uma escolha rigorosa e ponderada. Na Tabela 2.13 estão resumidos os valores limite para as acelerações verticais e transversais estabelecidos nas diversas normas. É de notar que grande parte das normas dá maior relevância às acelerações verticais.

Tabela 2.13: Acelerações limite máximas para as diferentes normas enunciadas

Norma	$a_{\max}$ vertical [ $\text{m} / \text{s}^2$ ]	$a_{\max}$ transversal [ $\text{m} / \text{s}^2$ ]
BS 5400	$0,5 \cdot \sqrt{f_{1,v}}$	-
ONT 83	$0,25 \cdot f_{1,v}^{0,78}$	-
ISO 10137	Figura 2.20	Figura 2.21
EC 0, EN - 1990	0,7	0,2 (0,4 - multidões)
Sétra	Tabela 2.12	Tabela 2.12

em que:

$f_{1,v}$  - frequência própria do primeiro modo de vibração vertical.

## Capítulo 3

# Caracterização numérica do comportamento dinâmico de um passadiço

### 3.1. Caso de estudo

#### 3.1.1. Caracterização da ponte

O caso de estudo deste trabalho centrou-se numa ponte pedonal que se encontra sobre a Avenida Marechal Gomes da Costa, artéria rodoviária da cidade de Lisboa, que é caracterizada por apresentar diariamente um tráfego intenso e que assegura a ligação da zona do Cabo Ruivo a uma das vias mais movimentadas de Lisboa, a 2<sup>a</sup> circular.



Figura 3.1: Ponte pedonal sobre a Avenida Marechal Gomes da Costa

A ponte pedonal permite que os peões possam atravessar com toda a segurança, a citada avenida. De um lado desta situa-se a zona residencial dos Olivais, enquanto no lado oposto, se pode encontrar a Universidade IPAM – Instituto Português de Administração e Marketing, bem como inúmeras empresas. A ponte em estudo é apresentada na Figura 3.1. A leveza e transparência inerentes ao tipo de solução encontrada permitem um bom enquadramento na envolvente e uma redução do impacto visual.

### 3.1.2. Geometria da ponte

A ponte pedonal em questão é composta por uma estrutura reticulada, tem um vão de 30 m e estabelece a ligação entre dois encontros com a mesma cota. Longitudinalmente as cordas inferiores e superiores da treliça metálica são formadas respectivamente por perfis HE200 AA e HEB 200 soldados entre si. A ponte é verticalmente composta por vigas HE 200 AA, que asseguram a ligação do tipo “T” com as cordas inferiores e superiores. Como se pode observar na Figura 3.2 a estrutura fica dividida em 15 pórticos espaçados de 2 m, excepto no encontro com os apoios de extremidade que é apenas de 1,9 m. É de referir também nestas zonas de encontro com os apoios as duas primeiras vigas verticais de cada lado são vigas HEB 200. A ponte possui ainda, sensivelmente a meia altura, perfis HEB 100 soldados longitudinalmente entre os perfis verticais, de forma a assegurar a estabilidade da ponte e reduzir substancialmente os momentos negativos que se costumam observar nas cordas destes tipos de estrutura.

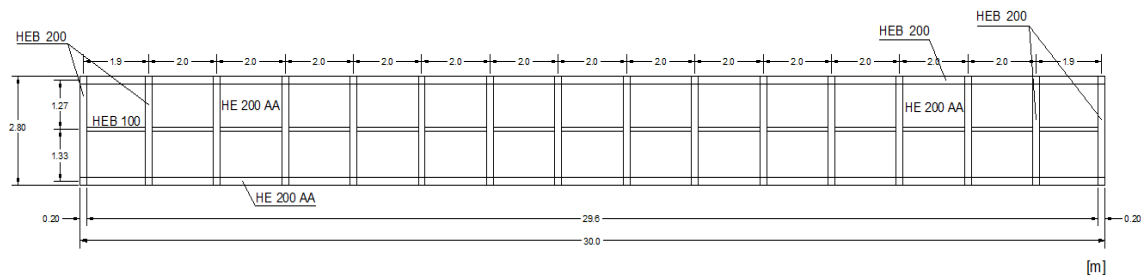


Figura 3.2: Alçado frontal da estrutura

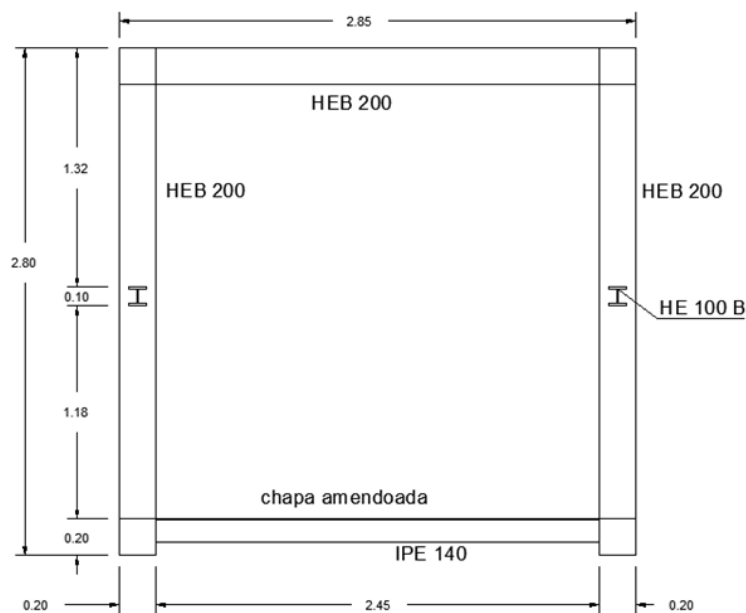


Figura 3.3: Secção transversal



É de frisar que este modelo foi obtido com o auxílio de medições em campo. Já que não se podia aceder às vigas inferiores ao tabuleiro, recorreu-se ao programa Photoshop para análise fotográfica e assim se conseguiu obter uma relação entre as diferentes vigas e definir as secções correspondentes.

A secção transversal do tabuleiro tem uma largura de 2,85 m, e uma altura de 2,80 m como está representado na Figura 3.3.

O pavimento é suportado inferiormente por vigas transversais IPE 140 intercaladas com vigas IPE 100 espaçadas de meio metro e soldadas por sua vez nas já mencionadas cordas inferiores, como se pode ver na Figura 3.4. Considerou-se o pavimento de chapa amendoada como tendo 5 mm de espessura.

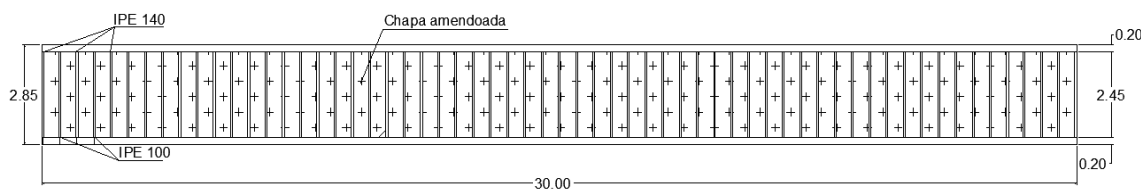


Figura 3.4: Vista inferior do tabuleiro da ponte pedonal

### 3.1.3. Modelação

A modelação numérica da ponte pedonal foi realizada, recorrendo ao programa de cálculo estrutural SAP2000, com o objectivo de analisar a sua resposta estrutural quando sujeita a acções pedonais.

Para simular a estrutura real, todos os elementos da ponte foram criteriosamente posicionados. Um dos elementos chave para uma análise dinâmica bem-sucedida, baseia-se na apropriada modelação das condições de apoio. Na estrutura real a fixação dos pilares ao tabuleiro é feita através de ligações metálicas com uma secção considerável que garantem a continuidade total dos esforços e deformações, bem como da distribuição destas para os pilares. Admitiu-se assim que estes foram ligados rigidamente ao tabuleiro através de um encastramento parcial. Como se pode ver na Figura 3.5, a modelação em questão foi feita considerando que o tabuleiro está assente em apoios fixos onde se colocaram molas helicoidais de rotação, sem atribuir uma rigidez excessiva que seria dada por um encastramento total. Para a rigidez destas molas foi considerada inicialmente um valor de 1000 kN/m, tendo sido feita posteriormente a correcção deste valor através de uma análise paramétrica, de forma a aproximar o modelo numérico da realidade.

Outro aspecto importante consiste na determinação das propriedades dos materiais utilizados, bem como das características geométricas de todos os elementos estruturais. Para a modelação considerou-se tanto para a estrutura do passadiço como para todos os perfis metálicos o aço estrutural S355. As características deste material estão discriminadas na Tabela 3.1.

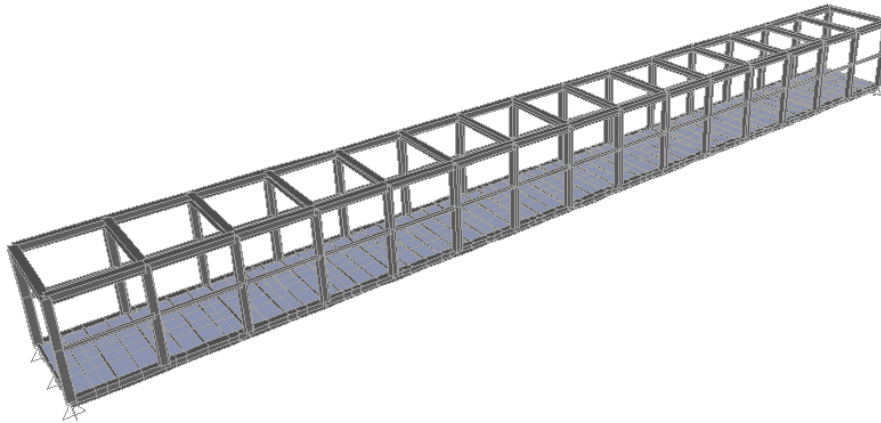


Figura 3.5: Vista tridimensional da modelação da ponte pedonal em SAP2000

Tabela 3.1: Propriedades do Aço S355

Propriedades	Aço S355
Peso volúmico [kN / m <sup>3</sup> ]	78,5
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,3
Módulo de elasticidade ( $E$ ) [GPa]	210
Módulo de distorção ( $G$ ) [GPa]	81
Coefficiente de expansão térmica [1 / °C]	$1,2 \cdot 10^{-5}$

Na Tabela 3.2 estão discriminadas as respectivas propriedades geométricas dos vários perfis normalizados necessários.

Tabela 3.2: Propriedades geométricas dos elementos constituintes da ponte

Ponte viendeel	Perfis normalizados utilizados	h [mm]	b [mm]	$t_w$ [mm]	$t_f$ [mm]
Cordas superiores, vigas transversais superiores e vigas verticais de início	HE 200 B	200	200	9	15
Vigas de apoio às guardas	HE 100 B	100	100	6	10
Cordas inferiores e vigas verticais	HE 200 AA	186	200	5,5	8
Vigas de apoio transversais inferiores à chapa amendoada	IPE 100	100	55	4,1	5,8
	IPE 140	140	73	4,7	6,9

O pavimento é composto por chapas metálicas amendoadas, de dimensões 2,5 x 1,5 m, soldadas entre si. Foram consultados vários produtores de chapas metálicas amendoadas, tendo-se apurado que estas eram geralmente feitas de Aço S355 podendo apresentar uma espessura entre 3 a 12 mm. Considerou-se um valor de 5mm para a espessura da chapa.

Em relação às cargas aplicadas, importa referir que, além das cargas permanentes geradas automaticamente pelo programa, foi necessário adicionar o peso das restantes cargas permanentes que não correspondem a elementos estruturais. Estas cargas correspondem essencialmente às guardas metálicas do passadiço, para as quais se considerou uma carga de 0,25 kN / m.

## 3.2. Comportamento dinâmico

O amortecimento é um factor essencial para a caracterização do comportamento dinâmico de uma estrutura, em casos onde podem ocorrer efeitos de ressonância devido à proximidade das frequências de excitação com a frequência da estrutura. Com base na Tabela 2.1 considerou-se para este passadiço metálico um coeficiente de amortecimento na ordem dos 0,2 %.

- **Frequências próprias e modos de vibração**

As frequências próprias e os respectivos modos de vibração associados são as características fundamentais de uma estrutura, as quais dependem unicamente da massa e da rigidez da mesma.

A formulação modal de uma estrutura desenvolve-se a partir do caso teórico de estruturas sem amortecimento e sem forças externas aplicadas, a partir do qual se determinam os seus valores e vectores próprios, os quais correspondem respectivamente às suas frequências próprias e modos de vibração da estrutura. Desta forma, considerou-se a equação de equilíbrio dinâmico para a situação de vibração livre sem amortecimento:

$$\mathbb{M}\ddot{u}(t) + \mathbb{K}u(t) = 0 \quad (3.1)$$

onde:

$\mathbb{M}$  - matriz de massa;

$\mathbb{K}$  - matriz de rigidez da estrutura;

$u(t)$  – vector de deslocamentos.

A equação 4.4 pode ser reescrita em coordenadas modais através da equação característica:

$$(\mathbb{K} - \omega_n^2 \mathbb{M})\Phi_n = 0 \quad (3.2)$$

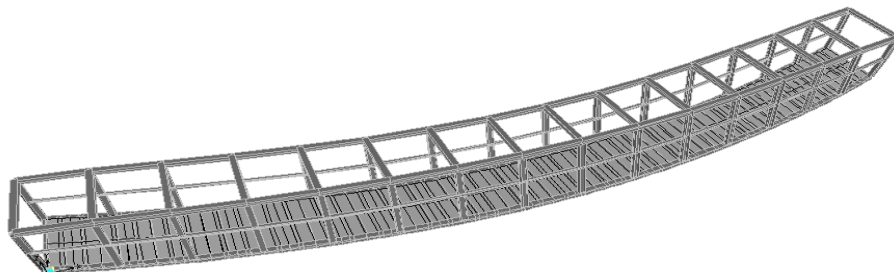
onde:

$\omega_n$  - frequência angular do modo  $n$

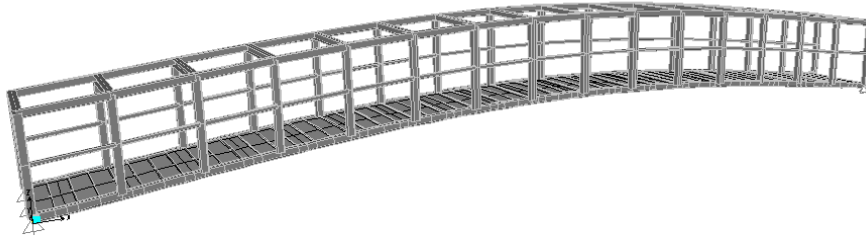
$\Phi_n$  - vector próprio.

Os cálculos foram efectuados através do programa para determinação das frequências próprias e modos de vibração da estrutura, através da resolução da equação característica 4.2.

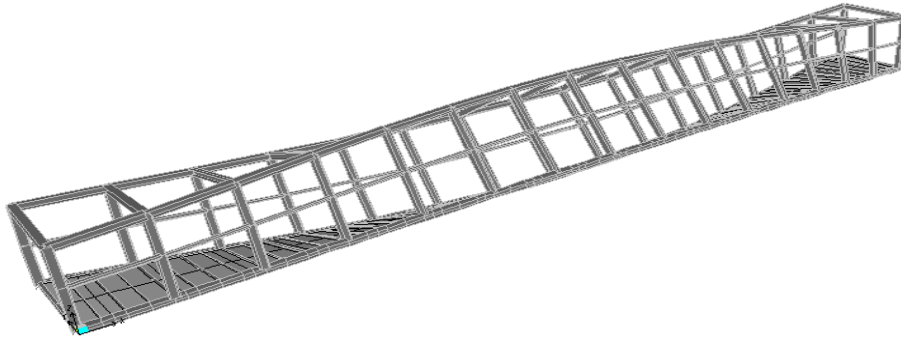
Na Figura 3.6 podem-se observar as configurações dos primeiros oito modos de vibração, bem como os respectivos valores das frequências naturais calculadas.



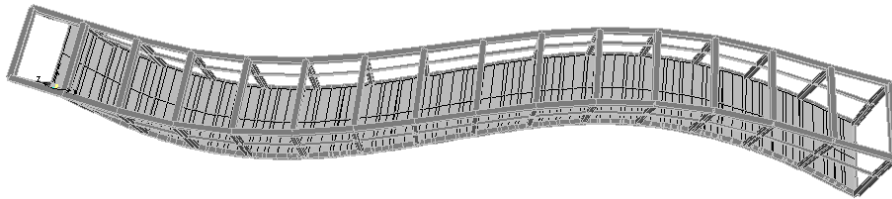
Modo 1 - 1º Lateral :  $f = 2,73$  Hz



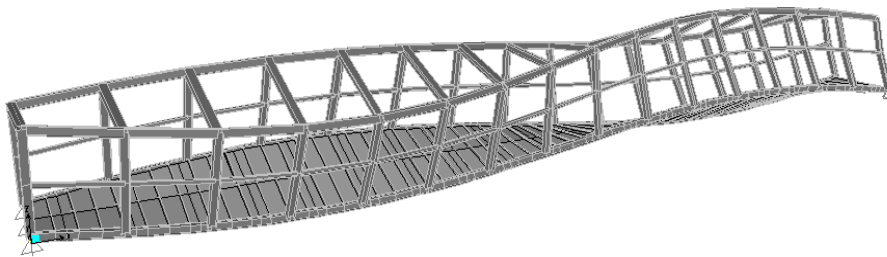
Modo 2 – 1º Vertical :  $f = 3,46$  Hz



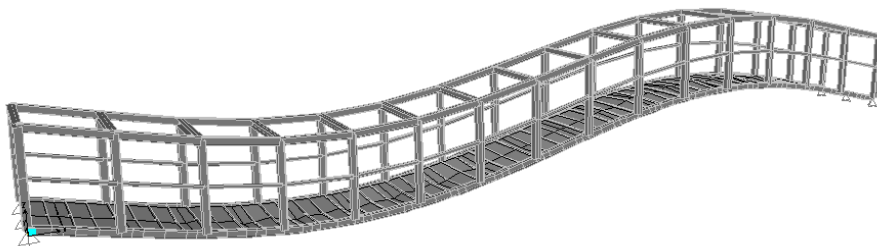
Modo 3 – 1º Torção :  $f = 3,58$  Hz



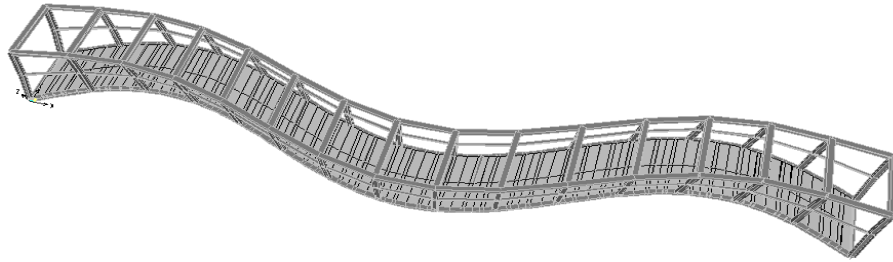
Modo 4 – 2º Lateral :  $f = 5,39$  Hz



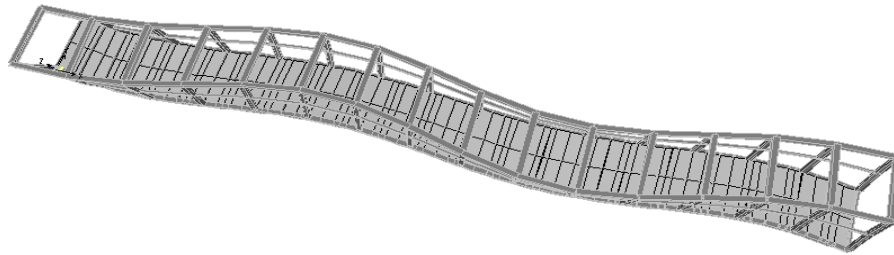
Modo 5 – 2º Torção :  $f = 7,31$  Hz



Modo 6 – 2º Vertical :  $f = 7,40$  Hz



Modo 7 – 3° Lateral :  $f = 8,22$  Hz



Modo 8 – 4° Lateral :  $f = 10,43$  Hz

Figura 3.6: Primeiros oito modos de vibração e respectivas frequências naturais

### 3.3. Resposta estrutural

Um dos objectivos deste capítulo é também a comparação dos valores de aceleração calculados com os valores regulamentares das normas estrangeiras. Segundo as equações descritas em 2.6 calcularam-se as acelerações limite de forma a garantir o conforto humano no atravessamento de um passadiço. As acelerações máximas regulamentares são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Critérios de conforto presentes nas normas regulamentares mais usuais

Norma	$a_{\max}$ vertical [ $m / s^2$ ]	$a_{\max}$ transversal [ $m / s^2$ ]
BS 5400	0,93	-
ONT 83	0,71	-
EC- 0, EN - 1990	0,70	0,2 (0,4 – multidões)
Sétra - conforto máximo	0,5	0,15

Repare-se que não se incluiu a norma ISO 10137 na tabela anterior, visto ser uma aceleração limite baseada em valores estatísticos médios, ou seja,  $a_{RMS}$  (*root mean square - raiz quadrada média*) [20].

De modo a verificar a regularidade dos valores de acordo com as normas estrangeiras, foram realizadas diversas análises dinâmicas. Estas análises permitiram a obtenção da resposta estrutural para a acção individual, bem como para a acção de multidões.

### 3.3.1. Acção pedonal individual

#### 3.3.1.1. Modelo numérico

Recorrendo-se ao método descrito em 2.3.3 caracterizou-se a acção dinâmica que o peão exerce na estrutura para os diferentes tipos de andamento e para as direcções vertical e transversal. As funções de carga foram inseridos no programa consoante o Anexo B. De seguida apresentam-se os gráficos de aceleração/tempo mais gravosos, originados pelo programa SAP2000. É de referir ainda que em todos os gráficos de aceleração/tempo apresentados o eixo das abcissas corresponde ao tempo que o peão demora a percorrer uma vez todo o tabuleiro, com a velocidade correspondente a cada tipo de passada.

- **Acção vertical**

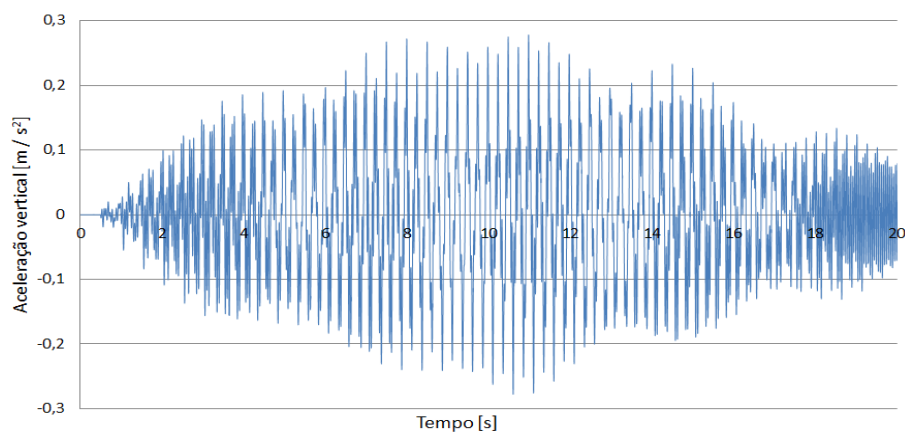


Figura 3.7: Gráfico de aceleração vertical/tempo durante o atravessamento de um peão em andamento normal,  $f_p = 2$  Hz

A Figura 3.7 traduz a evolução da aceleração vertical durante a passagem de um peão em andamento normal. Sendo a frequência típica de passada do andamento normal 2 Hz, observa-se que não é uma passada que cause grandes acelerações verticais, já que está afastada dos valores da primeira frequência própria vertical de 3,46 Hz. A aceleração máxima registada para o andamento normal foi de  $0,29 \text{ m/s}^2$ .

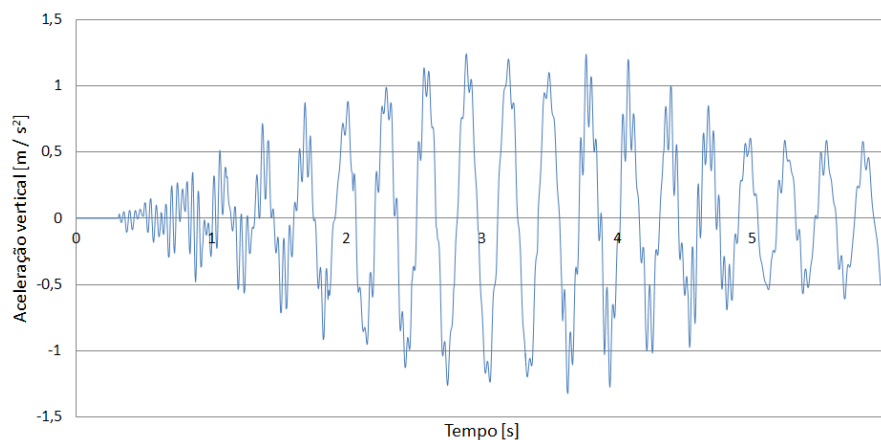


Figura 3.8: Gráfico de aceleração vertical/tempo durante o atravessamento de um peão em corrida rápida,  $f_p = 3,2$  Hz

Na Figura 3.8 é apresentada a evolução da aceleração vertical durante a passagem de um peão em corrida rápida. Observando a Figura 3.8 constata-se que se registaram valores bastante elevados de aceleração. O valor máximo registado foi de  $1,35 \text{ m/s}^2$  quando o peão se encontra sensivelmente a meio vão.

Resolveu-se fazer ainda outro ensaio que simulasse a acção pedonal de um peão em corrida rápida com uma frequência de passada de  $3,45 \text{ Hz}$ . A escolha deste valor teve a intenção de obter a máxima resposta estrutural devido ao efeito de ressonância. Na Figura 3.9 pode-se observar a resposta resultante do referido efeito.

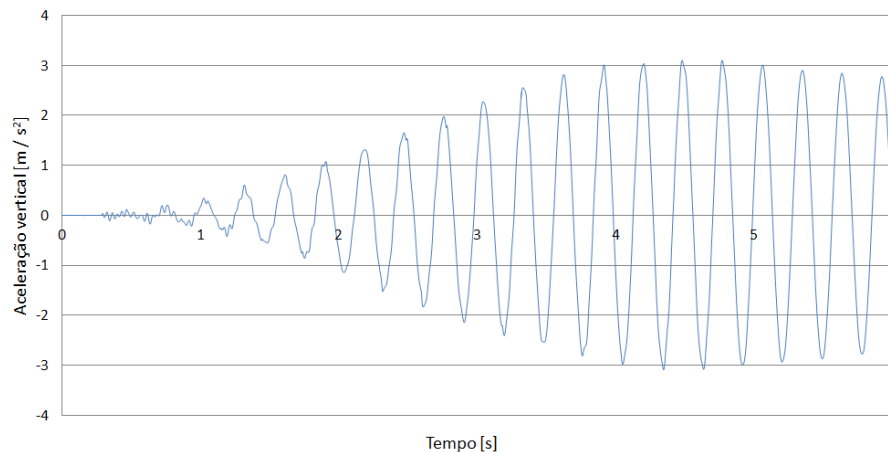


Figura 3.9: Gráfico de aceleração vertical/tempo durante o atravessamento de um peão em corrida com a frequência de excitação igual à frequência própria da ponte,  $f_p = 3,45 \text{ Hz}$

Observando a Figura 3.9 constata-se que a aceleração máxima registada foi de  $3,1 \text{ m/s}^2$  quando o peão se encontra sensivelmente a três quartos do vão, e que este valor ultrapassa largamente todos os limites regulamentares. Pode-se concluir que a aceleração vertical é máxima quando a frequência da passada iguala a frequência própria da ponte. Comprova-se assim a importância dos fenómenos de ressonância quando se realiza uma análise dinâmica de uma estrutura.

