

ESTUDO DOS EFEITOS DINÂMICOS DE PEÕES NUMA PONTE PEDONAL EM VIDRO

EMANUEL FERNANDO DIAS MENDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

JUNHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e Irmã

O homem é do tamanho do seu sonho

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Quero manifestar a minha gratidão, a todas as pessoas que contribuíram, não só para a realização deste trabalho final, mas também durante todo o curso. Em particular, gostaria de deixar um especial agradecimento:

À Professora Elsa Caetano, pela orientação deste trabalho e pela disponibilidade demonstrada desde o início. Pela simpatia, empenho, rigor e conhecimentos transmitidos que certamente serão importantes no futuro.

À Fundação Champalimaud, por ter permitido a realização de um ensaio dinâmico na ponte, enriquecendo em grande parte o trabalho realizado.

Ao João Ricardo Rocha e ao Diogo Rodrigues, pela ajuda na análise de uma carga móvel, pelos esclarecimentos e pela paciência demonstrada.

Ao João Albuquerque Barbosa, pela ajuda na edição de imagens, tornando o trabalho mais agradável visualmente.

Ao Henrique Sousa, pelos conhecimentos de programação transmitidos, nomeadamente, sobre a linguagem de programação utilizada no VBA.

Ao Luis Santos, pelos conhecimentos transmitidos sobre o programa de cálculo automático Robot Structural Analysis.

Ao André Lopes, pelos conhecimentos transmitidos de estruturas, pela disponibilidade e paciência demonstrados para esclarecer qualquer dúvida e pelo aconselhamento na decisão de escolha de especialidade.

À Autodesk, pelas folhas de cálculo disponibilizadas, permitindo uma maior facilidade e rapidez de cálculo no programa RSA.

A todos os meus amigos que estiveram presentes ao longo do curso, pela sua amizade e apoio essenciais para o meu percurso.

Por fim, aos meus pais e à minha irmã, por todo o apoio prestado ao longo do curso, permitindo-me concluir todos os objetivos propostos.

RESUMO

O trabalho desenvolvido nesta dissertação pretende avaliar o comportamento dinâmico de uma ponte pedonal face às ações impostas pelos peões durante a sua travessia. A estrutura em análise situa-se em Lisboa, no Centro Clínico da Fundação Champalimaud.

A Ponte Pedonal é uma ponte em vidro. Para garantir a funcionalidade da cobertura de vidro, é importante controlar as vibrações que possam surgir devidas às ações dos peões.

Para caracterizar as funções de carga associadas aos vários movimentos dos peões, foi realizada uma pesquisa sobre os estudos de diversos autores. O movimento mais usual em pontes pedonais corresponde à caminhada. Normalmente, este movimento apresenta frequências da passada dentro da gama crítica de frequências da ponte, levando à ocorrência de fenómenos de ressonâncias. Tendo em consideração que a ocorrência destes fenómenos aumenta significativamente as vibrações observadas na estrutura, apresenta-se a metodologia usada na análise dinâmica da ponte em causa e definem-se os níveis de conforto, de acordo com as regulamentações internacionais.

Com o objetivo de caracterizar o comportamento estrutural, desenvolveu-se um modelo tridimensional de elementos finitos, de modo a observar as vibrações instaladas na ponte, através do cálculo automático. A análise de comportamento dinâmico foi realizada para vários movimentos do peão, em caminhada e em corrida. Foi ainda avaliada a resposta da estrutura para grupos de peões, de acordo com o nível de tráfego esperado para a ponte. Posteriormente, verifica-se o nível de conforto, de acordo com as recomendações internacionais existentes.

Em paralelo com estes estudos, realizou-se um ensaio dinâmico sobre a estrutura, que permitiu a calibração da modelação numérica da ponte, assim como a caracterização efetiva dos níveis de conforto observados.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte em vidro, estrutura metálica, análise dinâmica, vibrações, peões.

ABSTRACT

The focus of this thesis is the dynamic analysis of a footbridge due to the actions of pedestrians. The structure under analysis is located in Lisbon, in the premises of the Champalimaud Foundation's Clinic Centre.

Since the Footbridge is a glass bridge, it is important to control the vibrations due to the actions of pedestrians, so as to ensure the serviceability of the glass cladding.

In order to describe the load functions due to the different movements of pedestrians, a survey has been done on existing research in the topic. The most common movement of pedestrians on footbridges is walking. Usually, this movement has frequencies located in the critical range of the bridge, leading to a risk of resonance. If this phenomenon occurs, the structure's vibrations increase significantly. On the second hand, some methods for dynamic analysis are introduced, as well as for evaluation of the footbridge comfort level, according to international regulations.

To depict the structural behavior of the footbridge, a tridimensional finite element model was developed, in order to analyze the vibrations, through automatic calculations. The dynamic analysis was performed for several pedestrian's movements, such as walking and running. The footbridge's behavior was also analyzed for crowds, according to the expected level of traffic. Finally, the comfort level is checked according to the existing international recommendations.

In parallel with the numerical research, a dynamic test has been conducted on the footbridge, which was valuable for the calibration of the numerical model of the footbridge and allowed an effective characterization of the comfort levels associated with the normal use of the structure.

KEYWORDS: Glass bridge, steel structure, dynamic analysis, vibrations, pedestrians.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA	1
1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO	1
1.2. DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
 2. ESTADO DE ARTE	 3
2.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES PEDONAIIS	3
2.1.1. PONTE SUSPensa – <i>COLLEGE FOOTBRIDGE</i>	3
2.1.2. PONTE EM VIGA – PONTE PEDONAL DA RIBEIRA DA CARPINTEIRA	4
2.1.3. PONTE ATIRANTADA – PONTE PEDONAL CIRCULAR	5
2.1.4. PONTE STRESS RIBBON – <i>SLINKY SPRINGS TO FAME</i>	5
2.1.5. PONTE EM ARCO – PONTE PEDONAL PEDRO E INÊS	6
2.1.6. PONTE COBERTA – <i>BRIDGE OF ASPIRATION</i>	6
2.1.7. PONTE EM VIDRO – <i>GLASS BRIDGE IN A PRIVATE GARDEN</i> [22]	7
2.2. COMPORTAMENTO DINÂMICO DAS PONTES PEDONAIIS	8
2.2.1. AÇÕES EM PONTES PEDONAIIS	8
2.2.1.1. Função de carga para a caminhada na direção vertical	13
2.2.1.2. Função de carga para a caminhada na direção horizontal	14
2.2.1.3. Função de carga para a corrida na direção vertical	17
2.2.1.4. Função de carga para a corrida na direção horizontal	20
2.2.1.5. Influência de um fluxo contínuo de peões	20
2.2.2. RESPOSTA ÀS AÇÕES EM PONTES PEDONAIIS	26
2.2.2.1. Metodologia do Sétra	27
2.2.2.2. Metodologia do HIVOSS	29

3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE PEDONAL DA FUNDAÇÃO CHAMPALIMAUD	33
3.1. INTRODUÇÃO	33
3.2. DESCRIÇÃO DO PROJETO	34
3.3. DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS.....	36
3.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	41
4. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE PEDONAL DA FUNDAÇÃO CHAMPALIMAUD	47
4.1. INTRODUÇÃO	47
4.2. RESPOSTA ÀS AÇÕES DOS PEÕES.....	47
4.2.1. AÇÃO DE UM PEÃO EM CAMINHADA.....	47
4.2.2. AÇÃO DE UM FLUXO DE PEÕES.....	51
4.2.2.1. Recomendações do HIVOSS	51
4.2.2.2. Recomendações do Sétra	55
4.2.3. AÇÃO DE PEÕES EM CORRIDA	56
4.2.3.1. Atuação de uma carga pontual fixa	56
4.2.3.2. Atuação de uma carga pontual móvel	58
4.2.3.3. Modelação de grupos de peões em corrida	62
4.2.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	64
5. CONCLUSÃO	67
5.1. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS REALIZADOS.....	67
5.2. RESULTADOS DO ESTUDO	68
5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – <i>College Footbridge</i> , Bélgica.....	4
Figura 2.2 – Ponte da Ribeira da Carpinteira, Covilhã	4
Figura 2.3 – Ponte pedonal circular, Aveiro	5
Figura 2.4 – <i>Slinky Springs to Fame</i> , Alemanha.....	5
Figura 2.5 – Ponte Pedonal Pedro e Inês, Coimbra	6
Figura 2.6 – <i>Bridge of Aspiration</i> , Londres.....	6
Figura 2.7 – <i>Glass Bridge in a Private Garden</i> , Nice, França [22].....	7
Figura 2.8 – Ponte Pedonal da fundação Champalimaud: caso de estudo.....	7
Figura 2.9 – <i>Millennium Bridge</i> , Londres	8
Figura 2.10 – Distribuição da frequência da passada para caminhada normal [8].....	9
Figura 2.11 – Relação entre a frequência da passada, comprimento da passada e velocidade do peão [5].....	10
Figura 2.12 – Funções de carga para diferentes frequências e condições de contacto com o solo [1]	11
Figura 2.13 – Situações correspondentes aos dois máximos da função de carga	12
Figura 2.14 – Função de carga para a caminhada relativa a uma sequência de passos [1]	12
Figura 2.15 – Relação entre o fator de amplificação de carga, a frequência da passada e o tempo de contacto pé-pavimento [5]	13
Figura 2.16 – Gráfico da função de carga para a caminhada na direção vertical	14
Figura 2.17 – Função de carga de um peão nas direções vertical e horizontal [1]	15
Figura 2.18 – Composição espectral das ações pedonais nas diferentes direções [1].....	16
Figura 2.19 – Gráfico da função de carga na direção horizontal transversal para a caminhada	16
Figura 2.20 – Gráfico da função de carga na direção horizontal longitudinal para a caminhada.....	17
Figura 2.21 – Gráfico da função de carga para a corrida na direção vertical.....	18
Figura 2.22 – Coeficientes de Fourier dos quatro primeiros harmónicos [1]	19
Figura 2.23 – Gráfico da função de carga para a corrida na direção vertical [12]	19
Figura 2.24 – Determinação do número de peões equivalentes [19]	21
Figura 2.25 – Coeficiente redutor do primeiro harmónico para as direções vertical e longitudinal à esquerda e transversal à direita [19]	23
Figura 2.26 – Coeficiente redutor do segundo harmónico para as direções vertical e longitudinal à esquerda e transversal à direita [19]	23
Figura 2.27 – Representação esquemática da aplicação das cargas de fluxos de peões [19].....	24
Figura 2.28 – Valores do coeficiente redutor para as direções vertical e longitudinal à esquerda e para a direção transversal à direita [10]	26

Figura 2.29 – Representação esquemática da metodologia adotada pelo HIVOSS [10]	31
Figura 3.1 – Ponte pedonal da Fundação Champalimaud	33
Figura 3.2 – Representação em alçado do projeto da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud [24]	34
Figura 3.3 – Representação em planta do projeto da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud [24]	34
Figura 3.4 – Elemento metálico de forma anelar da ponte da Fundação Champalimaud [24]	35
Figura 3.5 – Secção transversal das vigas longitudinais [24]	35
Figura 3.6 – Exemplo de apoio elástico utilizado na ponte da Fundação Champalimaud [25]	36
Figura 3.7 – Modelo de elementos finitos desenvolvido pelo autor	37
Figura 3.8 – Representação em alçado e em planta da configuração do 1º modo de vibração ($f=2,47$ Hz)	38
Figura 3.9 – Representação em alçado e em planta da configuração do 2º modo de vibração ($f=2,99$ Hz)	38
Figura 3.10 – Representação em alçado e em planta da configuração do 3º modo de vibração ($f=4,73$ Hz)	39
Figura 3.11 – Representação em alçado e em planta da configuração do 4º modo de vibração ($f=5,02$ Hz)	39
Figura 3.12 – Modelo final desenvolvido pelo autor	41
Figura 3.13 – Numeração utilizada no ensaio experimental da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud	42
Figura 3.14 – Sismógrafo instalado na ponte durante o ensaio na Ponte da Fundação Champalimaud	42
Figura 3.15 – Fotografia das passagens efetuadas na Ponte da Fundação Champalimaud	43
Figura 3.16 – Espectro de acelerações observado durante a passagem de um peão em corrida ressonante com o 1º modo de vibração vertical	44
Figura 3.17 – Resposta da estrutura ao salto de um peão em ressonância com o 1º modo de vibração vertical	44
Figura 4.1 – Evolução temporal da aceleração da estrutura para uma carga sinusoidal pontual no nó de bordo do tabuleiro calculada através do modelo de elementos finitos	48
Figura 4.2 – Evolução temporal da aceleração da estrutura obtida através do cálculo manual	50
Figura 4.3 – Evolução temporal da aceleração da estrutura obtida através do ensaio dinâmico	50
Figura 4.4 – Resposta estrutural em vibração livre para validação do coeficiente de amortecimento .	51
Figura 4.5 – Representação do modelo de carga distribuída com a configuração do modo de vibração considerado	53
Figura 4.6 – Aceleração vertical na secção de meio vão obtida para a classe de tráfego TC2	53
Figura 4.7 – Aceleração vertical na secção de meio vão obtida para a classe de tráfego TC3	54

Figura 4.8 – Aceleração vertical na secção de meio vão obtida para a classe de tráfego TC4	54
Figura 4.9 – Aceleração vertical a meio vão calculada pelo modelo de elementos finitos	56
Figura 4.10 – Aceleração vertical observada para a ação de um peão em corrida	57
Figura 4.11 – Aceleração vertical em corrida com base no cálculo manual	57
Figura 4.12 – Esquema representativo da distribuição da carga móvel pelos nós adjacentes	58
Figura 4.13 – Folha de cálculo programada pelo autor para gerar as funções de carga móveis	59
Figura 4.14 – Ficheiro de exportação das funções geradas	60
Figura 4.15 – Macro de importação e exportação de casos de carga	61
Figura 4.16 – Macro de importação e exportação de funções para a análise temporal	61
Figura 4.17 – Aceleração vertical a meio vão para o caso de carga móvel	62
Figura 4.18 – Esquema representativo de um grupo de 3 peões	62
Figura 4.19 – Aceleração vertical a meio vão calculada para um grupo de 3 peões	63
Figura 4.20 – Aceleração vertical a meio vão calculada para um grupo de 3 peões com frequências aleatórias	64

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Frequência da passada para vários tipos de movimento [5].....	9
Tabela 2.2 – Velocidades e comprimentos da passada para vários tipos de movimento [5]	10
Tabela 2.3 – Coeficientes de Fourier para a caminhada [1, 6]	14
Tabela 2.4 – Coeficientes de Fourier para um fluxo contínuo de peões [19].....	22
Tabela 2.5 – Grau de desconforto sentido na ponte pedonal da FEUP [21]	27
Tabela 2.6 – Classes de conforto em função da aceleração [10]	27
Tabela 2.7 – Gamas de acelerações para vibrações verticais [19]	28
Tabela 2.8 – Gamas de acelerações para vibrações horizontais [19]	28
Tabela 2.9 – Gamas de frequências para vibrações verticais e longitudinais [19]	28
Tabela 2.10 – Gamas de frequências para vibrações transversais [19]	29
Tabela 2.11 – Casos de carga considerados em função da classe da ponte e risco de ressonância [19]	29
Tabela 2.12 – Situações de projeto consideradas pelo regulamento HIVOSS [10]	30
Tabela 3.1 – Principais modos de vibração e respetivas frequências obtidos através do modelo de elementos finitos	37
Tabela 3.2 – Coordenadas modais máximas e massas modais	41
Tabela 3.3 – Diferença entre as frequências obtidos pelo modelo e pelo ensaio experimental	43
Tabela 4.1 – Valores dos coeficientes Ψ e n' para cada classe de tráfego considerada	52
Tabela 4.2 – Valores de aceleração e deslocamento máximos observados para cada classe de tráfego	54
Tabela 4.3 – Frequência da passada de cada peão do grupo	63
Tabela 4.4 – Comparação de resultados das acelerações máximos de fluxos de peões e respetivo nível de conforto	64
Tabela 4.5 – Comparação dos resultados das acelerações máximas de peões em caminhada e em corrida e respetivo nível de conforto	65

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA

A construção de pontes pedonais tem sofrido vários desenvolvimentos ao longo dos últimos anos, construindo-se pontes cada vez mais leves e mais esbeltas. Esta tendência para a construção de pontes mais flexíveis aumenta as preocupações com as vibrações. Por essa razão, a conceção deste tipo de estruturas, exige um estudo mais aprofundado do seu comportamento dinâmico, por parte dos engenheiros projetistas. De modo a controlar as vibrações e avaliar os níveis de conforto sentidos pelos peões, é usual o recurso a ensaios dinâmicos realizados após a construção da ponte.

Este trabalho apresenta o caso de estudo da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud. A Fundação Champalimaud situa-se em Lisboa, perto de Belém, no local onde o Rio Tejo encontra o Oceano Atlântico. O complexo é formado por dois edifícios principais: o primeiro engloba as instalações de diagnóstico e tratamento e os laboratórios de investigação; o segundo incorpora os serviços administrativos. Estes dois edifícios encontram-se interligados por aquele que é o objeto de estudo desta dissertação.

No caso particular da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud, devido ao seu revestimento em vidro, o controlo de vibrações da ponte surge como uma preocupação acrescida, com vista a garantir a perfeita funcionalidade da cobertura de vidro.

1.2. OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

Na sequência do que foi dito anteriormente, esta dissertação tem como principal objetivo efetuar um estudo da resposta dinâmica da estrutura a ações impostas pelos peões. Com isto, pretende-se desenvolver um modelo tridimensional de elementos finitos da ponte em estudo que traduza com tanto rigor quanto possível o comportamento dinâmico da estrutura. Realiza-se também um ensaio dinâmico experimental na ponte de modo a calibrar e, posteriormente, validar o modelo tridimensional desenvolvido.

Após a validação do modelo tridimensional da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud, efetua-se uma análise dinâmica da estrutura para a passagem de peões isolados e de grupos de peões, de acordo com as regulamentações internacionais existentes.

Uma vez modeladas as ações de peões, torna-se importante estudar o comportamento dinâmico da estrutura de modo a verificar o cumprimento dos critérios de conforto expostos nas recomendações internacionais.

1.3. DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, apresentando-se de seguida uma breve descrição da matéria abordada em cada um deles.

No segundo capítulo, é apresentada uma breve introdução sobre as pontes pedonais, nomeadamente, a diversidade de sistemas estruturais existentes. É feita ainda uma apresentação de algumas pontes pedonais existentes por todo o país, bem como as suas principais características, em comparação com a Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud. Neste capítulo aborda-se ainda a definição das ações impostas pelos peões, bem como, as verificações de controlo impostas pelas regulamentações internacionais.

No terceiro capítulo, é efetuada uma descrição detalhada da ponte em estudo, apresentando as suas características geométricas, mecânicas e dinâmicas. Descreve-se igualmente de forma detalhada o procedimento adotado na modelação numérica da ponte, através de um modelo tridimensional de elementos finitos. Os resultados dos ensaios realizados na ponte servem ainda de auxílio à calibração e validação do modelo de elementos finitos desenvolvido.

No quarto capítulo, aborda-se a análise do comportamento estrutural de acordo com as recomendações das regulamentações internacionais definidas no capítulo dois. A forma como foi calculada a resposta da estrutura face às ações de peões em ressonância com os modos de vibração estudados é descrita neste capítulo detalhadamente, averiguando-se posteriormente o cumprimento dos níveis de conforto estabelecidos pelas recomendações internacionais.

Por fim, no último capítulo, apresenta-se uma síntese do trabalho efetuado, bem como as conclusões obtidas relativamente ao trabalho elaborado. Sugerem-se ainda eventuais desenvolvimentos suscetíveis de serem abordados em trabalhos futuros.

2

ESTADO DE ARTE

2.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES PEDONAIS

As pontes pedonais começaram a ser construídas desde muito cedo na história da Humanidade e surgem com o objetivo de ultrapassar um obstáculo, ou por outras palavras, encurtar o caminho de um local para outro.

A evolução da Engenharia Civil e os avanços tecnológicos registados nas últimas décadas proporcionaram também uma evolução na construção das pontes pedonais, não só ao nível do sistema estrutural como também ao nível dos vãos envolvidos e dos materiais utilizados. As pontes pedonais podem, em geral, ser classificadas em função do sistema estrutural e do material utilizado na sua conceção.

A conceção de pontes é por muitos considerado o campo mais rigoroso e desafiante da Engenharia Civil. O caso das pontes pedonais, devido à sua escala mais reduzida, tem sido alvo de uma série de experimentações. Refere-se em particular a utilização de novos materiais, mais leves, como por exemplo, materiais compósitos.

Os principais materiais utilizados na construção são a madeira, aço, betão-armado, betão pré-esforçado e ainda materiais compósitos, do tipo FRP (*"Fiber Reinforced Polymer"*). A corrosão do aço é a principal causa de deterioração dos tabuleiros em betão armado, devido à ocorrência de abertura de fendas. Para fazer face a esta problemática surgiu um novo tipo de material, *"Fiber Reinforced Polymer"*. Em relação ao aço convencional apresenta um custo inicial mais elevado. Porém como a sua utilização requer pouca manutenção, o recurso a este material pode ser uma boa solução a longo prazo. As fibras deste material são usualmente constituídas por carbono (CFRP) ou por vidro (GFRP) [14].

As pontes pedonais, pela sua função, apresentam em geral, vãos substancialmente menores quando comparados com vãos de pontes rodoviárias. De seguida, faz-se uma breve apresentação de alguns dos sistemas estruturais mais comuns de pontes pedonais. Algumas destas estruturas foram selecionadas pelo seu elevado grau de comparação com a ponte pedonal em estudo.

2.1.1. PONTE SUSPENSA – COLLEGE FOOTBRIDGE

A ponte suspensa representada na figura 2.1, *College Footbridge*, é uma ponte suspensa localizada na Bélgica, com um vão principal de 86m, um comprimento total de 203m e um tabuleiro com 3,2 m de

largura. O tabuleiro é em aço e apresenta a particularidade de ser realizado em curva. A ponte foi construída em 2007 e projetada pelo Engenheiro belga Laurent Ney.



Figura 2.1 – *College Footbridge*, Bélgica

2.1.2. PONTE EM VIGA – PONTE PEDONAL DA RIBEIRA DA CARPINTEIRA

A Ponte Pedonal da Ribeira da Carpinteira (figura 2.2) é uma ponte em viga, situada na cidade da Covilhã, numa zona de encostas com inclinações muito acentuadas. A ligação entre as duas encostas é efetuada a cerca de 52m acima da ribeira. O projeto foi desenvolvido em conjunto com o gabinete AFAconsult e o Arquiteto João Luís Carrilho da Graça.

A estrutura tem uma extensão total de 220 m e um tabuleiro com 1,75m de altura e 4,40m de largura. A ponte está dividida em 5 vãos, descrevendo um “S” que acompanha as características sinuosas do terreno, em que o vão principal tem 49,302m de extensão. O primeiro modo de vibração da estrutura é um modo lateral com uma frequência de 1,14 Hz, enquanto os modos verticais seguintes apresentam frequências compreendidas entre 1,6 e 3 Hz.



Figura 2.2 – Ponte da Ribeira da Carpinteira, Covilhã

2.1.3. PONTE ATIRANTADA – PONTE PEDONAL CIRCULAR

A ponte pedonal circular apresentada na figura 2.3 situa-se em Aveiro e pode ser caracterizada por um tabuleiro ligado ao mastro através de tirantes metálicos. O tabuleiro circular apresenta um perímetro de 26m e uma largura de 2m. Esta estrutura foi projetada pelo Engenheiro Domingos Moreira e pelo Arquiteto Luís Viegas. A ponte foi inaugurada em 2006.