Os restantes gráficos de aceleração vertical/tempo dos demais andamentos são apresentados no Anexo C. A Figura 3.10 sintetiza os valores registados das acelerações máximas verticais para os diferentes tipos de andamento, e apresenta também os níveis limite de conforto regulamentares.

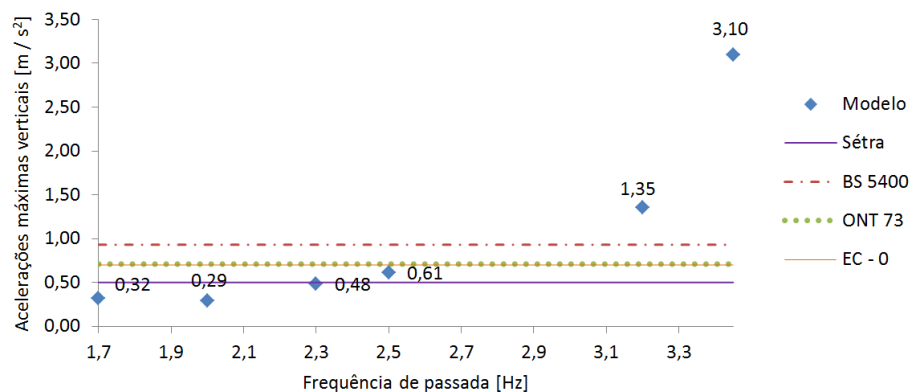


Figura 3.10: Gráfico de acelerações máximas verticais registadas e limites regulamentares

Observando a Figura 3.10, observa-se que apenas para frequências de passada inferiores a  $2,3 \text{ Hz}$  (andamento rápido) os níveis de conforto regulamentares são garantidos. É de notar que

o valor de aceleração máxima vertical obtido na corrida lenta ( $a = 0,61 \text{ m/s}^2$ ) não garante o conforto máximo de Sétra, garantindo, porém, todas as restantes normas regulamentares.

- **Acção horizontal**

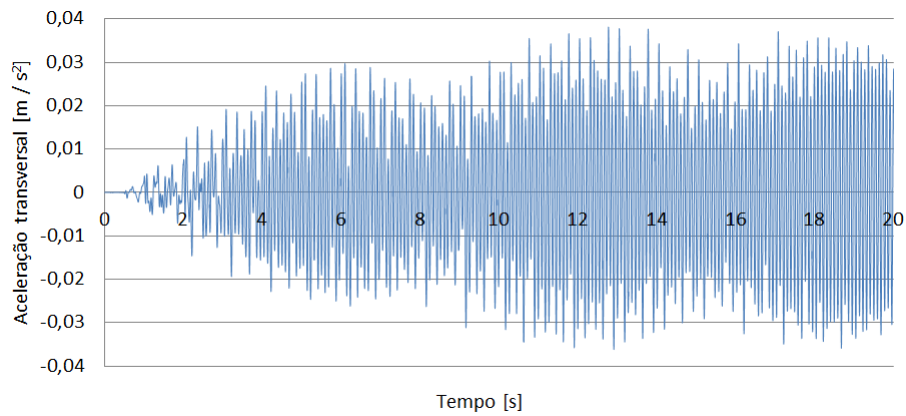


Figura 3.11: Gráfico de aceleração transversal/tempo durante o atravessamento de um peão em andamento normal,  $f_p = 2 \text{ Hz}$

A Figura 3.11 traduz a aceleração transversal provocada pela acção de um peão quando atravessa o tabuleiro da ponte em andamento normal. O maior valor registado foi de  $0,038 \text{ m/s}^2$ . Observando no Anexo C os gráficos de aceleração transversal em andamento rápido e em andamento lento, é possível notar que os valores são bastante mais gravosos. Isto pode criar dificuldades na comparação com os resultados experimentais, já que as frequências destas passadas são bastante próximas mas apresentam uma grande variabilidade de resposta.

De seguida pode-se observar na Figura 3.12 a evolução da aceleração transversal à medida que um peão atravessa o tabuleiro da ponte em corrida lenta. Esta revelou-se a situação onde se registam maiores acelerações.

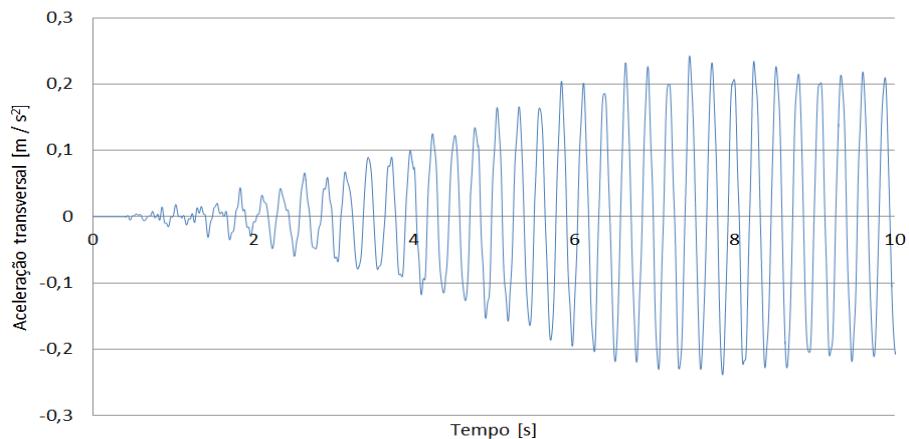


Figura 3.12: Gráfico de aceleração transversal/tempo durante o atravessamento de um peão em corrida lenta,  $f = 2,5 \text{ Hz}$

Observando a forma do gráfico da Figura 3.12 verifica-se que a frequência da corrida lenta ( $2,5 \text{ Hz}$ ) é a que mais se aproxima da frequência fundamental da ponte ( $2,7 \text{ Hz}$ ), já que se observa um aumento contínuo da aceleração. O valor máximo de aceleração transversal registado foi de  $0,235 \text{ m/s}^2$ , atingido quando o peão se encontra sensivelmente a três quartos de vão.



Os gráficos de aceleração transversal/tempo dos restantes andamentos são apresentados no Anexo C. A Figura 3.13 sintetiza os valores registados de acelerações máximas transversais para os diferentes tipos de andamento, apresentando também os níveis limite de conforto regulamentares.

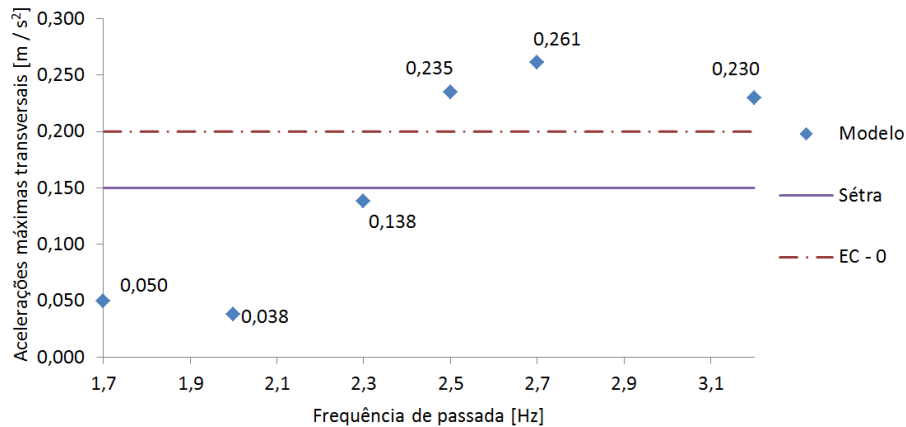


Figura 3.13: Gráfico de acelerações máximas transversais registadas e limites regulamentares

De forma idêntica à ação vertical, observa-se que apenas para frequências de passada inferiores a 2,3 Hz (andamento rápido) os níveis de conforto regulamentares são garantidos.

### 3.3.1.2. Modelos simplificados

Os métodos simplificados para o cálculo aproximado da resposta máxima em termos de aceleração, descritos em 2.4, foram aplicados no passadiço em estudo. O gráfico de barras da Figura 3.14 mostra as acelerações obtidas para os diferentes modelos simplificados utilizados, bem como do modelo numérico.

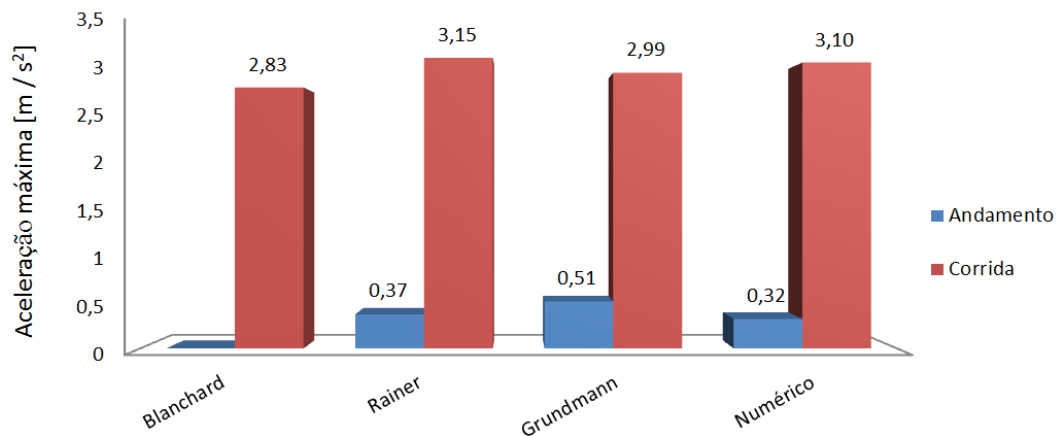


Figura 3.14: Gráfico de acelerações máximas obtidas pelos diferentes modelos

Os métodos simplificados apenas calculam as acelerações verticais para uma frequência de passada igual à frequência natural da ponte, ou submúltiplos desta. Por esta razão apenas se calcularam as acelerações para a primeira harmónica da corrida ( $f_p = f_e = 3,45$  Hz) e a aceleração para a segunda harmónica do andamento lento ( $2 \cdot f_p = f_e$ ). Analisando a Figura 3.14 verifica-se que as acelerações obtidas pelos métodos simplificados se revelam boas aproximações, visto que são bastante semelhantes aos resultados obtidos no modelo numérico.

### 3.3.2. Acção de multidões

De forma a analisar os níveis de oscilação a que a estrutura fica sujeita quando é atravessada por um conjunto de peões em andamento simultâneo, realizaram-se vários estudos da resposta estrutural baseados em dois tipos de modelos de simulação da acção de multidões: numérico e simplificados.

#### 3.3.2.1. Modelo numérico

Segundo o modelo apresentado na secção 2.5.3, calcularam-se as acelerações máximas obtidas durante o atravessamento da ponte fazendo variar o número de peões, de um até dez, em andamento normal ( $f_p = 2$  Hz), sendo estes resultados apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Acelerações máximas calculadas segundo o modelo numérico consoante o número de peões

Número de peões	Aceleração máxima [ $m/s^2$ ]	
	Transversal	Vertical
1	0,038	0,29
2	0,065	0,39
3	0,088	0,53
4	0,110	0,62
5	0,128	0,71
6	0,149	0,79
7	0,168	0,88
8	0,179	0,97
9	0,186	1,04
10	0,189	1,11

Apresentam-se de seguida os gráficos que ilustram os valores das acelerações obtidas na direcção vertical (ver Figura 3.15) e na direcção horizontal (ver Figura 3.16), para a acção de simulação da passagem de dez peões em andamento normal.

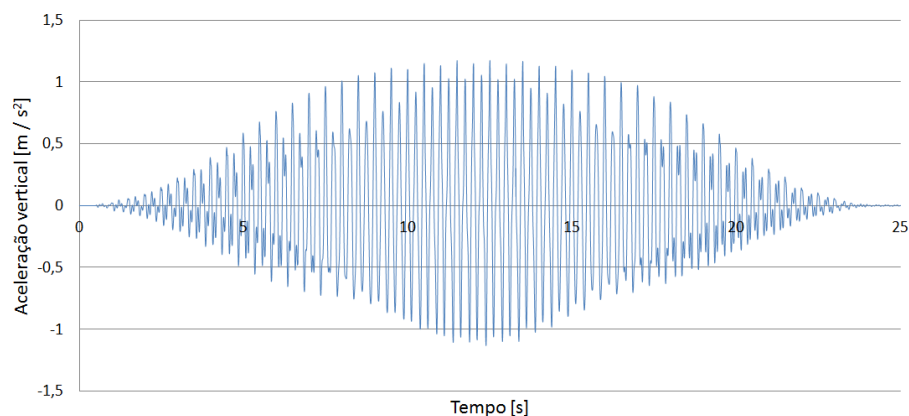


Figura 3.15: Aceleração vertical para dez peões sincronizados em andamento normal

Na direcção vertical o grupo de dez peões é dividido em dois eixos de andamento, enquanto na direcção horizontal, o atravessamento é feito num só eixo de andamento, apresentando por isso um tempo de atravessamento mais elevado. Importa salientar que se fizeram testes para a possibilidade de atravessarem sobre um eixo de andamento ou em dois, obtendo-se resultados bastante similares. A aceleração máxima obtida foi de  $1,11 m/s^2$  para a direcção vertical e de  $0,189 m/s^2$  para a direcção transversal.

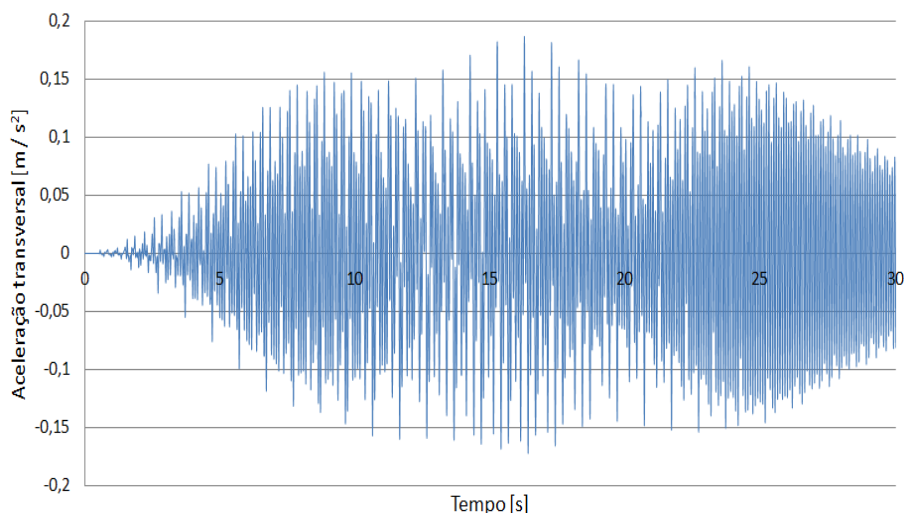


Figura 3.16: Aceleração transversal para dez peões sincronizados em andamento normal

### 3.3.2.2. Modelos simplificados

- **Matsumoto**

Tendo como base o modelo de Matsumoto apresentado em 2.5.4.1, calcularam-se as acelerações máximas obtidas durante o atravessamento da ponte fazendo variar o número de peões, de um até dez, em andamento normal, sendo estes resultados apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Acelerações máximas calculadas segundo o modelo de Matsumoto consoante o número de peões

Número de peões	Aceleração máxima [ $m/s^2$ ]	
	Transversal	Vertical
1	0,038	0,27
2	0,053	0,36
3	0,064	0,45
4	0,077	0,52
5	0,085	0,57
6	0,092	0,61
7	0,101	0,66
8	0,108	0,71
9	0,113	0,74
10	0,119	0,77

Apresentam-se de seguida os gráficos que ilustram os valores das acelerações obtidas na direcção vertical (ver Figura 3.17) e na direcção horizontal (ver Figura 3.18), para a acção de simulação de Matsumoto mais gravosa correspondente à passagem de dez peões em andamento normal ( $f_p = 2$  Hz). A aceleração máxima obtida foi de  $0,77 m/s^2$  para a direcção vertical e de  $0,119 m/s^2$  para a direcção transversal.

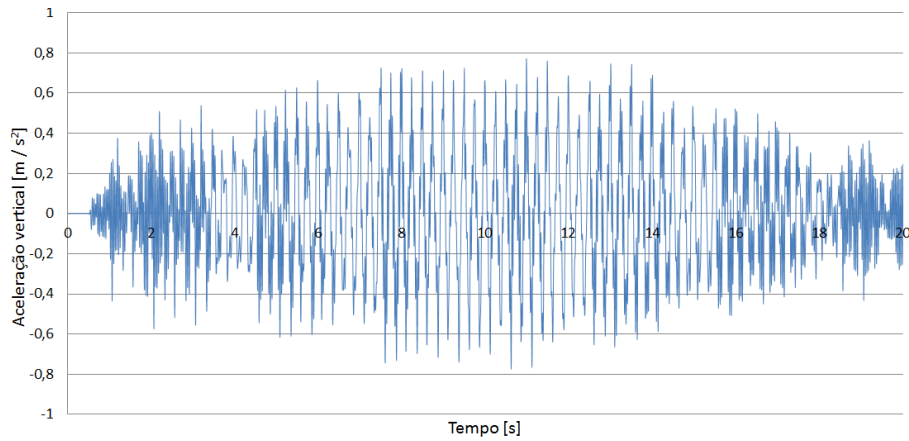


Figura 3.17: Aceleração vertical para o carregamento simulado de Matsumoto para um grupo de dez peões

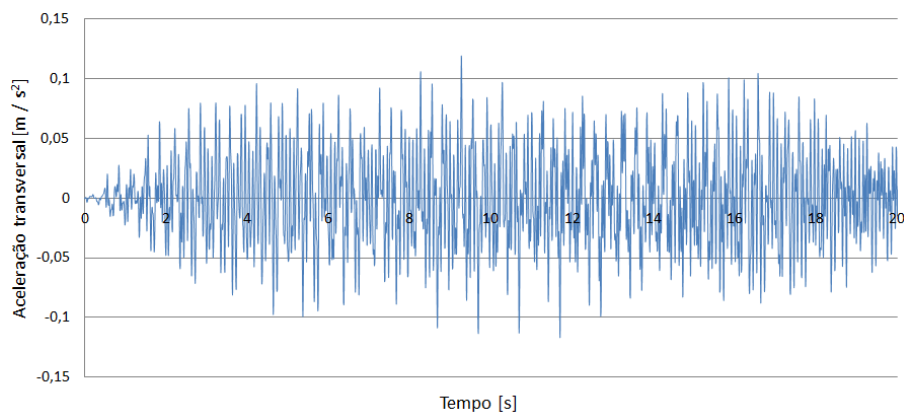


Figura 3.18: Aceleração transversal para o carregamento simulado de Matsumoto para um grupo de dez peões

De seguida os valores expostos na Tabela 3.4 e na Tabela 3.5, bem como os valores de acelerações limite regulamentares, foram traduzidos em gráficos de dispersão por forma a ser feita uma comparação do modelo numérico com o modelo simplificado de Matsumoto. Assim, a Figura 3.19 apresenta a evolução da aceleração máxima vertical da ponte consoante o número de peões que a atravessam usando o modelo numérico ou o modelo simplificado de Matsumoto.

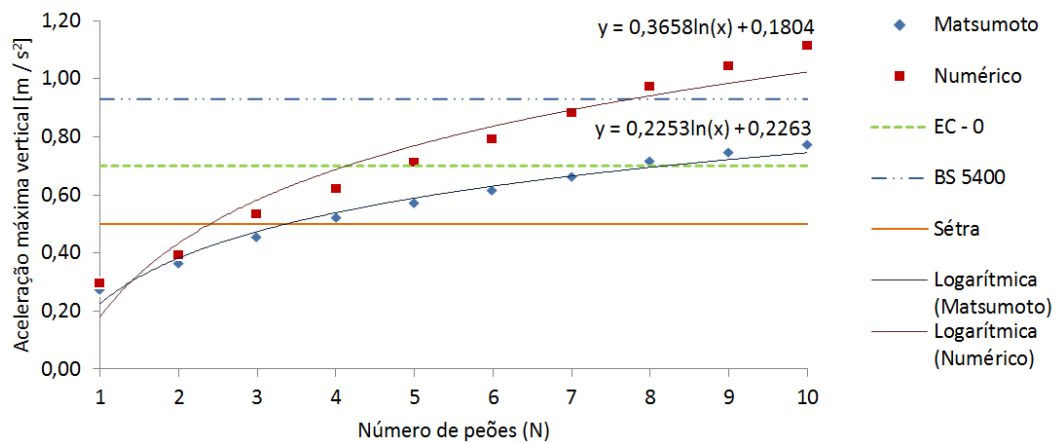


Figura 3.19: Influência do número de peões na resposta vertical

A Figura 3.20 apresenta a evolução da aceleração máxima transversal da ponte consoante o número de peões que a atravessam usando o modelo numérico ou o modelo simplificado de Matsumoto.

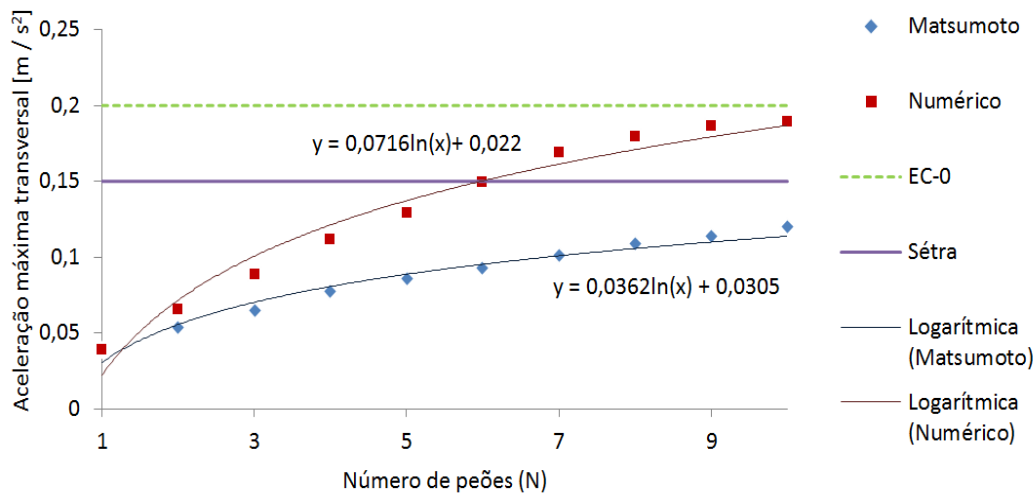


Figura 3.20: Influência do número de peões na resposta transversal

Observando a Figura 3.19 e a Figura 3.20 constata-se que em ambas as direcções o modelo numérico e o modelo de Matsumoto apresentam resultados semelhantes. Contudo o modelo numérico apresenta resultados um pouco mais gravosos que o modelo de Matsumoto, sendo esta diferença mais visível com o aumento do número dos peões. Esta diferença deve-se ao coeficiente de redução da sincronização dos peões presente no modelo de Matsumoto.

Com o auxílio de uma função tendência, foram criadas também regressões que representam a evolução das acelerações máximas consoante o número de peões, com o objectivo de posteriormente ser usada a fórmula de cálculo directo, tanto para comparação entre os diferentes modelos como para um eventual uso para um pré-dimensionamento de uma ponte pedonal. Optou-se por uma regressão logarítmica visto ser a equação que mais se adequa a esta relação.

- **Modelo de Sétra**

Segundo o guia técnico para pontes pedonais do Sétra [2], para a definição dos diferentes carregamentos que simulam a acção pedonal de multidões é necessário em primeiro lugar, determinar o nível de tráfego que a mesma pode suportar, tendo em linha de conta a identificação da classe da Ponte presente em 2.5.4.2. No caso em estudo pretendeu fazer-se uma abordagem mais alargada, analisando todas as possibilidades (Classes I, II e III), de modo a poder realizar-se uma análise mais aprofundada relativamente à influência do número de peões na resposta estrutural.

Sendo a ponte em estudo uma estrutura leve, quando é realizada a análise dinâmica é necessário incluir a massa total dos peões na massa da estrutura, já que pode representar uma percentagem considerável em relação à ponte.

A Tabela 3.6 descreve o cálculo das cargas distribuídas correspondente à massa dos peões. Estas cargas foram divididas por dois e aplicadas sobre duas vigas paralelas, que se definiram ao longo de todo o comprimento da ponte e se situaram a um terço e dois terços da largura do tabuleiro. Estas vigas tentam simular os eixos de andamento dos peões, tendo havido o cuidado de as modelar com um material sem peso e sendo criadas apenas para este efeito, de modo a não alterar o verdadeiro peso da estrutura.

Tabela 3.6: Carregamento de peões para as diferentes classes

CLASSE	Densidade pedonal ( $d$ ) [peões / m <sup>2</sup> ]	Área efectiva ( $S$ ) [m <sup>2</sup> ]	Número total de peões ( $N = S \cdot d$ )	Número equivalente de peões ( $N_{eq}$ )	Peso total de peões [kN]	Carga distribuída [kN / m]
Classe I	1	2,4 · 30	72	15,70	50,4	1,68
Classe II	0,8	2,4 · 30	57,6	5,18	40,32	1,344
Classe III	0,5	2,4 · 30	36	4,10	25,2	0,84

Depois de aplicados os carregamentos para as diferentes classes de tráfego pedonal obtiveram-se novas as frequências próprias da estrutura, que estão descritas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Frequências próprias da estrutura consoante a classe de tráfego pedonal

Modo	Tipo de modo	Frequência [Hz]			
		Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV
1	1º Lateral	2,40	2,47	2,59	2,73
2	1º Vertical	3,03	3,12	3,22	3,46
3	1º Torção	3,29	3,35	3,43	3,59
4	2º Lateral	4,81	4,93	5,17	5,39
5	2º Torção	6,29	6,49	6,69	7,31
6	2º Vertical	6,54	6,67	6,86	7,40
7	3º Lateral	7,36	7,52	7,89	8,22
8	4º Lateral	9,50	9,85	10,27	10,43

Observando a Tabela 3.7 e fazendo uma avaliação da gama de risco segundo as Tabelas 2.7 e 2.8, verifica-se que a partir do 3º modo de vibração haverá um risco muito baixo de ocorrer ressonância. Assim sendo, pode-se dizer que os primeiros modos de vibração vertical e lateral são os únicos modos que merecem uma análise mais aprofundada. Tendo em conta as novas frequências obtidas é possível determinar os casos de carga a considerar, recorrendo à Tabela 2.9 e Tabela 2.10. De seguida obtiveram-se os coeficientes redutores correspondentes, recorrendo à Figura 2.17 e Figura 2.18. Os casos de carga e os coeficientes redutores utilizados são apresentados na Tabela 3.8.

A Tabela 3.9 descreve o cálculo das cargas distribuídas correspondentes à componente dinâmica do andamento, bem como as acelerações máximas obtidas para cada caso. O processo de aplicação da carga foi um pouco diferente da aplicação da massa dos peões, já que neste caso se trata de um carregamento dinâmico (dependente do tempo), ao contrário da massa dos peões que representa um carregamento estático. Desta forma começou-se por aplicar uma carga distribuída unitária ao longo das vigas, consoante a direcção do modo de vibração como se pode observar na Figura 3.21. De seguida fez-se variar esta carga unitária aplicando-se uma função *time history* correspondente ao caso analisado, a qual pode ser observada também na Tabela 3.9.

Tabela 3.8: Definição dos casos de carga e respectivos coeficientes redutores

Modo	Tipo de modo	Classe	Nova frequência [Hz]	Gama de risco	Caso de carga	$\psi$
1	1º Lateral	I	2,40	Gama 3	Caso 3	0,25
		II	2,47	Gama 3	Caso 3	0,075
		III	2,59	Gama 4	Nulo	-
2	1º Vertical	I	3,02	Gama 3	Caso 3	0,51
		II	3,12	Gama 3	Caso 3	0,64
		III	3,22	Gama 3	Nulo	-
3	2º Lateral	I	4,81	Gama 4	Nulo	-
		II	4,93	Gama 4	Nulo	-
		III	5,17	Gama 4	Nulo	-

Tabela 3.9: Carga aplicada nos diferentes casos analisados e respectivas acelerações máximas obtidas

Modo	Tipo de modo	Classe	Função de carga distribuída	Carga distribuída máxima [N / m]	Função <i>Time history</i>	Aceleração máxima [m/ s <sup>2</sup> ]
1	1º Lateral	I	$7 \cdot N_{eq} \cdot \psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_t \cdot t)$	0,9	$0,9 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot 2,4 \cdot t)$	0,33
		II	$7 \cdot N_{eq} \cdot \psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_t \cdot t)$	0,3	$0,3 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot 2,47 \cdot t)$	0,14
2	1º Vertical	I	$70 \cdot N_{eq} \cdot \psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot t)$	18,7	$18,7 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot 3,03 \cdot t)$	3,47
		II	$70 \cdot N_{eq} \cdot \psi / L \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot f_v \cdot t)$	7,7	$7,7 \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot 3,12 \cdot t)$	1,67

As correspondentes funções *time history* foram importadas para o programa SAP2000, da mesma maneira que se importou as funções *time history* de acção pedonal individual (ver Anexo B). Segundo a guia francesa as cargas devem ser aplicadas até que a máxima aceleração de ressonância seja obtida. Neste seguimento foi considerado um valor igual a 60 s para o modo vertical e 100 s para o modo lateral, sendo o intervalo de tempo de integração de 0,01 s.

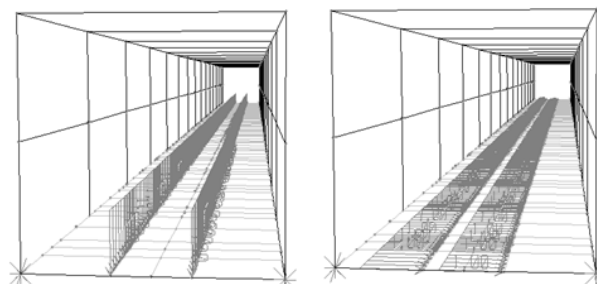


Figura 3.21: Vista tridimensional da aplicação dos carregamentos unitários no passadiço para o 1º modo vertical e 1º modo lateral, respectivamente

A Figura 3.22 apresenta os gráficos de aceleração máxima / tempo obtidos, respectivamente para as duas direcções vertical e transversal, para uma ponte de classe I.

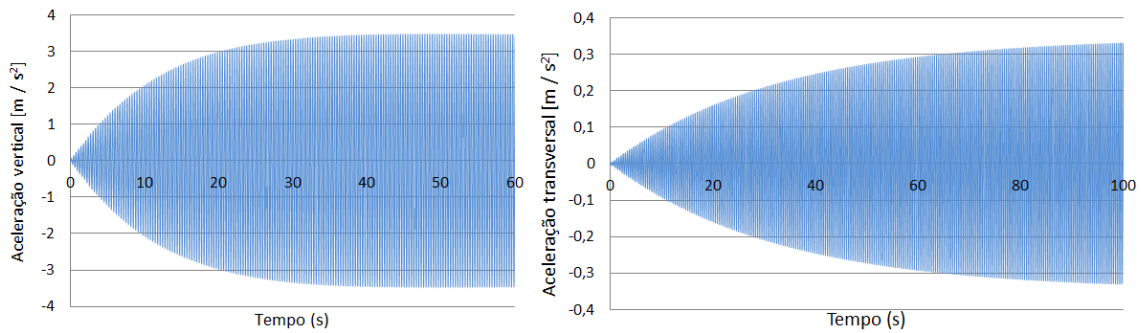


Figura 3.22: Gráficos de aceleração / tempo sendo a ponte de classe I , para as duas direcções principais

A Tabela 3.10 apresenta as verificações de conforto médio e máximo presentes no Sétra em relação aos casos estudados.

Tabela 3.10: Verificações de conforto para os modos de vibração analisados, tendo em conta a classe da ponte pedonal

Classe	Modo	Aceleração máxima [ $m / s^2$ ]				
		Calculada	Sétra - conforto médio	Verificação do conforto	Sétra - conforto máximo	Verificação do conforto
Classe I	1º Lateral	0,33	0,3	Não verifica	0,15	Não verifica
	1º Vertical	3,47	1	Não verifica	0,5	Não verifica
Classe II	1º Lateral	0,14	0,3	Verifica	0,15	Verifica
	1º Vertical	1,67	1	Não verifica	0,5	Não verifica

Observando a Tabela 3.10 é possível verificar que em relação ao primeiro modo vertical a ponte pedonal não garante as condições de conforto médias e máximas, independentemente da classe da ponte pedonal. No que diz respeito ao primeiro modo de vibração lateral, considerando-se a ponte como sendo de classe II, constata-se que não excede nenhum dos limites impostos pela Guia francesa. Por outro lado, optando-se pela classe I, esta não garante quaisquer condições de conforto. Nestas condições, conclui-se que seria recomendável a instalação de um AMS para controlo de vibrações quer verticais, quer laterais.



## Capítulo 4

# Caracterização experimental do comportamento dinâmico de um passadiço

Os ensaios experimentais assumem um papel fundamental no estudo dinâmico de estruturas. A análise estrutural é realizada maioritariamente com base em modelos de elementos finitos, podendo acontecer que muitos dos pressupostos assumidos estejam incorrectos ou em alguns casos não sejam considerados. Assim sendo, para que estes modelos numéricos possam ser ajustados à realidade, e desta forma validados, têm por base de comparação os ensaios experimentais.

A monitorização dinâmica constitui assim a base de investigação do comportamento e desempenho estrutural perante os carregamentos actuantes. Desta forma foi realizada uma análise experimental que permitiu corrigir a rigidez das molas helicoidais presentes nos apoios através de uma análise paramétrica. Analisando os registos obtidos consegue-se identificar as principais características dinâmicas da estrutura: modos e frequências de vibração, alcançando-se desta maneira uma simulação da resposta estrutural no modelo numérico mais próxima da realidade. De seguida será feita uma descrição dos ensaios, bem como os resultados e respectivas análises.

### 4.1. Monitorização

Para a realização dos ensaios recorreu-se ao dispositivo MR2002-CE da Syscom, disponibilizado pela FCT- UNL. Como se pode ver na Figura 4.1 o MR2002-CE é basicamente composto por duas componentes: o MS2003 e o MR2002. O MS2003 é um sensor de velocidades triaxial, ou seja, nas três direcções ortogonais (vertical, longitudinal e transversal), que tem sensibilidade para registar os movimentos da estrutura. Este sensor de velocidades é

ligado ao componente MR2002, o gravador de vibrações que contém o sistema de controlo e a memória onde são armazenados todos os dados. Juntamente com o *software* de comunicação WINCOM e de análise de dados VIEW2002, este dispositivo revela-se um sistema bastante eficaz para a medição e monitorização de vibrações pedonais [22].



Figura 4.1: Sensor de velocidades MS2003 ao centro e gravador de vibrações MR2002 à direita

Na Figura 4.2 apresenta-se o sistema de leitura e aquisição de dados, composto pelo computador portátil e pelos dois componentes da SYSCOM.



Figura 4.2: Sistema de leitura e aquisição de dados

Para calibrar o equipamento é necessário primeiro de tudo definir os parâmetros expostos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Parâmetros de medições do equipamento

Trigger level	5 mm / s	Patamar de disparo
Pre-event time	5 s	Começa a gravação 5s antes do patamar ser atingido
Post-event time	10 s	Continua a gravação durante 10s após o patamar de disparo deixar de ser atingido
Trigger combination	X, Y, Z	Começa a gravação quando um dos 3 canais entra no patamar de disparo

Como se pode observar na Figura 4.3, a instalação dos equipamentos foi efectuada em dois pontos: a meio vão e a um terço de vão. Numa viga bi-apoiada, o ponto crítico de maiores deslocamentos, é naturalmente a meio vão.

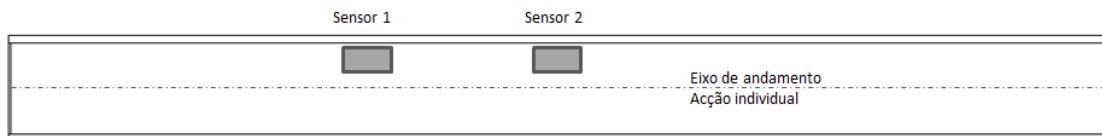


Figura 4.3: Localização dos sensores de vibração

Foram realizados vários ensaios experimentais que diferem pelos procedimentos adoptados. Em primeiro lugar realizou-se um ensaio ambiental, para identificação modal. De seguida realizaram-se dois testes para a acção de um peão individual, com um peso de aproximadamente 0,7 kN, para os vários tipos de andamento analisados. Realizaram-se também ensaios para um grupo de dez peões nos mesmos tipos de andamento. Decidiu-se realizar ainda um ensaio em que houve um aumento gradual do número de peões a atravessar a ponte, desde um peão apenas até um grupo de dez. Na Tabela 4.2 podem-se observar, de forma sucinta, os ensaios realizados e o que os caracteriza.

Tabela 4.2: Ensaios experimentais realizados

Ensaio	Tempo de gravação [s]	Sensores activos	Tipo de ensaio
1	600	Sensor 1 e 2	Ensaio ambiental
2	300	Sensor 1 e 2	Acção individual para os vários tipos de andamento
3	900	Sensor 2	Acção de um grupo de pessoas com aumento gradual: 1-10 peões
4	600	Sensor 2	Acção de um grupo de 10 pessoas para os vários tipos de andamento
5	360	Sensor 2	Acção individual para os vários tipos de andamento

Os ensaios realizaram-se de forma bastante satisfatória, com excepção de pequenas interferências nos ensaios 2 e 3, na medida em que durante estes testes vários peões alheios aos ensaios necessitaram de atravessar a ponte. Contudo, como se fez uma temporização das várias acções, os erros que poderiam ser provocados foram minimizados. Optou-se por considerar apenas o sensor 2 para os ensaios 3, 4 e 5, já que se registaram maiores velocidades nos dois primeiros ensaios, facto já esperado sendo o ponto crítico de uma viga bi-apoiada exactamente a meio vão.

## 4.2. Frequências próprias da estrutura

Utilizando a função transformada de Fourier (FFT – Fast Fourier transform) disponível no *software*, que permite decompor uma sequência de valores em componentes de diferentes frequências, foi obtida a resposta estrutural no domínio das frequências espectrais. Na Figura 4.4 e na Figura 4.5 podem-se observar os espectros de frequências para a direcção vertical a partir da FFT, referentes respectivamente aos sensores 1 e 2.

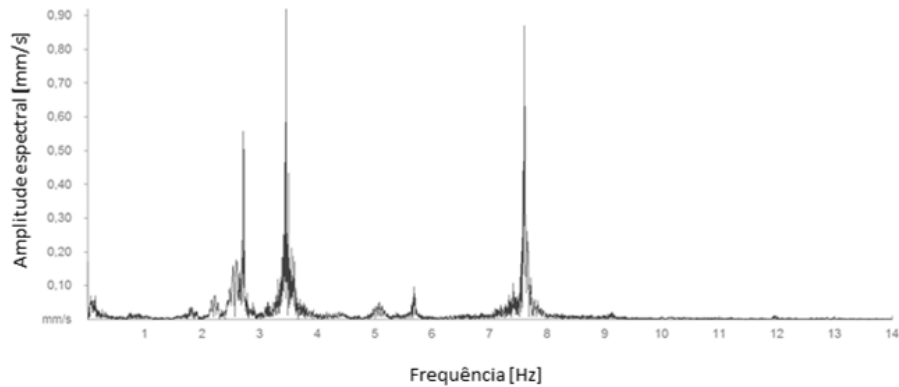


Figura 4.4: Espectro de frequências verticais relativo ao sensor 1

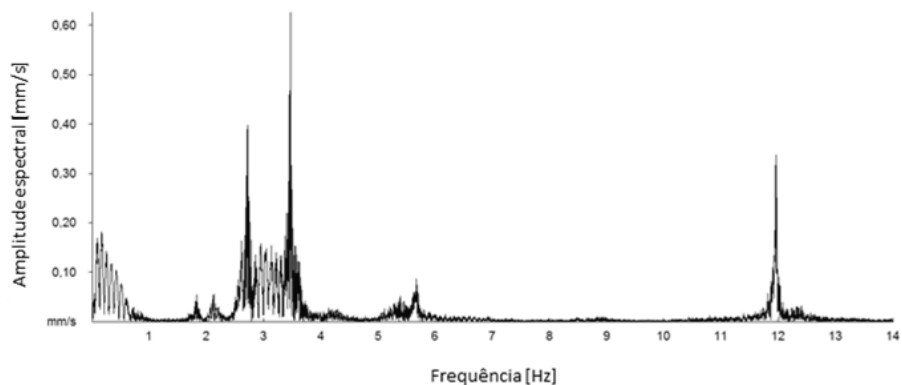


Figura 4.5: Espectro de frequências verticais relativo ao sensor 2

Da análise da Figura 4.4 referente ao sensor 1, nota-se claramente a presença dos dois picos mais elevados que anunciam os 2 primeiros modos verticais, sendo as suas frequências próprias sensivelmente 3,46 Hz para o primeiro modo e 7,5 Hz para o segundo modo. Na Figura 4.5 referente ao sensor 2 volta-se a constatar a existência do 1º modo na frequência de 3,46 Hz, e verifica-se ainda a existência do 3º modo vertical para a frequência de 11,8 Hz. A razão de não haver grande excitação para o segundo modo vertical no sensor 2, deve-se ao facto de a meio vão não haver deslocamento vertical para este modo.

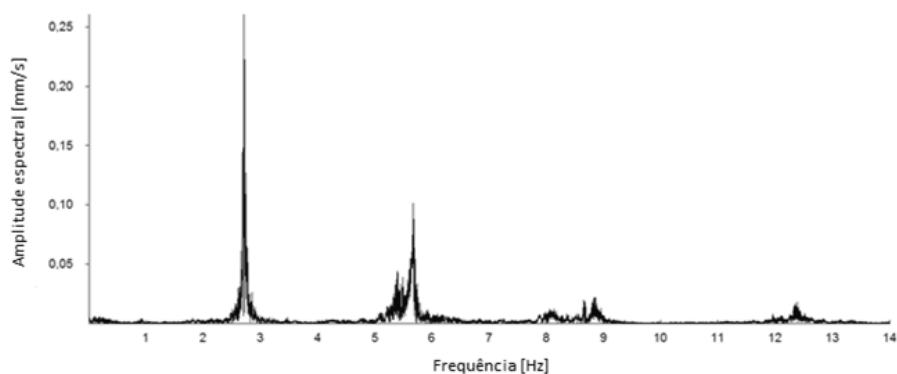


Figura 4.6: Espectro de frequências transversais relativo ao sensor 2

A Figura 4.6 correspondente ao espectro de frequências transversais relativas ao sensor 2, e nela verifica-se a presença de dois picos que provocam maior excitação (2,7 Hz e 5,7 Hz), correspondentes aos dois primeiros modos de vibração lateral. É de notar que estas frequências

2,7 Hz e 5,7 Hz excitaram simultaneamente a flexão lateral e a flexão vertical, pelo que se deduz que serão modos combinados de torção. Tal deve-se ao facto de a estrutura não possuir modos de vibração puros, isto é, com movimento exclusivo numa direcção. Os restantes espectros de resposta podem ser observados no Anexo E.

As frequências obtidas para os modos mais importantes estão expostos resumidamente na Tabela 4.3. Nesta tabela é feita também uma comparação das medições experimentais com os resultados obtidos no modelo numérico. As estruturas apresentam modos de vibração, em número infinito, sendo neste caso apresentados os três primeiros modos de vibração vertical e transversal.

Tabela 4.3: Análise comparativa das frequências dos primeiros modos laterais e verticais

Modo	Frequência experimental[Hz]	Frequência Sap2000[Hz]	Erro[%]
1º Modo lateral	2,72	2,73	0,37
1º Modo vertical	3,46	3,47	0,29
2º Modo lateral	5,74	5,43	5,40
2º Modo vertical	7,58	7,27	4,09
3º Modo lateral	8,83	8,1	8,27
3º Modo vertical	11,82	11,3	4,40

Observando a Tabela 4.3 e analisando o erro resultante é possível constatar que as frequências obtidas apresentam erros relativos na ordem dos 5 %. Nos primeiros modos de vibração os erros foram bastante reduzidos, consequência da correcção à realidade do modelo de elementos finitos através de uma análise paramétrica. Por outro lado o caso mais gravoso é no 3º modo lateral onde o erro é de 8,27 %, sendo já considerável. Verifica-se ainda que quanto maior o modo de vibração maior é o desvio, já que o modelo numérico se torna menos preciso. Apesar disto, estando neste trabalho a análise dinâmica relacionada com as solicitações dos peões, os modos de vibração de maior importância serão os primeiros modos. Assim pode-se dizer que o modelo numérico desenvolvido está de acordo com a estrutura real, já que se chegou a uma frequência fundamental de 2,7 Hz, que está na mesma linha dos resultados obtidos nos testes experimentais. É de referir que os modos longitudinais foram negligenciados, já que a estrutura apresenta acelerações longitudinais bastante reduzidas.

### 4.3. Descrição e análise dos resultados experimentais

Como modo de simplificação, os resultados dos ensaios realizados foram diferenciados para dois tipos de acção: acção pedonal individual e acção de multidões.

Convém referir que os gráficos de aceleração / tempo referentes aos ensaios realizados foram obtidos através de uma derivação directa dos gráficos iniciais de registo velocidade/tempo. Apenas se apresentam como exemplo alguns dos gráficos de aceleração/tempo que se consideraram mais gravosos no que diz respeito à análise dinâmica. Os restantes gráficos encontram-se no Anexo E.

### 4.3.1. Acção pedonal individual

De forma a analisar a acção pedonal individual os vários ensaios consistiram na passagem de um peão em diferentes tipos de andamento, e conseqüentemente a diferentes velocidades, na tentativa de excitar o passadiço. Para cada tipo de andamento foram efectuadas duas passagens da ponte, de forma a obter-se o registo mais elevado, permitindo assim uma análise mais conservativa.

É importante referir que para ser realizada uma análise mais rigorosa foi necessário proceder à filtragem de resultados, recorrendo ao filtro passa – baixos do programa VIEW2002, de modo a ser possível a visualização dos gráficos aceleração/tempo correspondentes às baixas frequências, que são as que correspondem à vibração da estrutura provocada pela acção pedonal.

Para cada tipo de andamento são analisados os gráficos de aceleração / tempo para as três direcções ortogonais resultantes dos ensaios experimentais. Na Figura 4.7 pode-se observar a aceleração vertical registada no tabuleiro.

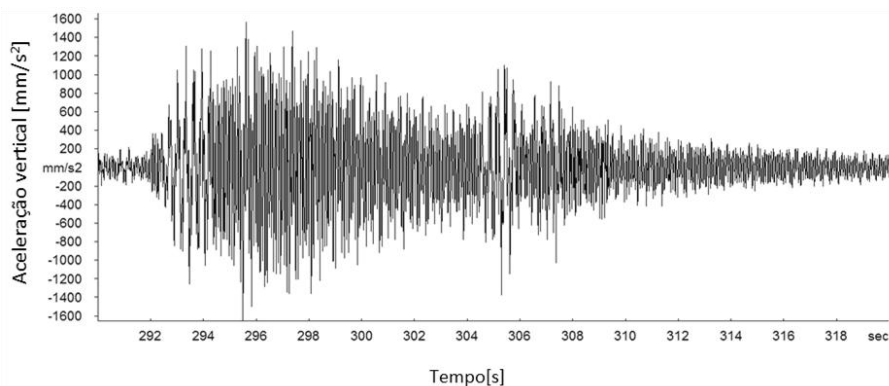


Figura 4.7: Gráfico de aceleração vertical / tempo uma acção pedonal individual em corrida rápida sensor 2 – Ensaio 5

Observando a Figura 4.7 constata-se que existem dois picos na função. Visto que os dois picos de aceleração coincidem com a passagem do peão a meio vão, pode-se confirmar este como o ponto onde se regista a resposta máxima estrutural. A corrida rápida apresenta uma frequência de aproximadamente 3,2 Hz, pelo que estará mais próxima da frequência referente ao primeiro modo de vibração vertical 3,46 Hz, estando a ponte mais sujeita ao fenómeno de ressonância. Os gráficos de aceleração vertical / tempo dos outros tipos de andamento, sendo menos gravosos, estão expostos no Anexo E.

De seguida, na Figura 4.8 pode-se observar a aceleração transversal registada no tabuleiro. Mais uma vez foi a corrida rápida que apresentou as acelerações mais gravosas, e tal ocorreu para a direcção transversal. Neste caso, visto que a frequência do 1º modo de vibração lateral é de 2,7 Hz, a segunda harmónica da corrida rápida (frequência da função de carga transversal = 3,2 Hz) deve estar na origem destas vibrações excessivas. É de frisar que a corrida lenta apresenta uma frequência (2,5 Hz) mais próxima da frequência própria da ponte, apresentando também valores elevados, contudo inferiores aos da corrida rápida. Estas diferenças podem ser explicadas pelo facto de as frequências de passada experimentadas não serem exactamente iguais às frequências teóricas consideradas inicialmente.

Como na maioria dos regulamentos não é fornecido qualquer valor limite para a aceleração na direcção longitudinal optou-se pela colocação dos gráficos referentes a esta informação no Anexo E.

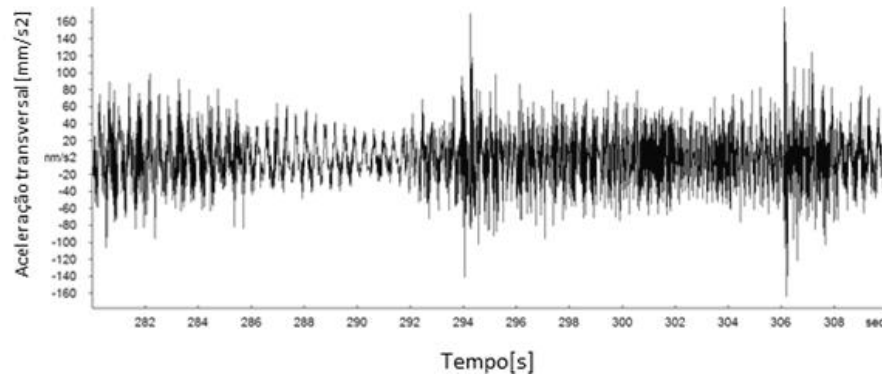


Figura 4.8: Gráfico de aceleração transversal / tempo uma acção pedonal individual em corrida rápida sensor 2 –Ensaio 5

A Figura 4.9 e a Figura 4.10 apresentam as acelerações máximas registadas pelo sensor 2 (meio vão) para as direcções vertical e transversal respectivamente, e englobam os dois ensaios realizados para a acção individual. Nestas figuras pode-se observar também os valores das acelerações máximas calculadas pelo modelo numérico, para poder ser comprovada a sua veracidade.

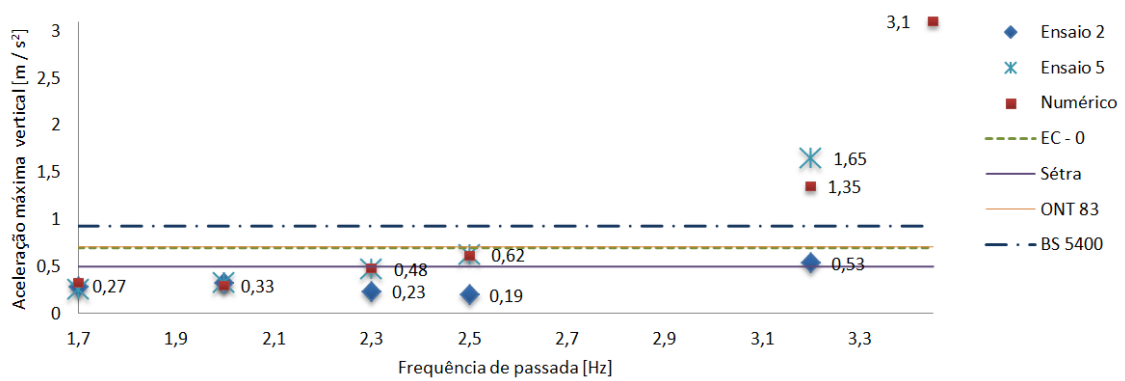


Figura 4.9: Acelerações máximas verticais obtidas nos ensaios e calculadas no modelo numérico

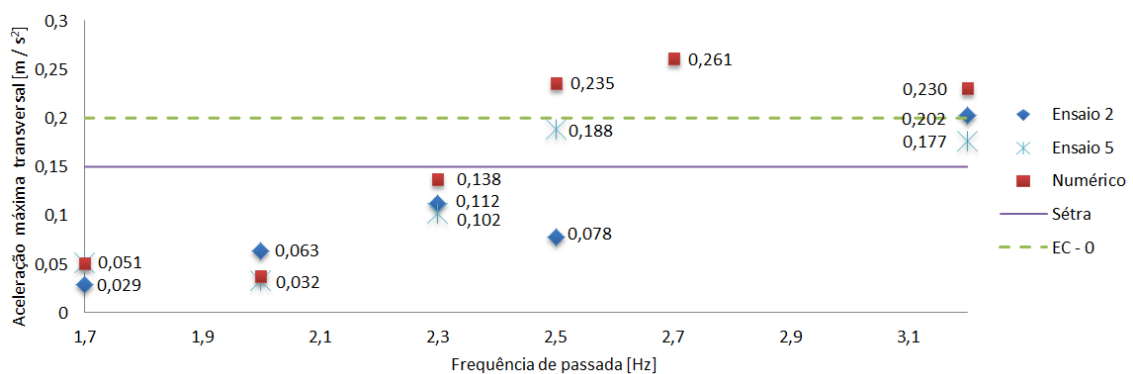


Figura 4.10: Acelerações máximas transversais obtidas nos ensaios e calculadas no modelo numérico

Observando a Figura 4.9 e a Figura 4.10, verifica-se que as acelerações máximas obtidas pelo modelo experimental e pelo modelo numérico são muito próximas. Observa-se também que nas proximidades da frequência própria correspondente ao modo direccional em estudo, os ensaios experimentais apresentam uma maior variação de resultados. Verifica-se que em ambos

os casos só foi possível obter a aceleração máxima para a frequência própria do modo estudado, relativamente ao modelo numérico ( $3,1 \text{ m/s}^2$  para a direcção vertical e  $0,261 \text{ m/s}^2$  para a direcção transversal).