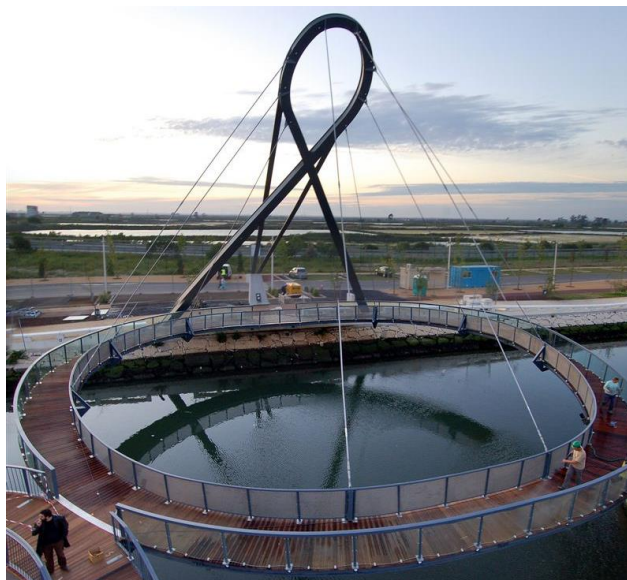


Figura 2.3 – Ponte pedonal circular, Aveiro

2.1.4. PONTE STRESS RIBBON – *SLINKY SPRINGS TO FAME*

A ponte *Slinky Springs to Fame* (figura 2.4) é do tipo “*Stress Ribbon*” situada na Alemanha e apresenta um vão principal de 66m de comprimento e uma largura do tabuleiro de 2,67m. Os principais materiais utilizados foram o aço e o betão pré-esforçado. A estrutura apresenta ainda vários arcos ao longo de toda a sua extensão, essencialmente com função decorativa. A ponte foi projetada pelo gabinete Schlaich Bergermann Partner e a sua construção foi finalizada em 2011.

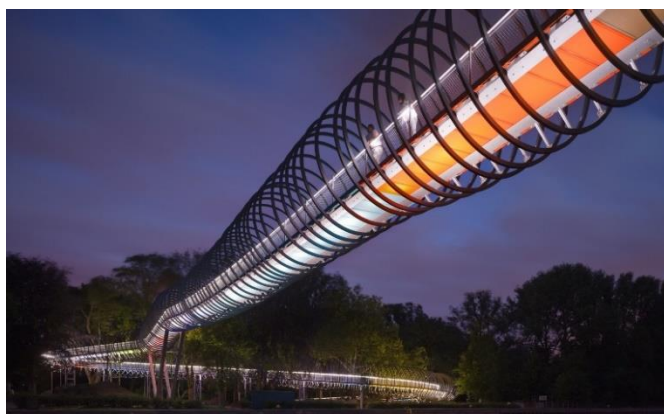


Figura 2.4 – *Slinky Springs to Fame*, Alemanha

2.1.5. PONTE EM ARCO – PONTE PEDONAL PEDRO E INÊS

A Ponte Pedonal Pedro e Inês situada em Coimbra e projetada pelo Engenheiro Adão da Fonseca em colaboração com o arquiteto Cecil Balmond é uma ponte em arco, inaugurada em 2006. A estrutura apresenta uma extensão total de 274,5m, um vão principal de 110m e um tabuleiro com 4m de largura. Os principais materiais utilizados no tabuleiro foram o aço e o betão armado. O primeiro modo de vibração da estrutura corresponde à configuração lateral e apresenta uma frequência de 0,7 Hz e os seguintes modos apresentam uma configuração vertical com frequências compreendidas entre 1,6 e 3 Hz.



Figura 2.5 – Ponte Pedonal Pedro e Inês, Coimbra

2.1.6. PONTE COBERTA – *BRIDGE OF ASPIRATION*

A ponte *Bridge of Aspiration* (figura 2.6) é uma ponte em viga situada em Londres, com um vão de 9,5m que liga a escola de Ballet (*Royal Ballet School*) e a “*Royal Opera House*”. A ponte apresenta a particularidade de ser revestida por 23 elementos quadrangulares em alumínio, proporcionando uma vista única tanto do interior como do exterior.

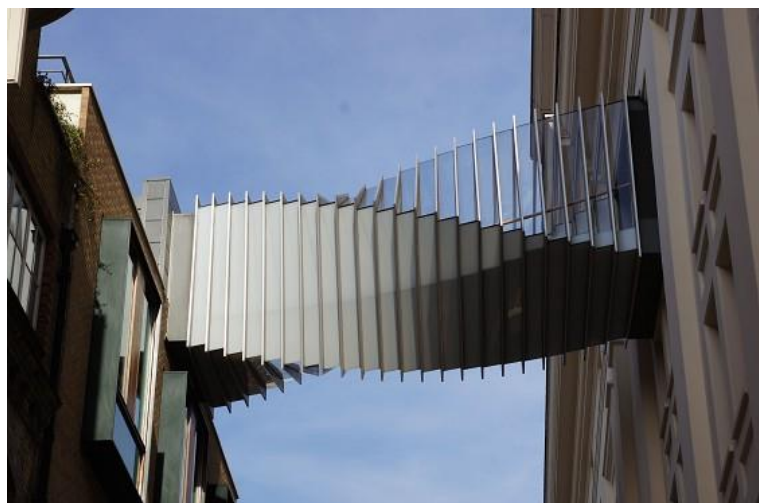


Figura 2.6 – *Bridge of Aspiration*, Londres

2.1.7. PONTE EM VIDRO – GLASS BRIDGE IN A PRIVATE GARDEN [22]

A ponte em vidro (figura 2.7) situada em Nice, França, apresenta um vão de 15m e um tabuleiro com uma largura de 0,83m. A estrutura foi construída pelo Arquiteto Renate Fehling e pelo Engenheiro Johannes Liess em 2003, sendo formada por uma viga metálica curva que sustenta a estrutura, reforçada com um cabo de pré-esforço por debaixo do tabuleiro em vidro.



Figura 2.7 – Glass Bridge in a Private Garden, Nice, França [22]

A evolução e a aplicação de novos materiais, mais leves, tornaram as estruturas mais esbeltas e consequentemente mais flexíveis levantando novas implicações, anteriormente inexistentes, nomeadamente as vibrações. Simultaneamente ao aumento das exigências de conforto em Estado Limite de Serviço (ELS) as vibrações provocadas pelos peões têm surgido nos últimos anos como o maior desafio de um projetista de pontes pedonais.

Este trabalho pretende estudar a Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud, uma ponte de vidro construída no edifício da Fundação Champalimaud. A ponte faz a ligação entre os dois edifícios do complexo, com 22 metros de vão e dois cabos de pré-esforço ao longo de todo o seu comprimento (figura 2.8).

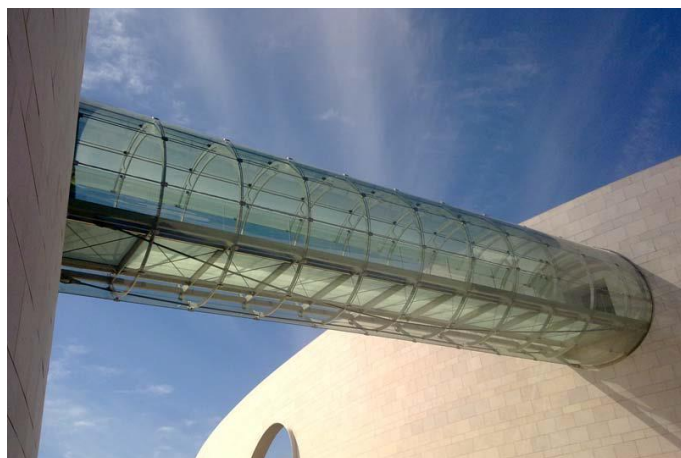


Figura 2.8 – Ponte Pedonal da fundação Champalimaud: caso de estudo

2.2. COMPORTAMENTO DINÂMICO DAS PONTES PEDONAIAS

2.2.1. AÇÕES EM PONTES PEDONAIAS

Como já foi referido anteriormente, nos últimos anos houve uma evolução significativa na construção de pontes pedonais, tornando-as mais leves e mais flexíveis e consequentemente mais suscetíveis às vibrações.

As ações dinâmicas induzidas pelos peões em norma não afetam a estabilidade da ponte em Estado Limite Último (ELU), no entanto, podem afetar o nível de conforto dos utentes, uma vez que o ser humano é extremamente sensível às vibrações, quer verticais quer horizontais, e por este motivo é feita uma análise tendo por base os Estados Limites de Serviço (ELS) de modo a avaliar a resposta da estrutura.

A importância de analisar os efeitos da força lateral exercida pelos peões na estrutura apenas foi reconhecida depois do acontecimento registado no dia de inauguração da Ponte Millennium [16] (figura 2.9), em Londres. Estima-se que cerca de 80 000 a 100 000 pessoas atravessaram a ponte nesse dia, sendo que estiveram cerca de 2 000 pessoas em simultâneo em cima do tabuleiro, resultando numa densidade máxima de cerca de 1,3 a 1,5 pessoas/m². Na sequência da ocorrência de vibrações, em frequências próximas das frequências da ponte, os peões experimentaram acelerações laterais excessivas e níveis de desconforto elevados. As elevadas vibrações favoreceram a aproximação entre a frequência da passada e a frequência da ponte, dando origem ao fenómeno chamado de sincronização forçada (“lock-in”, na terminologia inglesa).



Figura 2.9 – *Millennium Bridge*, Londres

As vibrações excessivas verificam-se normalmente quando a frequência da passada do ser humano se aproxima da frequência de um modo de vibração da estrutura. Como as pontes pedonais apresentam, em geral, frequências muito baixas, estas são facilmente igualáveis pela ação dos peões. Torna-se então fundamental um estudo profundo sobre estas ações de modo a evitar a ocorrência de vibrações incómodas para os utentes.

Durante a caminhada, o peão produz uma ação com uma variação temporal, com componentes nas três direções principais: vertical, horizontal-longitudinal e horizontal-lateral. Com o intuito de melhor definir esta ação, foram realizados vários estudos tendo em vista a caracterização de todos os parâmetros

envolvidos nos diferentes movimentos realizados pelo ser humano na caminhada. A força induzida pelo ser humano é caracterizada em termos individuais, mas é importante estudar o efeito de grupo.

Na definição da ação de um peão sobre a estrutura em que se desloca é importante definir parâmetros como: a frequência da passada, a velocidade do peão e a função temporal do carregamento.

A frequência da passada do ser humano pode ser definida pelo número de passos dados por este num intervalo de tempo.

Vários estudos foram realizados com o objetivo de determinar a frequência da passada correspondente a vários tipos de andamento. Vários testes realizados por Wheeler [5] permitiram obter os resultados apresentados na tabela 2.1.

Tabela 2.1. – Frequência da passada para vários tipos de movimento [5]

Tipo de movimento	Frequência da passada, f_p (Hz)
Caminhada lenta	~1,7
Caminhada normal	~2,0
Caminhada rápida	~2,3
Corrida lenta	~2,5
Corrida rápida	>3,2

Para Matsumoto [8] e Schulze [4], a frequência da passada de um indivíduo em caminhada normal situa-se num intervalo entre 1,5 Hz a 2,5 Hz. Os resultados obtidos aproximam-se de uma distribuição normal com um valor médio de 2 Hz e um desvio-padrão de 0,13 Hz a 0,18 Hz.

Em corrida lenta, os valores situam-se normalmente entre os 2,4 Hz e os 2,7 Hz, podendo chegar aos 5Hz em corrida rápida, no entanto, normalmente não se consideram valores que excedam os 3,5 Hz.

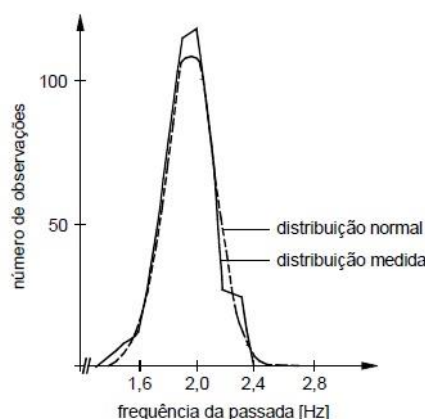


Figura 2.10 – Distribuição da frequência da passada para caminhada normal [8]

A velocidade do peão v_p pode ser relacionada com a frequência da passada f_p e do comprimento da passada l_p através da equação

$$v_p = f_p \cdot l_p \quad (2.1)$$

pelo que diferentes pessoas podem ter comprimentos e frequências da passada diferentes e, no entanto, apresentarem a mesma velocidade. Wheeler [5] apresentou também valores para comprimentos da passada e velocidades do peão para os diferentes tipos de movimento (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Velocidades e comprimentos da passada para vários tipos de movimento [5]

Tipo de movimento	v_p	l_p
Caminhada lenta	~1,1	~0,6
Caminhada normal	~1,5	~0,75
Caminhada rápida	~2,2	~1
Corrida lenta	~3,3	~1,3
Corrida rápida	>5,5	>1,75

O ábaco da figura 2.11 apresenta ainda uma relação entre as variáveis apresentadas.

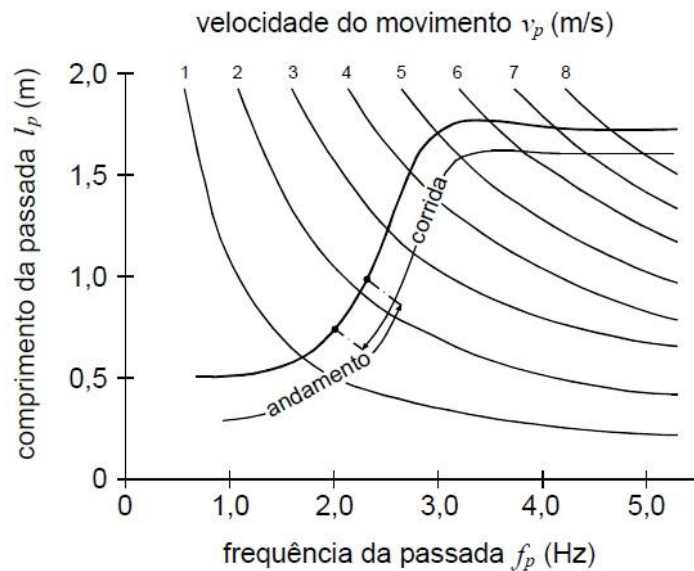


Figura 2.11 – Relação entre a frequência da passada, comprimento da passada e velocidade do peão [5]

A função do carregamento característica da ação dinâmica do peão traduz a evolução da força exercida pelo peão na estrutura. A força exercida na estrutura varia com o tipo de movimento, por isso, para cada tipo de movimento corresponde uma função de carga distinta. A ação do peão sobre a estrutura pode ser dividida segundo as direções vertical e horizontal, esta última dividida ainda segundo as duas direções, transversal e longitudinal.

A definição da função de carga é uma tarefa difícil pois depende de vários fatores, entre os quais, se podem destacar a frequência da passada, o tipo de calçado e de pavimento, o sexo e o peso do indivíduo e algumas particularidades na forma de caminhar. Na figura 2.12 encontram-se representados vários gráficos da função de carga para um único indivíduo de 1100 N de peso fazendo variar alguns parâmetros.

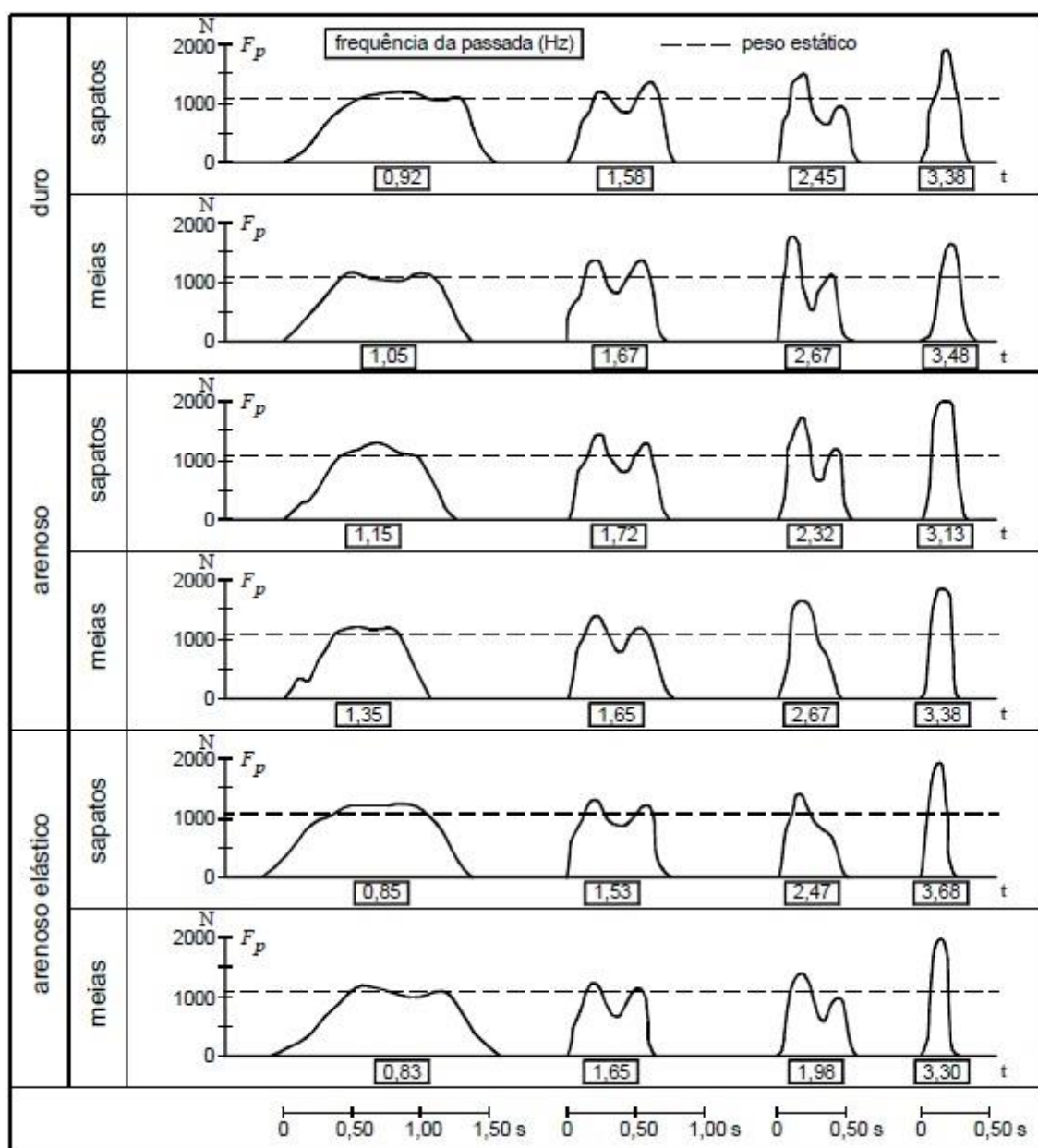


Figura 2.12 – Funções de carga para diferentes frequências e condições de contacto com o solo [1]

Verifica-se que para o movimento de caminhada, o gráfico da função de forma apresenta dois máximos, correspondendo o primeiro ao momento em que o calcanhar toca no pavimento e o segundo ao momento em que apenas se encontra a biqueira do pé em contacto com o solo (Figura 2.13).

A configuração do gráfico vai-se alterando à medida que se aumenta a frequência da passada, passando a contar com apenas um máximo no movimento em corrida, o que significa que, à medida que aumenta a frequência da passada, diminui o tempo de contacto com o pavimento e aumenta a carga máxima. Salienta-se ainda o facto de a carga máxima ser praticamente idêntica ao peso do peão para frequências perto da gama de 1 Hz.

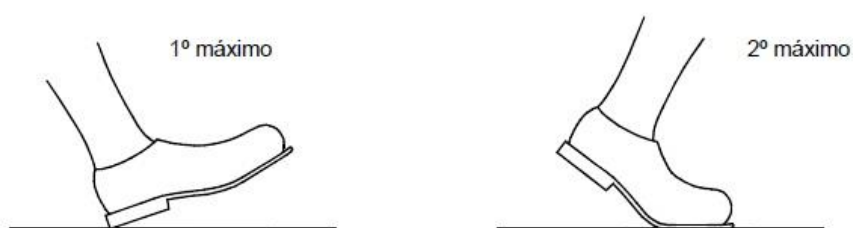


Figura 2.13 – Situações correspondentes aos dois máximos da função de carga

Um peão, ao caminhar sobre uma estrutura, provoca um contacto contínuo com o pavimento, ou seja, mantém pelo menos um pé em contacto com o solo em qualquer instante, existindo mesmo um período de tempo em que ocorre uma sobreposição das contribuições dos dois pés, como se verifica na figura 2.14. Tal não acontece na corrida e no salto, em que o gráfico da função de carga já não é contínuo, mas pode ainda ser considerada uma função quase periódica. Este aspeto é fundamental para definir a variável tempo de contacto pé-pavimento (t_c) necessário na formulação das expressões da função de carga.

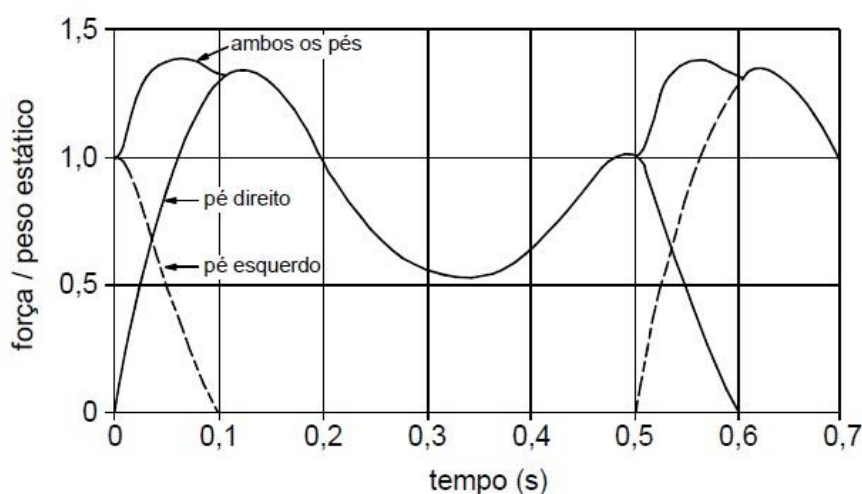


Figura 2.14 – Função de carga para a caminhada relativa a uma sequência de passos [1]

Outro parâmetro também definido por Wheeler [5] foi o fator de amplificação dinâmica da carga F_d (Figura 2.15), que representa a relação entre o aumento da carga máxima e o peso do peão.

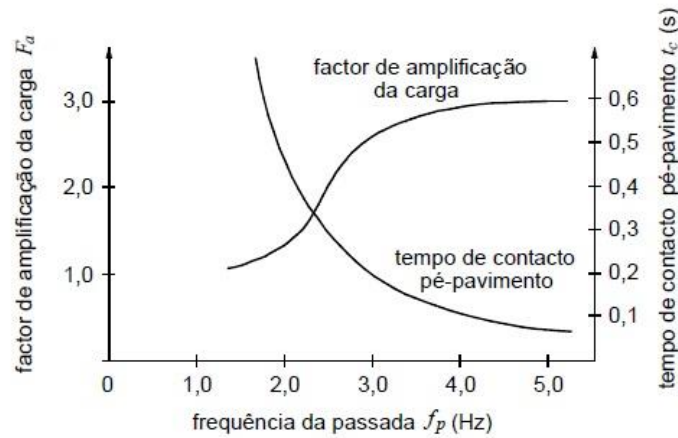


Figura 2.15 – Relação entre o fator de amplificação de carga, a frequência da passada e o tempo de contacto pé-pavimento [5]

Após a caracterização dos parâmetros intervenientes na função de carga do peão, passa-se de seguida para a representação numérica das funções de carga para cada caso de movimento.