Apesar de, como anteriormente foi explicado, a generalidade dos resultados obtidos pelo modelo numérico, tanto na direcção vertical como na direcção transversal, serem ligeiramente superiores aos registos experimentais, estes não deixam de constituir boas aproximações, validando o modelo.

### 4.3.2. Acção de multidões

Assim como para a acção pedonal individual, a cada número de peões (1-10) correspondem duas passagens no tabuleiro. A Figura 4.11 apresenta os gráficos de aceleração/tempo de um grupo de um a dez peões em andamento normal para as 3 direcções ortogonais.

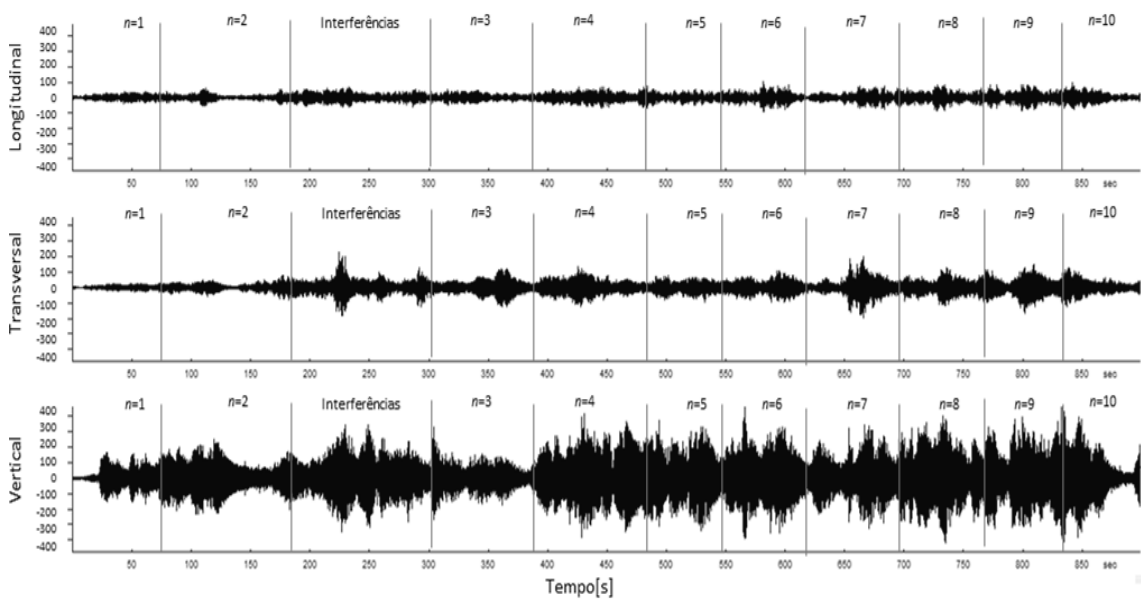


Figura 4.11: Gráficos aceleração / tempo para uma acção de um grupo de um a dez peões em andamento normal para as três direcções ortogonais: longitudinal, transversal e vertical – Ensaio 3

Observando a Figura 4.11 constata-se que existe um agravamento das acelerações com o aumento do número de peões. Contudo nota-se que este aumento não é linear havendo um maior crescimento no início até aos 450 s, correspondente a quatro peões em andamento, e verificando-se a partir desse momento um abrandamento. Pode dizer-se que este abrandamento se deve à diminuição da percentagem de peões sincronizados, levando assim a uma estabilização das acelerações. Estes efeitos são mais visíveis para a direcção vertical.

A Figura 4.12 e a Figura 4.13 expõem as acelerações máximas registadas a meio vão num gráfico de dispersão, tendo em conta o número de peões, para a direcção vertical e transversal respectivamente. Com o auxílio de uma função tendência, foi criada uma função de regressão para as acelerações máximas de cada caso. Optou-se por uma regressão logarítmica visto ser a equação que mais se adequa a esta relação. Supõe-se que a partir de um certo número de peões a aceleração tem tendência a ser reduzida, visto que os peões vão abrandar substancialmente a sua velocidade com o aumento da densidade pedonal.



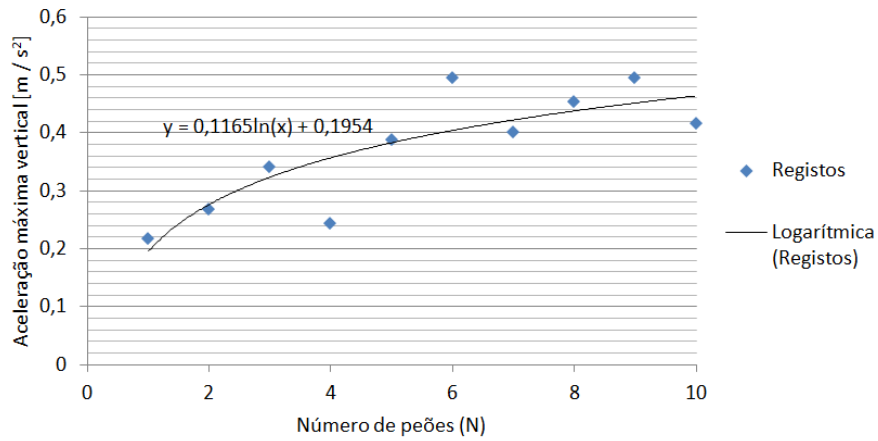


Figura 4.12: Influência do número de peões para a resposta vertical da estrutura

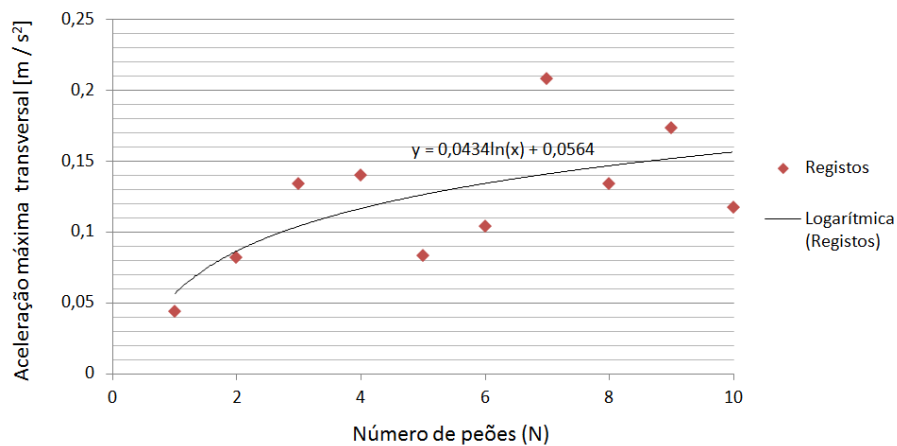


Figura 4.13: Influência do número de peões para a resposta transversal da estrutura

De seguida é feita uma comparação das linhas de tendência com os valores calculados pelo modelo numérico. A Figura 4.14 apresenta os valores de aceleração vertical calculados pela função de tendência e pelo modelo numérico.

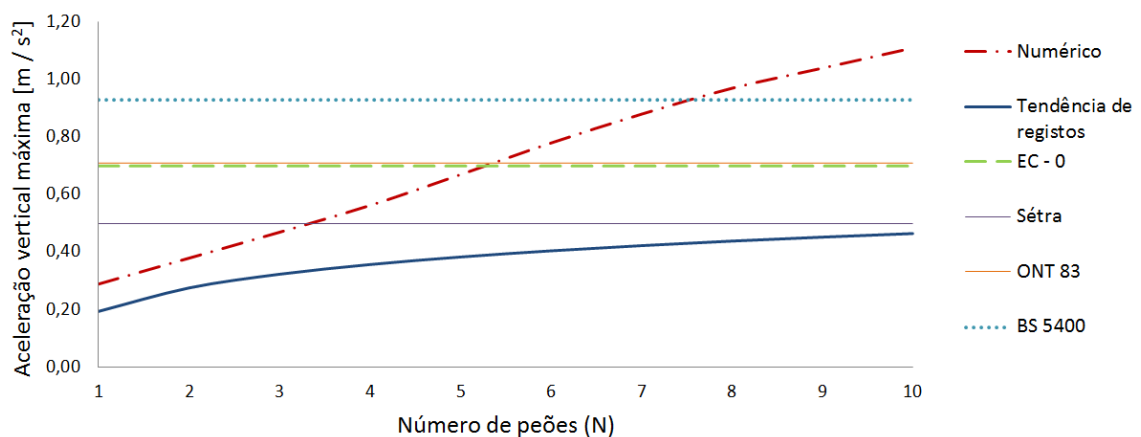


Figura 4.14: Influência do número de peões na resposta vertical para diferentes métodos estudados

Observando a Figura 4.14 constata-se que até aos quatro peões os modelos apresentam resultados semelhantes. Contudo com o aumento dos peões a diferença de resultados do modelo numérico para os resultados experimentais vai-se agravando consecutivamente. Isto pode ser

explicado devido ao facto de no modelo numérico, se considerar um coeficiente de amortecimento constante, enquanto na vida real o amortecimento da estrutura vai aumentando à medida que o número de peões vai sendo maior. Acrescenta-se ainda o facto de ser considerada uma sincronização perfeita dos peões no modelo numérico, o que normalmente não acontece na vida real.

A Figura 4.15 apresenta os valores de aceleração transversal calculados pela função de tendência e pelo modelo numérico.

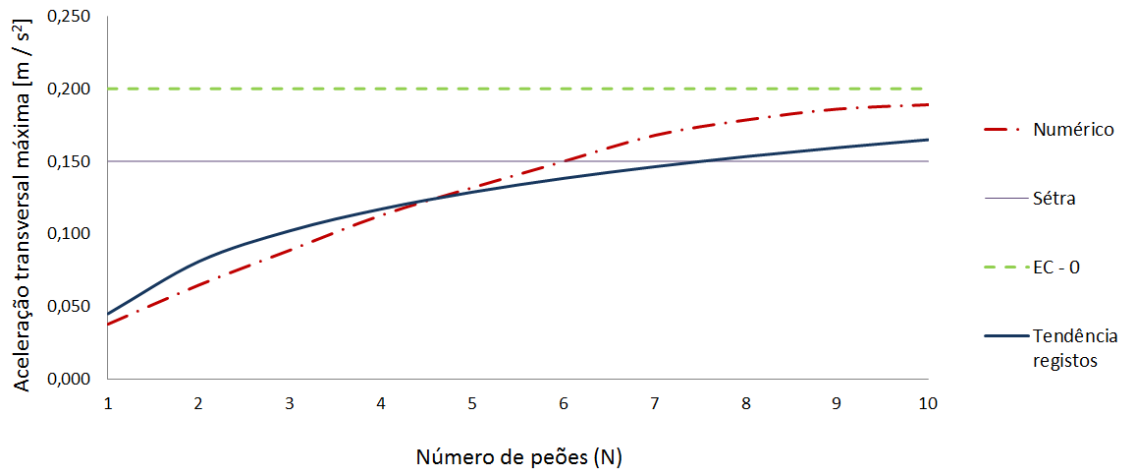


Figura 4.15: Influência do número de peões na resposta transversal para diferentes métodos estudados

Na Figura 4.15 observam-se que os valores da linha tendência e os valores do modelo numérico são bastante semelhantes para a acção pedonal transversal, já que os peões têm maior propensão em sincronizar as suas passadas nesta direcção.

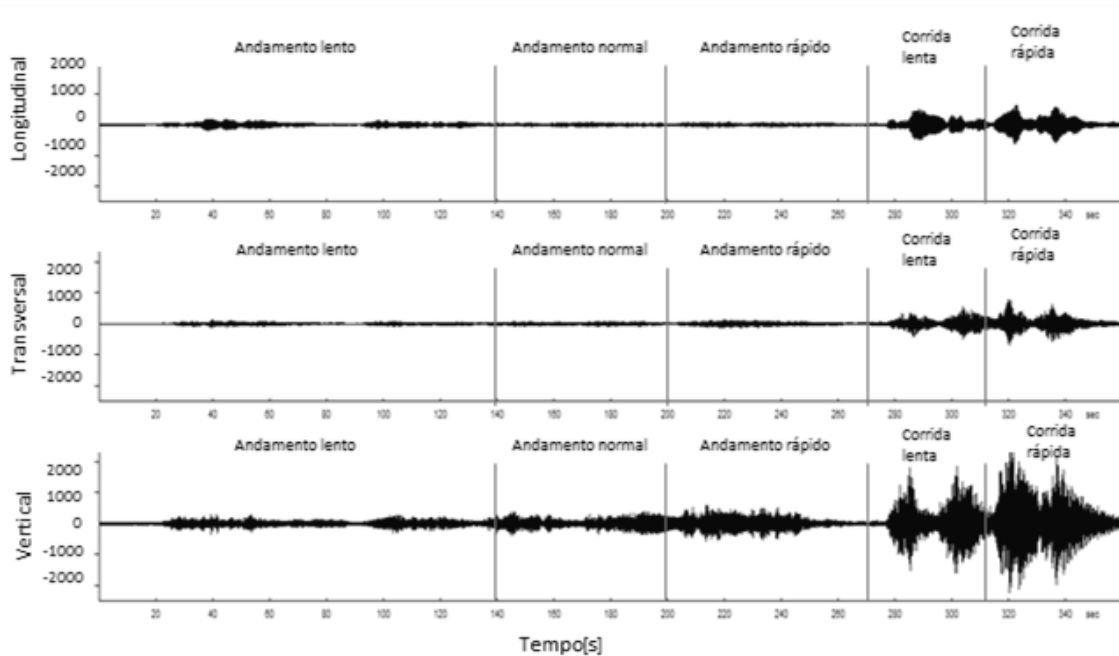


Figura 4.16: Gráficos aceleração/tempo para uma acção de um grupo de dez peões nos diferentes tipos de andamento para as três direcções ortogonais: longitudinal, transversal e vertical – Ensaio 4

Realizou-se ainda um ensaio referente à passagem de dez peões nos diferentes tipos de andamento. A Figura 4.16 apresenta os gráficos de aceleração/tempo obtidos para este ensaio.

Como é expectável verifica-se que são os movimentos de corrida que provocaram as acelerações mais gravosas, atingindo-se valores máximos na ordem dos  $2,7 \text{ m/s}^2$  para a direcção vertical e de  $0,7 \text{ m/s}^2$  na direcção transversal.

Assim, de uma forma geral, pode-se concluir que modelo numérico constitui uma boa aproximação da resposta real da estrutural. Verifica-se que tanto para a acção pedonal individual como para a acção de multidões os limites regulamentares são ultrapassados em ambas as direcções, pelo que seria conveniente a implementação de um sistema de controlo passivo de vibrações.



## Capítulo 5

# Implementação de um sistema de controlo passivo

Durante as últimas três décadas, a par com um desenvolvimento tecnológico crescente, os sistemas de controlo têm ganho importância e vindo a apresentar um vasto número de aplicações em quase todos os campos sociais e científicos. Podem ser encontrados no nosso quotidiano, por exemplo no controlo da temperatura em fornos eléctricos ou aquecedores; controlo da velocidade nos mais variados motores e veículos ou no controlo de pressões na automatização de robôs industriais. Também na área da Engenharia de Estruturas, fruto da combinação da engenharia civil com as inovações tecnológicas, tem-se verificado uma grande evolução a nível de sistemas de controlo, com o intuito de minimizar as respostas de estruturas quando sujeitas a acções dinâmicas [23].

Verificou-se que na ponte pedonal em estudo, tanto na direcção lateral como na vertical, ocorrem problemas de vibração, sendo que seria recomendável a implementação de um sistema de controlo. Neste capítulo vão ser abordadas algumas técnicas, com particular interesse nos sistemas de controlo passivo, que permitem a redução das vibrações, de níveis considerados excessivos para níveis admissíveis.

### 5.1. Técnicas de controlo de vibrações

Existem diversas soluções para minimizar os níveis de oscilação resultantes do movimento dos peões. As soluções convencionais consistem numa sintonização de frequência que pode ser alcançada pelo aumento da rigidez da estrutura, pelo aumento do peso da estrutura ou pelo aumento do amortecimento [1].

As pontes pedonais, a partir de uma certa rigidez, deixam de criar problemas de vibração, pelo que o aumento da rigidez pode ser uma das medidas a tomar para solucionar esta

problemática. Contudo, não é uma medida que se use frequentemente, porque é bastante dispendiosa.

Uma outra alternativa que se utiliza para reduzir as vibrações provocadas pelas pessoas, é aumentar o peso da ponte, o que pode ser adquirido fazendo um simples acréscimo de massa no tabuleiro. No entanto, as quantidades de massa exigidas poderão ser muito elevadas, aumentando sem necessidade a carga estática da ponte. Outra consequência deste incremento é a possível redução das frequências naturais da estrutura que torna a estrutura mais sensível a acções dinâmicas [24].

Para uma ponte já existente, a solução mais simples e económica baseia-se num incremento do amortecimento estrutural. É possível consegui-lo quer procedendo a modificações simples ao nível de certos elementos no interior da estrutura quer através da inclusão de dispositivos de controlo de vibrações.

As medidas simples podem consistir por exemplo numa:

- modificação das guardas: apesar de não serem consideradas elementos estruturais, podem contribuir para o aumento da rigidez e amortecimento da estrutura, principalmente no caso de estruturas mais esbeltas e flexíveis [24];
- escolha de ligações aparafusadas em detrimento das soldadas pode contribuir para o aumento do amortecimento da estrutura, devido à fricção provocada pela transferência de cargas [24];
- uso de revestimentos e elastómetros em apoios pode também contribuir para um aumento do amortecimento. Porém, é necessário ter em conta que as propriedades dos elastómetros se vão desgastando ao longo do tempo, exigindo uma manutenção regular [24].

No que toca a dispositivos de controlo de vibrações, a sua classificação depende essencialmente de dois factores: do tipo de acção que é produzida e do tipo de alimentação energética que os faz actuar. Em termos de soluções macroestruturais foram desenvolvidos quatro tipos de sistemas de controlo: passivo, activo, semi-activo e híbrido [23].

- **Sistemas de controlo Passivo**

Os sistemas de controlo puramente passivos actuam apenas à custa da energia fornecida pela estrutura quando solicitada por certos tipos de acções, não necessitando de uma fonte de energia exterior. São sistemas simples que não recebem informação do comportamento da estrutura, apresentando por isso uma resposta limitada [23] [25].

No trabalho que se pretende desenvolver vai-se simular um sistema de controlo passivo numa ponte pedonal, mais concretamente um sistema de amortecedores de massa sintonizada, pelo que esta vai ser a temática aprofundada mais á frente.

- **Sistemas de controlo Activo**

De forma a ultrapassar as limitações dos sistemas de controlo passivo, pode-se optar por sistemas de controlo activo que possibilitam um controlo automático da estrutura e em tempo real, constituindo uma vantagem em relação ao sistema de controlo passivo. Contudo, necessitam de alimentação energética exterior, pelo que podem trazer restrições a nível da segurança e economia [23].

Como se pode observar na Figura 5.1, um sistema de controlo activo é composto essencialmente por três componentes: sensores, controladores e actuadores. As medições dadas pelos sensores vão ser tratadas por algoritmos pré-definidos (controladores) para posterior emissão de um sinal ao actuador, que aplica na estrutura as acções de controlo calculadas. O elevado custo de aplicação e manutenção deste dispositivo, bem como a sua dependência energética, constituem o maior entrave à utilização deste sistema [23].

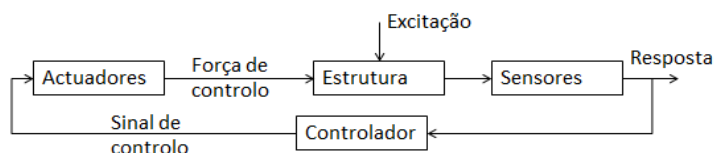


Figura 5.1: Diagrama de blocos de um sistema de controlo activo [23]

- **Sistemas de controlo Semi-activo**

Estes sistemas constituem um caso particular dos sistemas de controlo activo, em que apenas uma parte das suas funções necessita de energia exterior para um funcionamento eficiente. Esta particularidade confere à estrutura um nível de segurança e economia bastante atractivo, visto que requer uma quantidade mínima de energia externa para a realização das operações comparativamente aos sistemas de controlo activo [23] [26].

- **Sistemas de controlo Híbrido**

Os sistemas híbridos referem-se a soluções que combinam simultaneamente dois ou mais sistemas de controlo referidos anteriormente, procurando tirar partido das particularidades de cada um dos sistemas, permitindo aumentar a eficiência e desempenho do sistema, bem como evitar um consumo excessivo de energia [23].

Tanto os sistemas de controlo híbrido, como os de controlo semi-activo têm uma grande vantagem em relação aos sistemas activos que consiste em garantir uma certa protecção em casos de falhas de energia, já que incluem um sistema de controlo passivo independente da energia eléctrica [23].

## 5.2. Sistemas de controlo passivo

Os sistemas de controlo passivo são efectivamente a solução mais económica e eficaz para estruturas com baixo amortecimento, pelo que seriam ideais para o caso de pontes metálicas já existentes [1]. Consoante a sua função, os sistemas de controlo passivo podem ser classificados em três tipos: isolamento de base, dissipadores de energia e os amortecedores sintonizados.

- **Isolamento de base**

Esta é uma técnica mais vocacionada para o controlo da resposta de edifícios sujeitos a acções sísmicas, consistindo na tentativa de eliminação das ligações, no plano horizontal, da estrutura ao solo. Desta forma a estrutura e o solo passam a ter movimentos horizontais independentes, mantendo a capacidade de suporte vertical. A materialização desta solução traduz-se na interposição de uma camada horizontal com baixa rigidez, entre a estrutura e a fundação, que tem como consequência imediata a redução da frequência própria da estrutura [10] [27].

Actualmente, os sistemas de isolamento mais utilizados são os blocos de borracha de alto amortecimento (*High Damping Rubber Bearing* - HDRB), os blocos de borracha com núcleo de chumbo (*Lead Rubber Bearing* - LRB) e o sistema pendular com atrito (*Friction Pendulum System* - FPS). Estes estão representados na Figura 5.2.

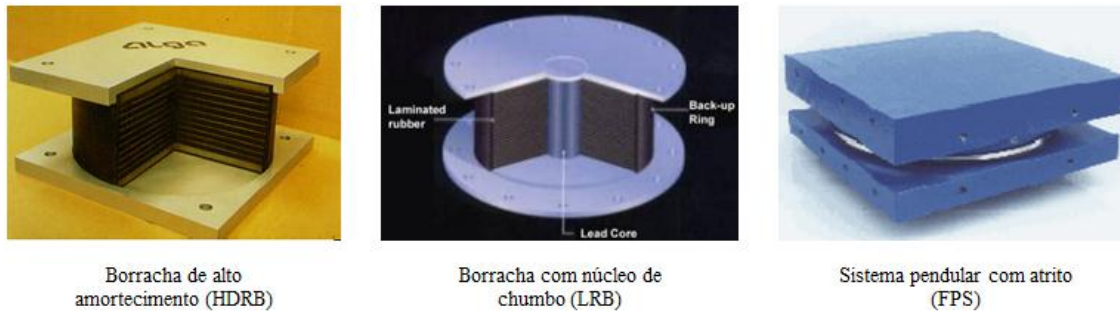


Figura 5.2: Principais sistemas de isolamento base [28]

- **Dissipadores de energia**

Como o nome indica estes dispositivos têm o objectivo de conceder à estrutura a capacidade de dissipar energia. Essa dissipação está associada à deformação da estrutura, pelo que os dispositivos devem ser colocados nos pontos de maior deformação, de modo a tirar partido do comportamento do material do dissipador, que vai sofrer sucessivas deformações elásticas, obtendo-se assim uma maior eficiência [27].

Os dissipadores mais utilizados actualmente são os hysteréticos, os viscoelásticos e os viscosos. Os dissipadores hysteréticos tiram partido do comportamento dos metais após a cedência (usualmente em aço). Os viscoelásticos utilizam polímeros com características que permitem dissipar a energia em função do deslocamento elástico e da velocidade. Nos sistemas viscosos a dissipação de energia é conseguida mediante a passagem forçada de um fluido viscoso através de um orifício, dependendo a força de inércia da velocidade relativa entre as suas extremidades [27]. Estes dispositivos podem ser observados na Figura 5.3.

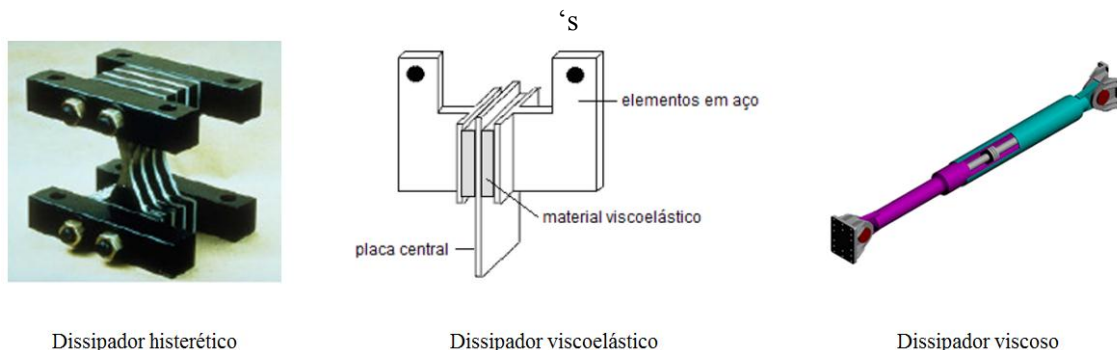


Figura 5.3: Dissipadores de energia mais vulgares [27]

- **Amortecedores de massa sintonizada (AMS) ou Tuned Mass Damper (TMD)**

Uma das soluções possíveis para o problema de vibrações excessivas é o uso de amortecedores de massa sintonizada, que funcionam como um sistema secundário de vibração. Os AMS são dispositivos que têm vindo a ser bastante utilizados em pontes pedonais leves, esbeltas e flexíveis, já que são as mais susceptíveis a vibrações. O uso de um AMS acarreta um aumento do amortecimento da estrutura e uma diminuição das amplitudes de vibração, ocorrendo em simultâneo uma dissipação da energia da estrutura primária devido à força de inércia resultante do movimento relativo entre o amortecedor e a estrutura [25].

Como está esquematizado na Figura 5.4, um AMS é um sistema que normalmente é constituído por três elementos: uma massa adicional ( $m_2$ ) ligada à estrutura (constituída por uma massa principal  $m_1$  associada a uma mola com uma rigidez  $k_1$ ), através de uma mola ( $k_2$ ) e um



amortecedor ( $c_2$ ) dispostos em paralelo. A acção de controlo exercida pelo AMS é resultado da acção simultânea da mola e do amortecedor. Quando a estrutura está sujeita a vibrações, é então exercida a acção de controlo que varia em função do tempo e tem o sentido contrário ao movimento da estrutura. A massa secundária é também de importância fulcral, visto que introduz um grau de liberdade na estrutura, passando deste modo a ter duas frequências adjacentes à frequência natural inicial [10].

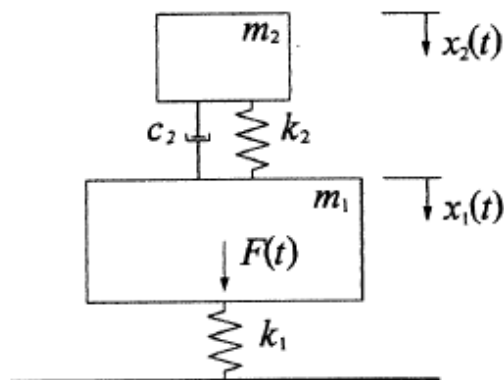


Figura 5.4: Modelo de funcionamento teórico de um AMS [25]

Apesar de todos os seus benefícios, o AMS tem de ser desenhado para cada tipo de estrutura e sintonizado usualmente apenas para a frequência fundamental da estrutura relativa ao modo de vibração mais condicionante, não trazendo quaisquer benefícios para outros modos [10].

- Amortecedores de colunas líquidas sintonizadas ou *Tuned Liquid Column Dampers* (TLCD)

Os amortecedores de colunas líquidas sintonizadas (TLCD) apresentam um funcionamento semelhante aos AMS. A diferença entre os dois consiste na substituição da massa adicional por um sistema de movimento de um fluido. No entanto, estes dispositivos são mais adaptados a estruturas com baixa frequência natural, onde é predominante o controlo de vibrações horizontais [10].

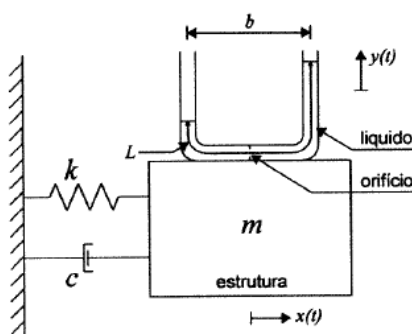


Figura 5.5: Representação esquemática de um TLCD [10]

Um TLCD, esquematicamente representado na Figura 5.5, é composto por um tubo em forma de U, onde circula uma coluna de um líquido viscoso, que é forçado a passar num orifício situado na base do aparelho, introduzindo desta forma forças sobre a estrutura [10].

### 5.3. Aplicações reais de um AMS

Um dos melhores exemplos da aplicação de sistemas AMS em pontes é o caso da *Millennium Bridge* (ver Figura 1.1). Inaugurada oficialmente a 10 de Junho de 2000, a Ponte *Millennium* atravessa o rio Tamisa e é a maior ponte pedonal do mundo. No dia da inauguração, entre 80 e 100 mil pessoas atravessaram a ponte. Quando os peões começaram o atravessamento da ponte, iniciaram-se inesperadamente movimentos laterais do tabuleiro. Passados dois dias, a ponte foi encerrada ao público para se estudar e resolver o problema ocorrido. Através de observações no dia de abertura e estudos de imagens de vídeo foram registados deslocamentos máximos de 50 mm para flexão lateral e até 70 mm para a flexão vertical a meio vão [4].

A solução encontrada para a *Millennium Bridge* foi um incremento do amortecimento da estrutura, que permitiu aumentar o número crítico de peões que podem atravessar a ponte, sem que ocorra uma resposta excessiva. Esta solução foi acompanhada de várias investigações físicas, tanto na ponte como em várias instituições académicas, com o objectivo de quantificar a carga, investigar e determinar o arranjo final e magnitude dos amortecedores. O problema foi resolvido com a instalação de oito AMS horizontais a meio vão e de cinquenta dispositivos verticais de modo a anular as oscilações provenientes dos vários modos de flexão e torção. Na Figura 5.6 podem-se observar os AMS verticais colocados estrategicamente na parte inferior do tabuleiro. Actualmente, o desempenho dinâmico desta ponte é bastante satisfatório [29].

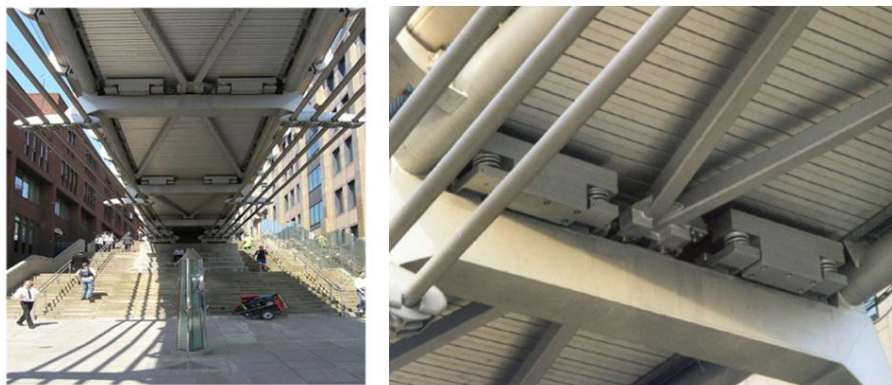


Figura 5.6: Aplicação de AMS verticais na Millenium Bridge, Londres [30]

O caso da Millenium Bridge ficou mundialmente conhecido e alertou a comunidade internacional de engenharia para o problema das vibrações em pontes pedonais, sobretudo para as vibrações laterais, pois nunca se tinha observado tal manifestação do fenómeno da sincronização.

Outro caso da aplicação desta tecnologia é a Ponte Pedro e Inês situada na cidade de Coimbra, que faz a ligação entre as duas margens do rio Mondego, em Portugal. Inaugurada em Novembro de 2006, tem 275 m de comprimento por quatro de largura e é constituída por um arco parabólico central, vencendo um vão de 110 m, e outros dois laterais mais pequenos. Os arcos de suporte são de aço enquanto o tabuleiro suportado pelos mesmos é de betão e aço. Apresenta uma característica invulgar na sua geometria que pode ser observada na Figura 5.7, um desalinhamento do tabuleiro aproximadamente a meio vão [31].

Segundo os estudos de Elsa Caetano [31], a ponte apresenta frequências de vibração lateral da ordem dos 0.9 Hz, sensivelmente metade da frequência de passada dos peões, o que a torna susceptível a vibrações indesejadas e fenómenos de sincronização lateral. Apesar de escassas, as informações publicadas que caracterizavam este fenómeno, na época da construção do passadiço, motivaram a realização de testes com fluxos de peões de forma a validar a necessidade da introdução de medidas de controlo.



Figura 5.7: Vista geral da ponte Pedro e Inês, Coimbra, Portugal [16]

Realizaram-se ensaios com várias pessoas em passagem contínua, aumentando de uma forma gradual a densidade pedonal, a fim de analisar a resposta estrutural e adquirir uma indicação do número de peões necessário para obter o efeito de sincronização [31]. Podem-se observar os resultados obtidos na Figura 5.8.

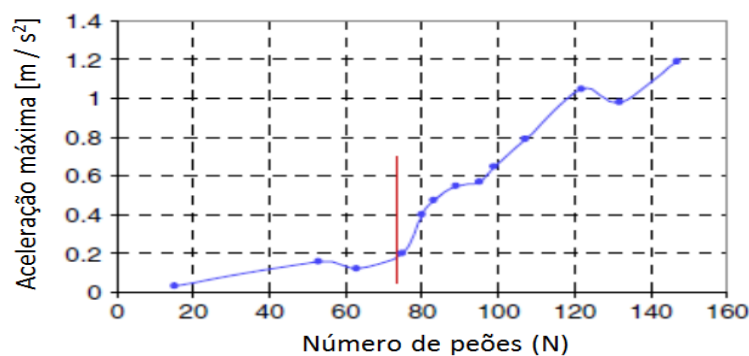


Figura 5.8: Variação da amplitude das acelerações laterais a meio vão consoante o número de peões [31]

Os dados revelaram-se bastante interessantes e permitiram correlacionar o número de pessoas sobre o passadiço com a amplitude de aceleração registada. Foi possível concluir que o aumento de aceleração devido ao acréscimo de peões na ponte não é linear, exhibe antes um aumento brusco a partir de 70 peões [16]. A adequação da equação 2.6, usada no cálculo do número de peões necessário para se iniciar o fenómeno de sincronização, foi também demonstrada nestes estudos [31].

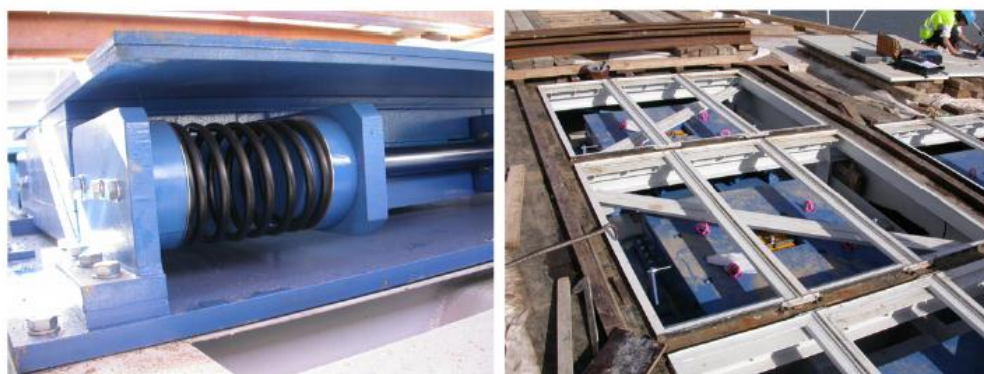


Figura 5.9: AMS horizontal instalado na secção a meio vão do tabuleiro [16]

Com base nos conhecimentos adquiridos e de modo a evitar oscilações indesejadas, foram instalados seis AMS verticais e um AMS lateral que foi posteriormente dividido em várias unidades de controlo com características equivalentes, como se pode observar na Figura 5.9 [16].

Foi realizado ainda uma monitorização contínua durante cinco anos, que veio a demonstrar que o conforto dos utilizadores é garantido, indicando níveis geralmente baixos de vibração e uma taxa reduzida de activação dos dispositivos [16].

## 5.4. Dimensionamento de um AMS

A introdução de um AMS na estrutura não possibilita a eliminação total das vibrações, mas permite uma redução até um valor pré-definido. Por isso é indispensável que se faça uma correcta sintonização do AMS para que haja um alargamento da gama de frequências em que a resposta é reduzida, e consequentemente se obtenha uma melhor eficiência. Tendo em consideração o modelo de funcionamento teórico de um AMS presente na Figura 5.4 e assumindo a actuação de uma força sinusoidal sobre o passadiço  $F(t) = F_0 \sin(\omega t)$ , a equação que rege o movimento da estrutura é representada pelo seguinte sistema:

$$m_1 \ddot{x}_1 + c(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + k_2(x_1 - x_2) + k_1 x_1 = F_0 \sin(\omega t) \quad (5.1)$$

$$m_2 \ddot{x}_2 + c(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2(x_2 - x_1) = 0 \quad (5.2)$$

Para um sistema linear cujas características se mantenham no tempo, a solução em regime permanente é dada por:

$$\begin{cases} X_1(t) = X_1 e^{i\omega t} \\ X_2(t) = X_2 e^{i\omega t} \end{cases} \quad (5.3)$$

Substituindo estas duas expressões na equação do movimento (3.1) e (3.2) e dividindo ambas por  $e^{i\omega t}$  obtém-se:

$$-m_1 \omega^2 X_1 + i\omega c(X_1 - X_2) + k_2(X_1 - X_2) + k_1 X_1 = F_0 \quad (5.4)$$

$$-m_2 \omega^2 X_2 + i\omega c(X_2 - X_1) + k_2(X_2 - X_1) = 0 \quad (5.5)$$

Procedendo-se à resolução destas duas equações obtêm-se as amplitudes dos deslocamentos das massas primária e secundária  $X_1$  e  $X_2$ , sendo estas dadas por:

$$X_1 = \frac{F_0(k_2 - m_2 \omega^2 + i c \omega)}{[(-m_1 \omega^2 + k_1)(-m_2 \omega^2 + k_2) - m_2 k_2 \omega^2] + i c \omega(k_1 - m_1 \omega^2 - m_2 \omega^2)} \quad (5.6)$$

$$X_2 = \frac{X_1(k_2 + i c \omega)}{k_2 - m_2 k_2 \omega^2 + i c \omega} \quad (5.7)$$

Segundo Moutinho [10] e tendo em conta as seguintes relações:

$$\Omega = \frac{\omega}{\omega_1}, \text{ razão entre a frequência de excitação e a frequência inicial do sistema;}$$

$$q = \frac{\omega_2}{\omega_1}, \text{ razão entre a frequência do AMS e a frequência do sistema;}$$

$$\mu = \frac{m_2}{m_1}, \text{ razão entre a massa do AMS e a massa do sistema;}$$

$$X_{1,est} = \frac{F_0}{K_1}, \text{ deslocamento estático;}$$

$$\xi_2 = \frac{c}{2\sqrt{k_2 m_2}}, \text{ coeficiente de amortecimento do AMS;}$$

as amplitudes do movimento permanente da massa  $m_1$  do sistema e da massa  $m_2$  do AMS são dadas respectivamente por:

$$\frac{K_1 X_1}{F_0} = \frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\} + (2\xi_2 r_1 q)^2 + [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (5.8)$$

$$\frac{K_1 X_2}{F_0} = \frac{X_2}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\} + (2\xi_2 r_1 q)^2 + [1 - r_1^2(1 + \mu)]^2}} \quad (5.9)$$

Como acontece nesta estrutura, para amortecimentos da estrutura reduzidos ( $\xi \leq 1\%$ ) Bachmann e Webber [1] [10] sugerem a utilização das equações idealizadas para amortecimentos estruturais nulos. Esta indicação surge porque para amortecimentos estruturais situados no intervalo  $0 < \xi < 1\%$ , as duas amplitudes máximas de movimento são muito semelhantes. Porém isto não acontece quando  $\xi \geq 1\%$ , podendo para estes valores originar-se erros consideráveis. Nestas circunstâncias Bachmann e Webber sugerem o uso de ábacos [10].

A Figura 5.10 mostra a variação da amplitude do movimento do sistema em função de  $\Omega$ , de acordo com a equação 5.8 e fazendo-se variar o coeficiente de amortecimento do AMS. Com a introdução da massa do AMS no sistema, como se pode ver na Figura 5.10 a estrutura passa a ter duas frequências fundamentais em vez de uma, como acontecia inicialmente. Uma frequência vai ser inferior e outra superior à frequência natural original.

É de notar que quanto mais baixo for o amortecimento, maiores vão ser os valores de deslocamentos máximos do sistema principal obtidos nas proximidades das duas frequências naturais. No caso de  $\xi_2 = 0$ , o sistema consegue eliminar por completo as vibrações, quando a frequência de excitação é igual à frequência do sistema. Contudo esta redução revela-se num intervalo muito reduzido, já que nas proximidades desta mesma frequência a amplificação dinâmica agrava-se bastante. Assim sendo, esta não será de todo uma boa solução. No caso de o amortecimento ser muito elevado, o efeito do AMS seria o oposto do pretendido, ocorrendo

nesta situação um aumento da amplificação dinâmica. Tal resultado pode ser explicado pelo facto de o AMS apresentar um deslocamento relativo quase nulo, o que faz com que o sistema AMS-estrutura se comporte como um só elemento. Pode-se observar ainda que todas as curvas passam por dois pontos fixos A e B, dependentes de  $q$  e  $\mu$ .

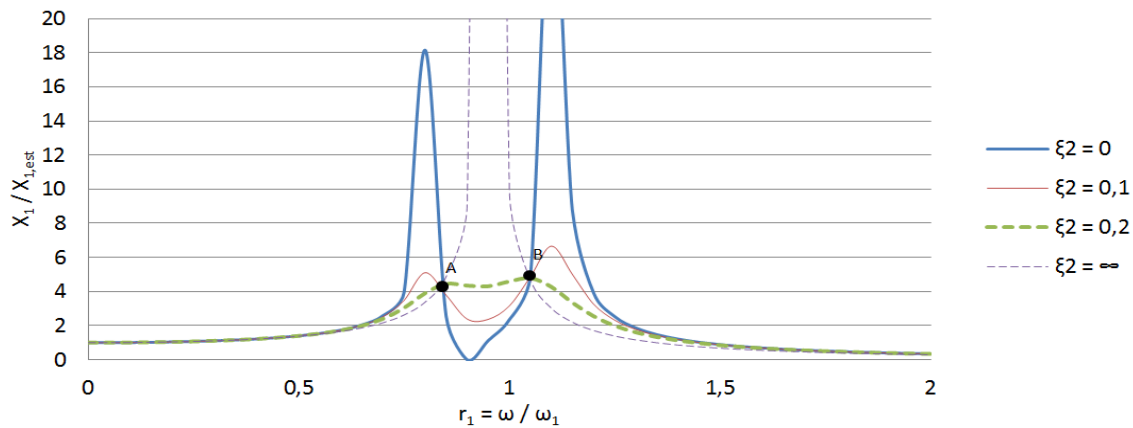


Figura 5.10: Amplitude do movimento do sistema principal para  $q = 0,9$  e  $\mu = 0,1$  para diferentes valores do coeficiente de amortecimento do AMS

Assim a sintonização mais eficiente de um AMS consegue-se procedendo à escolha dos coeficientes óptimos, para que a amplitude dos deslocamentos do sistema sejam os menores possíveis. Na Figura 5.11 está representada a variação dos deslocamentos máximos da estrutura, consoante o valor  $q$ . Pode-se observar que para dois valores diferentes de  $q$  ( $q = 0,8$  e  $q = 1$ ) são apresentados dois deslocamentos máximos, sendo um superior ao outro. Desta forma, outro aspecto importante para uma boa sintonização seria encontrar o valor óptimo de  $q$  (neste caso o valor intermédio,  $q = 0,91$ ), para o qual estes dois máximos se igualassem.

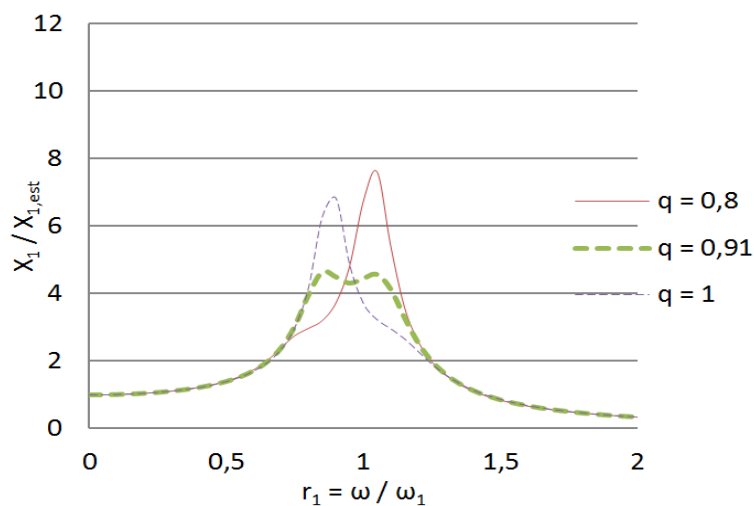


Figura 5.11: Amplitude do movimento do sistema principal para  $\xi_2 = 0,2$  e  $\mu = 0,1$  para diferentes valores do parâmetro  $q$

Tendo em conta as duas condições, uma referente ao ajuste do valor de  $q$  e outra respeitante ao acerto do coeficiente de amortecimento  $\xi_2$ , podem-se determinar os parâmetros óptimos do AMS a partir da solução de Den Hartog [2]. Segundo os estudos de Den Hartog [2], impondo-se que os dois pontos fixos A e B apresentem a mesma amplitude de deslocamento, é possível obter as expressões que permitem calcular:

- a amplitude máxima do deslocamento do sistema principal:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{2 + \mu}{\mu}} \quad (5.10)$$

- a frequência óptima do AMS:

$$\omega_{2,opt} = \frac{1}{1 + \mu} \cdot \omega_1 = q_{,opt} \cdot \omega_1 \quad (5.11)$$

- o coeficiente de amortecimento óptimo do AMS:

$$\xi_{2,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (5.12)$$

- e a rigidez do AMS:

$$K_2 = \omega_{2,opt}^2 \cdot m_2 \quad (5.13)$$

Constata-se que o dimensionamento teórico de um sistema de AMS tem por base um sistema principal de um grau de liberdade ao qual se acrescentou uma massa adicional, criando-se um sistema de dois graus de liberdade. No caso de estruturas com vários graus de liberdade é necessário obter um sistema equivalente de um grau de liberdade que possua um comportamento dinâmico idêntico. Para isso tem de se calcular a massa e rigidez modal de cada modo de vibração. É essencial referir que o programa Sap2000 realiza uma análise modal em que é feita uma normalização do tipo:

$$M_n = \Phi_n^T \cdot \mathbb{M} \cdot \Phi_n = 1 \quad (5.14)$$

em que:

$\Phi_n$  - modo de vibração  $n$ . Assim sendo é necessário fazer as seguintes alterações para o cálculo da massa modal  $M_n$  e da rigidez modal  $K_n$ :

$$M_n = \frac{1}{\beta_n^2} \quad (5.15)$$

$$K_n = \frac{\mathbb{K}}{\beta_n^2} \quad (5.16)$$

onde:

$\beta_n$  - valor da componente modal do modo de vibração  $\Phi_n$ .

## 5.5. Dimensionamento de um AMS para a acção pedonal

Segundo as normas regulamentares estrangeiras descritas no capítulo 2.6, são impostos valores limite que não devem ser ultrapassados pelas acelerações máximas registadas para um determinado modo de vibração:

$$a_{max} \leq a_{adm} \quad (5.17)$$

O dimensionamento de um AMS para a acção pedonal pode ser dividido em várias fases. A primeira consiste na modelação numérica da ponte pedonal e definição da situação mais desfavorável em termos de resposta máxima da estrutura, tendo em consideração todas as acções dinâmicas e tomando especial atenção à frequência de passada. A situação mais desfavorável será então o ponto que tenha a máxima amplitude de configuração do modo de vibração, o qual indica também a localização ideal do dispositivo de controlo [10].

De seguida é necessário calcular os parâmetros óptimos do AMS, para que as acelerações não ultrapassem os valores admissíveis. Para isso recorre-se a um raciocínio inverso ao descrito em 5.4. Uma vez que a resposta depende da frequência de ressonância  $\omega_n$  do modo de vibração mais gravoso é possível determinar simplificadamente os valores da velocidade máxima  $v_{max}$  e do deslocamento máximo  $d_{max}$  através das seguintes equações:

$$v_{max} = \frac{a_{max}}{\omega_n} \quad (5.18)$$

$$d_{max} = X_1 = \frac{a_{max}}{\omega_n^2} \quad (5.19)$$

O deslocamento estático  $X_{1,est}$  pode ser calculado tendo em consideração a amplitude da harmónica condicionante da função sinusoidal de andamento  $\Delta G_i$  de acordo com a equação 3.21.

$$X_{1,est} = \frac{\Delta G_i}{K_{1,n}} \quad (5.20)$$

onde:

$\Delta G_i$  - amplitude da componente da carga da harmónica  $i$ ;

$K_{1,n}$  - rigidez modal do respectivo modo de vibração considerado.

De forma mais simplificada, visto estar a ser utilizado um programa de elementos finitos, este deslocamento pode ser calculado directamente aplicando uma carga pontual de amplitude  $\Delta G_i$  no ponto de maiores deformações (ou ao longo eixo da andamento para o caso de uma carga distribuída).

Desta forma, é possível o cálculo do factor de amplificação dinâmica  $X_1 / X_{1,est}$ , sendo de seguida essencial o cálculo da relação de massas  $\mu$  a considerar, através da equação 5.10. É importante ter em atenção que a massa do AMS situa-se normalmente entre 1% e 5% da massa modal, isto é  $0,01 < \mu < 0,05$ . Além disso, a massa do dispositivo é condicionada pelas características da estrutura e por condicionantes económicas [32]. Depois de determinado este factor, recorre-se às expressões 5.11 a 5.13 para calcular os parâmetros óptimos, com o



objectivo de determinar a rigidez da mola, a massa e o coeficiente de amortecimento do amortecedor de massas sintonizadas que se pretende implementar. Por vezes devido a razões construtivas ou por falta de espaço disponível, pode não ser viável a instalação de um AMS na estrutura real. Como alternativa, este poderá ser substituído por um conjunto de AMS que devem ser colocados em posições estratégicas para que produza o mesmo efeito que o AMS inicialmente calculado. Esta opção permite obter um AMS com dimensões mais reduzidas em comparação com o AMS inicialmente calculado, e com parâmetros distintos. Se se adoptassem os parâmetros inicialmente adoptados, a acção de controlo seria maior do que o necessário. Desta forma, torna-se essencial definir um coeficiente de participação  $\eta_i$  que vai afectar a massa de cada AMS, devendo-se verificar a seguinte relação [10]:

$$\sum_{i=1}^n \eta_i = 1 \quad (5.21)$$

Em muitos casos pode não ser razoável sintonizar apenas um AMS, como quando existe a possibilidade da ocorrência de elevados níveis de vibração resultantes da excitação de vários modos de vibração, já que a estrutura pode ficar sujeita a situações de ressonância. Nestas circunstâncias, caso se pretenda controlar simultaneamente o contributo de vários modos, é necessário a instalação de mais do que um AMS, tantos quantos forem os modos de vibração que se queiram controlar. Outra alternativa seria a escolha de outro tipo de sistema de controlo, como o sistema activo, capaz de controlar vários modos de vibração [23] [10].

De seguida irão ser dimensionados os AMS para os dois primeiros modos de vibração, considerando-se a ponte como sendo de classe I, já que foi onde se originaram as acelerações mais gravosas. Estando os AMS dimensionados para a classe I, ficam garantidos os critérios de conforto quando considerada de classe II, visto que as duas classes apresentam frequências próprias bastante próximas.