2.2.1.1. Função de carga para a caminhada na direção vertical

É sabido que qualquer função periódica pode ser representada por uma série de Fourier, ou seja, uma soma de funções harmónicas. A função de carga para a caminhada na direção vertical pode ser representada de acordo com o seguinte desenvolvimento em série de Fourier [2]:

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \cdot \text{sen}(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \phi_i) \quad (2.2)$$

onde G é o peso do indivíduo, α_i o coeficiente de Fourier do i -ésimo harmónico, $G \cdot \alpha_i$ a amplitude da força correspondente, f_p a frequência da passada, ϕ_i o ângulo de fase do i -ésimo harmónico relativamente ao primeiro, i o número de ordem dos termos da série e n o número total de harmónicos considerados, habitualmente igual a três.

Vários estudos foram realizados no sentido de definir os valores para os coeficientes de Fourier α_i , a amplitude da força $G \cdot \alpha_i$ e o ângulo de fase ϕ_i . Bachmann [1] e Pernica [6] propuseram os seguintes valores presentes na tabela 2.3 para os coeficientes de Fourier.

Tabela 2.3 – Coeficientes de Fourier para a caminhada [1, 6]

Coeficientes	α_1	α_2	α_3
$1 < f_p < 1,5$	$0,43f_p - 0,38$	0,1	0,1
$1,5 < f_p \leq 2,5$	$0,43f_p - 0,38$	$0,15f_p - 0,125$	0,1

Relativamente aos ângulos de fase, Bachmann [1] propõe que os valores adotados sejam aqueles que levam aos casos mais desfavoráveis de sobreposição de funções harmónicas. Para o cálculo automático, os valores adotados são $\phi_1 = 0$, $\phi_2 = \pi/2$ e $\phi_3 = \pi/2$.

De seguida apresenta-se o gráfico da função de carga associada a um peão com 700N de peso e uma frequência da passada de 2Hz (figura 2.16). O gráfico foi construído utilizando os primeiros três harmónicos e os valores das amplitudes e dos ângulos de fase anteriormente considerados.

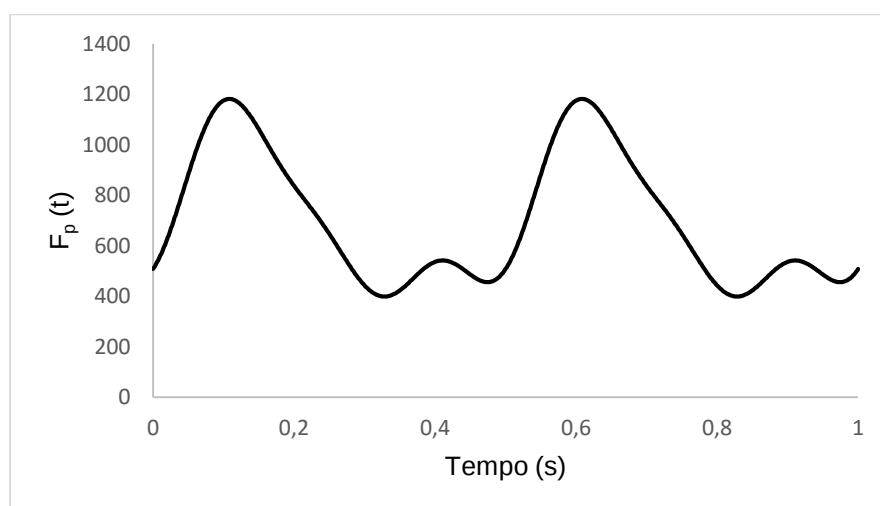


Figura 2.16 – Gráfico da função de carga para a caminhada na direção vertical

2.2.1.2. Função de carga para a caminhada na direção horizontal

Os efeitos das ações horizontais em pontes começaram a ser alvo de estudos mais profundos após o fenómeno registado na ponte Millennium [16] em Londres. Este fenómeno designa-se por sincronização forçada (“*Lock-in*”, na terminologia inglesa) e traduziu-se na ocorrência de deslocamentos laterais significativos.

Atendendo ao sentido e direção de atuação da gravidade, facilmente se percebe que a ação exercida pelos peões numa estrutura na direção vertical é muito mais elevada do que na direção horizontal e por este motivo as ações horizontais eram praticamente desprezadas. Estas podem constituir um problema grave principalmente pelo facto de as estruturas serem cada vez mais leves e flexíveis e, consequentemente, mais suscetíveis a este tipo de ações, dando origem a desconforto dos utentes.

Para melhor compreender esta ação importa definir com rigor a frequência da passada para a direção considerada. Enquanto a frequência da passada de um peão na direção vertical tem um valor médio de 2 Hz, na direção horizontal transversal a frequência da passada apresenta um valor de cerca de metade, ou seja, 1Hz. Tal acontece, pois, o ser humano ao caminhar, executa os passos num plano que não

corresponde perfeitamente ao plano longitudinal que percorre, ou seja, cada pé apresenta um pequeno desvio em relação ao alinhamento reto que o tronco do indivíduo segue. Logo, a ação apenas se repete ao fim de dois passos. Na direção horizontal longitudinal, a frequência da passada é novamente de 2Hz, pois esta é aquela que tem o sentido e direção do movimento.

Bachmann [1] estudou as ações induzidas numa estrutura, nas direções vertical e horizontal, de um peão com 587N de peso, com uma frequência de passada de 2Hz. Na figura 2.17 encontram-se representados os gráficos de acelerações e deslocamentos desenvolvidos durante o carregamento considerando a contribuição dos quatro primeiros harmónicos.

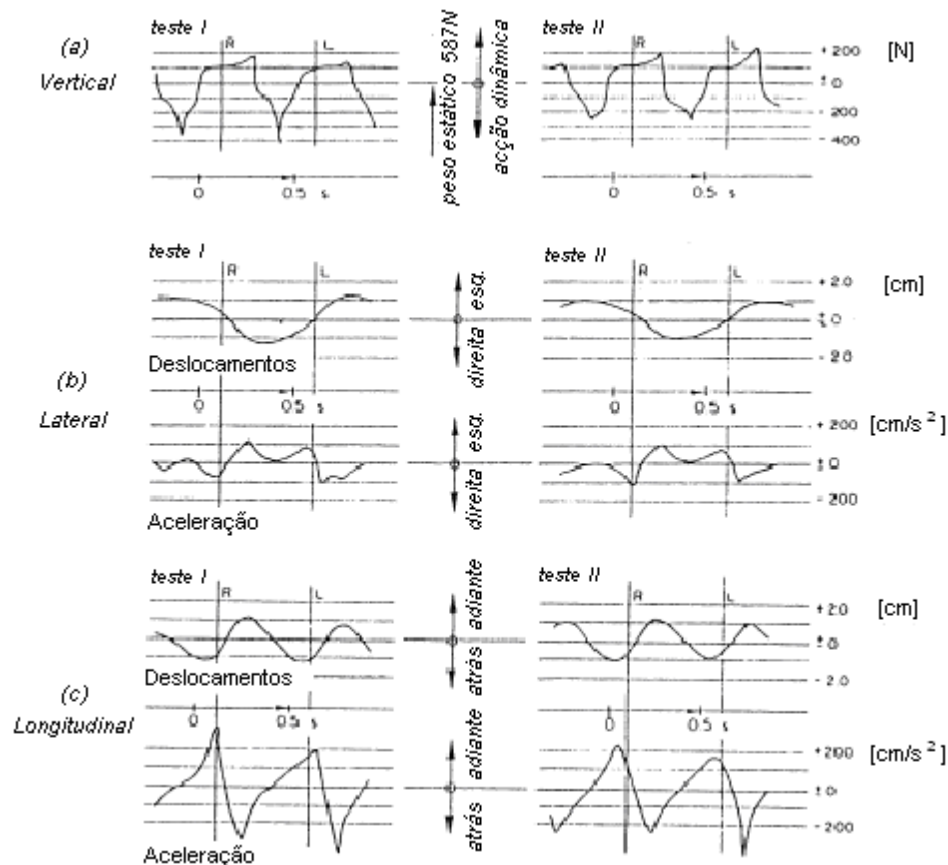


Figura 2.17 – Função de carga de um peão nas direções vertical e horizontal [1]

Na figura 2.18 é possível identificar o contributo espectral das forças induzidas por peões em cada direção. Na direção horizontal lateral as frequências que maximizam as componentes de carga são $f_p/2$ e $3f_p/2$, nas direções vertical e horizontal longitudinal a maior componente ocorre para uma frequência igual à frequência da passada, f_p .

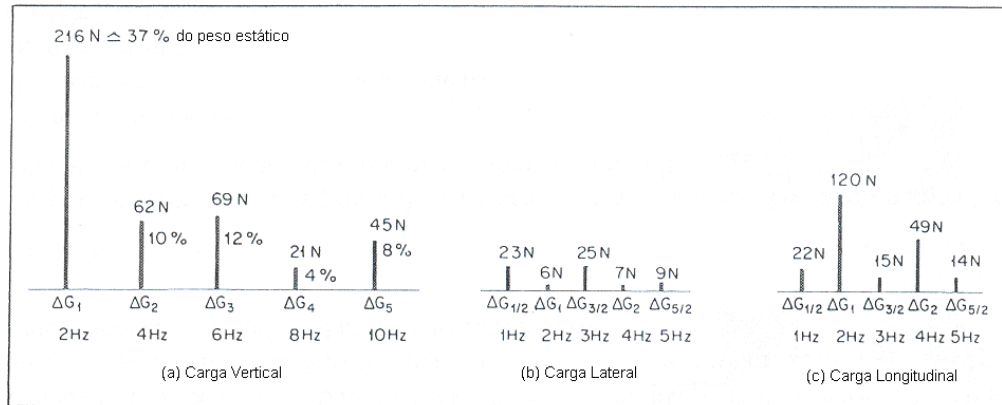


Figura 2.18 – Composição espectral das ações pedonais nas diferentes direções [1]

A função de carga correspondente às direções horizontais pode ser igualmente traduzida por uma série de Fourier e encontra-se representada na expressão seguinte:

$$F_p(t) = \sum_{i=1/2}^n G_i \cdot \sin(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t) \quad (2.3)$$

onde i é o número de ordem dos termos da série e varia segundo os valores: 1/2, 1, 3/2, 2, etc. Os valores G_i usualmente considerados para os quatro primeiros harmónicos são os seguintes:

$$G_{1/2} = G_{3/2} \approx 0,04G; G_1 = G_2 \approx 0,01G \quad (2.4)$$

O gráfico da função de carga para a direção horizontal transversal correspondente a um peão com 700N de peso e uma frequência da passada de 2Hz encontra-se representado na figura 2.19.

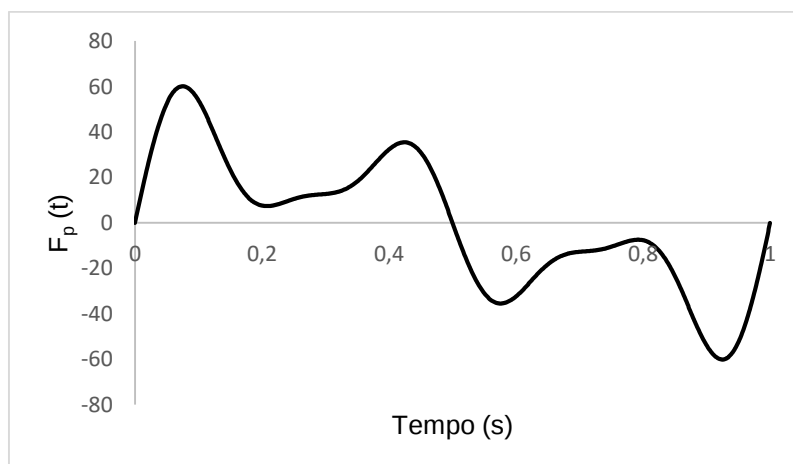


Figura 2.19 – Gráfico da função de carga na direção horizontal transversal para a caminhada

Como já foi referido, para a ação horizontal longitudinal a frequência da passada correspondente a um peão em caminhada é a mesma que na direção vertical.

Os valores de G_i admitidos para a direção horizontal longitudinal para os quatro primeiros harmónicos são os seguintes:

$$G_{1/2} \approx 0,04G; G_1 \approx 0,2G; G_{3/2} \approx 0,03G; G_2 \approx 0,1G \quad (2.5)$$

No gráfico da figura 2.20, encontra-se representada a função de carga para a direção horizontal longitudinal provocada por um peão de 700N de peso e uma frequência da passada de 2Hz.

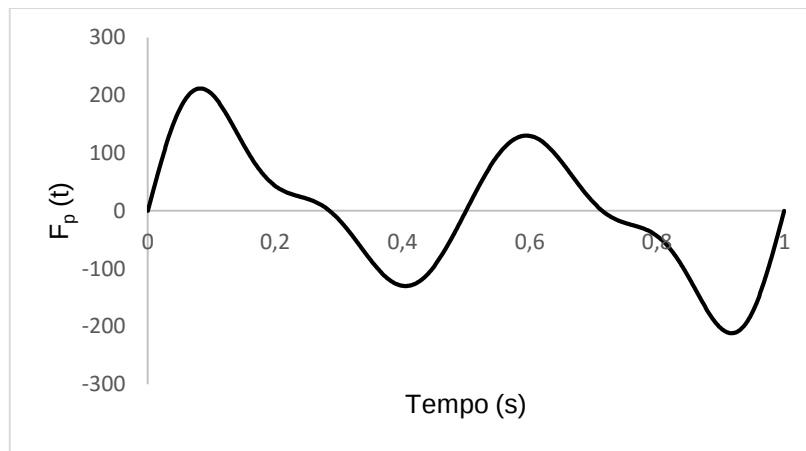


Figura 2.20 – Gráfico da função de carga na direção horizontal longitudinal para a caminhada

O interesse da definição da função de carga na direção horizontal longitudinal não é tão grande para o controlo de vibrações, sendo, no entanto, mais relevante no caso de pilares esbeltos em que a componente de flexão destes elementos possa ser significativa.

2.2.1.3. Função de carga para a corrida na direção vertical

Como já foi referido anteriormente, a função de carga para a corrida apresenta apenas um máximo e é descontínua. Assim, Bachmann [1] definiu a mesma função semi-sinusoidal para a corrida e para o salto de um peão, descrita através da seguinte expressão:

$$F_p(t) = \begin{cases} K_p \cdot G \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{t}{t_c}\right) & t \leq t_c \\ 0 & t_c < t \leq T_p \end{cases} \quad (2.6)$$

onde K_p é o fator de impacto dinâmico, caracterizado pelo quociente entre a força máxima aplicada $F_{p,max}$ e o peso do peão G , t_c é o tempo de contacto pé-pavimento e T_p o período do movimento.

Pode ainda ser definido o fator de impacto dinâmico teórico, admitindo-se que o integral da função de carga do peão ao longo de uma passada é igual ao seu peso. A expressão 2.7 define o fator de impacto dinâmico teórico.

$$K_p = \frac{\pi}{2f_p t_c} \quad (2.7)$$

O tempo de contacto pé-pavimento, t_c pode ainda ser definido em função da frequência da passada, através de:

$$t_c = \frac{2}{f_p^{2.13}} \quad (2.8)$$

O gráfico que traduz a função de carga expressa na equação 2.6 para a corrida e salto na direção vertical apresenta-se na figura 2.21. Considerou-se um peão de 700N de peso, uma frequência de 3Hz e um tempo de contacto pé-pavimento dado pela expressão 2.8.

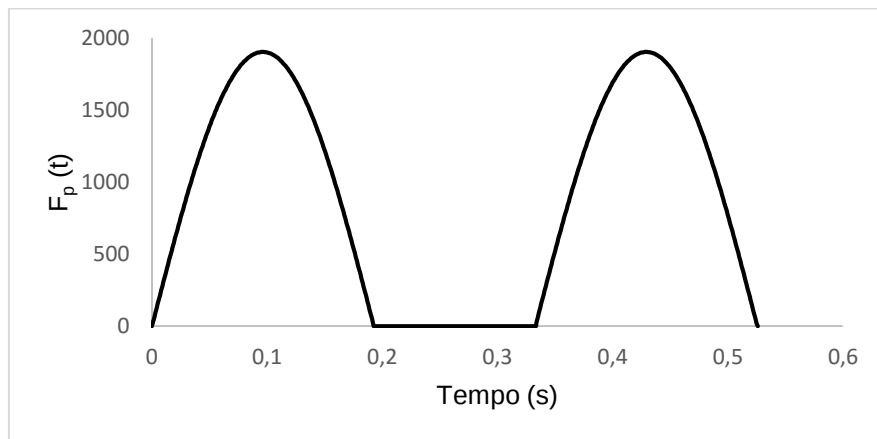


Figura 2.21 – Gráfico da função de carga para a corrida na direção vertical

Tal como para o caso da caminhada, também esta função pode ser considerada periódica e ser traduzida através de séries de Fourier. A expressão seguinte traduz de forma aproximada a função semi-sinusoidal representada na figura 2.21, com a vantagem de não aparecer o fator de impacto dinâmico, tornando mais simples a definição da função de carga.

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n \Delta G_i \cdot \cos \left[2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot \left(t - \frac{t_c}{2} \right) \right] \quad (2.9)$$

onde G é o peso do indivíduo, ΔG_i a amplitude da i -ésima harmónica, f_p a frequência da passada, t_c o tempo de contacto pé-pavimento, i o número de ordem dos termos da série e n o número total de harmónicos considerados, habitualmente igual a quatro.

Na figura 2.22 encontram-se os valores considerados para os coeficientes de Fourier dos primeiros quatro harmónicos, em função da relação entre o tempo de contacto pé-pavimento (t_c) e o período do movimento (T_p) [1].

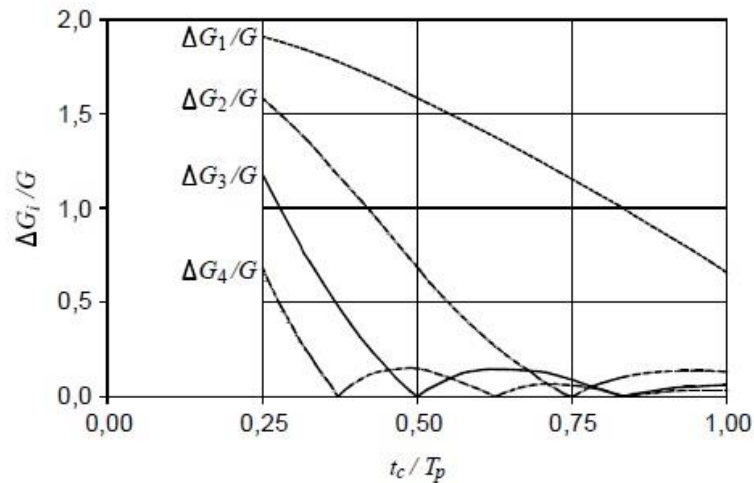


Figura 2.22 – Coeficientes de Fourier dos quatro primeiros harmónicos [1]

Na figura 2.23 encontram-se representados os gráficos da função de carga semi-sinusoidal e da função de carga desenvolvida por uma série de Fourier, para um peão de 700N de peso, uma frequência da passada de 3 Hz, tempo de contacto pé-pavimento de 0,18Hz e considerando os quatro primeiros harmónicos.

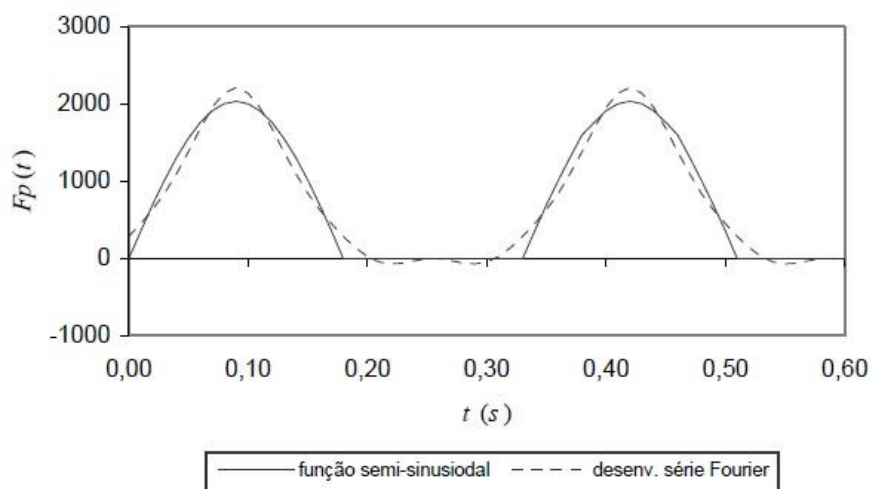


Figura 2.23 – Gráfico da função de carga para a corrida na direção vertical [12]

A ação de um peão em corrida na direção vertical pode ser simulada através do salto de um peão. De fato, a maneira mais fácil de induzir ressonância numa ponte pedonal é através do salto num ponto fixo. Pode ainda ser induzida através da flexão dos joelhos, sendo que neste caso, os dois pés estão em contacto permanente com o tabuleiro. Geralmente, a amplitude de excitação é maior para o salto num ponto fixo do que para a flexão dos joelhos. Pelo contrário, quando se considera um grupo de peões, o grau de sincronização é mais elevado para a flexão dos joelhos do que para o salto. Portanto, é possível que as forças induzidas na estrutura sejam mais elevadas para a excitação imposta pela flexão dos joelhos. [11]

2.2.1.4. Função de carga para a corrida na direção horizontal

De acordo com o guia técnico *Sétra* [19], até à data, não foram ainda registadas as componentes horizontais da ação dos peões em corrida, quer na direção longitudinal, quer na transversal. Contudo, considera-se aceitável admitir que a componente transversal da ação de um peão em corrida apresenta uma amplitude muito menor quando comparada com a componente vertical, ao contrário do que acontece com a direção longitudinal que apresenta valores mais significativos. Estima-se ainda que, à semelhança do que acontece na caminhada, também na corrida a frequência da componente transversal seja metade da componente vertical, enquanto a componente longitudinal será da mesma ordem de grandeza da componente vertical.

2.2.1.5. Influência de um fluxo contínuo de peões

O número de peões que atravessam a ponte tem, naturalmente, a sua influência na avaliação das ações dinâmicas provocados pelos peões. Facilmente se percebe que a complexidade da definição desta ação aumenta com o número de peões, pois os movimentos efetuados diferem de peão para peão. Cada indivíduo apresenta as suas características (peso, frequência, velocidade), sendo por isso difícil a reprodução do comportamento de um fluxo contínuo de peões.

Dada esta complexidade em definir a ação de um fluxo de peões, foram propostos modelos, pelos regulamentos existentes, que pretendem traduzir o seu comportamento da melhor forma.

O modelo proposto pelo *Sétra* [19] baseia-se sobretudo na experiência adquirida com os resultados observados na ponte pedonal Passerelle Solferino e em ensaios feitos com fluxos de peões com frequências de passada e fases aleatórias.

Estes ensaios pretendiam determinar o número de peões equivalente, com a mesma frequência da passada e em fase, distribuídos de forma uniforme na ponte, que reproduziam a resposta máxima característica dos peões aleatórios.

O modelo de simulação considera uma situação em que os peões circulam na ponte a uma velocidade de 1,5 m/s, frequência de passada perto da frequência natural da ponte, com um desvio padrão de 0,175 Hz, e, ainda, fases aleatórias.