### 5.5.1. Dimensionamento do AMS para o modo de vibração vertical

Para dimensionar o AMS para a direcção vertical, escolheu-se o modo mais gravoso: modo 2 – 1º modo vertical, obtido pela simulação de Sétra para um grupo de peões com uma densidade de 1 peão/m<sup>2</sup>. Tendo-se obtido uma componente modal máxima  $\beta_2$  de 0,306 calculou-se a massa modal normalizada:

$$m_2 = \frac{1}{0,306^2} = 10,68 \text{ ton} \quad (5.22)$$

Tendo por base o valor de referência do EC - 0 de  $a_{\max} = 0,7 \text{ m/s}^2$ , visto ser o valor mais conservativo permitindo assim um incremento de conforto em relação ao Sétra (conforto médio), calcula-se o deslocamento máximo através da equação 5.19:

$$X_1 = \frac{a_{\max}}{\omega_n^2} = \frac{0,7}{(2 \cdot \pi \cdot 3,03)^2} = 0,001944 \text{ m} \quad (5.23)$$

Visto que a força de excitação constitui uma força uniformemente distribuída é necessário aplicar a correspondente amplitude máxima, presente na Tabela 3.9, ao longo de todo o eixo de andamento no programa SAP2000. Desta forma, calculou-se o deslocamento estático provocado por esta acção:

$$X_{1,est} = 0,000276 \text{ m} \quad (5.24)$$

Consequentemente, o factor de amplificação é dado por:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = 7,04 \quad (5.25)$$

Uma vez conhecido o factor de amplificação, calcula-se o parâmetro  $\mu$ , a partir da equação 5.10, que neste caso:  $\mu = 0,0411$ . Por sua vez este valor de  $\mu$  vai permitir com que sejam calculados os parâmetros óptimos da frequência e coeficiente de amortecimento através das equações 5.11 e 5.12 obtendo-se respectivamente:  $\omega_{2,opt} = 18,22 \text{ rad / s}$  e  $\xi_{2,opt} = 0,117$ . Assim sendo os valores da massa  $m_2$ , rigidez da mola  $k_2$  e amortecimento do AMS  $c_2$  dados pelas seguintes expressões:

$$m_2 = \mu \cdot m_1 = 0,041 \cdot 10,68 = 0,440 \text{ ton} \quad (5.26)$$

$$k_2 = m_2 \cdot \omega_{2,opt}^2 = 0,440 \cdot 18,22^2 = 146,1 \text{ kN / m} \quad (5.27)$$

$$c_2 = 2 \cdot \xi_{2,opt} \cdot \sqrt{K_2 \cdot m_2} = 1,875 \text{ kNs / m} \quad (5.28)$$

A Tabela 5.1 resume as características do AMS vertical a instalar, nomeadamente as respectivas constantes de rigidez e de amortecimento, para uma relação de massas igual a 0,049 que se encontra dentro dos limites usuais.

Tabela 5.1: Parâmetros óptimos de dimensionamento do AMS vertical

Modo	Aceleração limite [m/s <sup>2</sup> ]	$\mu$	$\eta_{opt}$	$\xi_{2,opt}$	$\omega_2$ [rad/s]	$m_2$ [kg]	$K_2$ [kN/m]	$c_2$ [kN.s/m]
1º Vertical	0,7	0,041	0,960	0,117	18,22	440	146,1	1,875

Por forma a reduzir as acelerações máximas nos nós ao longo do passadiço modelou-se um AMS no programa SAP2000 com os parâmetros óptimos presentes na Tabela 5.1. A modelação do AMS foi feita de acordo com o Anexo D. O ponto seleccionado para a aplicação do AMS foi o ponto a meio vão já que é a zona onde se registaram maiores deslocamentos e acelerações, o chamado ponto crítico.

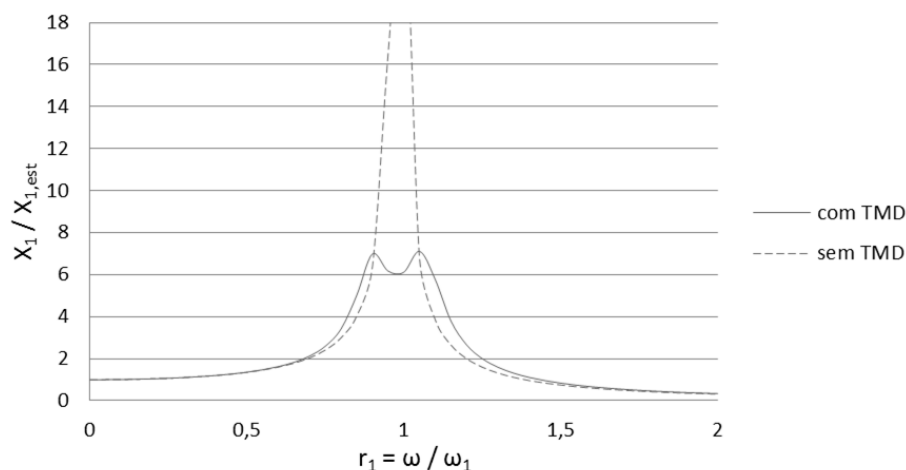


Figura 5.12: Curvas de amplificação dinâmica máxima da resposta vertical, com e sem a aplicação do sistema MAS

A Figura 5.12 apresenta as curvas de amplificação dinâmica da acção pedonal consoante a frequência da excitação, com e sem a implementação do sistema de controlo passivo.

Na Figura 5.13 apresenta-se a resposta da estrutura em termos de aceleração vertical para o carregamento que simula a multidão, segundo o guia técnico Sétra, em consonância com a frequência do primeiro modo de vibração vertical, com e sem sistema de controlo AMS.

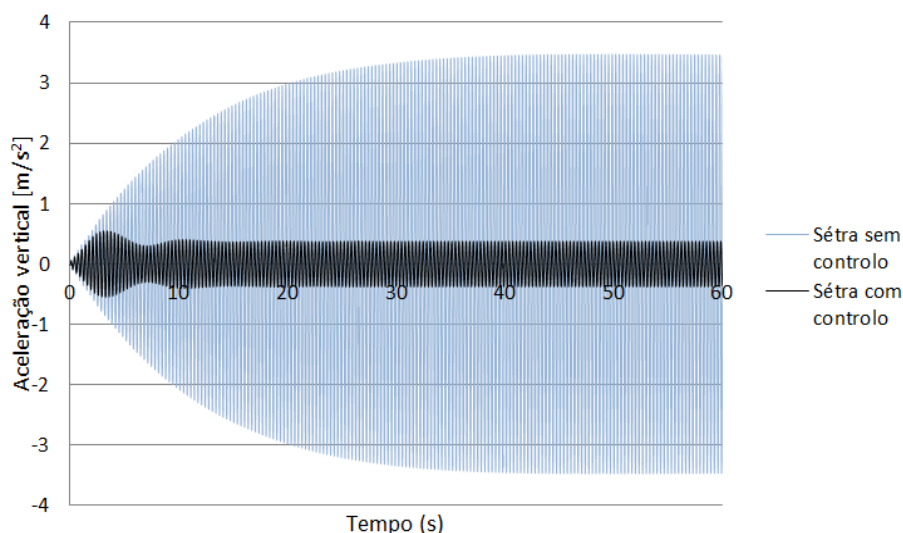


Figura 5.13: Aceleração vertical para o carregamento que simula a multidão no Sétra para a Classe I, com e sem sistema de controlo AMS

Observando a Figura 5.13 constata-se que numa fase inicial da resposta estrutural, a presença do AMS é praticamente indiferente. Contudo, à medida que a resposta aumenta, regista-se um incremento da força de inércia transmitida pela massa adicional aplicada na estrutura através da reacção da mola e do amortecedor. Desta forma, esta força criada pelo AMS não permite que a resposta ultrapasse o limite imposto, mantendo-se constante durante o restante tempo de actuação da solicitação. Neste caso a implementação do AMS levou a uma redução dos níveis de aceleração de 81 %. É de frisar que a aceleração máxima registada com sistema de controlo ( $0,65 \text{ m/s}^2$ ) se situa abaixo da aceleração limite imposta ( $0,7 \text{ m/s}^2$ ), cumprindo-se assim um dos objectivos pretendidos.

A eficiência do AMS pode ser avaliada quer através da definição de coeficientes de redução da resposta dados em percentagem, quer em termos de acelerações ou deslocamentos. A eficiência do AMS em termos de redução de acelerações pode ser observada na Figura 5.14, para os diferentes casos analisados.

Analisando a Figura 5.14, consegue-se comprovar que uma boa sintonização e colocação do AMS pode atenuar eficientemente a resposta da estrutura, tanto para um grande número de peões como para a acção pedonal individual. Observe-se, para o peão individual, que quanto mais próxima da frequência para que foi sintonizado o AMS, maior será a redução da resposta estrutural, e consequentemente maior a eficiência do sistema de controlo. Para o caso das multidões registaram-se as maiores reduções de vibração, visto que foi para este tipo de acção pedonal que o AMS foi dimensionado.

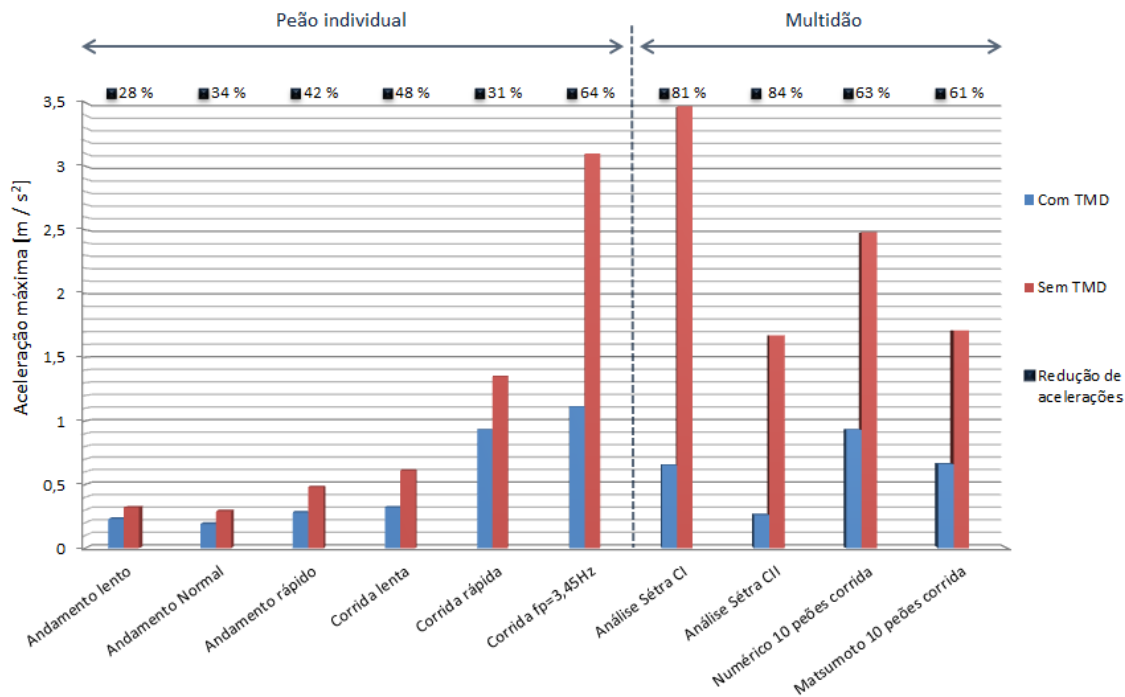


Figura 5.14: Acelerações verticais obtidas para os diferentes tipos de acção analisados, com e sem sistema de controlo

### 5.5.2. Dimensionamento do AMS para o modo de vibração lateral

De maneira semelhante ao dimensionamento do AMS vertical, tendo-se obtido uma componente modal máxima para o modo de vibração lateral  $\beta_l$  de 0,284 e um deslocamento estático de 0,0000279 m, foi calculada a massa modal e o deslocamento máximo admissível. Visto que a frequência natural da ponte é de 2,7 Hz, é pouco provável que haja instabilidade proveniente do efeito de *lock-in*. Ainda assim, optou-se por limitar o primeiro modo lateral a  $0,1 \text{ m/s}^2$ , de modo a evitar estes fenómenos em conformidade com o guia técnico Sétra. Na Tabela 5.2 encontram-se os valores obtidos.

Tabela 5.2: Propriedades da estrutura para aplicação do AMS para o modo de vibração lateral

Modo	Frequência [Hz]	$\phi_1$	$M_1$ [ton]	$X_1$ [m]	$X_{1,est}$ [m]	$X_1 / X_{1,est}$
1º Lateral	2,4	0,284	12,40	0,00044	0,0000279	15,7

A Tabela 5.3 resume as características do AMS lateral a instalar, nomeadamente as respectivas constantes de rigidez e de amortecimento, para uma relação de massas  $\mu$  calculada igual a 0,0081.

Tabela 5.3: Parâmetros óptimos de dimensionamento do AMS lateral

Modo	Aceleração limite [m/s²]	$\mu$	$q_{opt}$	$\xi_{2,opt}$	$W_2$ [rad/s]	$m_2$ [Kg]	$K_2$ [KN/m]	$C_2$ [KN.s/m]
1º Lateral	0,1	0,0081	0,99	0,054	14,958	100,4	22,6	0,163

Foi calculada uma massa óptima para o AMS de 100,4 Kg, o que torna bastante viável o posicionamento de um AMS a meio vão. A Figura 5.15 representa as curvas de amplificação dinâmica da pedonal consoante a frequência da excitação, com e sem a implementação do sistema de controlo passivo.

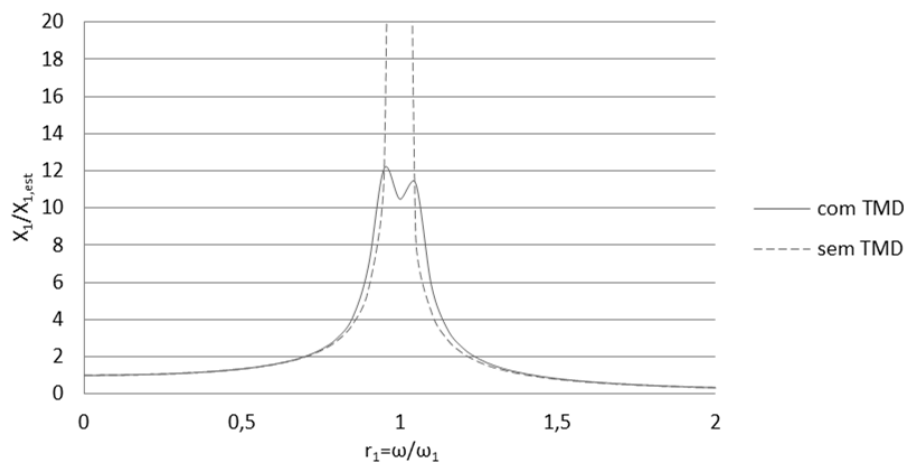


Figura 5.15: Curvas de amplificação máxima da resposta transversal, com e sem a aplicação do sistema AMS

Na Figura 5.16 apresenta-se a resposta da estrutura em termos de aceleração transversal para o carregamento que simula a multidão, segundo o guia técnico Sétra, em consonância com a frequência do 1º modo de vibração lateral, com e sem sistema de controlo AMS. Pode-se concluir que esta solução de controlo passivo reduziu significativamente a resposta estrutural, verificando os valores admissíveis regulamentares.

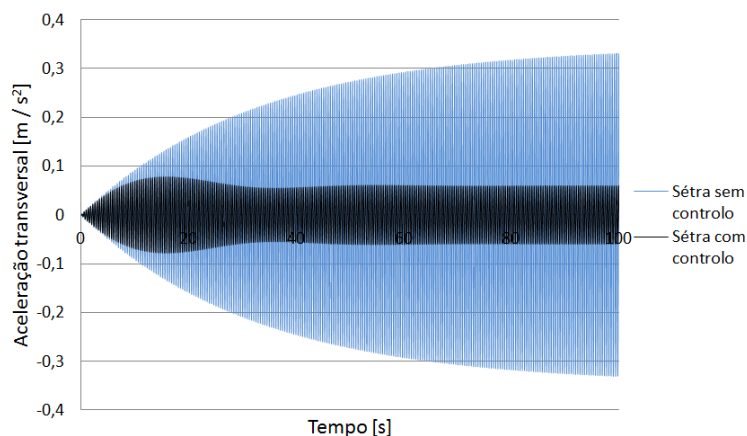


Figura 5.16: Aceleração transversal para o carregamento que simula a multidão no Sétra para a Classe I, com e sem sistema de controlo AMS

A eficiência do AMS pode ser avaliada através da definição de coeficientes de redução da resposta dados em percentagem, quer em termos de acelerações ou deslocamentos. A eficiência do AMS em termos de redução de acelerações pode ser observada na Figura 5.17

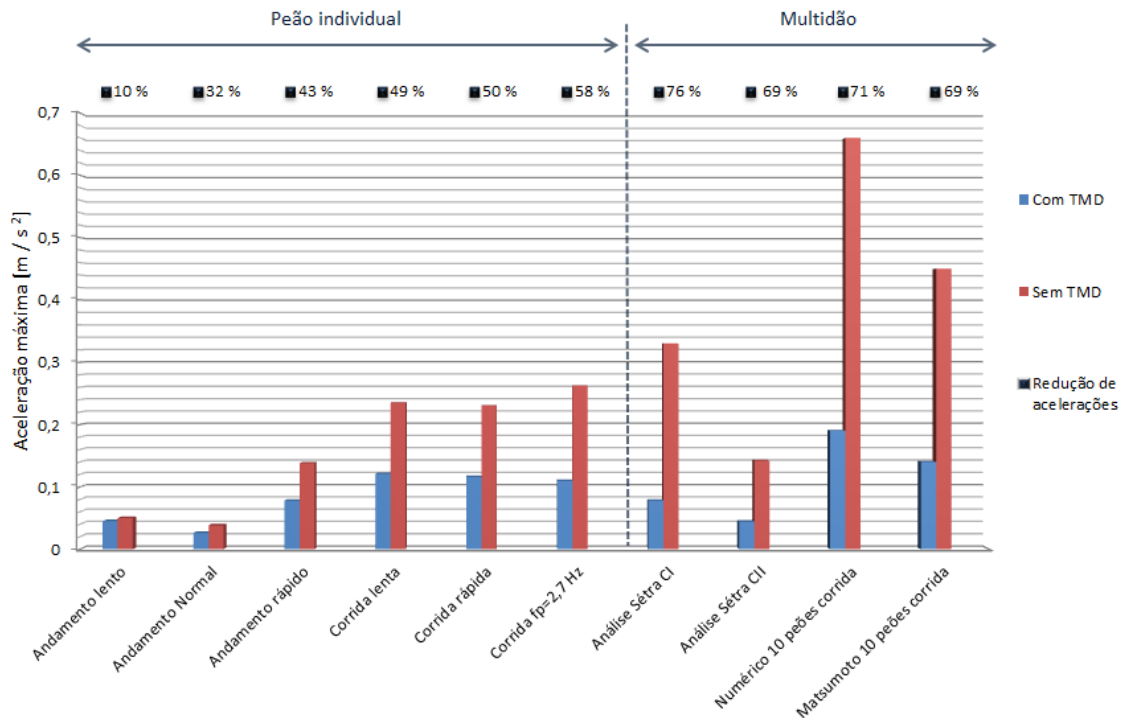


Figura 5.17: Acelerações transversais obtidas para os diferentes tipos de acção analisados

Analisando a Figura 5.17, consegue-se comprovar que, mais uma vez, uma boa sintonização e colocação do AMS pode atenuar eficientemente a resposta da estrutura, tanto para uma grande massa de peões como para a acção pedonal individual.

## Capítulo 6

### Conclusões

A reduzida grandeza das cargas para as quais as pontes pedonais são dimensionadas têm permitido o aparecimento de soluções inovadoras em termos de imagem, leveza e harmonia, não descurando a funcionalidade e a apresentação de um comportamento satisfatório relativamente às acções estáticas e dinâmicas a que estão sujeitas. No entanto, a movimentação de pessoas sobre estas estruturas pedonais relativamente flexíveis, pode induzir diversos problemas de vibração que, embora pouco relevantes em termos de segurança estrutural, são capazes de provocar desconforto ao utilizador.

Ao longo do presente trabalho procedeu-se ao estudo de diversos modelos que se debruçam sobre a análise dinâmica de pontes pedonais sujeitas à acção de multidões, dos quais se destaca, pela sua pertinência na tarefa desenvolvida, o proposto pelo Sétra Guidelines [2]. Trata-se de um modelo simplificado que permite obter resultados bastante satisfatórios, capazes de ser utilizados para um pré-dimensionamento de pontes pedonais. É de salientar que, segundo a classificação de Sétra, o conforto considera-se automaticamente verificado se a ponte pertencer à Classe III (ponte para uso normal). Porém, em situações reais, o conforto não é garantido nos casos em que o atravessamento da ponte é realizado em corrida. Apesar de este tipo de movimento não ser o mais frequente no atravessamento dos passadiços, não deve ser menosprezado, pelo que seria pertinente uma análise mais apurada. O modelo numérico revelou-se uma ferramenta que permite chegar a resultados bastante próximos da realidade, possibilitando a análise comportamental decorrente do número de utilizadores escolhido. É no entanto um método trabalhoso, já que a sua aplicação no programa SAP2000 é muito demorada.

Os limites dos níveis de vibração estabelecidos pela norma do EN-1990 e as recomendações de Sétra revestiram-se de maior interesse para garantir o conforto dos utilizadores e a funcionalidade da ponte pedonal. No entanto, as diversas normas regulamentares ainda não reflectem totalmente os avanços alcançados nesta temática, o que gera uma certa confusão sobre os procedimentos a utilizar para a realização da análise dinâmica de uma ponte. Tal constrangimento foi observado no estudo realizado na ponte pedonal em causa, mostrando que, para as mesmas condições de análise, a estrutura pode ser considerada tanto confortável, como desconfortável para os peões, em função da norma ou recomendação considerada.

Atendendo a que na maioria dos ensaios experimentais realizados, quer nos que se efectuaram com recurso a um único peão, quer naqueles que se realizaram com um grupo de peões, os limites normativos não são respeitados, pode-se concluir que ocorrem vibrações excessivas em condições normais de utilização.

De maneira a reduzir as acelerações para limites admissíveis apresentou-se como exemplo da aplicação de um sistema de controlo passivo, os amortecedores de massa sintonizada (AMS). Este sistema de controlo revelou-se uma boa solução quando os seus parâmetros são bem calculados, e mais importante ainda, desde que seja posicionado correctamente. De acordo com os resultados obtidos, a instalação de um AMS em estruturas com amortecimento inferior a 1 %, pode resultar numa redução de cerca de 80 % nos níveis de vibração, provando-se assim ser bastante eficaz. Permitiu ainda gerar um coeficiente de amortecimento até 11 %.

Cabe destacar o importante papel dos ensaios experimentais, pois permitem a calibração e a validação dos modelos de elementos finitos e, por essa via, a correcção do modelo. Na generalidade os resultados teóricos são conservativos e conformes com a realidade, registando-se no caso em estudo, valores um pouco superiores aos medidos experimentalmente. Este diferencial foi mais evidente para o caso das multidões, quando a modelação da acção se efectivou segundo o modelo numérico, visto que neste método a sincronização entre peões é total, o que não acontece na realidade. Através da análise de todos os resultados é possível concluir que o parâmetro que mais influencia a resposta estrutural é a frequência de passada, uma vez que é responsável pela indução de fenómenos de ressonância, nos casos de maior proximidade com as frequências naturais da estrutura.

É necessário salientar o papel relevante e facilitador que teria sido a possibilidade de acesso à consulta do projecto estrutural a nível de modelação da estrutura, já que permitiria uma economia laboral em termos de medições, bem como o evitar de determinadas correcções no modelo.

A travessia efectuada na ponte pedonal em estudo, pelo grupo de indivíduos que se disponibilizaram para integrar o ensaio, decorreu de forma bastante positiva, embora fosse recomendável um maior número de indivíduos, de forma a existir uma aproximação tão grande quanto possível com o número de peões equivalentes que integram as diferentes classes das pontes pedonais do modelo de Sétra. Uma lição que os testes de travessia demonstram é a de que quanto maior a amostra de peões utilizada, melhores serão as conclusões a que se pode chegar.

Futuramente, poderia ser mais explorada a utilização de funções tendência para o cálculo de acelerações da estrutura, com o objectivo de se conseguir criar um método simplificado capaz de estimar as acelerações, tomando apenas em consideração a frequência própria da estrutura, o tipo de construção, o comprimento e a classe da ponte, tendo o cuidado de entrar em linha de conta o efeito de *lock-in*.

Nesta estrutura não se revelou necessário recorrer a sistemas de controlo activo, visto que apenas os dois primeiros modos de vibração são modos mais problemáticos. Porém noutras situações, como por exemplo, quando existe um grande número de modos de vibração que são facilmente excitados pela acção pedonal, pode ser mais benéfico o estudo e a aplicação de sistemas de controlo activo. Como se pôde constatar, o funcionamento de um sistema de controlo passivo é bastante simples, económico e ecológico (na medida em que não requer alimentação energética), pelo que seria recomendável a realização de estudos mais aprofundados nesta área para diferentes tipos de estrutura. Seria também interessante estudar a utilização de sistemas de controlo híbridos, ainda pouco explorada em Portugal, já que engloba os benefícios dos sistemas de controlo activo e passivo.

Verificou-se que é possível modelar pontes pedonais para acção dinâmica dos peões de uma forma simplificada. No entanto, ainda há muito espaço para o desenvolvimento de novas pesquisas sobre o tema da interacção do peão com a estrutura e para a adequação das normas e



metodologias existentes. A principal vantagem destes estudos será a inclusão de métodos de análise dinâmica progressivamente mais acessíveis, rápidos e específicos ao tipo de construção, no planeamento de obra, de forma a criar um regulamento mais abrangente que permita evitar investimentos desnecessários em sistemas de controlo.



# Bibliografia

- [1] Bachmann H., Ammann W. J. and Rainer J. H., *Vibration problems in structures - Practical guidelines*, Birkhauser, Ed., ETH Zurich, 1995.
- [2] Sétra, *Footbridges - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading – Practical Guidelines*, 2006.
- [3] Kobayashi M., "Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration on an Interior Footbridge," Master's thesis, Technical University of Denmark, 2011.
- [4] Dallard P., Fitzpatrick T., Flint A., Low A., Roche M., Smith R. R. and Willford M., "London Millenium Bridge: Pedestrian-induced Lateral Vibration," *Journal of Bridge Engineering*, 2001.
- [5] Ul-Alam M. M. and Amin A., "Pedestrian induced vibrations in footbridges: Reappraisal of code provisions," *IABSCCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering*, vol. II, 2010.
- [6] Stoyanoff S. and Hunter M., "Footbridges: pedestrian induced vibrations," *Technical report*, vol. 15.
- [7] Bulletin Ouvrages métalliques n°2, Office Technique pour l' Utilisation de l'Acier (OTUA), 2002.
- [8] Ingólfsson E. T., "Pedestrian induced lateral vibrations of footbridges - Experimental studies and probabilistic modelling," PhD Thesis, Technical University of Denmark, 2011.
- [9] Wheeler J. W., "Prediction and control of pedestrian induced vibration in footbridges," *Journal of Structural Engineering*, vol. 136, p. 1296–1308, 1982.
- [10] Moutinho C. M. R., "Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões," Master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.
- [11] Cismasiu C., "Dinâmica de Estruturas," Elementos de apoio à cadeira de Dinâmica de Estruturas, Faculdade de Ciências Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2010.

- [12] Zivanovic S., Pavic A. and Reynolds P., "Vibration Serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 279, pp. 1-74, 2004.
- [13] SYNPEX, "Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges," European Commission, 2008.
- [14] Guidelines for the design of footbridges - Bulletin 32, International Federation for Structural Concrete (FIB), 2005.
- [15] Venuti F. and Bruno L., "Crowd-structure interaction in lively footbridges under synchronous lateral excitation: A literature review," *Physics of Life Reviews*, vol. 6, pp. 176-206, 2009.
- [16] Caetano E., Cunha Á., Magalhães F. and Moutinho C., "Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers," *Engineering Structures*, vol. 32, p. 10, 2010.
- [17] Matsumoto Y., "Dynamic Design of Footbridges," *IABSE Proceedings*, pp. 1-15, 1978.
- [18] Hauksson F., "Dynamic behaviour of footbridges subjected to pedestrian-induced vibrations," Master's thesis, Lund University, 2005.
- [19] *Ontario Highway Bridge Design Code*, 1983.
- [20] *ISO 10137:2007 : Bases for design of structures — Serviceability of buildings and walkways against vibrations*.
- [21] *Eurocode 0. Basis of Structural Design*, 2002.
- [22] "User Manual MR2002 - CE," SYSCOM Instruments SA.
- [23] Pacheco P., "Pré-esforço orgânico - Um exemplo de sistema efector," PhD thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.
- [24] "Human induced vibration of steel structures (HIVOSS)," in *Research Fund for Coat & Steel*, European Commission, 2008.
- [25] Magnuson A. R., "Mitigation of Traffic-Induced Bridge Vibrations through Passive and Semi-active Control Devices," Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology, 2010.
- [26] Spencer J. B. and Song T., "New applications and development of active, semi-active and hybrid control techniques for seismic and non-seismic vibration in the USA," in *Proceedings of International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures*, 1999.

- [27] Guerreiro L., "Estratégias para melhoria do comportamento sísmico de edifícios," in *Elementos de apoio à cadeira de Reabilitação Sísmica de Edifícios, Instituto Superior Técnico*, 2011.
- [28] Guerreiro L., "Dinâmica e Engenharia Sísmica," in *Elementos de apoio à cadeira de Reabilitação Sísmica de Edifícios, Instituto Superior Técnico*, 2007.
- [29] Nawrotzki P., "Tuned-mass systems for the dynamic upgrade of buildings and other structures," in *Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11) "Building a Sustainable Environment"*, 2008.
- [30] GERB, "Millennium Bridge, London," 2001.
- [31] Caetano E., Cunha Á., Magalhães F. and Moutinho C., "Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 1: Assessment of dynamic behaviour," *Engineering Structures*, vol. 32, p. 13, 2010.
- [32] Matias M. P. d. S., "Avaliação e Redução de Vibrações Mecânicas em Pontes Pedonais: O Caso de Estudo da Passerella Olimpica, em Turim," Master's thesis, Instituto Superior Técnico, 2011.
- [33] Vinagre J. C., "Análise Dinâmica de pontes para peões," Master's thesis, Instituto Superior Técnico, 1989.
- [34] CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, and SAFE™, Computers \& Structures Inc., 2008.
- [35] Casado C. M., Lorenzana A., Poncela A. V. and Sebastián J. d., "Implementation of passive and active vibration control on an in-service footbridge," *Structural control and health monitoring*, 2011.
- [36] Mendes P. and Oliveira S., *Análise Dinâmica de Estruturas - Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008.
- [37] Gentile. C. and Gallino N., "Ambient vibration testing and structural evaluation of an historic suspension footbridge," *Advances in engineering Software*, vol. 39, 2007.
- [38] Heinemeyer C., Butz C., Caetano E., Chabrolin B., Cunha Á., Goldack A., Keil A., Lemaire A., Lukic M., Martin P.O., Schlaich M. and Trometer S., "Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations," 2009.
- [39] Fierraz A. D., "Diagnóstico numérico de vigas vierendeel formadas por perfis tubulares metálicos de secção circular," Master's thesis, Universidade Federal da Uberlândia, 2008.
- [40] Chagas A. C. C., "Análise Dinâmica de Pontes Pedonais: Caso de Estudo: "Calatrava - Travessia Gare do Oriente, C.C.Vasco da Gama"," Master's thesis, Instituto Superior

Técnico, 2007.

- [41] Brownjohn J., Pavic A. and Zivanovic S., "Crowd dynamic loading on footbridges," in *Footbridge, Third International Conference*, 2008.
- [42] Blanco C. M., Bodarwé E., Bouillard P. and Ney L., "Structural dynamic design of a footbridge under pedestrian loading," in *9th SAMTECH Users Conference*, 2005.
- [43] Moisés C. M. d. A., "Vibrações induzidas pelas actividades humanas em ginásios e salões de dança," Master's thesis, Faculdade de Ciências Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [44] Félix J. P., "Controlo de vibrações em pontes pedonais sujeitas a acções de multidões," Master's thesis, Faculdade de Ciências Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- [45] Alves R. A. F., "Comportamento dinâmico de pontes sob a acção pedonal," Master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.

## Anexo A.

# Acção normalizada de acordo com o SYNPEX

A acção normalizada de um peão correspondente ao andamento resultando de uma série de passadas consecutivas. Segundo o SYNPEX [13] a força normalizada correspondente a uma passada pode ser dada pelo seguinte polinómio:

$$\frac{F_p(t)}{G} = K_1 t + K_2 t^2 + K_3 t^3 + K_4 t^4 + K_5 t^5 + K_6 t^6 + K_7 t^7 + K_8 t^8 \quad (\text{A.1})$$

Em que  $G$  representa o peso do peão, os coeficientes  $K_1$  a  $K_8$  dependem da frequência da passada ( $f_p$ ) e são dados na Tabela A.1. A duração da passada,  $t_p$ , é dada pela seguinte fórmula:

$$t_p = 2,6606 - 1,757 \cdot f_p + 0,3844 \cdot f_p^2 \quad (\text{A.2})$$

E considerando para  $t > t_p$ ,  $F(t)=0$ .

Tabela A.1: Coeficientes  $K_1$  a  $K_8$  em função da frequência da passada ( $f_p$ ) [13]

	$f_p \leq 1,75$	$1,75 < f_p < 2$	$f_p \geq 2$
K1	$-8 \times f_p + 38$	$24 \times f_p - 18$	$75 \times f_p - 120,4$
K2	$376 \times f_p - 844$	$-404 \times f_p + 521$	$-1720 \times f_p + 3153$
K3	$-2804 \times f_p + 6025$	$4224 \times f_p - 6274$	$17055 \times f_p - 31936$
K4	$6308 \times f_p - 16575$	$-29144 \times f_p + 45468$	$-94265 \times f_p + 175710$
K5	$1732 \times f_p + 13619$	$109976 \times f_p - 175808$	$298940 \times f_p - 553736$
K6	$-24648 \times f_p + 16045$	$-217424 \times f_p + 353403$	$-529390 \times f_p + 977335$
K7	$31836 \times f_p - 33614$	$212776 \times f_p - 350259$	$481665 \times f_p - 888037$
K8	$-12948 \times f_p + 15532$	$-81572 \times f_p + 135624$	$-174265 \times f_p + 321008$

Desta forma, com o auxílio do programa EXCELL, obtiveram-se as funções de carga padrão para os três tipos de andamento apresentadas na Figura A.1, tendo em conta a frequência de cada passada.

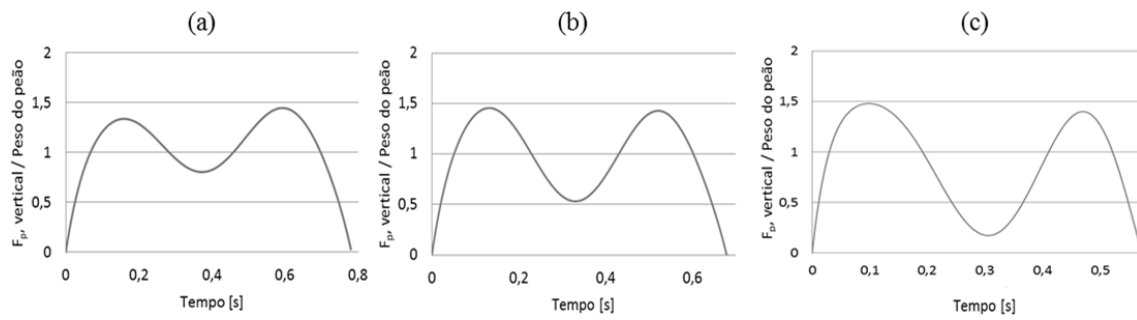


Figura A.1: Função de carga para os três diferentes tipos de andamento: (a) lento; (b) normal; (c) rápido



## Anexo B.

# Simulação da acção pedonal individual

Para simular a passagem de um peão sobre o passadiço, utilizaram-se as funções de carga calculadas conforme 2.3 para os tipos de movimento mais comuns: andamento lento, normal e rápido e corrida lenta e rápida. Para que a simulação seja o mais próxima da realidade é essencial conhecer o tempo de contacto pé-pavimento (TC), o período da passada ( $T_p$ ), o factor de amplificação (FA) e ainda o comprimento da passada ( $l_p$ ) para cada tipo de andamento. Estes parâmetros são directamente relacionáveis com a frequência da passada do peão, através dos gráficos propostos por Wheeler [9] e correspondentes expressões apresentadas nas seguintes figuras.

$$FA = -0,3806 f^5 + 5,9839 f^4 - 36,975 f^3 + 111,59 f^2 - 162,71 f + 92,605 \quad (\text{B.1})$$

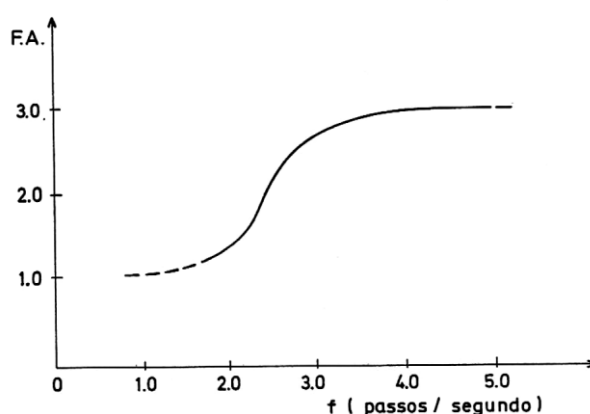


Figura B.1: Relação entre o factor de amplificação ( $\Delta G_i / G$ ) e a frequência de passada ( $f_p$ ) [33]

$$TC = -0,0436f^3 + 0,4872f^2 - 1,8861f + 2,6606 \quad (B.2)$$

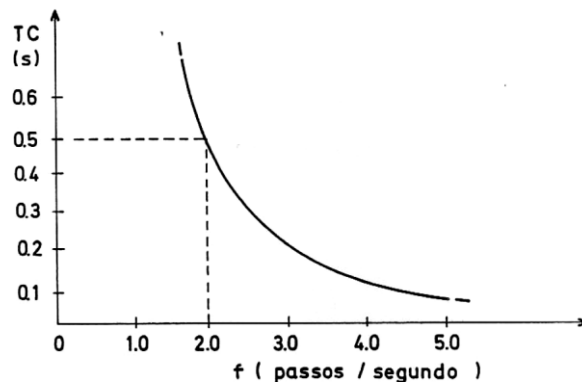


Figura B.2: Relação entre o tempo de contacto pé-pavimento (TC) e a frequência de passada ( $f_p$ ) [33]

$$TP = -0,0214f^3 + 0,2325f^2 - 0,9255f + 2,6606 \quad (B.3)$$

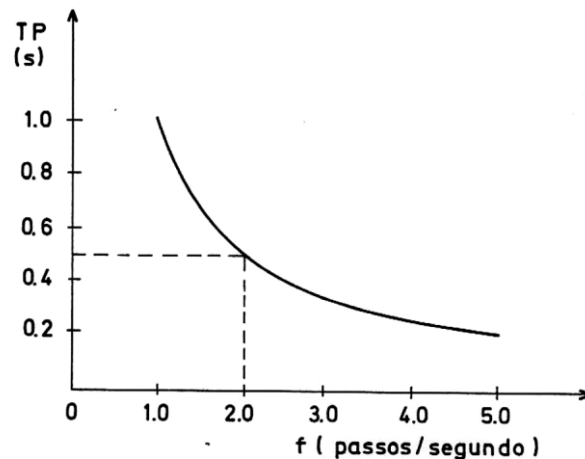


Figura B. 3: Relação entre o período da passada ( $T_p$ ) e a frequência de passada ( $f_p$ ) [33]

Usando as expressões B.1, B.2 e B.3 foram determinados os valores dos diversos parâmetros para os vários tipos de andamento (ver Tabela B.1) para posterior inserção destes resultados na modelação da acção do pé no programa SAP2000. Desta forma a tabela resume sucintamente todos os dados necessários para a caracterização do pé em cada tipo de andamento.

Tabela B.1: Resumo dos parâmetros adoptados para os diferentes tipos de andamento

Tipo de andamento	$f_p$ [Hz]	$L_p$ [m]	FA ( $\Delta G_i / G$ )	TC [s]	$T_p$ [s]	Nº passos / ciclos	Tempo passagem $T_o$ [s]
Andamento lento	1,7	0,6	1,41	0,65	0,59	50	29,5
Andamento normal	2	0,75	1,31	0,49	0,5	40	20,0
Andamento rápido	2,3	1	1,77	0,37	0,44	30	13,2
Corrida lenta	2,5	1,3	2,11	0,31	0,4	23	9,2
Corrida rápida	3,2	1,75	2,77	0,19	0,31	17	5,3

Depois de modelada a ponte no programa SAP2000, foi necessário dividir longitudinalmente o tabuleiro pelo número de passos de cada tipo de andamento. A acção de um peão em movimento é equivalente à aplicação das diferentes acções aplicadas em nós espaçados de  $l_p$  metros, em que  $l_p$  é o comprimento da passada, e em diferentes instantes.

Foram criados diversos modelos de forma a simular as várias situações possíveis sendo aplicadas nos nós as funções de carga. Depois de calculadas e definidas as suas *time-history*, procedeu-se à exportação da *time-history* de cada função para um documento de texto (.txt).

Dentro do programa SAP2000 a simulação da acção pedonal torna-se complexa, sendo uma funcionalidade ainda pouco explorada, pelo que se procede à discriminação dos vários passos realizados:

- aplicação de cargas em todos os nós que dividem longitudinalmente o tabuleiro com uma componente na direcção em estudo igual ao peso do peão (0,7 kN). Este passo é bastante trabalhoso, visto que a inserção de cada força é feita uma a uma;
- importação da função de carga em estudo através do respectivo documento de texto (.txt) seguindo os comandos *Define / Functions / Time History / From File / função.txt*. de acordo com a Figura B. 4;

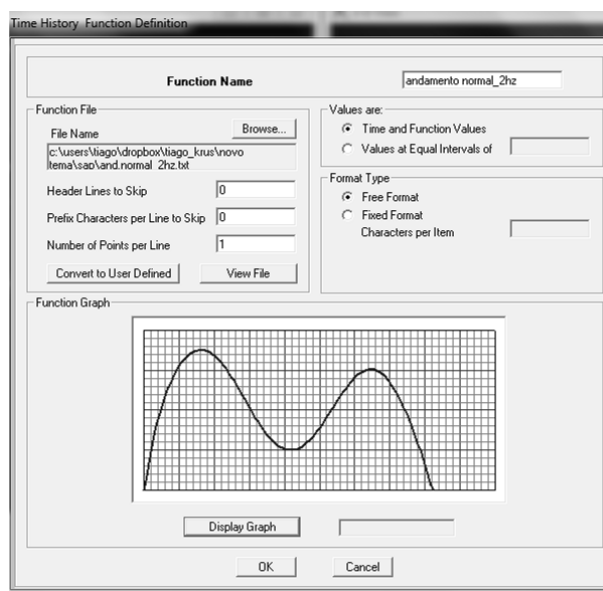


Figura B. 4: Definição da função time history vertical para o andamento normal

- definição para cada movimento de um caso de análise que permita a introdução de todos os parâmetros caracterizadores da acção pedonal seguindo os comandos *Define / Load cases / Load case type : Time-history / Analysis type : Linear / Time history type : Modal / Time history motion type : Transient* de acordo com a Figura B. 5;

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: andamento normal\_2Hz   Notes:  Load Case Type: Time History

Initial Conditions:  Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  Continue from State at End of Modal History  Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:  Linear  Nonlinear Time History Type:  Modal  Direct Integration

Time History Motion Type:  Transient  Periodic

Modal Load Case: Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Time Factor	Arrival Time	Coord Sys	Angle
Load Path	passo 6	andament	0,934	0,74	3,	GLOBAL	0,
Load Pattern	passo 1	andamento nc	0,934	0,74	0,5	GLOBAL	0,
Load Pattern	passo 2	andamento nc	0,934	0,74	1,	GLOBAL	0,
Load Pattern	passo 3	andamento nc	0,934	0,74	1,5	GLOBAL	0,
Load Pattern	passo 4	andamento nc	0,934	0,74	2,	GLOBAL	0,
Load Pattern	passo 5	andamento nc	0,934	0,74	2,5	GLOBAL	0,
Load Pattern	passo 6	andamento nc	0,934	0,74	3,	GLOBAL	0,

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data: Number of Output Time Steps: 80000 Output Time Step Size: 5,000E-04

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 2,000E-03

Figura B. 5: Janela de definição de um caso de análise

- de acordo com a Figura B. 5 faz-se a definição da carga aplicada tendo o cuidado de seleccionar a opção *Show advanced Parameters*:
  - Load Type: Load Pattern;
  - Load Name: Passo  $n$ , onde  $n$  é o número do passo;
  - Function: Escolher a função time-history definida para o caso em questão;
  - Scale Factor: Escolhe-se um factor de escala que permite transformar a coordenada  $y$  do ponto máximo da função *Time history* no valor do factor de amplificação  $FA$  presente na Tabela B.1, para o tipo de movimento em estudo;
  - Time Factor: Escolhe-se um factor de escala que permite transformar a coordenada  $x$  do último ponto da função *Time history* no valor do tempo de contacto pé-pavimento  $TC$  presente na Tabela B.1, para o tipo de movimento em estudo;
  - Arrival Time: Instante em que ocorre o contacto pé-pavimento, que corresponde ao produto do período de passada  $TP$  presente na tabela B.1 pelo número do passo  $n$ .

## Anexo C.

# Resposta estrutural

- Acção vertical

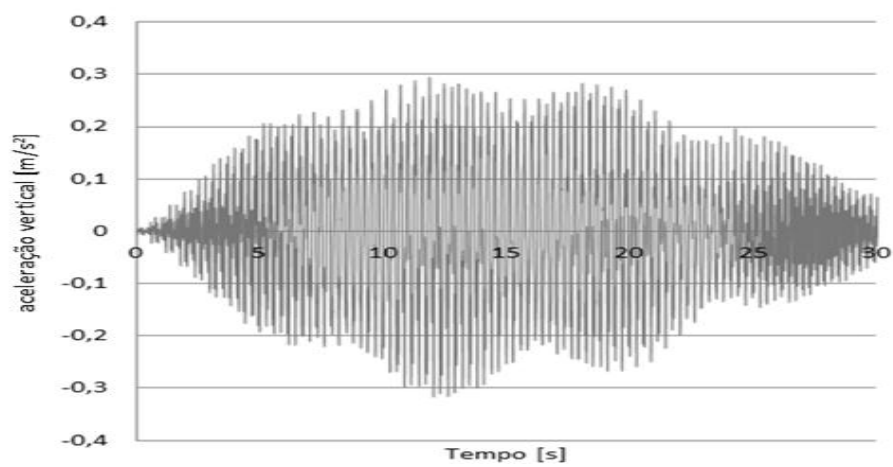


Figura C.1: Gráfico de aceleração vertical / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento lento

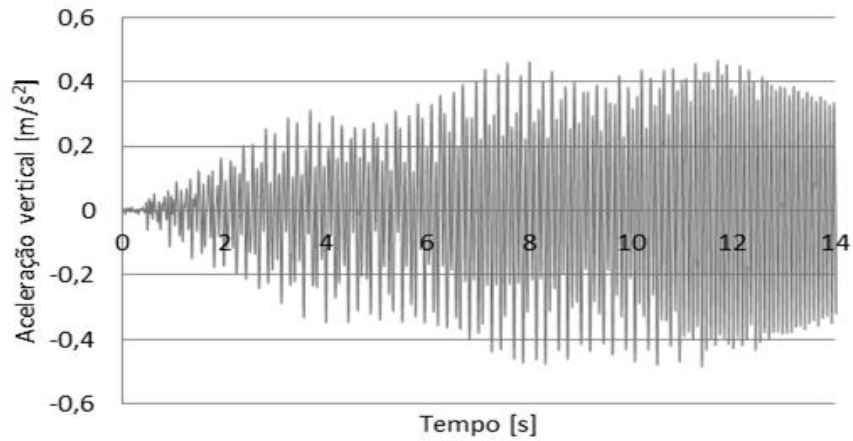


Figura C.2: Gráfico de aceleração vertical / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento rápido

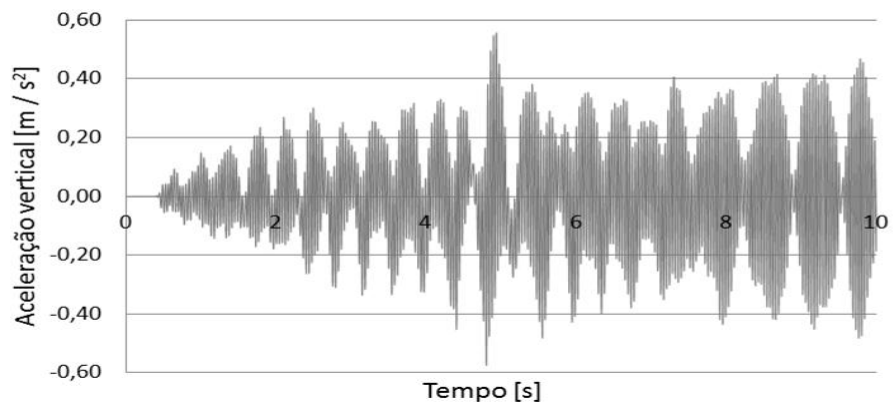


Figura C.3: Gráfico de aceleração vertical / tempo durante o atravessamento de um peão em corrida lenta

- Acção horizontal

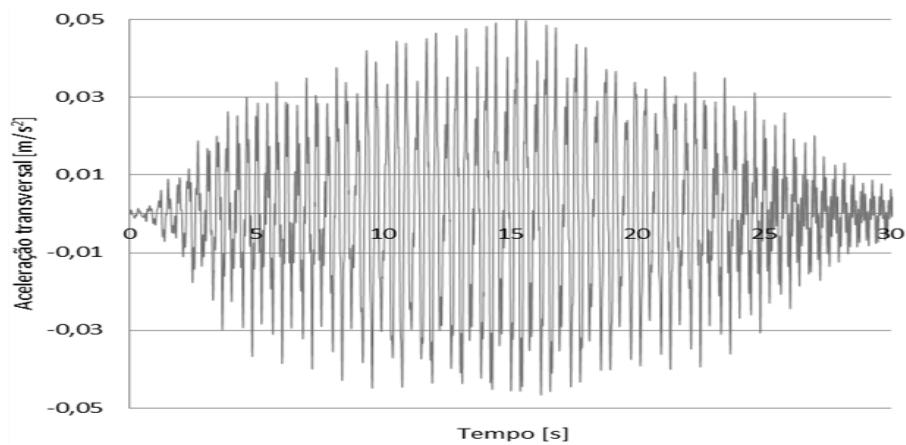


Figura C.4: Gráfico de aceleração transversal / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento lento

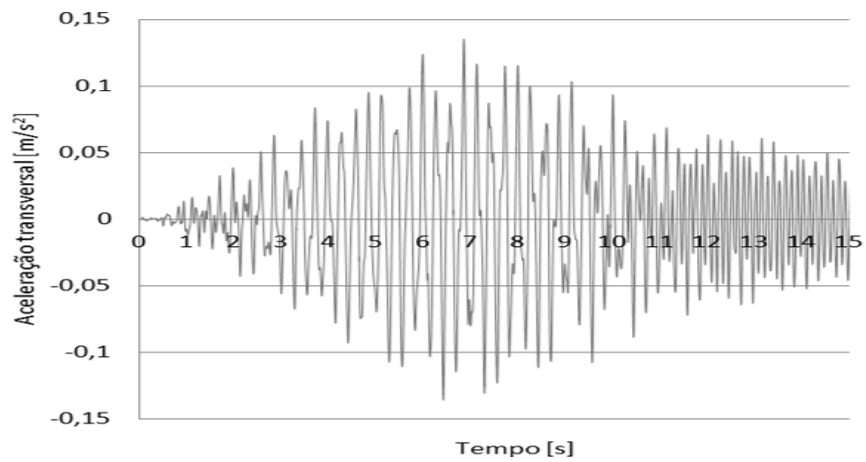


Figura C.5: Gráfico de aceleração transversal / tempo durante o atravessamento de um peão em andamento rápido

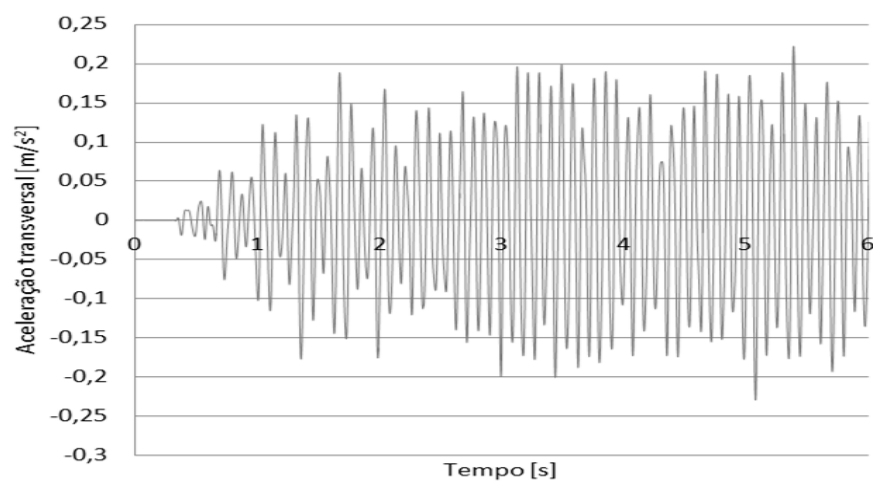


Figura C.6: Gráfico de aceleração transversal / tempo durante o atravessamento de um peão em corrida rápida





## Anexo D.

# Modelação de um AMS no programa SAP2000

Para que seja possível a simulação dos sistema de controlo AMS no SAP2000 [34], foi necessário definir uma ligação de elemento do tipo *Damper* usando as funções Define > Section Properties > Link/Support Properties. De seguida criou-se uma ligação de um ponto a meio vão do passadiço a um ponto distanciando de um metro na direcção de controlo. O modelo dos amortecedores é genericamente representado pela Figura D.1, em que se ligou o nó “j” do elemento *Damper* definido no programa ao nó “i” da viga..

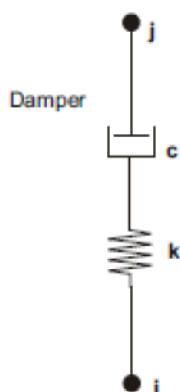


Figura D.1: Modelo geral de um AMS em SAP2000 [34]

As propriedades dos elementos são definidas de acordo com a janela mostrada na Figura D.2. A massa de cada amortecedor é definida de acordo com o rácio de massa  $\mu$ , para que a frequência do amortecedor seja aproximadamente igual à frequência da modo de vibração que se pretende controlar. No amortecedor é activo um grau de liberdade U1, que representa o

deslocamento da direcção a controlar. Assim, garante-se que o amortecedor funciona efectivamente nesta direcção.

Direction	Fixed	NonLinear	Properties
U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...
U2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...
U3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...
R1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
R2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
R3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Figura D.2: Propriedades do AMS – *Link Damper*, SAP2000

Por fim, com os parâmetros do AMS bem definidos vão ser introduzidos o coeficiente de amortecimento e a rigidez nesta mesma direcção U1, como é demonstrado na Figura D.3.