Este ensaio é repetido 500 vezes com o mesmo número de peões, mesmo amortecimento e o mesmo número de antinodos dos modos de vibração. Em primeiro lugar, regista-se a aceleração máxima obtida por um fluxo de peões nas condições apresentadas anteriormente, num intervalo de tempo correspondente a dois atravessamentos da ponte. Seguidamente, regista-se igualmente a resposta máxima da estrutura, desta feita, provocada por uma força harmónica, uniformemente distribuída, com o sinal correspondente ao modo de vibração e com o número de peões equivalente N_{eq} , de modo a registar a mesma aceleração obtida anteriormente.

Esta metodologia permite determinar o número de peões equivalente, correspondente ao percentil 95%. Na figura 2.24 apresenta-se de forma esquemática a metodologia assumida.

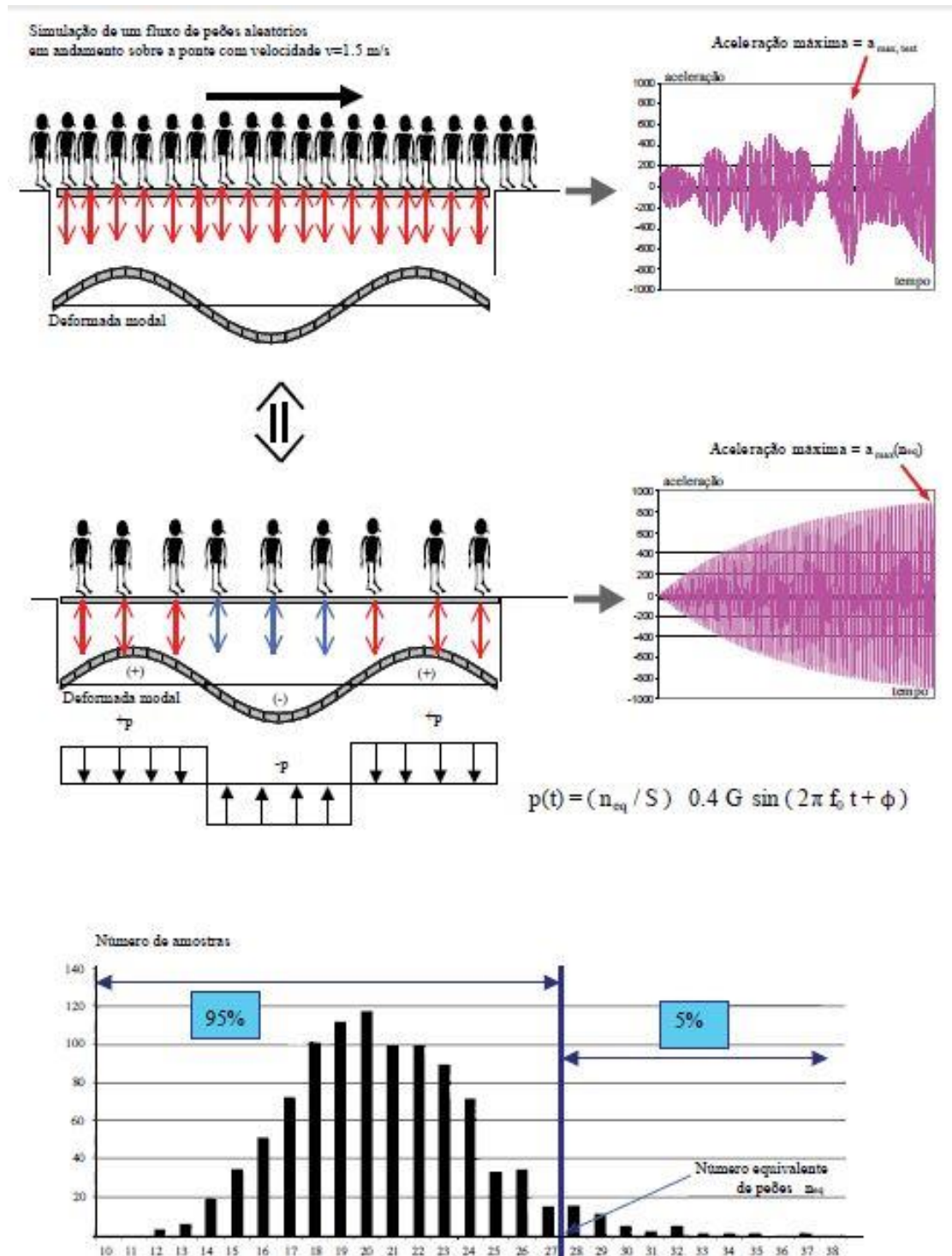


Figura 2.24 – Determinação do número de peões equivalentes [19]

Através da metodologia apresentada anteriormente, é possível identificar as expressões que traduzem o número de peões equivalente. Identificam-se duas situações, uma que corresponde a multidões pouco densas ou densas ($d < 1$ peão/m²), em que as fases são aleatórias e as frequências distribuídas segundo uma lei de Gauss:

$$N_{eq} = 10,8\sqrt{N\xi} \quad (2.10)$$

onde N é o número de peões presentes na estrutura e ξ a percentagem de amortecimento crítico.

Outra situação corresponde a multidões muito densas ($d > 1$ peão/m²), em que as fases são aleatórias e os peões apresentam todos a mesma frequência. A expressão para o número de peões equivalente é a seguinte:

$$N_{eq} = 1,85\sqrt{N} \quad (2.11)$$

onde N é o número de peões presentes na estrutura.

Após determinar o número de peões equivalente, pode ser definida a carga, por unidade de área, equivalente ao fluxo contínuo de peões, expressa pela seguinte equação:

$$p(t) = d \cdot \lambda \cdot \psi_{k,i} \cdot [\alpha_i \cdot G \cdot \sin(2\pi \cdot f_v \cdot t)] \quad (2.12)$$

em que d é a densidade de peões na ponte, λ é o quociente entre o número de peões equivalente N_{eq} e o número total de peões N , $\psi_{k,i}$ é um coeficiente redutor que traduz o risco de ressonância da estrutura para o harmónico k , e o modo de vibração i . Os coeficientes de Fourier admitidos pelo Sétra encontram-se representados na tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Coeficientes de Fourier para um fluxo contínuo de peões [19]

Direção	α_1	α_2
Vertical	0,4	0,1
Longitudinal	0,2	0,05
Transversal	0,05	0,01

Relativamente ao coeficiente redutor, os valores adotados pelo Sétra [19], dependem do risco de ressonância da estrutura e apresentam-se nas figuras 2.25 e 2.26.

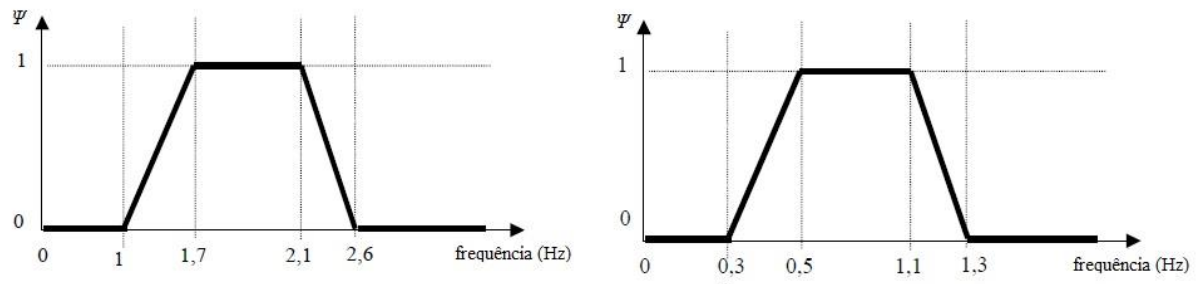


Figura 2.25 – Coeficiente redutor do primeiro harmónico para as direções vertical e longitudinal à esquerda e transversal à direita [19]

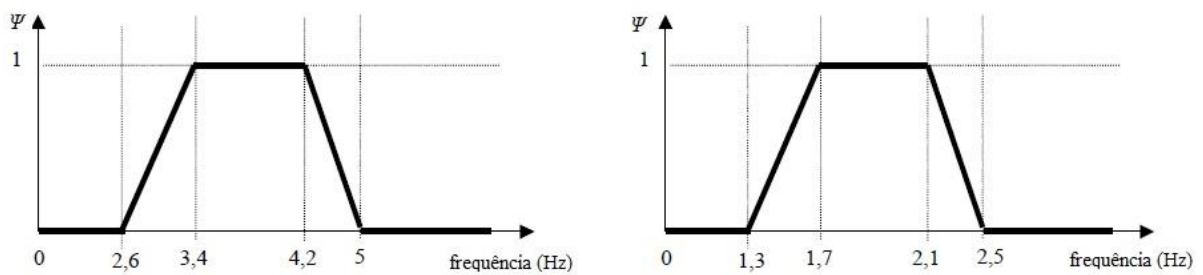


Figura 2.26 – Coeficiente redutor do segundo harmónico para as direções vertical e longitudinal à esquerda e transversal à direita [19]

As funções de carga para um fluxo contínuo de peões, expressas pela equação 2.12, são representadas por unidade de área e a sua aplicação deve ser feita ao longo do tabuleiro, com a direção correspondente à configuração do modo de vibração em estudo. Na figura 2.27 apresenta-se uma representação esquemática da forma de aplicação destas cargas.

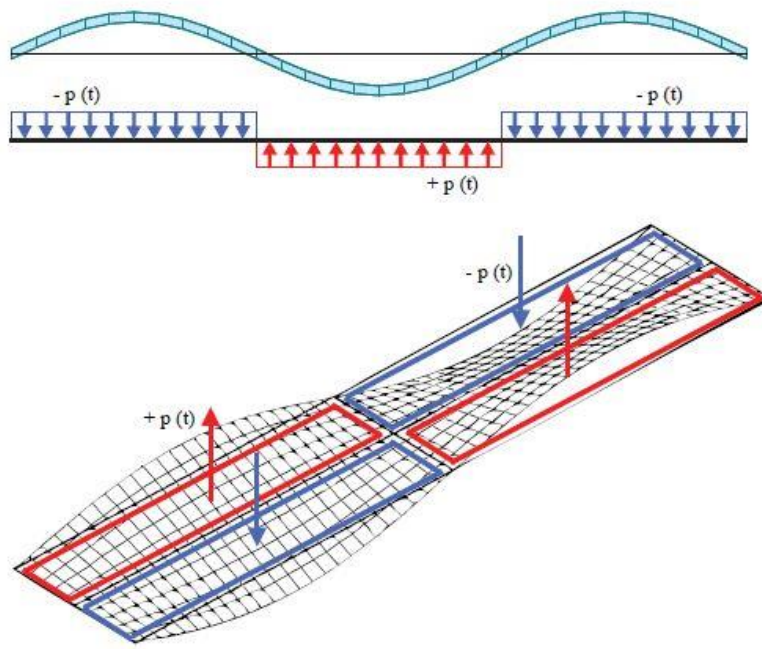


Figura 2.27 – Representação esquemática da aplicação das cargas de fluxos de peões [19]

No contexto da caracterização das forças horizontais associadas a grupos de peões, foi ainda formulada outra teoria [19]. O modelo desenvolvido expressa a força exercida por um peão em função da velocidade relativa do tabuleiro da estrutura, de acordo com a expressão seguinte.

$$F_{1,peão} = K \cdot V(x, t) \quad (2.13)$$

onde K é uma constante de proporcionalidade (em Ns/m) e v a velocidade do tabuleiro na posição x e no instante de tempo t .

Deste modo, a carga de um peão pode ser vista como um amortecimento negativo. Assumindo que a ponte tem um certo amortecimento viscoso, na presença de um peão, este é reduzido diretamente pelo amortecimento negativo. O efeito de um grupo de peões, ao provocar a sincronização forçada, provoca também um aumento da força de amortecimento negativo. Surge então a noção de número crítico de peões, que corresponde ao número de peões que proporcionam à estrutura um valor de amortecimento negativo igual ou superior ao amortecimento da própria estrutura.

Para o caso particular de um modo de vibração horizontal, com a amplitude máxima normalizada para a unidade, o número crítico pode ser representado pela seguinte expressão:

$$N = \frac{8\pi \cdot \xi \cdot m_1 \cdot f_1}{K} \quad (2.14)$$

onde f_1 representa a frequência natural transversal, m_1 a massa generalizada deste modo de vibração, considerando um deslocamento máximo unitário, K uma constante de proporcionalidade (no caso da ponte Millennium, K apresenta um valor de 300 Ns/m).

Compreende-se então que a um baixo amortecimento, baixa massa, ou baixa frequência corresponde um número crítico igualmente baixo e, conseqüentemente, um maior risco de ocorrência de sincronização forçada.

A metodologia adotada pelo HIVOSS [9, 10], para a modelação de um fluxo de peões, em pouco difere da metodologia do Sétra [19]. Este regulamento sugere igualmente a modelação de uma função de carga por unidade de área. A função de carga proposta varia de acordo com a densidade considerada e pode ser expressa através da seguinte equação:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi \cdot f_s \cdot t) \cdot n' \cdot \psi \quad (2.15)$$

onde P representa o peso de um peão, f_s representa a frequência da passada, n' representa o número de peões equivalente sobre a superfície do tabuleiro S e ψ é o coeficiente redutor que traduz o risco de ressonância.

Os valores de P para as direções vertical, longitudinal e transversal são, respetivamente, 280N, 140N e 35N.

O número de peões equivalente depende da densidade considerada. Assim, para uma densidade menor do que 1 peão/m², este valor é dado por:

$$n' = \frac{10,8\sqrt{\xi \cdot n}}{S} \quad (2.16)$$

Para uma densidade de peões maior do que 1 peão/m², o número de peões equivalente é dado por:

$$n' = \frac{1,85\sqrt{n}}{S} \quad (2.17)$$

O coeficiente redutor ψ apresenta os valores representados na figura 2.28, segundo o HIVOSS.

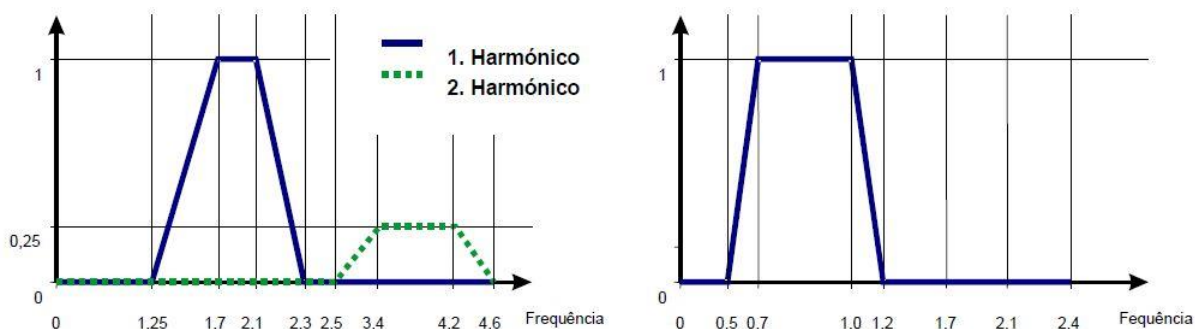


Figura 2.28 – Valores do coeficiente redutor para as direções vertical e longitudinal à esquerda e para a direção transversal à direita [10]

As ações de um fluxo contínuo de peões, adotadas pelo HIVOSS, são aplicadas à estrutura da mesma forma utilizada pelo Sétra, ou seja, em correspondência com a configuração do modo de vibração em estudo.

2.2.2. RESPOSTA ÀS AÇÕES EM PONTES PEDONAIAS

As ações motivadas pela passagem dos peões em pontes pedonais foram definidas anteriormente, pelo que importa referir também as recomendações e metodologias que considerem os efeitos dinâmicos das ações dos peões em pontes pedonais.

O fenómeno de ressonância está presente em qualquer projeto de pontes pedonais recentes e ocorre quando a frequência da passada dos peões iguala a frequência natural da estrutura. A ocorrência deste fenómeno aumenta consideravelmente os deslocamentos da estrutura.

O movimento mais frequentemente observado em pontes pedonais corresponde à caminhada, que apresenta uma frequência de passada entre 1,6 e 2,4Hz, segundo Bachmann [1]. Esta gama de frequências constitui o risco de ocorrência de ressonância, devendo por isso ser evitadas. Geralmente, as pontes pedonais que apresentam um valor mínimo de 5Hz de frequência natural dispensam a realização de uma análise dinâmica, uma vez que estas, muito dificilmente são excitáveis apenas com a passagem do peão. Para as vibrações laterais, a gama de frequências é sensivelmente metade do valor correspondente à direção vertical. Contudo, no incidente ocorrido na ponte Millennium, observou-se que o modo de vibração lateral ocorreu para valores abaixo do limite inferior considerado para a caminhada normal. Por esta razão, considera-se admissível assumir um valor um pouco mais baixo do limite inferior da gama de frequências de risco.

Na prática, torna-se complicado evitar a gama de frequências críticas atuando apenas ao nível da rigidez e da massa, pelo que normalmente se atua ao nível do amortecimento a fim de atenuar as vibrações ressonantes.

Para definir os limites de conforto aceitáveis pelos peões, importa referir que as vibrações sentidas pelo ser humano numa estrutura diferem de indivíduo para indivíduo. É ainda de realçar que o tempo de exposição às vibrações afeta o modo como estas se sentem.

No sentido de avaliar o nível de conforto que os peões sentem ao atravessar uma ponte, foi realizado um inquérito a vários peões na ponte do tipo Stress-Ribbon construída no campus da FEUP [21]. O inquérito pretendia avaliar os níveis de conforto sentidos pelos peões, em função da aceleração máxima registada.

O inquérito dividia o desconforto sentido pelas vibrações em cinco categorias, desde impercetível até muito perturbador. Apresenta-se na tabela 2.5 uma síntese dos resultados obtidos no inquérito.

Tabela 2.5 – Grau de desconforto sentido na ponte pedonal da FEUP [21]

Grau de desconforto	Aceleração (m/s^2)
Impercetível	$< 0,25$
Percetível	$0,25 - 0,75$
Ligeiramente Perturbador	$0,75 - 1,25$
Perturbador	$1,25 - 1,75$
Muito Perturbador	$> 1,75$

O regulamento HIVOSS caracteriza quatro classes de conforto em função das acelerações registadas. Na tabela 2.6 apresenta-se esta classificação.

Tabela 2.6 – Classes de conforto em função da aceleração [10]

Classe de conforto	Grau de conforto	Aceleração limite vertical (m/s^2)	Aceleração limite horizontal (m/s^2)
CL1	Máximo	$< 0,50$	$< 0,10$
CL2	Médio	$0,50 - 1,00$	$0,10 - 0,30$
CL3	Mínimo	$1,00 - 2,50$	$0,30 - 0,80$
CL4	Desconforto Inaceitável	$> 2,50$	$> 0,80$

A classe de conforto CL4, corresponde a um nível de vibrações intolerável pelos peões. Normalmente, a este nível de vibrações, o movimento torna-se complicado, podendo mesmo levar à paragem do peão.

2.2.2.1. Metodologia do Sétra

O documento Sétra [19] define uma metodologia para análise dinâmica da estrutura em função da classe da mesma. Este documento propõe uma classificação dividida em quatro classes, em função do nível de tráfego a que a estrutura estará submetida. As estruturas de classe IV, com um nível de tráfego muito baixo, não requerem cálculos dinâmicos. As estruturas de classe III correspondem às pontes com um tráfego regular, que podem ocasionalmente ser atravessadas por grupos de pessoas, mas raramente são carregadas por toda a área. A classe II diz respeito a estruturas que fazem a ligação entre zonas povoadas, sujeitas a um tráfego elevado, podendo, ocasionalmente, estar carregadas por toda a sua área. As estruturas de classe I correspondem às pontes que ligam zonas de elevada densidade populacional ou que são usadas frequentemente por grandes grupos de peões.

O dono-de-obra é o responsável por definir a classe da ponte e o nível de conforto pretendido. A classificação quanto ao nível de conforto está dividida em conforto mínimo, médio e máximo. Nas

tabelas 2.7 e 2.8 apresentam-se as gamas de acelerações associadas aos níveis de conforto para a direção vertical e horizontal, respetivamente. Os três primeiros níveis correspondem ao máximo, médio e mínimo nível de conforto, em ordem crescente. A quarta gama corresponde a acelerações correspondentes a níveis inaceitáveis de desconforto.

Tabela 2.7 – Gamas de acelerações para vibrações verticais [19]

Gamas de acelerações	0	0.5	1.0	2.5
Gama 1				
Gama 2				
Gama 3				
Gama 4				

Tabela 2.8 – Gamas de acelerações para vibrações horizontais [19]

Gamas de acelerações	0	0.1	0.15	0.3	0.8
Gama 1					
Gama 2					
Gama 3					
Gama 4					

A aceleração horizontal é limitada em todos os casos a $0,1 \text{ m/s}^2$ de modo a evitar a ocorrência do fenómeno de sincronização forçada.

As classes I a III de pontes pedonais não dispensam o cálculo em termos de resposta dinâmica. Assim, torna-se necessário calcular a frequência para as três direções principais.

A frequência natural da estrutura pode também ser classificada em 4 gamas principais, correspondendo ao máximo, médio, mínimo e desprezável risco de ocorrência de ressonância. As tabelas 2.9 e 2.10 apresentam esta classificação para vibrações verticais e longitudinais e, transversais, respetivamente.

Tabela 2.9 – Gamas de frequências para vibrações verticais e longitudinais [19]

Frequência	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Gama 1						
Gama 2						
Gama 3						
Gama 4						

Tabela 2.10 – Gamas de frequências para vibrações transversais [19]

Frequência	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Gama 1						
Gama 2						
Gama 3						
Gama 4						

De acordo com a classe da ponte e o risco de ressonância, o Setrá propõe a consideração de três casos de carga. O primeiro corresponde a uma multidão pouco densa e densa, o segundo a uma multidão muito densa e o terceiro a uma multidão igualmente distribuída, tendo em consideração o segundo harmónico da ação.

A tabela 2.11 representa o caso de carga considerado em cada verificação, de acordo com a classe da ponte e a gama de risco de frequências.

Tabela 2.11 – Casos de carga considerados em função da classe da ponte e risco de ressonância [19]

Classe da ponte	Densidade (peões/m ²)	Banda de risco de frequências		
		Máximo	Médio	Mínimo
I	1,0	Caso 2	Caso 2	Caso 3
II	0,8	Caso 1	Caso 1	Caso 3
III	0,5	Caso 1	-	-

De acordo com os limites de conforto previamente seleccionados, pode-se afirmar que o comportamento dinâmico da ponte pedonal é satisfatório, se as acelerações registadas se encontrarem dentro dos limites considerados aceitáveis. Caso contrário, será necessário adotar medidas com vista à atenuação das vibrações. Neste caso, normalmente opta-se pelo dimensionamento de aparelhos de controlo de vibrações, como por exemplo, amortecedores de massas sintonizadas.

2.2.2.2. Metodologia do HIVOSS

Tal como acontece no Sétra [19], também o HIVOSS [10] propõe uma classificação em função do nível de tráfego esperado. Esta classificação é dividida em cinco classes de tráfego: TC1 a TC5.

A classe de tráfego TC1 corresponde a um pequeno grupo de 15 peões, ou seja, tráfego muito fraco. A classe TC2 corresponde a uma densidade de peões de 0,2 peões/m², TC3 considera uma densidade de 0,5 peões/m², TC4 corresponde a uma densidade de 1,0 peões/m² e TC5 corresponde à situação excecional de uma densidade de 1,5 peões/m², que pode acontecer por exemplo no dia da inauguração da estrutura.

As classes de conforto encontram-se definidas na tabela 2.6. Estas classes de conforto estão associadas a classes de tráfego, de acordo com a regularidade com que estas possam acontecer. Na tabela 2.12 apresentam-se algumas situações de projeto consideradas pelo regulamento, sendo da responsabilidade do Projetista e/ou do Dono de Obra a definição de cenários de carregamento e a fixação de níveis de conforto.

Tabela 2.12 – Situações de projeto consideradas pelo regulamento HIVOSS [10]

Situação de projeto	Descrição	Classes de tráfego	Ocorrência esperada	Classe de conforto
1	Inauguração da ponte	TC4	Uma vez na vida útil	CL3
2	Tráfego em horas de ponta	TC2	Diariamente	CL1
3	Passeio a pé ao fim de semana	TC1	Semanalmente	CL2

A identificação das frequências naturais da estrutura define a necessidade de recorrer a uma análise dinâmica. De acordo com as tabelas 2.9 e 2.10, proceder-se-á, se necessário, à respetiva análise dinâmica, considerando os modelos de carga propostos pela regulamentação. Posteriormente, avaliam-se as acelerações máximas obtidas para cada situação de projeto, e verifica-se o cumprimento dos níveis de conforto. Na figura 2.29 apresenta-se um esquema resumido da metodologia adotada pelo HIVOSS.

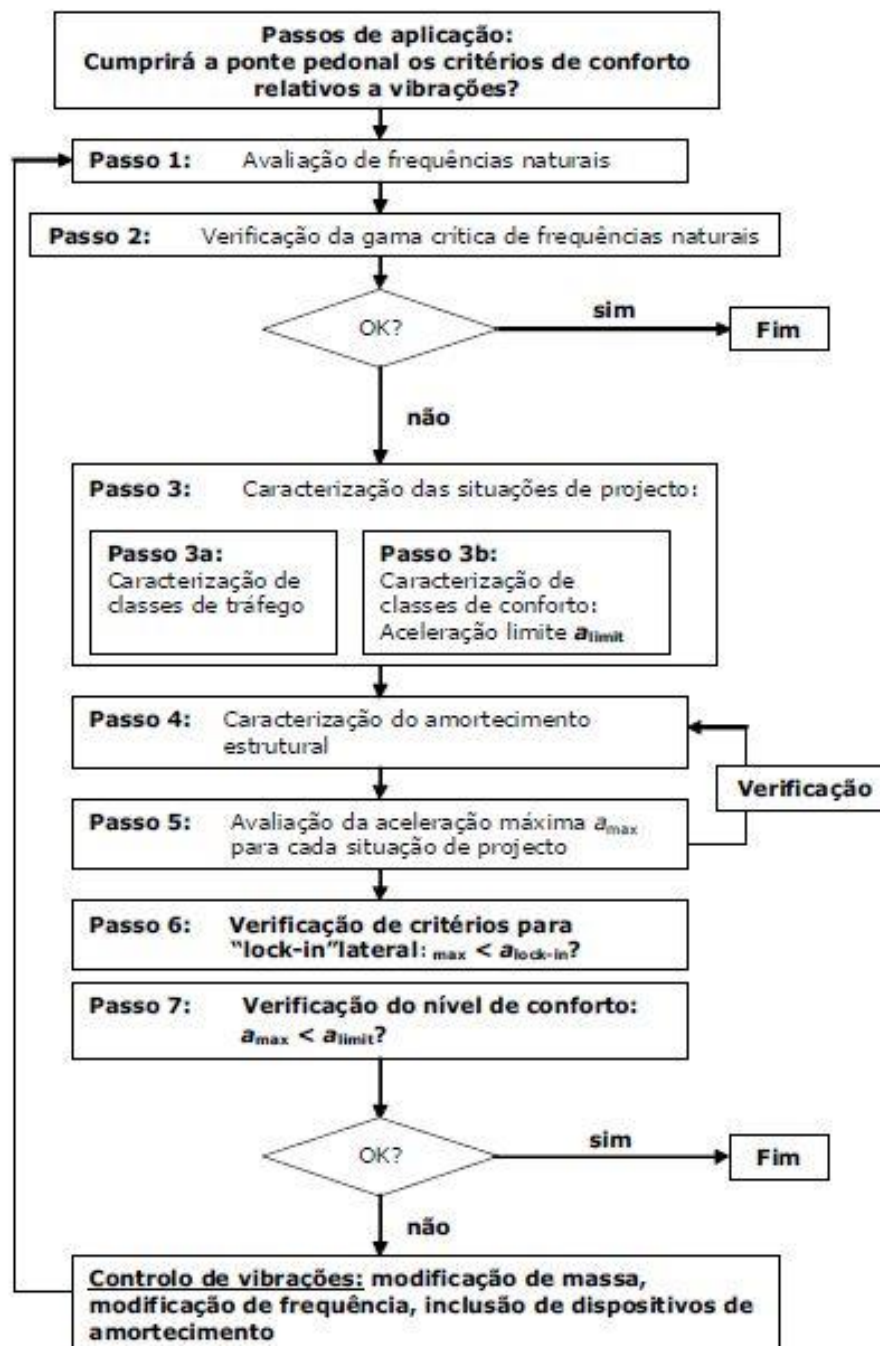


Figura 2.29 – Representação esquemática da metodologia adotada pelo HIVOSS [10]

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE PEDONAL DA FUNDAÇÃO CHAMPALIMAUD

3.1. INTRODUÇÃO

Com vista a estudar o comportamento dinâmico da Ponte da Fundação Champalimaud, em Lisboa, apresenta-se de seguida uma breve descrição da estrutura. A modelação foi efetuada com base num modelo numérico de elementos finitos tridimensionais no software Robot Structural Analysis Professional 2015, da Autodesk.

O modelo foi calibrado e validado com base no ensaio experimental realizado pelo autor e pela orientadora, de modo a reproduzir o comportamento real observado experimentalmente, obtendo assim resultados muito próximos da realidade.

No presente capítulo é apresentada de forma detalhada a modelação efetuada da ponte da Fundação Champalimaud e ainda a comparação dos resultados obtidos no modelo com os resultados obtidos experimentalmente.

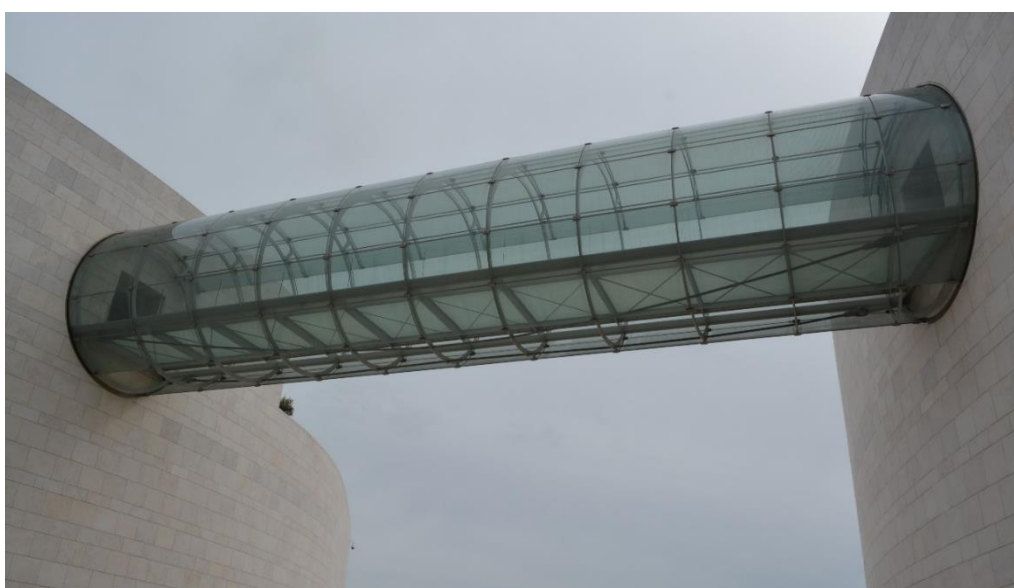


Figura 3.1 – Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud

3.2. DESCRIÇÃO DO PROJETO

A Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud é uma estrutura revestida em vidro de forma cilíndrica, com um comprimento total de 22m e um tabuleiro de largura igual a 3,44m. A ponte faz a ligação entre dois edifícios da Fundação Champalimaud. Nas figuras 3.2 e 3.3, encontram-se representados os desenhos em alçado e em planta da ponte, respetivamente. O sistema estrutural desta ponte é o de uma viga, formada a partir de dois perfis tubulares com uma altura de 0,2m e a secção transversal representada na figura 3.5.

Esta viga vem reforçada com dois cabos de perfil parabólico tanto em alçado como em planta, cuja fixação em altura é determinada por elementos transversais de forma anelar, de acordo com a representação da figura 3.4.

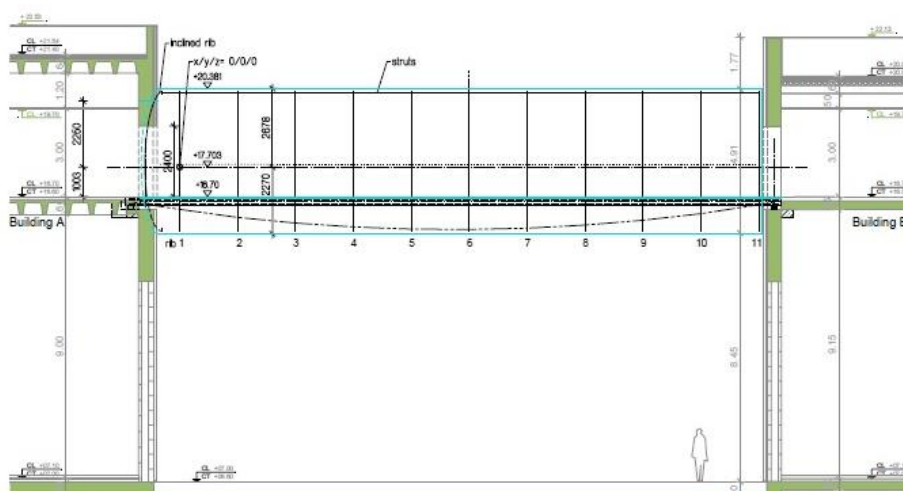


Figura 3.2 – Representação em alçado do projeto da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud [24]

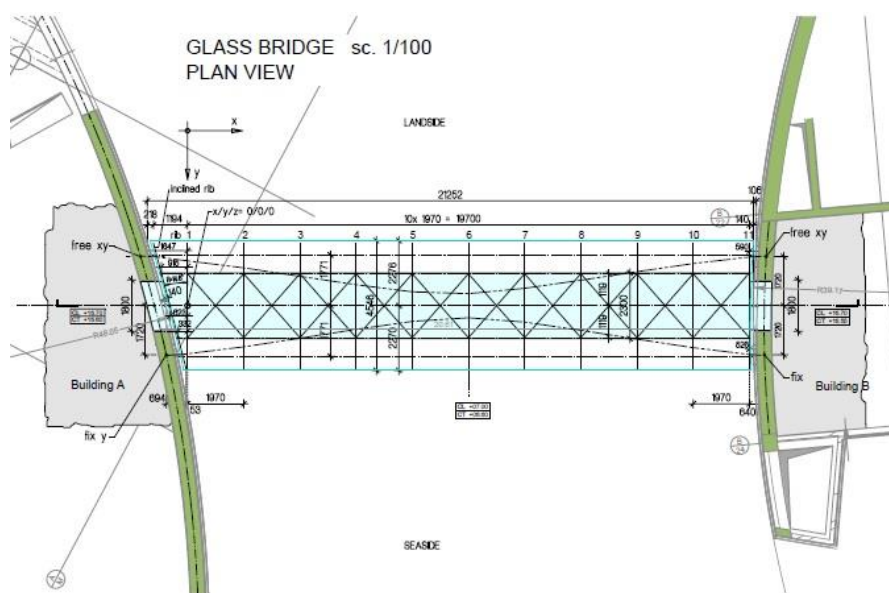


Figura 3.3 – Representação em planta do projeto da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud [24]

Os elementos referidos, encontram-se espaçados de 1,97m resultando num total de 12 elementos que, servem ainda de suporte ao revestimento em vidro da ponte. As vigas longitudinais encontram-se ainda contraventadas por carlingas igualmente espaçadas de 1,97m e soldadas aos elementos metálicos descritos anteriormente e apresentam uma secção transversal retangular de 0,03x0,20m².

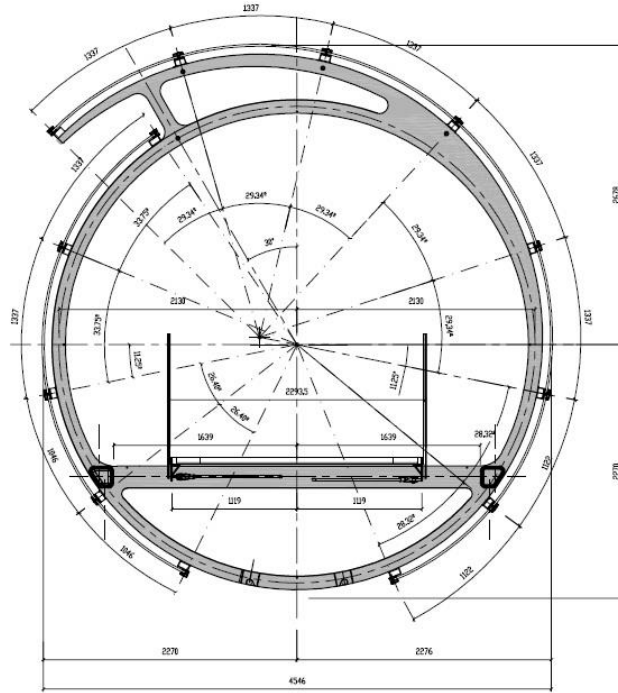


Figura 3.4 – Elemento metálico de forma anelar da ponte da Fundação Champalimaud [24]

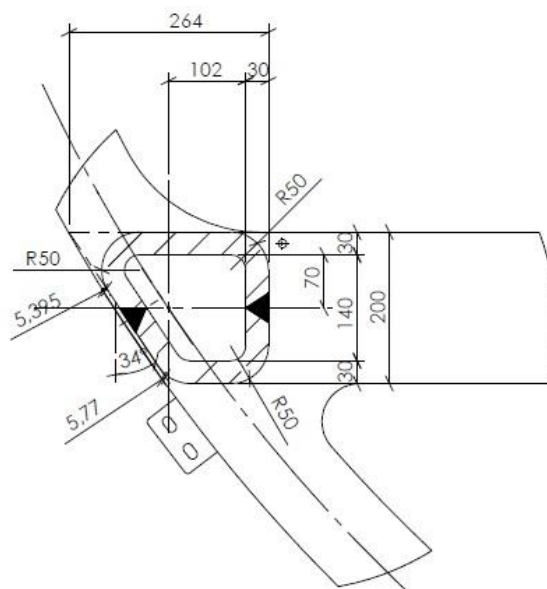


Figura 3.5 – Secção transversal das vigas longitudinais [24]

Os elementos de contraventamento são também metálicos com uma secção circular de 16mm de diâmetro. Existem ainda 4 elementos de travamento longitudinal na parte superior da ponte com uma secção transversal oca de diâmetro exterior de 0,0337m e uma espessura de 0,0032m.

Ao longo de toda a extensão, a estrutura é reforçada por dois cabos de pré-esforço pós tensionados, por debaixo do tabuleiro, de diâmetro nominal de 50mm. O módulo de elasticidade do cabo é de 160 GPa. [23] Todos os elementos metálicos são constituídos por aço S355.

A estrutura encontra-se apoiada nas extremidades de cada viga longitudinal. Os apoios são realizados através de apoios elásticos Mageba do tipo B-CR. Como se pode observar na figura 3.6, estes apoios são constituídos por camadas, alternando entre elastómero e placas de aço, sendo revestido por todos os lados com borracha de cloropreno (da terminologia inglesa – Chloroprene Rubber) [25].



Figura 3.6 – Exemplo de apoio elástico utilizado na ponte da Fundação Champalimaud [25]

As dimensões em planta dos apoios instalados na ponte da Fundação Champalimaud são iguais a 150x200mm e a altura igual a 52mm. Estes dispositivos apresentam ainda uma rigidez vertical de 81 500 KN/m e uma rigidez horizontal de 730 KN/m [25].

3.3. DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Todos os elementos metálicos da estrutura foram modelados com elementos de barra, apenas o vidro da cobertura foi modelado com elementos de casca. Os anéis metálicos foram discretizados através de elementos de barra com a secção transversal indicada no subcapítulo anterior.

A secção transversal das vigas longitudinais foi desenhada com recurso ao programa Autocad e de seguida importada para o Robot.

Relativamente ao cabo de pré-esforço, foi modelado igualmente através de elementos de barra, sendo que a continuidade com a ponte foi garantida através de ligações rígidas com os elementos metálicos (anéis), libertando a ligação correspondente ao deslocamento na direção longitudinal através da opção “Compatible Nodes”, e garantindo assim a compatibilidade de deslocamentos em todas as outras direções. O cálculo da força instalada no cabo teve como princípio a obtenção de uma deformada quase nula quando a estrutura se encontra sujeita apenas às cargas permanentes, chegando-se a uma força de

tração no cabo de 410 kN, correspondente a uma extensão inicial de 0,0026m. O cabo utilizado foi um cabo do tipo Full Locked-Coil e considerou-se um módulo de elasticidade igual a 160GPa.

Apesar de na realidade os apoios serem elásticos, para efeitos de modelação considerou-se apoios rígidos fixos de forma a chegar às frequências e modos de vibração da estrutura.

O modelo de elementos finitos desenvolvido pelo autor encontra-se representado na figura 3.7. Para facilitar a visualização do modelo optou-se por, nesta imagem, ocultar os elementos de casca que representam a cobertura em vidro da estrutura.

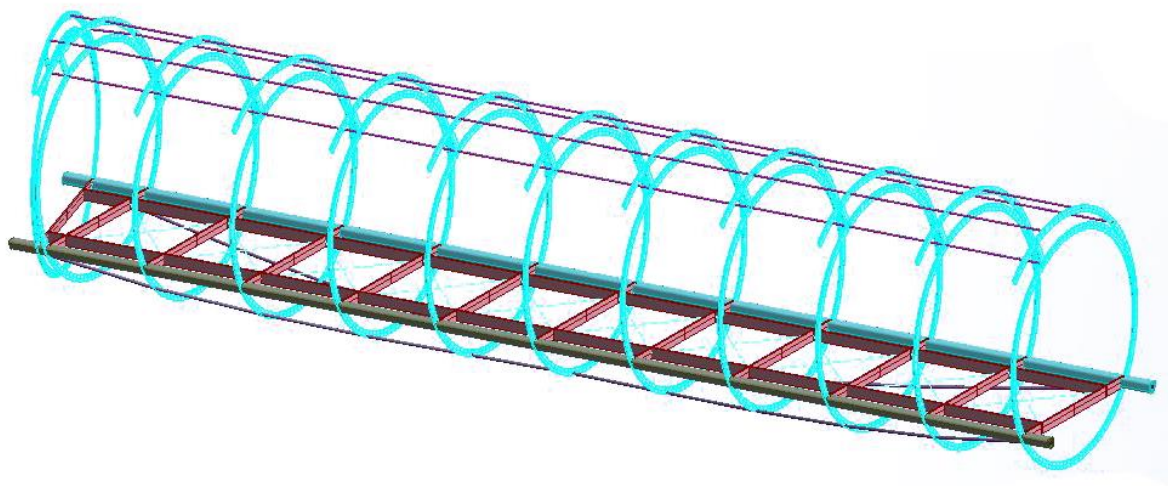


Figura 3.7 – Modelo de elementos finitos desenvolvido pelo autor

Os principais modos de vibração bem como as respetivas frequências obtidos através do modelo de elementos finitos são indicados na tabela 3.1. As configurações correspondentes a esses modos de vibração encontram-se representadas nas figuras 3.8 a 3.11.

Tabela 3.1 – Principais modos de vibração e respetivas frequências obtidos através do modelo de elementos finitos

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Direção
1	2,47	1º modo vertical
2	2,99	1º modo transversal
3	4,73	2º modo vertical
4	5,02	Modo de torção

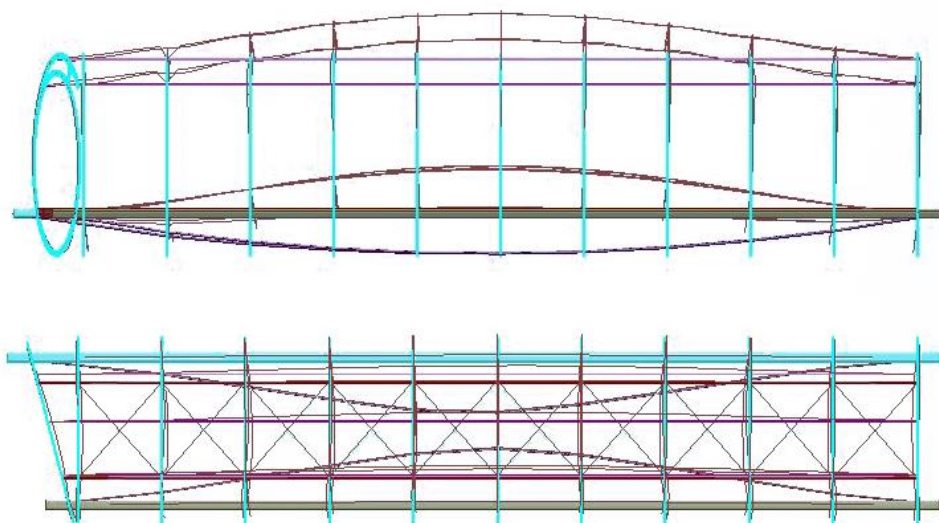


Figura 3.8 – Representação em alçado e em planta da configuração do 1º modo de vibração ($f=2,47$ Hz)

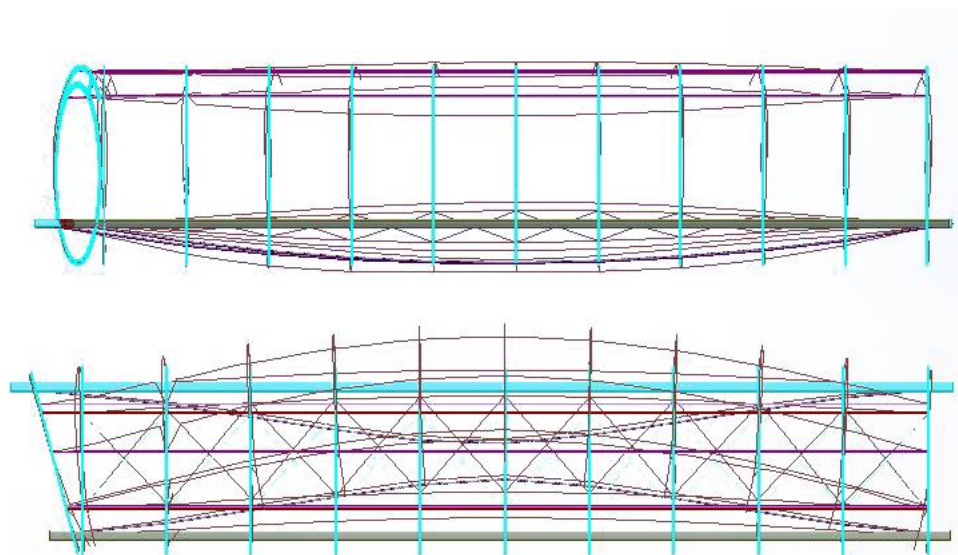


Figura 3.9 – Representação em alçado e em planta da configuração do 2º modo de vibração ($f=2,99$ Hz)