Figura D.3: Inserção dos parâmetros do AMS, SAP2000

## Anexo E

### Registro de medições *In-situ*

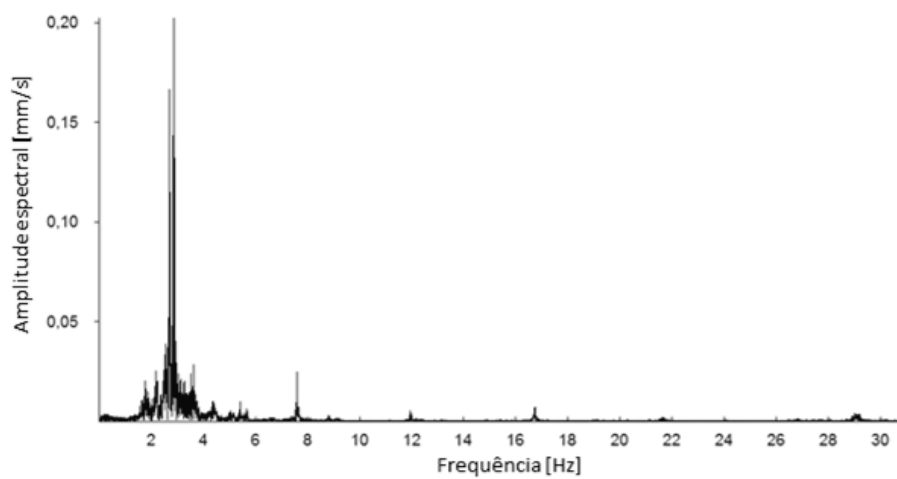


Figura E.1: Espectro de frequências longitudinais relativo ao sensor 1

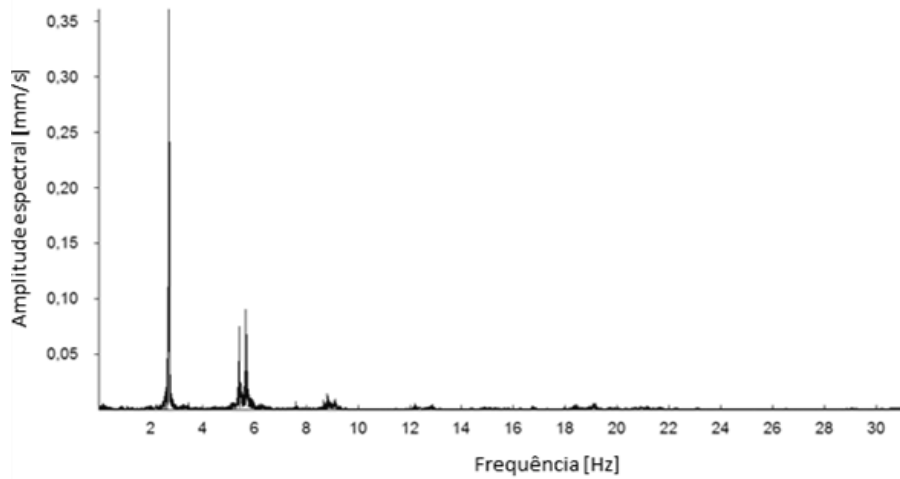


Figura E.2: Espectro de frequências transversais relativo ao sensor 1

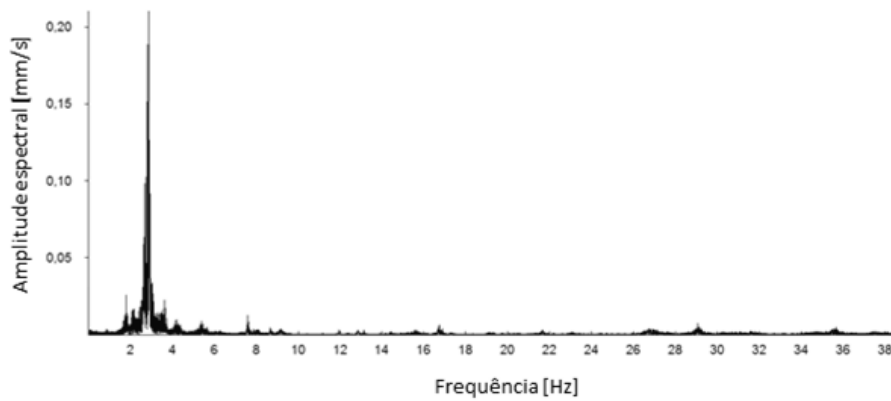
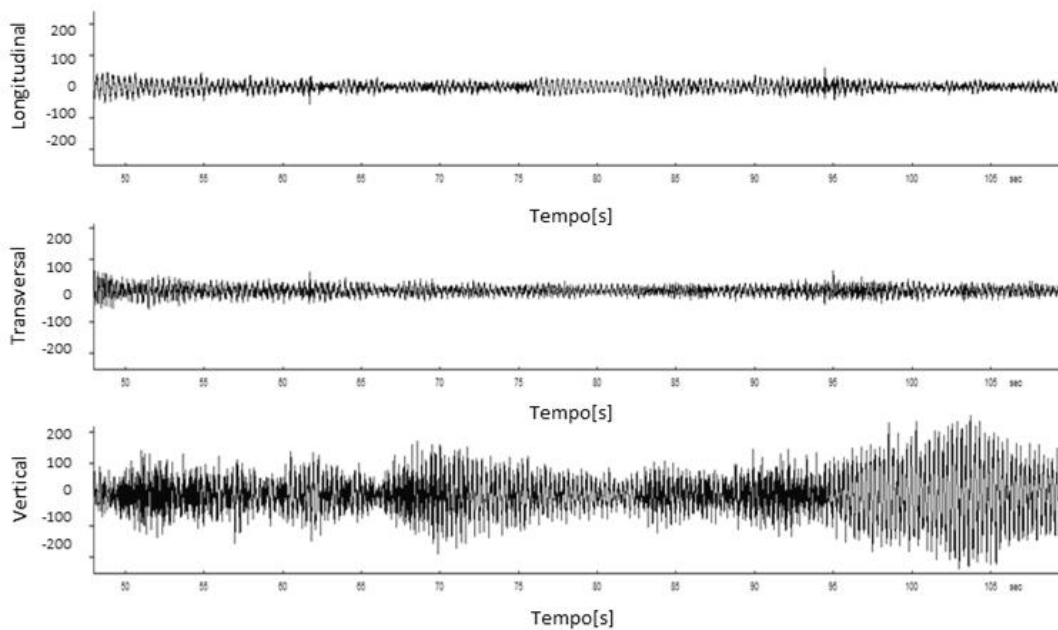


Figura E.3: Espectro de frequências longitudinais relativo ao sensor 2

Figura E.4: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em andamento lento ( $f_p \approx 1,7$  Hz) para as três direcções ortogonais: longitudinal, transversal e vertical - Sensor 2

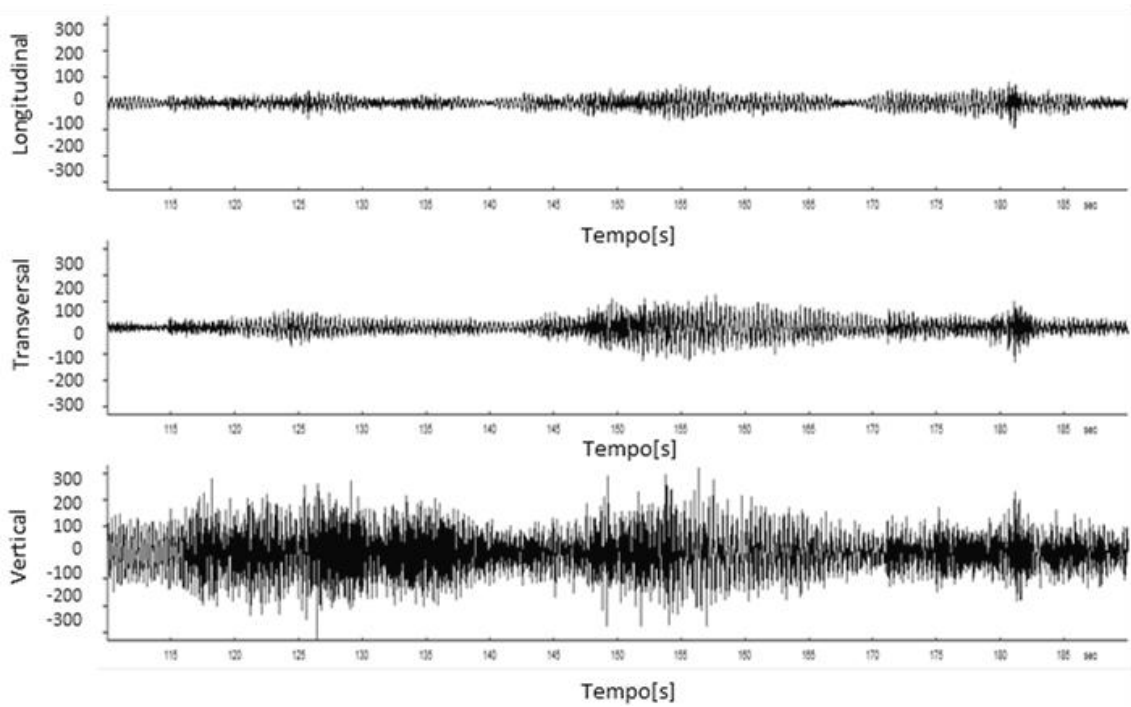


Figura E.5: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em andamento normal para as três direcções ortogonais - Sensor 2

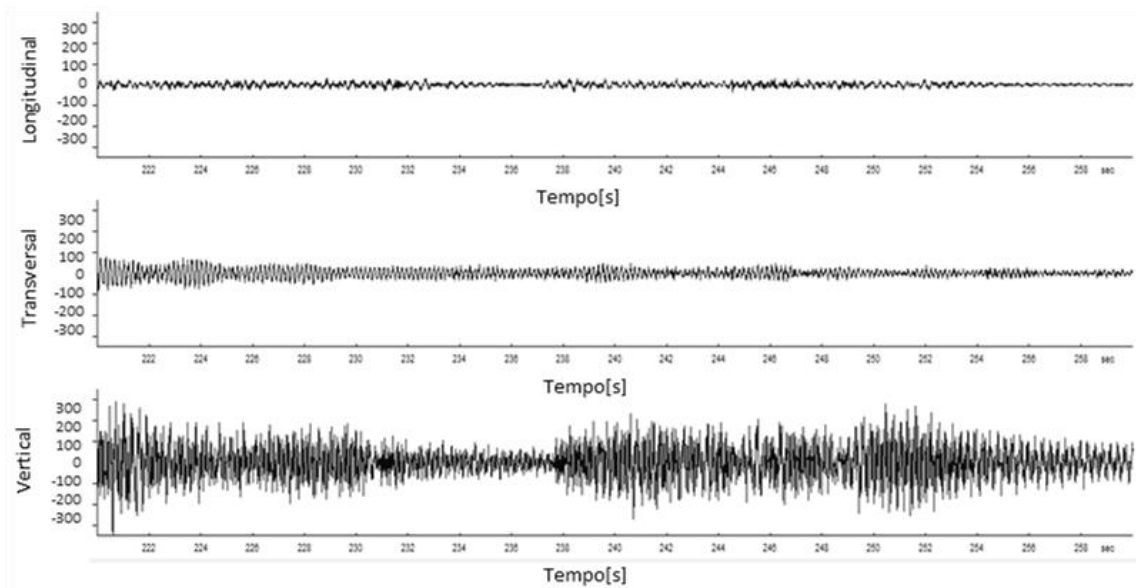


Figura E.6: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em andamento rápida para as três direcções ortogonais - Sensor 2

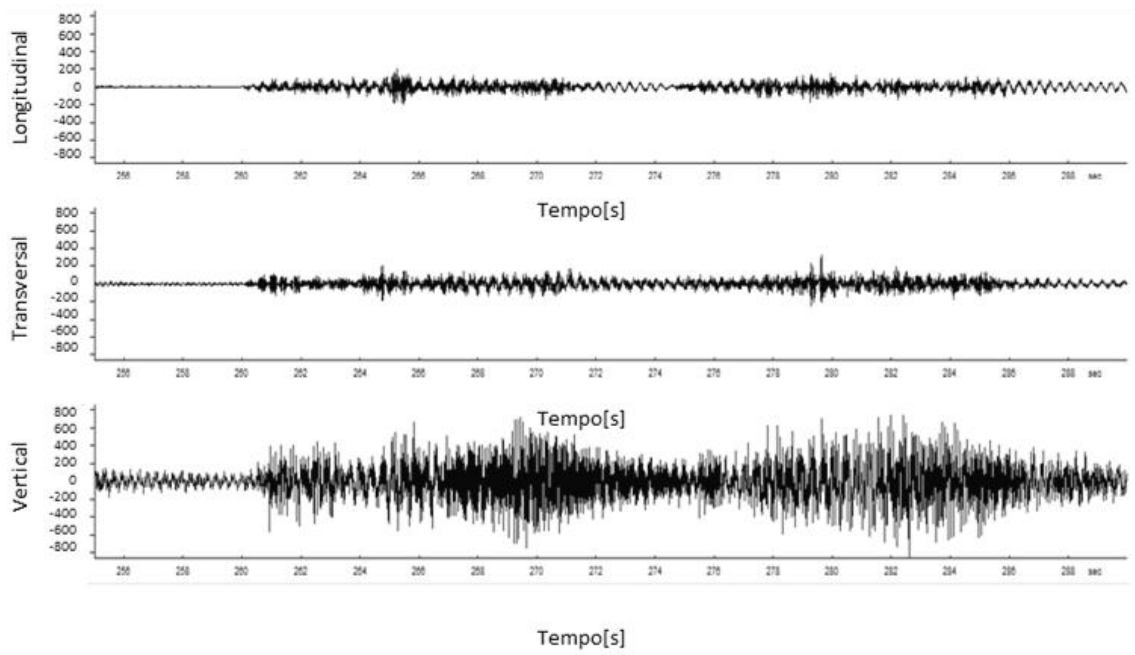


Figura E.7: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em corrida lenta para as três direcções ortogonais - Sensor 2

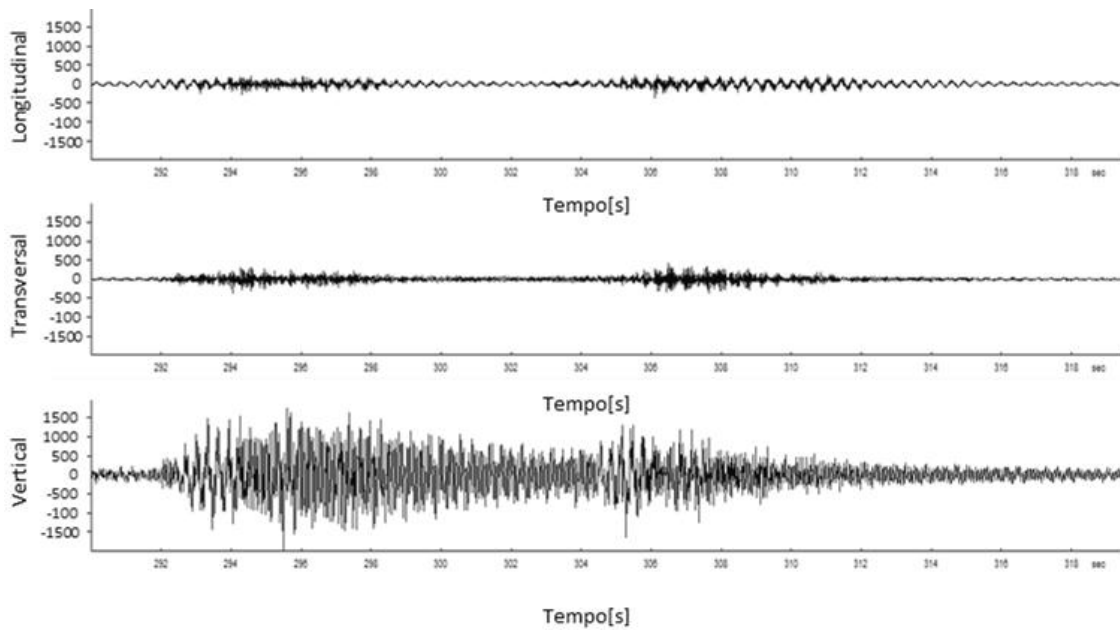


Figura E.8: Gráficos aceleração / tempo para uma acção pedonal individual em corrida rápida para as três direcções ortogonais - Sensor 2

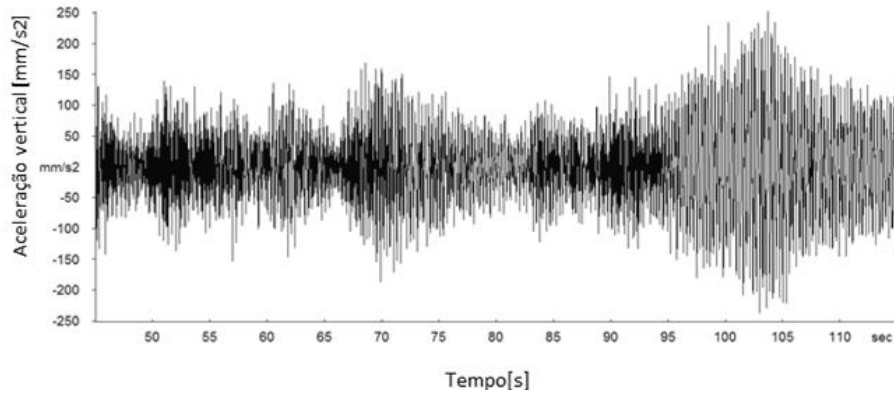


Figura E.9: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma acção pedonal individual em andamento lento

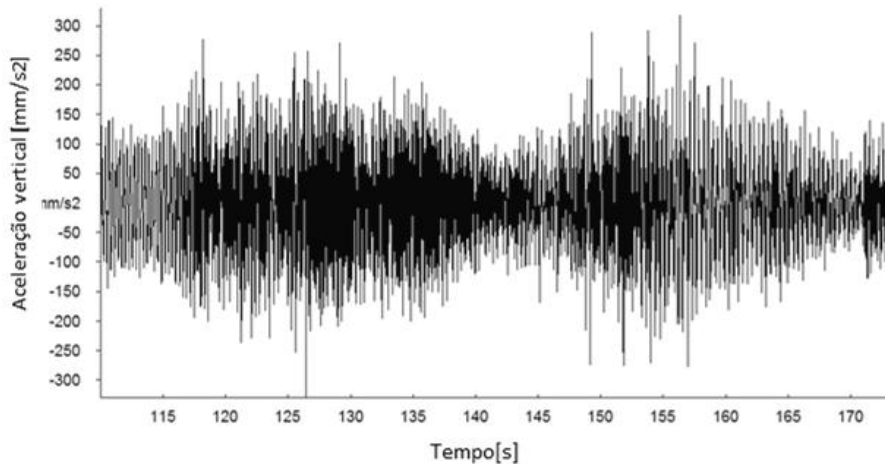


Figura E.10: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma acção pedonal individual em andamento normal

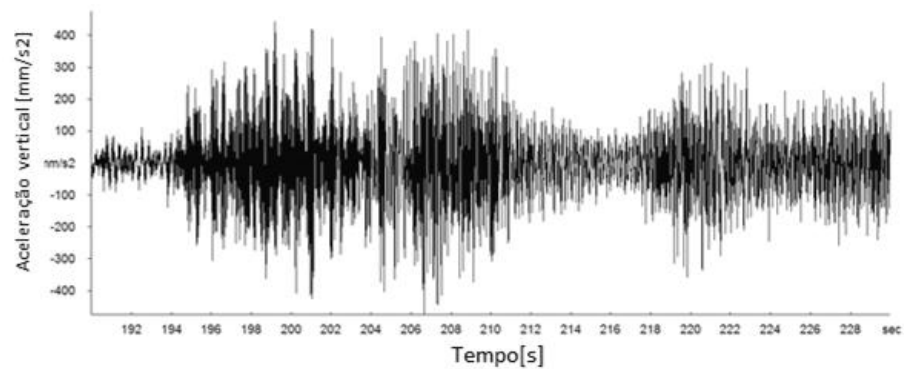


Figura E.11: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma acção pedonal individual em andamento rápido

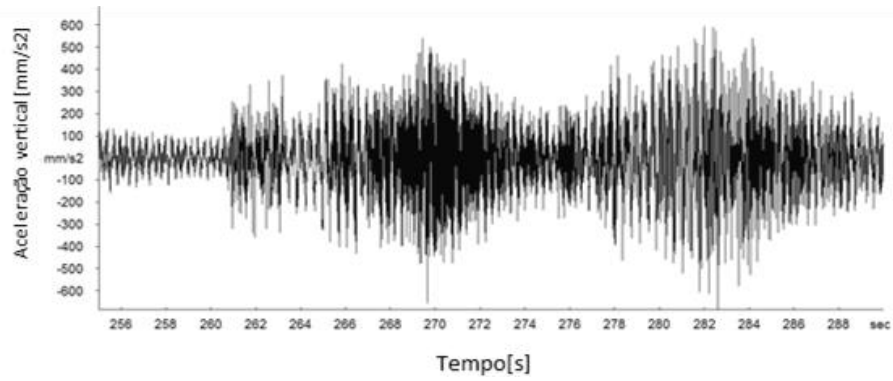


Figura E.12: Gráfico de aceleração vertical / tempo para uma ação pedonal individual em corrida lenta

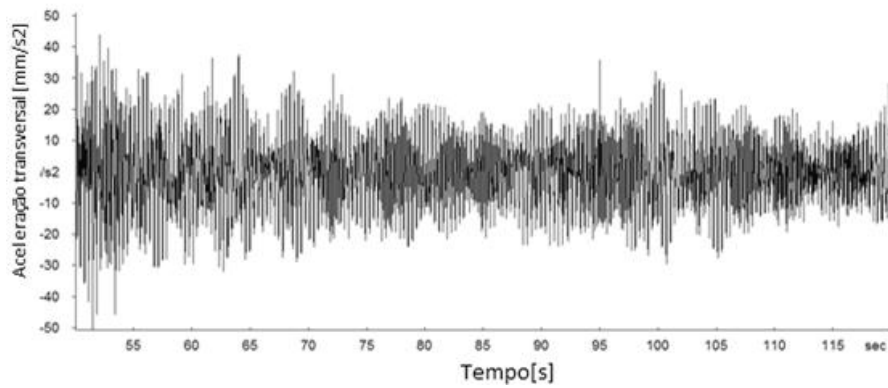


Figura E.13: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma ação pedonal individual em andamento lento

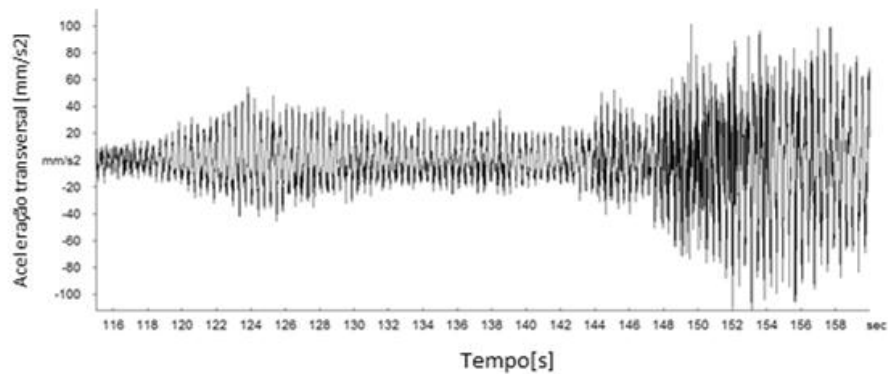


Figura E.14: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma ação pedonal individual em andamento normal



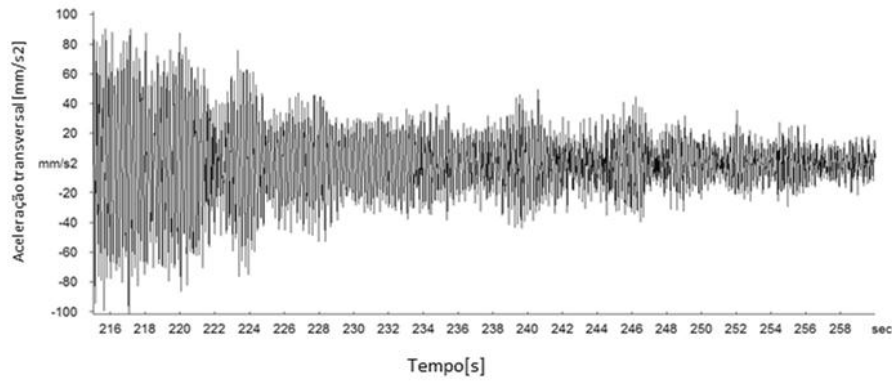


Figura E.15: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma ação pedonal individual em andamento rápido

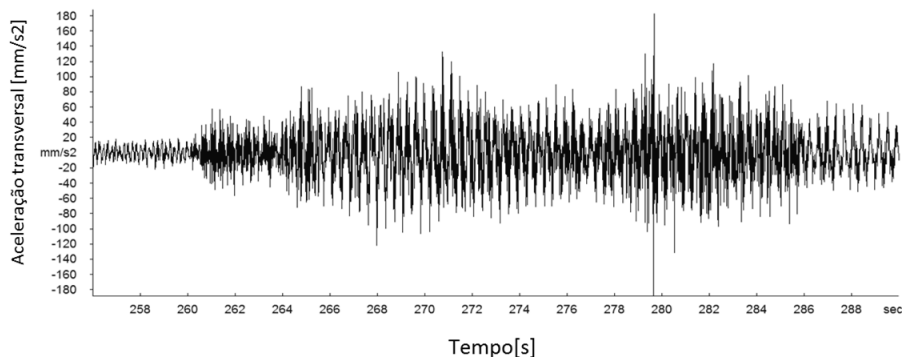


Figura E.16: Gráfico de aceleração transversal / tempo para uma ação pedonal individual em corrida lenta

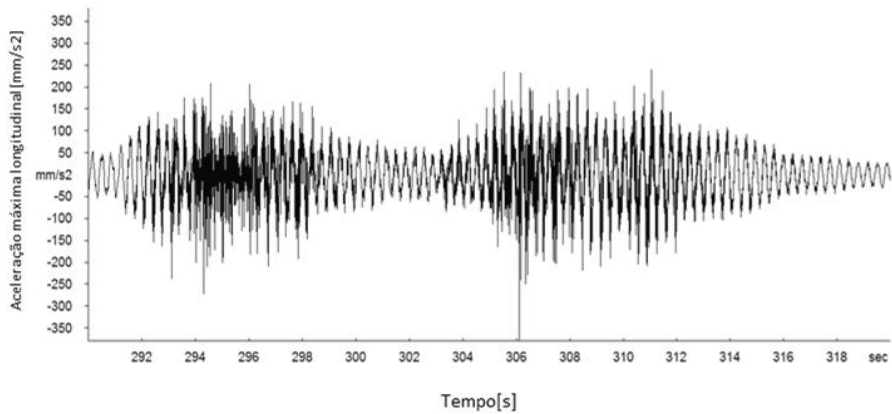


Figura E.17: Gráfico de aceleração máxima longitudinal / tempo registada no tabuleiro para uma ação pedonal individual em corrida rápida