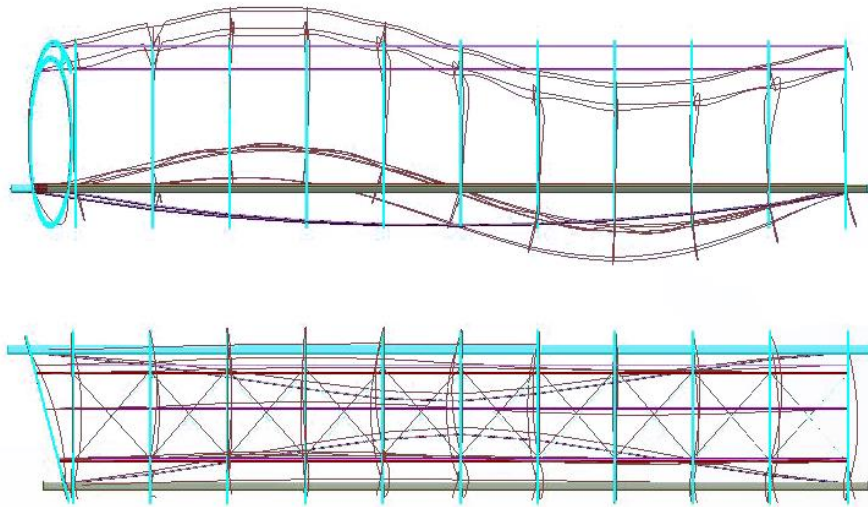


Figura 3.10 – Representação em alçado e em planta da configuração do 3º modo de vibração (f=4,73 Hz)

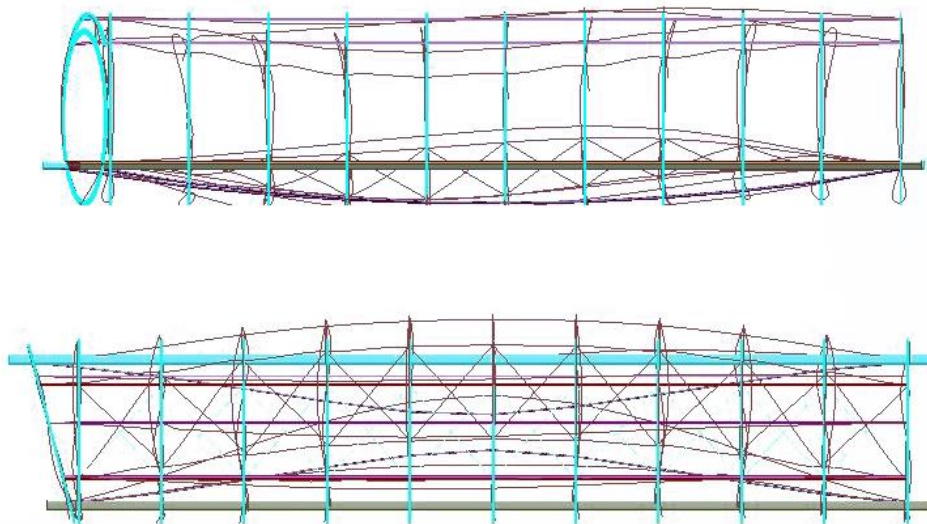


Figura 3.11 – Representação em alçado e em planta da configuração do 4º modo de vibração (f=5,02 Hz)

Para além das frequências de vibração foi possível obter a massa modal. A massa modal representa uma propriedade dinâmica muito importante, não só para a calibração do modelo, como também para a avaliação do comportamento dinâmico estrutural. O programa de cálculo utilizado, Robot, apresenta os modos de vibração normalizados em relação à massa, ou seja, a seguinte condição é satisfeita:

$$\phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n = 1 \quad (3.1)$$

Logo, o vetor ϕ_n encontra-se normalizado em relação à massa. A massa modal pode assim ser obtida através da coordenada modal máxima do tabuleiro. Considerando o vetor ϕ_n' normalizado em relação à coordenada modal máxima $\phi_{n,\max}$, temos que:

$$\phi_n' = b \cdot \phi_n \quad (3.2)$$

e a constante b é dada por:

$$b = \frac{1}{\phi_{n,\max}} \quad (3.3)$$

A massa modal vem dada por:

$$\phi_n'^T \cdot M \cdot \phi_n' = M_n \quad (3.4)$$

Substituindo na expressão anterior, de acordo com a expressão 3.2, tem-se:

$$b \cdot \phi_n^T \cdot M \cdot b \cdot \phi_n = M_n \quad (3.5)$$

Logo, reorganizando a expressão anterior:

$$b^2 \cdot \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n = M_n \quad (3.6)$$

Finalmente, substituindo as expressões 3.1 e 3.3, determina-se o valor da massa modal, dado por:

$$M_n = \frac{1}{(\phi_{n,\max})^2} \quad (3.7)$$

Através da expressão 3.7 deduzida anteriormente, foi possível obter as massas modais, através das coordenadas modais máximas. Na tabela 3.2 apresenta-se as coordenadas modais máximas e as correspondentes massas modais, calculadas para os principais modos de vibração. A massa total da estrutura é de 31318 kg.

Tabela 3.2 – Coordenadas modais máximas e massas modais

Modo de vibração	Coordenadas modais máximas (m)	Massas modais (kg)
1	0,0084456	14020
2	0,0036286	75947
3	0,0087988	12917
4	0,0050222	39648

3.4. CALIBRAÇÃO DO MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

O modelo de elementos finitos elaborado pelo autor pode ser calibrado e validado através dos resultados do ensaio experimental realizado na ponte. Numa primeira abordagem, procedeu-se à modelação apenas através de elementos de barra, simulando o revestimento em vidro através da adição de massas concentradas em nós dos anéis metálicos. Como através deste modelo não foi possível obter uma estimativa muito rigorosa das frequências naturais da ponte, optou-se por refinar o modelo através de elementos de casca, com propriedades definidas de modo a simular o revestimento em vidro, obtendo-se assim valores muito próximos dos valores obtidos no ensaio experimental. Na figura 3.12 apresenta-se o modelo final refinado com elementos de casca desenvolvido pelo autor.

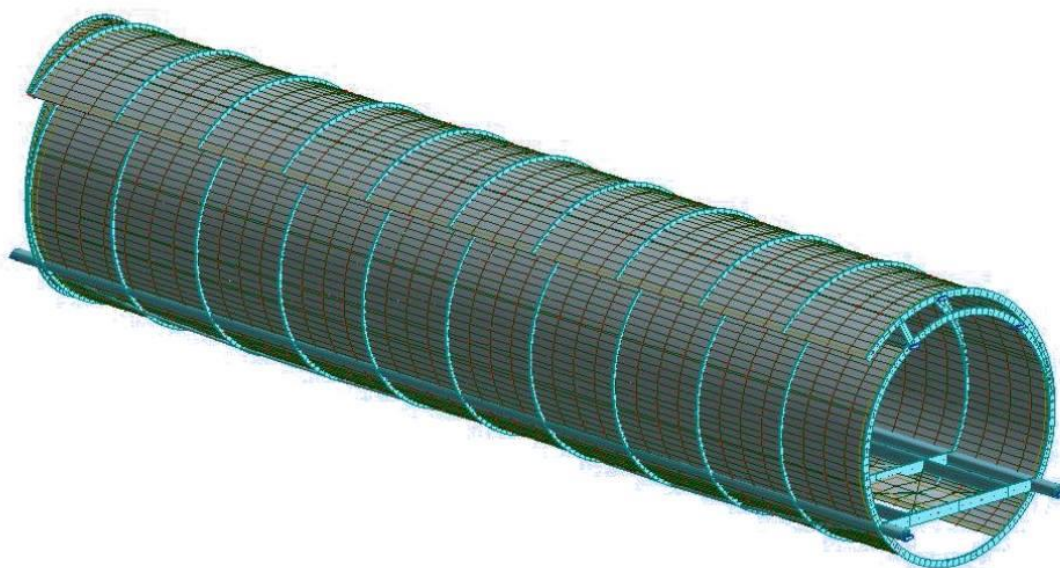


Figura 3.12 – Modelo final desenvolvido pelo autor

Com o objetivo de identificar as principais propriedades modais e caracterizar a resposta da estrutura face a ações impostas por peões, foi realizado um ensaio de vibração ambiental na ponte da Fundação Champalimaud.

Como o comprimento da ponte é reduzido, utilizaram-se apenas dois sismógrafos, sendo que um se encontrava fixo num ponto e o outro percorrendo vários pontos ao longo da ponte. Os pontos sobre os

quais se situava o sismógrafo móvel foram selecionados de forma a ser possível detetar os principais modos de vibração da estrutura, incluindo modos de torção. Na figura 3.13 apresenta-se um esquema da numeração utilizada de modo a identificar os pontos do tabuleiro sobre os quais iria ser colocado o sismógrafo.

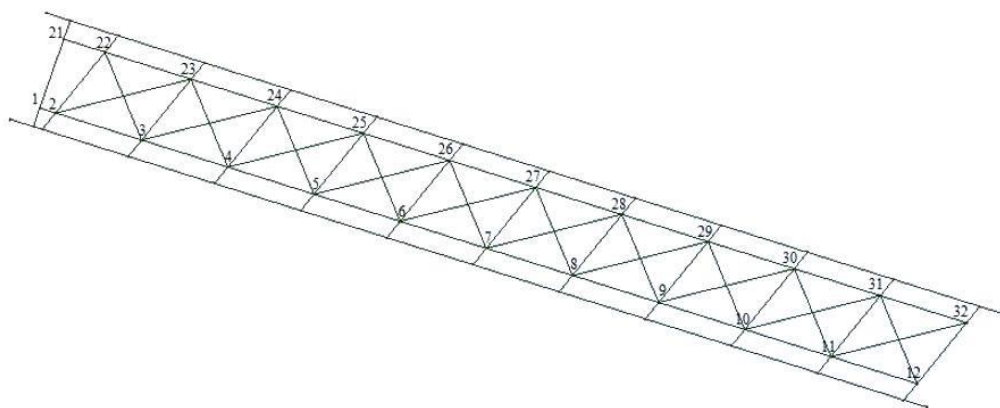


Figura 3.13 – Numeração utilizada no ensaio experimental da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud

O sismógrafo de referência encontra-se fixo no ponto 5 enquanto o outro sismógrafo percorre os restantes pontos registando, em cada ponto, a resposta da estrutura durante 14 minutos. Durante o ensaio, ao trocar a posição do sismógrafo teve-se especial atenção para manter o referencial do sismógrafo. Na figura 3.14 encontra-se representado um dos sismógrafos instalados na ponte no dia do ensaio.

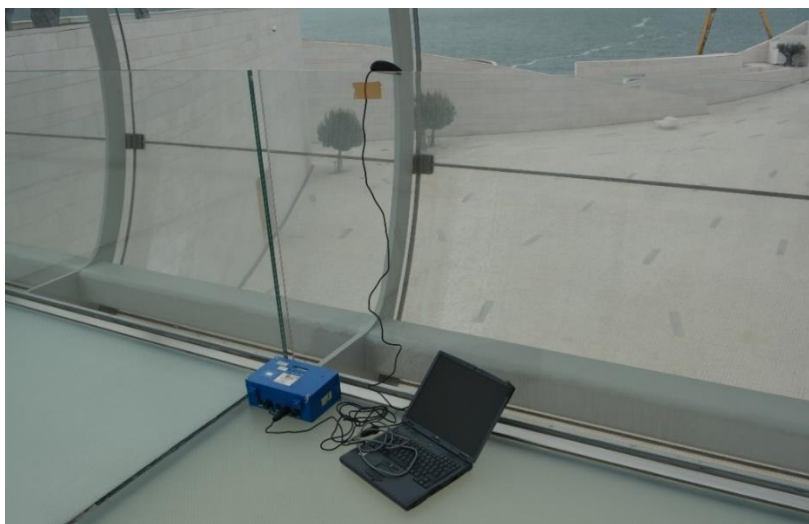


Figura 3.14 – Sismógrafo instalado na ponte durante o ensaio na Ponte da Fundação Champalimaud

As frequências dos modos de vibração e respetivas características obtidas a partir do modelo de elementos finitos são apresentadas na tabela 3.3, bem como as diferenças observadas entre os resultados do modelo e os resultados do ensaio experimental.

Tabela 3.3 – Diferença entre as frequências obtidos pelo modelo e pelo ensaio experimental

Modo de vibração	Frequências (Hz)		Direção
	Modelo numérico	Ensaio experimental	
1	2,47	2,47	1º Modo vertical
2	2,99		1º Modo transversal
3	4,73	5,05	2º Modo vertical
4	5,02		Modo de torção

A Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud apresenta frequências elevadas, e como vimos em 2.2, a frequência da passada na direção transversal apresenta um valor de cerca de metade da frequência da passada na direção vertical. Portanto, interessa focar os estudos sobre o 1º modo de vibração vertical, pois é o modo mais facilmente excitável pela passagem de peões na estrutura e, devido à cobertura de vidro, interessa reduzir ao máximo os deslocamentos observados.

Durante o ensaio foram ainda efetuadas algumas passagens em caminhada e em corrida em ressonância com o 1º modo de vibração vertical, de modo a medir a resposta da estrutura em termos de acelerações (figura 3.15). Na figura 3.16 apresenta-se o registo de acelerações de uma dessas passagens de um peão de 700N (autor) em corrida ressonante com o 1º modo de vibração vertical da ponte.



Figura 3.15 – Fotografia das passagens efetuadas na Ponte da Fundação Champalimaud

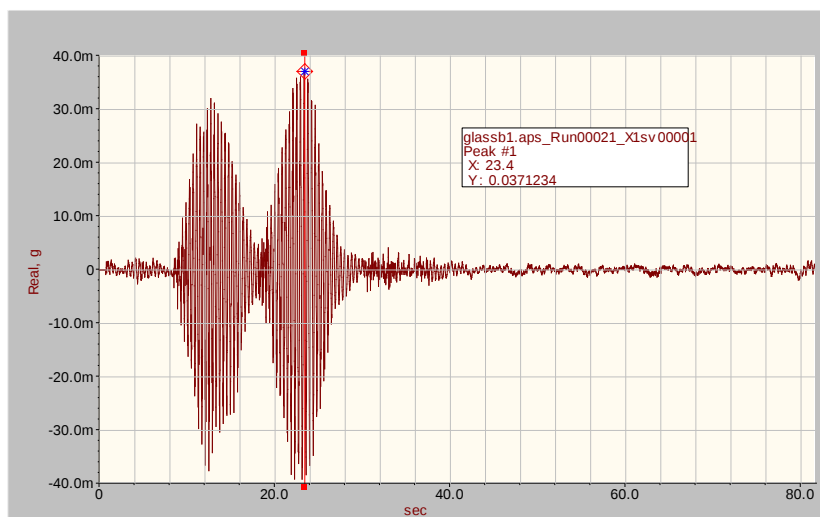


Figura 3.16 – Espetro de acelerações observado durante a passagem de um peão em corrida ressonante com o 1º modo de vibração vertical

De modo a caraterizar experimentalmente os coeficientes de amortecimento modais foi ainda realizado um ensaio de vibração livre que consistia na paragem repentina de um peão após excitação por salto em ressonância no ponto de coordenada máxima correspondente ao 1º modo de vibração vertical, ou seja, no meio vão. De maneira a sincronizar os saltos do peão com a frequência da estrutura foi utilizado um metrônomo. Na figura 3.17 apresenta-se a resposta da estrutura em concordância com a situação descrita anteriormente.

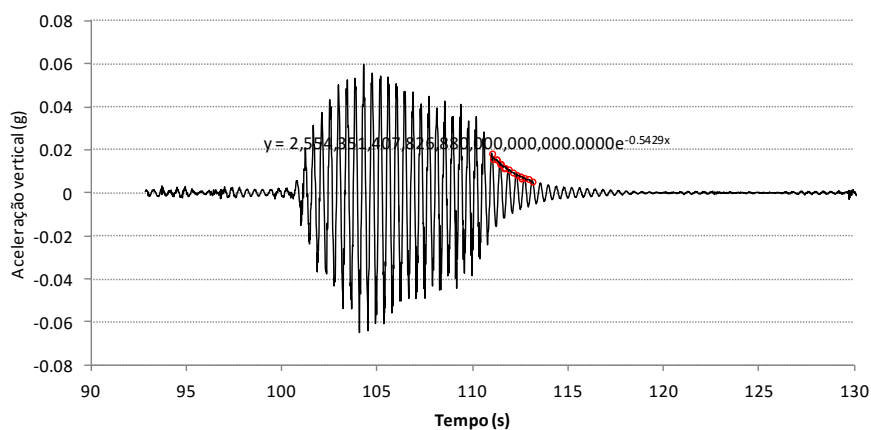


Figura 3.17 – Resposta da estrutura ao salto de um peão em ressonância com o 1º modo de vibração vertical

O coeficiente de amortecimento modal pode ser calculado com base no gráfico da figura 3.17 através da equação 3.8.

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \ln \left(\frac{u_1}{u_{n+1}} \right) \quad (3.8)$$

em que ξ é o coeficiente de amortecimento modal, u_1 o deslocamento máximo observado após a cessação do salto e u_{n+1} o deslocamento máximo observado após n períodos.

Para o 1º modo de vibração vertical da estrutura, o coeficiente de amortecimento modal obtido foi de 1,75%.

4

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE PEDONAL DA FUNDAÇÃO CHAMPALIMAUD

4.1. INTRODUÇÃO

Como já vimos anteriormente, as ações dos peões induzem vibrações nas estruturas que, por vezes, podem ser desconfortáveis para os mesmos. Para controlar este fenómeno recorre-se, frequentemente, a estudos de comportamento dinâmico.

Este capítulo aborda o estudo de comportamento dinâmico da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud. Este estudo foi realizado segundo as regulamentações existentes descritas com maior pormenor no capítulo 2.

O estudo do comportamento dinâmico da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud foi realizado a partir do modelo numérico de elementos finitos desenvolvido pelo autor. O trabalho desenvolvido nesta dissertação foca-se, essencialmente, sobre o estudo das vibrações verticais da ponte. Neste caso, e tendo em consideração as frequências obtidas através do modelo numérico, o estudo do comportamento dinâmico focar-se-á sobre o primeiro modo de vibração vertical da estrutura. O segundo modo de vibração vertical não será tratado neste trabalho. A frequência deste modo de vibração apresenta um valor muito elevado, da ordem dos 5 Hz, logo, dificilmente é excitado pela ação dos peões.

4.2. RESPOSTA ÀS AÇÕES DOS PEÕES

4.2.1. AÇÃO DE UM PEÃO EM CAMINHADA

De forma a calcular a resposta da estrutura à ação individual de um peão em caminhada, aplicou-se uma carga sinusoidal a meio vão, correspondente ao ponto de coordenada modal máxima, em ressonância com o primeiro modo de vibração vertical. De acordo com as recomendações do Sétra [19], considerou-se o peso do peão igual a 700N e o coeficiente de Fourier do primeiro harmónico, α_1 , igual a 0,4. Assim, a função de carga para a caminhada, considerando apenas a contribuição do primeiro harmónico, será dada por:

$$f(t) = 280 \cdot \text{sen}(2\pi \cdot 2.47 \cdot t) \quad (4.1)$$

A resposta da estrutura face à carga pontual de um peão foi calculada pelo programa Robot através do método de Newmark e utilizando o método de sobreposição modal com 10 modos. O método de Newmark é um método de integração numérica usado para resolver equações diferenciais. A sua utilização é bastante comum na avaliação da resposta dinâmica deste tipo de estruturas. A resposta dinâmica foi calculada para um incremento de tempo de 0,01 segundos. O amortecimento foi considerado proporcional à massa (amortecimento de Rayleigh), originando a constante α de 0,5432. Este valor resulta da consideração de apenas um ponto correspondente a uma frequência de 2,47Hz e um coeficiente de amortecimento de 1,75%, valor obtido através do ensaio experimental. Na figura 4.1 encontra-se representada a evolução temporal da resposta da estrutura à ação acima definida durante um período de 30 segundos, e registando-se ainda os 10 segundos seguintes de resposta em vibração livre.

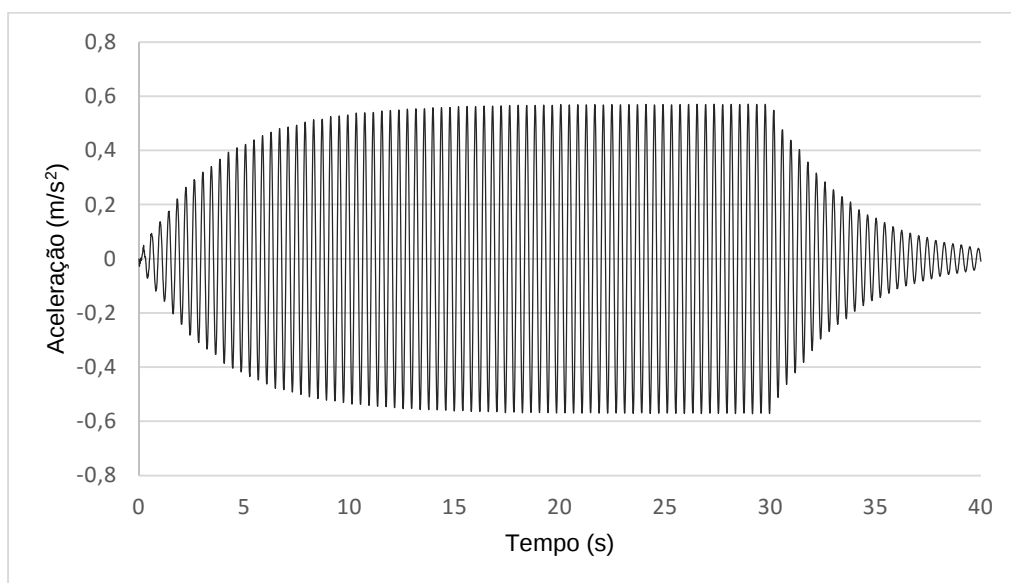


Figura 4.1 – Evolução temporal da aceleração da estrutura para uma carga sinusoidal pontual no nó de bordo do tabuleiro calculada através do modelo de elementos finitos

Visto que o ensaio experimental foi realizado com os acelerómetros situados nos bordos do tabuleiro, também no modelo numérico foi calculada a resposta para um ponto no bordo. De acordo com a análise do gráfico da figura 4.1 podemos verificar que a aceleração máxima registada foi de $0,571 \text{ m/s}^2$. O deslocamento máximo obtido foi de 0,237 cm.

Após a determinação da resposta da estrutura através do cálculo automático, procede-se agora ao cálculo manual da resposta de modo a validar os resultados obtidos anteriormente. O cálculo manual da resposta pode ser obtido através da resolução da equação de equilíbrio dinâmico do sistema de um grau de liberdade correspondente ao primeiro modo de vibração vertical da estrutura, dada por:

$$M_1 \ddot{y}_1 + 2\xi_1 \omega_1 M_1 \dot{y}_1 + M_1 \omega_1^2 y_1 = F_1(t) \quad (4.2)$$

em que M_1 é a massa modal do primeiro modo de vibração vertical, ξ_1 o coeficiente de amortecimento modal, ω_1 , a frequência angular do primeiro modo de vibração vertical, $\ddot{y}_1$, $\dot{y}_1$ e y_1 , as coordenadas

modais, referentes a aceleração, velocidade e deslocamento, respetivamente, e F_1 , a força modal aplicada.

A força modal, F_1 , aplicada na estrutura é dada pela seguinte expressão:

$$F_1(t) = \phi_1 \cdot f(t) \quad (4.3)$$

em que ϕ_1 é a coordenada modal no ponto onde é aplicada a carga, ou seja, no ponto de coordenada modal máxima.

A resposta estacionária da estrutura em ressonância em termos de deslocamentos é dada por:

$$y_1(t) = \frac{1}{2\xi_1} \frac{p_{0_1}}{K_1} \left[e^{-\xi_1 \omega_1 t} \left(\cos \omega_{a_1} t + \frac{\xi_1}{\sqrt{1-\xi_1^2}} \sin \omega_{a_1} t \right) - \cos \omega_1 t \right] \quad (4.4)$$

em que p_{0_1} representa a amplitude da ação, K_1 a rigidez modal e ω_{a_1} a frequência angular amortecida do primeiro modo de vibração vertical.

Com o objetivo de simplificar a expressão (4.4) é admissível considerar:

$$\omega_{a_1} \cong \omega_1 \quad (4.5)$$

$$\xi_1 \sin \omega_{a_1} t \approx 0 \quad (4.6)$$

Surgindo assim a expressão simplificada, dada por:

$$y_1(t) = \frac{1}{2\xi_1} \frac{p_{0_1}}{K_1} (e^{-\xi_1 \omega_1 t} - 1) \cos \omega_1 t \quad (4.7)$$

Os deslocamentos e as acelerações são obtidos a partir da expressão 4.7 através das seguintes equações, respetivamente:

$$u(t) = y_1(t) \cdot \phi_1 \quad (4.8)$$

$$\ddot{u}(t) = \omega_1^2 \cdot u(t) \quad (4.9)$$

A resposta da estrutura nos últimos 10 segundos serve para validar o coeficiente de amortecimento considerado, através da evolução temporal dos deslocamentos verticais registados nesse intervalo de tempo. Para tal, pela figura 4.4, considerando os pontos da envolvente do gráfico, calcula-se o coeficiente de amortecimento recorrendo à expressão 4.10.

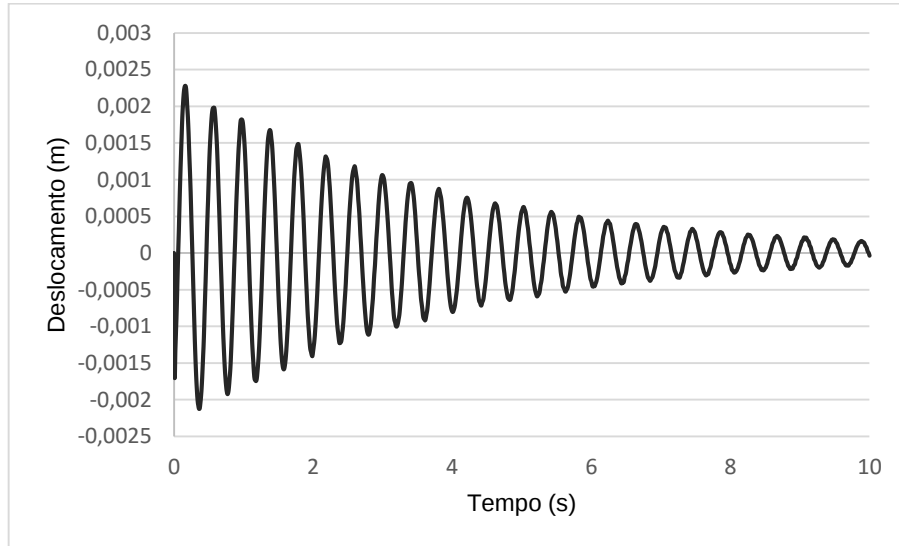


Figura 4.4 – Resposta estrutural em vibração livre para validação do coeficiente de amortecimento

$$\xi = \frac{1}{2\pi n} \ln \left(\frac{u_1}{u_{n+1}} \right) \quad (4.10)$$

O valor do coeficiente de amortecimento obtido foi de 1,76%, considerando os 10 primeiros pontos da envolvente do gráfico da figura 4.4. Conclui-se então que o coeficiente de amortecimento considerado se revela adequado, visto estar muito próximo do valor de 1,75% considerado anteriormente.

4.2.2. AÇÃO DE UM FLUXO DE PEÕES

4.2.2.1. Recomendações do HIVOSS

De acordo com as recomendações do HIVOSS [9, 10], a verificação dos critérios de conforto para fluxos de peões deve ser feita caracterizando as classes de tráfego e as classes de conforto pretendidas. Neste trabalho, visto tratar-se de uma ponte com pouco tráfego, considerou-se apenas as classes de tráfego TC2, TC3 e TC4, com as densidades de 0.2, 0.5 e 1.0 peões/m², respetivamente.

Importa agora definir para cada classe de tráfego, uma função de carga correspondente. A função de carga é do tipo:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi \cdot f_s \cdot t) \cdot \psi \cdot n' \quad (4.11)$$

em que, P é a amplitude da força devida a um peão isolado, com frequência da passada f_s , a qual se assume igual à frequência natural do modo de vibração em estudo, n' é o número de peões equivalente sobre a área do tabuleiro S , Ψ é o coeficiente de redução tendo em conta a probabilidade de a frequência da passada se aproximar da gama crítica de frequências naturais consideradas.

O parâmetro n' depende da classe de tráfego considerada. Para as classes de tráfego TC1 a TC3, este é calculado através da expressão 4.12, e para as classes de tráfego TC4 e TC5 é utilizada a expressão 4.13.

$$n' = \frac{10,8 \cdot \sqrt{\xi \cdot n}}{S} \quad (4.12)$$

$$n' = \frac{1,85 \cdot \sqrt{n}}{S} \quad (4.13)$$

em que n é o numero de peões sobre o tabuleiro, sendo obtido multiplicando a área do tabuleiro pela densidade de peões e ξ é o coeficiente de amortecimento estrutural.

Na tabela 4.1 apresentam-se os valores dos parâmetros considerados para cada classe de tráfego.

Tabela 4.1 – Valores dos coeficientes Ψ e n' para cada classe de tráfego considerada

Classe de tráfego	Densidade (peões/m ²)	Ψ	n'
TC2	0,2	0,25	0,0918
TC3	0,5		0,145
TC4	1,0		0,266

De acordo com a tabela 4.1, as funções de carga para as classes de tráfego TC2, TC3 e TC4 são dadas pelas equações 4.14, 4.15 e 4.16, respetivamente.

$$p(t) = 280 \cdot \cos(2\pi \cdot 2,47 \cdot t) \cdot 0,0918 \cdot 0,25 \quad (4.14)$$

$$p(t) = 280 \cdot \cos(2\pi \cdot 2,47 \cdot t) \cdot 0,145 \cdot 0,25 \quad (4.15)$$

$$p(t) = 280 \cdot \cos(2\pi \cdot 2,47 \cdot t) \cdot 0,266 \cdot 0,25 \quad (4.16)$$

Na figura 4.5, apresenta-se a representação da distribuição da carga, em concordância com a configuração do modo de vibração considerado. Esta configuração será usada também na modelação de ações de um fluxo de peões de acordo com a metodologia adotada pelo Sétra [19], em 4.2.2.2.

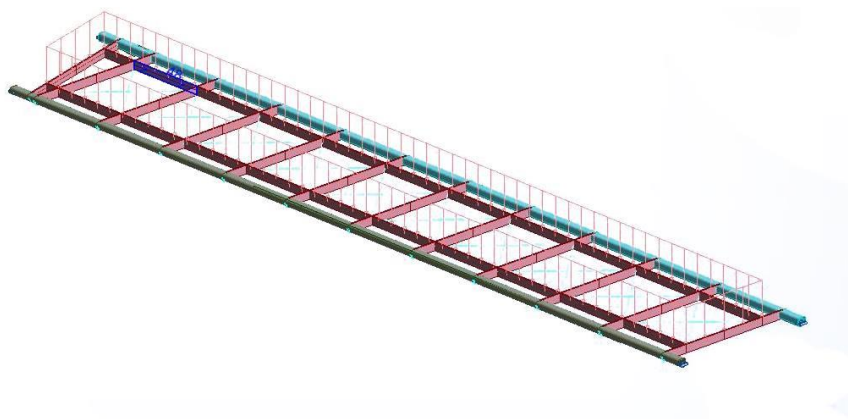


Figura 4.5 – Representação do modelo de carga distribuída com a configuração do modo de vibração considerado

Nas figuras 4.6 a 4.8 encontra-se representada a resposta da estrutura em termos de acelerações, para cada função de carga considerada, obtida através do modelo de elementos finitos desenvolvido. Apresentam-se ainda na tabela 4.2 os valores máximos de acelerações e deslocamentos observados em cada caso.

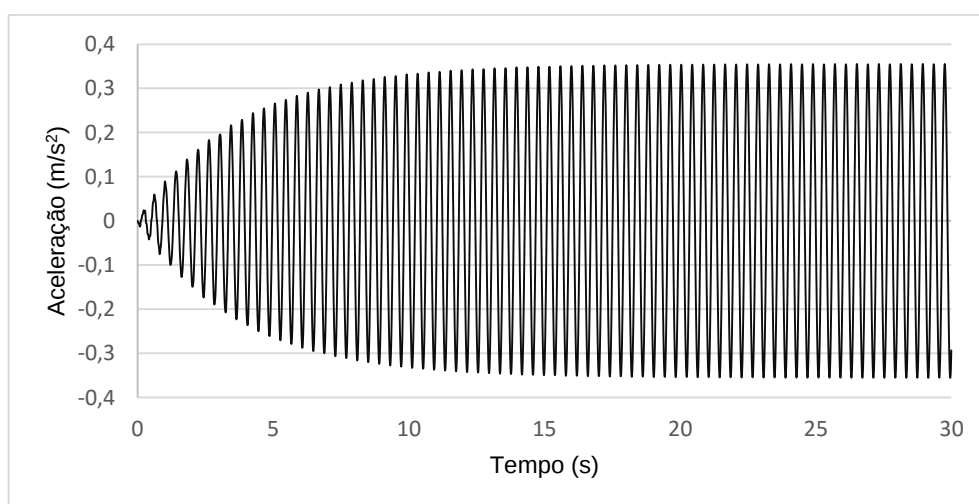


Figura 4.6 – Aceleração vertical na secção de meio vão obtida para a classe de tráfego TC2

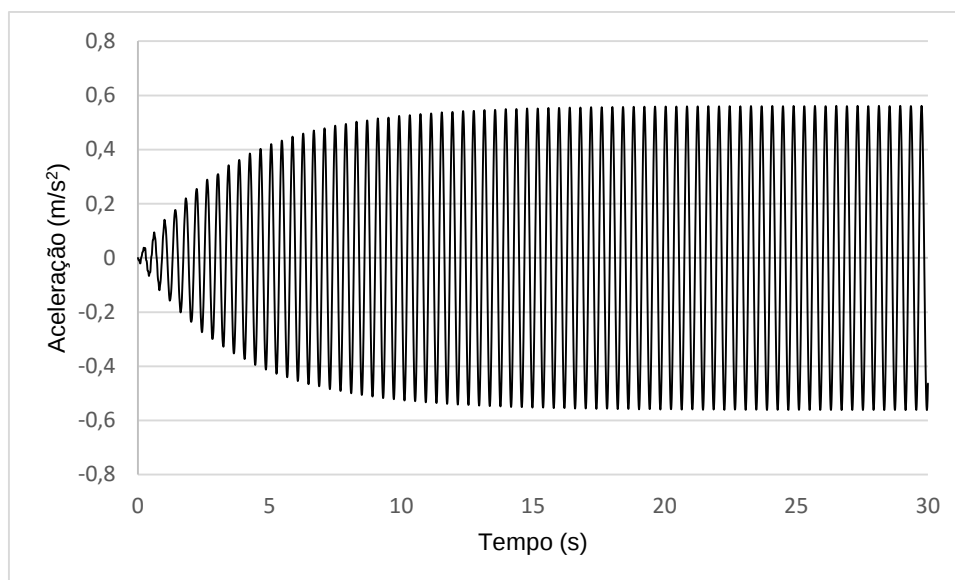


Figura 4.7 – Aceleração vertical na secção de meio vão obtida para a classe de tráfego TC3

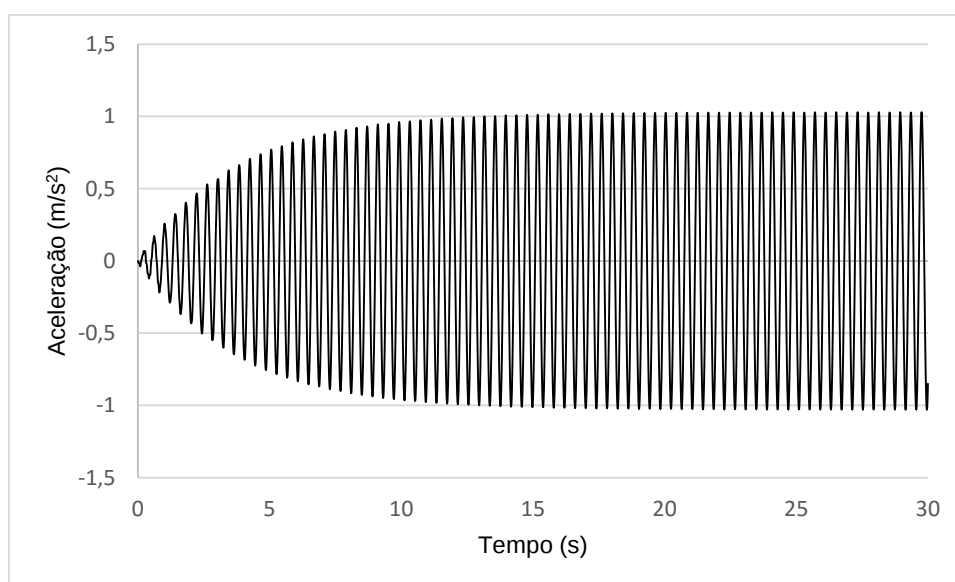


Figura 4.8 – Aceleração vertical na secção de meio vão obtida para a classe de tráfego TC4

Tabela 4.2 – Valores de aceleração e deslocamento máximos observados para cada classe de tráfego

Classe de tráfego	Aceleração máxima (m/s ²)	Deslocamento máximo (m)	Classe de conforto
TC2	0,36	0,0015	CL1
TC3	0,56	0,0023	CL2
TC4	1,03	0,0043	CL3

De acordo com o exposto em 2.2.2.2, a classe de tráfego TC4 corresponde ao exemplo da situação de projeto 1. Face à elevada densidade de peões, esta situação poderá apenas acontecer no dia da inauguração, ou seja, uma vez em toda a vida útil da estrutura. Como tal, a classe de conforto que se admite corresponde à classe de conforto obtida a partir destes modelos propostos. Nas restantes situações, obtém-se níveis de conforto médio e máximo.

4.2.2.2. Recomendações do Sétra

O procedimento adotado pelo Sétra [19], passa numa primeira fase pela classificação da ponte, de acordo com o nível de tráfego esperado. No caso da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud, como o nível de tráfego expectável não é muito elevado, classificou-se a estrutura como sendo de classe III. Logo, consultando a tabela 2.6 verifica-se que a estrutura se encontra na gama de risco médio de ressonância para vibrações verticais.

De acordo com a classificação anterior, e com a tabela 2.8, define-se os casos de carga a considerar no cálculo dinâmico. Neste caso, apenas será necessário realizar o caso 1, que diz respeito a fluxos pouco densos de peões. Para este caso, a função de carga na direção vertical, considerando um peão de 700N de peso, tem a seguinte forma:

$$p(t) = d \cdot 280 \cdot \cos(2\pi \cdot f_v \cdot t) \cdot 10,8 \cdot \left(\frac{\xi}{n}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \Psi \quad (4.17)$$

em que, d é a densidade dos peões, neste caso, igual a 0,5 peões/m², f_v é a frequência do modo de vibração vertical considerado, ξ é o coeficiente de amortecimento estrutural, n é o número de peões na ponte, obtido multiplicando a área do tabuleiro pela densidade de peões, e Ψ é o coeficiente de redução tendo em conta a probabilidade de a frequência da passada se aproximar da gama crítica de frequências naturais consideradas.

Assim, a função de carga é então definida de acordo com a seguinte expressão:

$$p(t) = 0,5 \cdot 280 \cdot \cos(2\pi \cdot 2,47 \cdot t) \cdot 10,8 \cdot \left(\frac{0,0175}{22 \cdot 2,2 \cdot 0,5}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot 0,26 \quad (4.18)$$

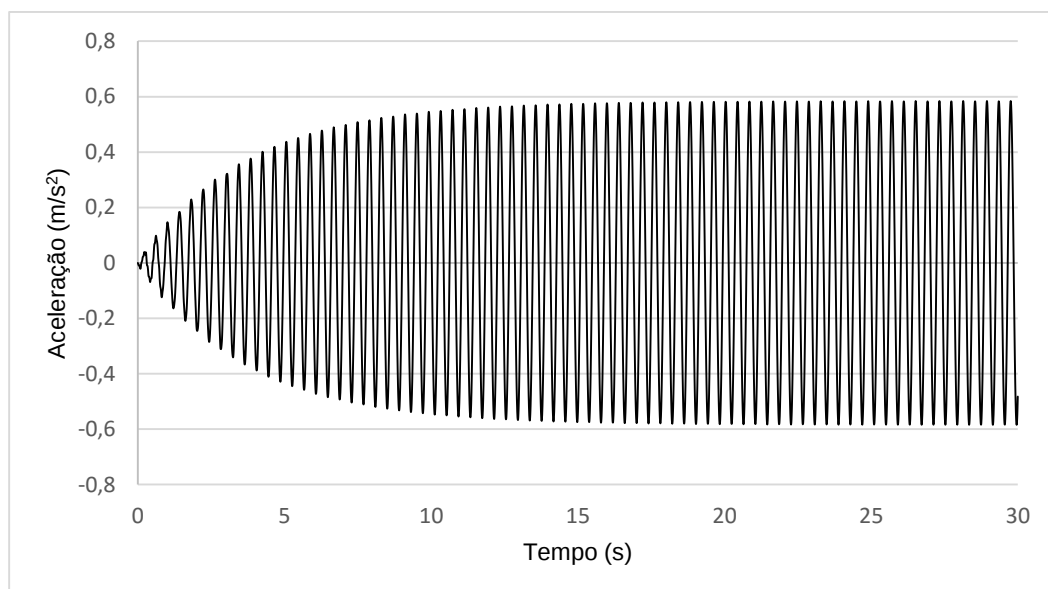


Figura 4.9 – Aceleração vertical a meio vão calculada pelo modelo de elementos finitos

A aceleração máxima observada para um fluxo de peões, de acordo com o Sétra [19], foi de $0,58 \text{ m/s}^2$ e o deslocamento máximo foi de $0,24 \text{ cm}$. De acordo com a classificação definida pelo regulamento, a classe de conforto obtida, para o fluxo de peões considerado, corresponde a um nível de conforto médio.

4.2.3. AÇÃO DE PEÕES EM CORRIDA

4.2.3.1. Atuação de uma carga pontual fixa

À semelhança do que foi feito para a caminhada, também para a corrida se simulou um caso de carga pontual na secção de meio vão. Sendo que esta análise é efetuada para o mesmo modo de vibração da estrutura, variando apenas a função de carga considerada. A frequência considerada foi de $2,47 \text{ Hz}$ e o amortecimento estrutural de $1,75\%$. A função de carga é dada por:

$$f(t) = 1250 \cdot \sin(2\pi \cdot 2,47 \cdot t) \quad (4.19)$$

Tal como se procedeu para a análise em caminhada, representou-se também neste caso a evolução temporal da resposta da estrutura (figura 4.10), para a ação definida durante um período de 30 segundos.

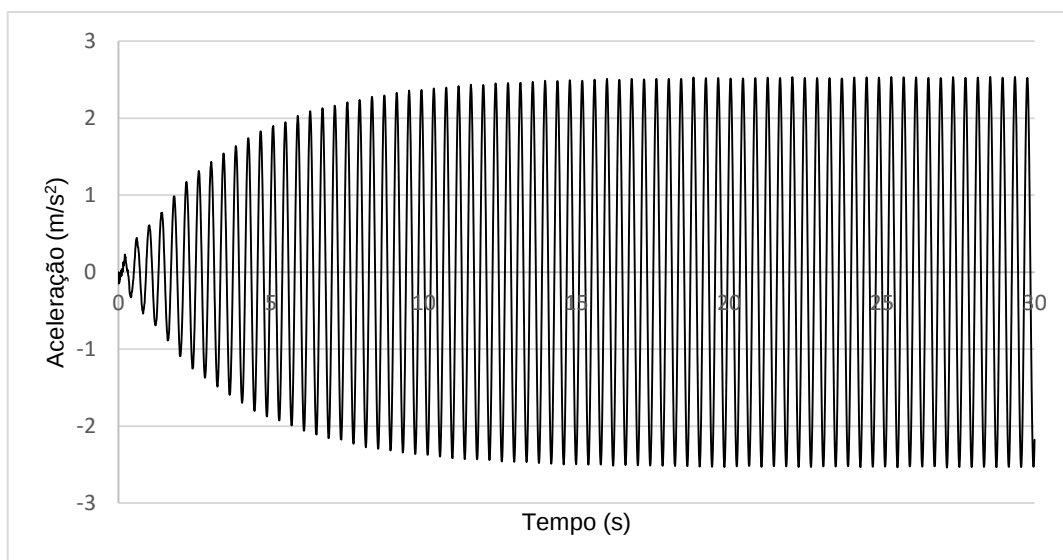


Figura 4.10 – Aceleração vertical observada para a ação de um peão em corrida

Analogamente ao que foi feito em caminhada, calculou-se também a resposta da estrutura através do cálculo manual. Na figura 4.11 apresenta-se o gráfico das acelerações calculadas manualmente na secção de meio vão.

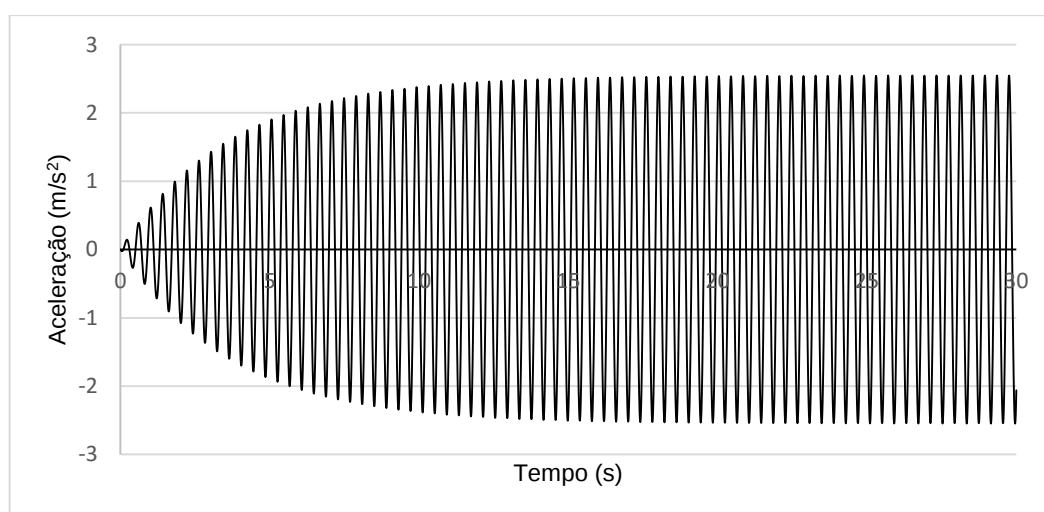


Figura 4.11 – Aceleração vertical em corrida com base no cálculo manual

Comparando as figuras 4.10 e 4.11, podemos concluir que as acelerações observadas são praticamente coincidentes, tendo sido obtido um valor de aceleração máxima para o cálculo automático de $2,538\text{m/s}^2$ e para o cálculo manual de $2,545\text{m/s}^2$. O deslocamento máximo obtido foi de 1,10cm.

4.2.3.2. Atuação de uma carga pontual móvel

Adicionalmente, e de acordo com as recomendações do HIVOSS [19], desenvolveu-se ainda uma análise para uma carga móvel simulando a passagem de peões em corrida. A regulamentação sugere a avaliação da resposta da estrutura para uma carga que se desloca ao longo do tabuleiro a uma velocidade de 3m/s. Adicionalmente, considerou-se ainda a modelação de grupos de pessoas em corrida. As análises descritas anteriormente serão realizadas em ressonância com o primeiro modo de vibração vertical.

Este caso de carga merece especial atenção, uma vez que, a função que o define varia não só no tempo, mas também no espaço. Como tal, será definida uma função por cada nó que constitui o percurso do peão. A função é dada pela multiplicação da expressão 4.1 por um fator η , que representa o peso ponderado da função nos nós adjacentes à posição do peão em cada instante. Na figura 4.12 apresenta-se um esquema que ilustra a forma como é distribuída a carga móvel pelos nós imediatamente anterior e posterior à posição do peão.

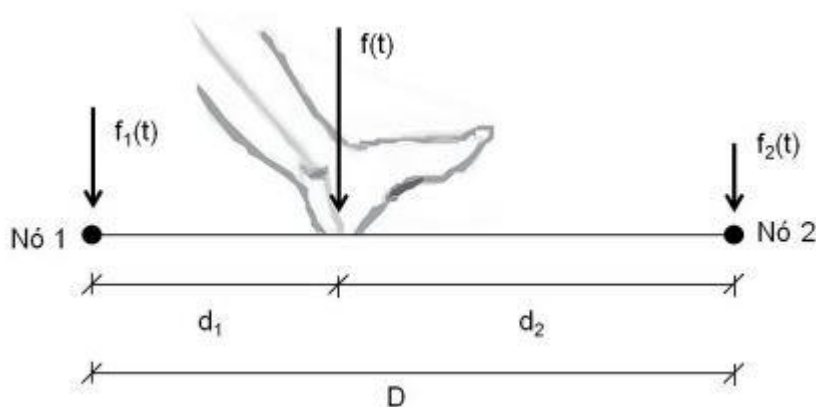


Figura 4.12 – Esquema representativo da distribuição da carga móvel pelos nós adjacentes

A forma como a força é distribuída para os nós adjacentes é dada por:

$$f_1(t) = f(t) \cdot \eta \quad (4.20)$$

$$f_2(t) = f(t) \cdot (1 - \eta) \quad (4.21)$$

em que o fator η é dado por

$$\eta = 1 - \frac{d_1}{D} \quad (4.22)$$

em que d_1 é a distância do peão ao nó imediatamente anterior e, D é a distância entre nós, conforme representado na figura 4.12.

Este tipo de função não pode ser modelado diretamente no programa de cálculo utilizado, pois o programa Robot Structural Analysis não suporta a modelação de funções variáveis no espaço e no tempo. Como tal, foram desenvolvidas no Microsoft Excel, várias folhas de cálculo com macros, capazes de definir as funções de carga. A linguagem utilizada na programação das folhas de cálculo foi o Visual Basic for Applications (VBA). As funções geradas automaticamente pelas macros programadas no Excel podem ser facilmente importadas para o programa de cálculo Robot, bastando para isso exportar primeiramente para um ficheiro “.thf” (time history file).

As macros criadas pelo autor permitem a geração das funções de carga para cada nó do percurso do peão e a exportação para um ficheiro “.thf” que posteriormente serão importadas no Robot. Na figura 4.13, apresenta-se uma imagem da folha de cálculo utilizada para gerar as funções, onde se pode observar os parâmetros utilizados.

tempo (s)	função1	função2	função3	função4	função5	função6	função7	função8	função9	função10	função11	função12	função13	função14	função15	função16	função17
0,02083	347,505	49,6435	35,8789	-110,63	152,168	-148,023	99,4398	-21,0029	-63,7394	129,346	-156,121	136,027	-75,0947	-8,38174	89,3419	-143,48	154,544
0,04167	564,855	188,285	-28,5943	-139,681	266,022	-312,499	265,159	-138,215	-30,2232	189,588	-292,036	306,81	-229,476	83,2492	87,9701	-232,779	307,705
0,0625	644,427	386,656	-188,975	-65,4399	300,209	-444,85	455,941	-330,152	105,247	151,256	-362,349	464,659	-427,472	261,952	-17,7899	-231,713	411,652
0,08333	601,088	601,088	-420,633	113,897	227,032	-499,803	622,526	-558,357	326,562	3,27248	-332,124	561,267	-621,91	495,846	-220,922	-120,326	425,451
0,10417	468,258	780,43	-682,137	379,056	37,8234	-443,347	715,772	-773,311	598,691	-244,335	-183,373	556,031	-761,76	738,797	-494,037	100,96	322,427
0,125	291,45	874,349	-921,351	691,75	-254,475	-259,196	695,054	-922,246	872,566	-560,929	80,8935	423,428	-800,63	937,471	-792,87	410,237	95,5542
0,14583	120,262	841,836	-1083,44	999,772	-615,962	47,2319	535,678	-957,77	1092,33	-898,948	435,694	158,362	-704,875	1039,77	-1062,52	766,279	-239,991
0,16667	0	658,695	-1119,64	1244,45	-995,662	447,96	234,227	-846,095	1203,95	-1200,37	836,413	-221,356	-460,156	1003,52	-1245,62	1113,76	-647,534
0,1875	0	251,152	-774,41	1065,18	-1036,16	696,079	-147,02	-446,176	905,423	-1092,85	952,186	-525,663	-58,6722	625,393	-1004,36	1081,81	-834,477
0,20833	0	-85,7828	-419,042	798,065	-937,497	795,478	-414,646	-90,6697	568,765	-876,108	920,431	-688,427	249,748	263,91	-698,338	923,115	-870,759
0,22917	0	-314,958	-109,067	500,348	-741,417	759,902	-550,254	175,411	252,093	-603,914	774,432	-712,454	436,587	-29,6498	-386,188	686,087	-780,013
0,25	0	-420,633	113,897	227,032	-499,803	622,526	-558,357	326,562	3,27248	-332,124	561,267	-621,91	495,846	-220,922	-120,326	425,451	-602,848
0,27083	0	-409,282	227,433	22,694	-266,008	429,463	-463,987	359,215	-146,601	-110,024	333,619	-457,056	443,278	-296,422	60,5758	193,456	-389,41
0,29167	0	-307,117	230,583	-84,8251	-86,3988	231,685	-307,415	290,855	-186,976	26,9645	141,143	-266,877	312,49	-264,29	136,746	31,8514	-190,886
0,3125	0	-154,776	142,825	-87,9946	6,74742	76,5255	-136,824	156,046	-128,421	62,242	22,6231	-100,696	148,539	-151,788	109,468	-34,2845	-51,1922
0,33333	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Figura 4.13 – Folha de cálculo programada pelo autor para gerar as funções de carga móveis

Como já foi referido, as funções de carga geradas na folha de cálculo da figura 4.13 serão exportadas para um ficheiro de dados de extensão “.thf” e, de seguida, importadas para o Robot, de modo a facilitar o processo de definição destas funções no Robot. Na figura 4.14, apresenta-se um exemplo do ficheiro de dados gerado durante o processo de definição das funções de carga no Robot.

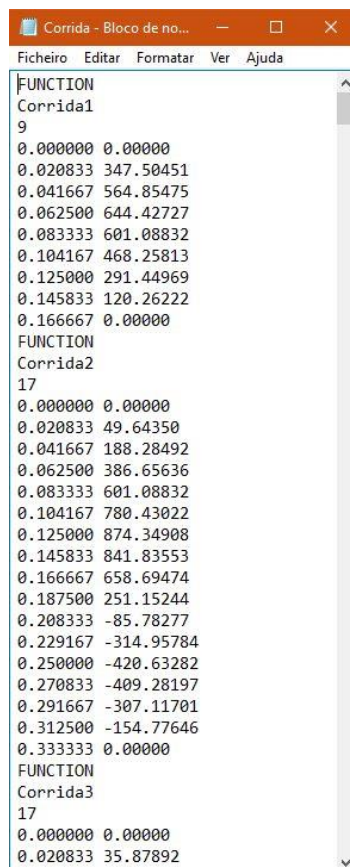


Figura 4.14 – Ficheiro de exportação das funções geradas

O procedimento anteriormente referido, pretende definir a ação dinâmica variável no espaço, de forma manual, ou seja, a função de carga instalada em cada nó corresponde a uma ação estática unitária multiplicada pela função harmónica correspondente. Logo, a macro desenvolvida na figura 4.13, gera um número de funções de carga igual ao número de nós da malha de elementos finitos considerada para a passagem do peão. De seguida, com o objetivo de simular o movimento do peão, gera-se um caso de carga para cada nó da malha de elementos finitos, ou seja, a cada caso de carga é associada uma função correspondente. O processo de definição de casos de carga pode ser bastante moroso, especialmente em pontes com um comprimento considerável. Para facilitar este processo, a Autodesk, desenvolveu uma folha de cálculo programada igualmente com macros, que permite uma rápida definição no Excel e posterior importação para o Robot. Na figura 4.15, apresenta-se a folha de cálculo disponibilizada pela Autodesk e utilizada neste trabalho, com os respetivos casos de carga.

Uma vez criados todos os casos de carga pretendidos, faz-se agora corresponder a cada caso de carga, uma função de carga. Para este efeito, a Autodesk desenvolveu e disponibilizou, igualmente, uma folha de cálculo programada com macros, para facilitar este processo. É necessário ter em atenção o “shift”, que corresponde ao momento em que a ação tem início. Na figura 4.16, apresenta-se a folha utilizada para este efeito.

Para a situação corrente de peões em corrida, simulou-se a aplicação de cargas móveis através de uma malha de elementos finitos de $0.50 \times 0.50 \text{ m}$. A velocidade considerada foi de 3 m/s , de acordo com a regulamentação existente, e a frequência ressonante com o primeiro modo de vibração vertical. A resposta da estrutura foi novamente calculada pelo método de Newmark, considerando um coeficiente de amortecimento igual a $1,75\%$. O tempo de atuação da carga coincide com o tempo de atravessamento da ponte, aproximadamente 7 segundos. Na análise da resposta considerou-se ainda a resposta em vibração livre até aos 15s. A aceleração calculada a meio vão encontra-se apresentada na figura 4.17 e apresenta um valor máximo de $0,83 \text{ m/s}^2$, e o deslocamento apresenta um valor máximo de $0,34 \text{ cm}$.

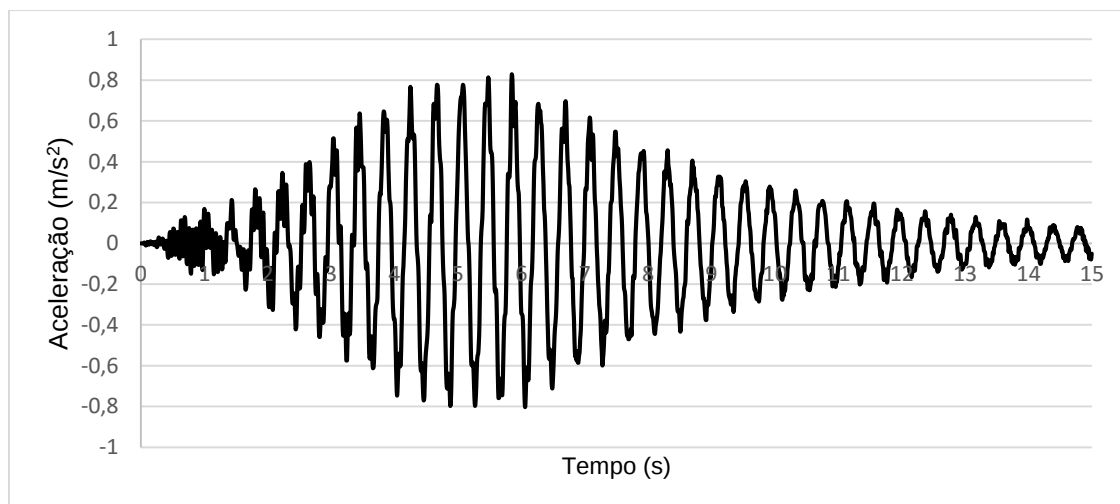


Figura 4.17 – Aceleração vertical a meio vão para o caso de carga móvel ~

4.2.3.3. Modelação de grupos de peões em corrida

De modo a avaliar o efeito de mais do que um peão em corrida, foi realizada uma análise para um grupo de 3 peões, em ressonância com o primeiro modo de vibração da estrutura e deslocando-se a uma velocidade de 3 m/s . Na figura 4.18 apresenta-se um esquema da configuração do grupo de peões considerado.

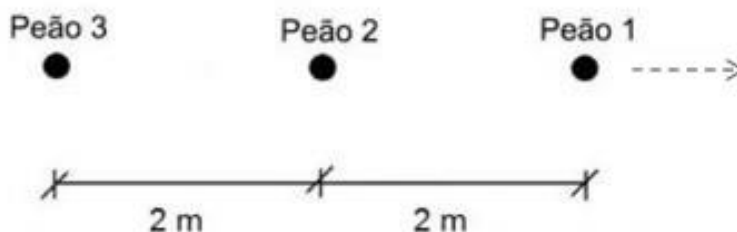


Figura 4.18 – Esquema representativo de um grupo de 3 peões

A modelação de grupos de peões em corrida foi realizada com base em dois pressupostos: primeiro, foi considerado um grupo de 3 peões a caminhar em fase e com as frequências de passada iguais à

frequência do primeiro modo de vibração da estrutura; de seguida, considerou-se um grupo de 3 peões igualmente em fase, mas com as suas frequências a seguir uma distribuição normal de média igual à frequência do primeiro modo de vibração da estrutura, 2.47Hz, e um desvio padrão de 0.08Hz.

O registo das acelerações a meio vão calculadas na estrutura para o primeiro pressuposto, encontra-se representado na figura 4.19, observando-se uma aceleração máxima de 1,44 m/s² e um deslocamento de 0,60 cm.

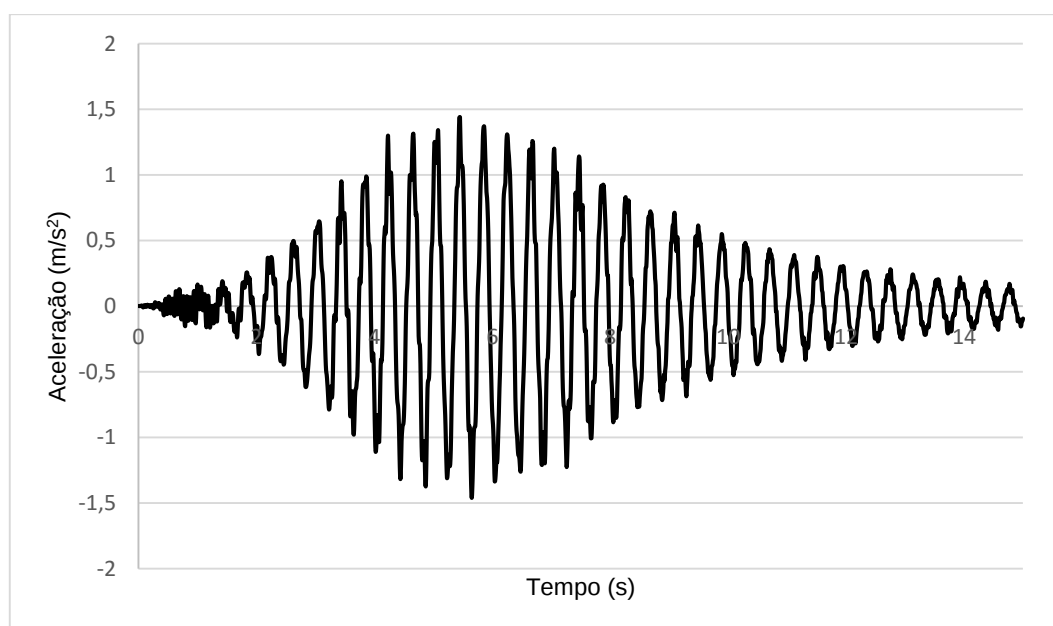


Figura 4.19 – Aceleração vertical a meio vão calculada para um grupo de 3 peões

Para o segundo pressuposto, em que as frequências variam segundo uma distribuição normal de média 2.47Hz e um desvio padrão de 0.08Hz, estas foram geradas aleatoriamente e apresentam-se na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Frequência da passada de cada peão do grupo

Peão	Frequência (Hz)
1	2.42
2	2.45
3	2.52

Na figura 4.20 encontra-se representado o registo temporal das acelerações observadas, tendo em consideração o segundo pressuposto, em que os peões se encontram em fase e apresentam as frequências indicadas na tabela 4.3. Através desta análise, observou-se na secção de meio vão uma aceleração máxima de 1,10 m/s² e um deslocamento máximo de 0,46cm.

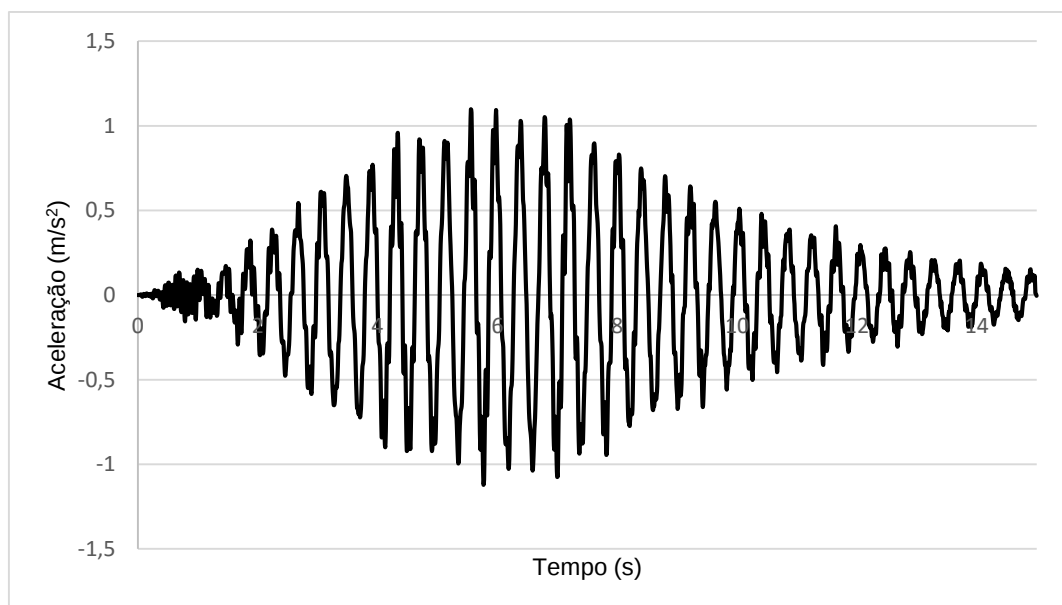


Figura 4.20 – Aceleração vertical a meio vão calculada para um grupo de 3 peões com frequências aleatórias

Visto que, à medida que o número de peões numa ponte aumenta, torna-se mais difícil a correta sincronização de todos os elementos do grupo, a segunda hipótese traduz de uma forma mais realista o que acontece nesta estrutura. A diferença observada entre as duas hipóteses é significativa, sendo que na segunda hipótese a aceleração máxima observada reduz em cerca de 24%.

4.2.4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nesta secção efetua-se uma análise dos resultados obtidos através das diferentes modelações numéricas e comparam-se, sempre que possível, os resultados obtidos com as medições realizadas.

No que respeita à análise da resposta a fluxos de peões preconizada pelas recomendações do Sétra [19] e do HIVOSS [10], sintetizam-se na tabela 4.4 os valores das acelerações máximas calculadas para diferentes densidades de peões.

Tabela 4.4 – Comparação de resultados das acelerações máximas de fluxos de peões e respetivo nível de conforto

Descrição	Regulamento	Densidade (peões/m ²)	Aceleração máxima (m/s ²)	Nível de conforto
Fluxos de peões	HIVOSS	0,2	0,36	Conforto máximo
		0,5	0,56	Conforto médio
		1,0	1,03	Conforto mínimo
	Sétra	0,5	0,58	Conforto médio

Podemos verificar através da análise da tabela 4.5 que, para uma mesma densidade de peões na ponte, os resultados obtidos pelo HIVOSS [10] e pelo Sétra [19] se aproximam de forma satisfatória. Atendendo a que a estrutura em estudo serve de ligação entre dois edifícios, apresentando um baixo tráfego, as análises que consideram uma densidade de mais do que 0,5 peões/m², correspondem a situações esporádicas. Assim, o nível de conforto exigido é naturalmente mais baixo. No entanto, verifica-se o cumprimento dos níveis de conforto mínimo, para essas situações.

Na tabela 4.5 apresentam-se os resultados obtidos através da modelação numérica da ação de um peão em caminhada ou corrida, ou ainda de um grupo de três peões em corrida. Apresentam-se ainda, para os casos em que foram realizadas medições, os valores máximos das acelerações registadas.

Tabela 4.5 – Comparação dos resultados das acelerações máximas de peões em caminhada e em corrida e respetivo nível de conforto

Movimento		Descrição	Aceleração máxima (m/s ²)	Nível de conforto
Caminhada	1 peão	Modelo, fixo	0,571	Conforto médio
		Ensaio, fixo	0,585	Conforto médio
Corrida	1 peão	Modelo, fixo	2,538	Desconforto intolerável
		Modelo, móvel	0,830	Conforto médio
	Grupo de 3 peões	Igual frequência	1,44	Conforto mínimo
		Frequências com distribuição normal	1,10	Conforto mínimo

Analisando as tabelas anteriores, podemos concluir que, para a ação de um peão em caminhada, a aproximação entre os resultados do ensaio e do modelo é bastante satisfatória, tal como o nível de conforto correspondente.

Os resultados da aceleração para uma carga de um peão, em corrida, ressonante atuando sobre um ponto fixo no meio vão da estrutura são muito superiores face aos resultados obtidos para a carga de um peão móvel ressonante, como seria expectável.

Para um grupo de 3 peões a correr ao longo do tabuleiro, podemos comparar as duas hipóteses consideradas, sendo que a hipótese que considera uma distribuição normal de frequências corresponde àquela que melhor traduz a realidade, visto que à medida que o número de peões numa ponte aumenta, torna-se mais difícil a sincronização correta entre todos os peões que constituem o grupo. Como se pode verificar na tabela 4.4, a hipótese em que as frequências dos peões seguem uma distribuição normal apresenta valores reduzidos de acelerações verticais em relação à hipótese em que o mesmo grupo de peões apresenta frequências iguais.

5

CONCLUSÃO

5.1. DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS REALIZADOS

O principal objetivo desta dissertação era avaliar o comportamento dinâmico de uma ponte pedonal face às ações dos peões. A Ponte em estudo foi a Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud que, devido à sua cobertura em vidro, constitui um problema acrescido e torna também mais interessante a análise de comportamento dinâmico da estrutura.

No capítulo 2, fez-se uma pesquisa sobre a problemática das ações dos peões em pontes pedonais, apresentando-se os estudos realizados por diversos autores. Em relação à resposta da estrutura face a estas ações, apresentam-se também as recomendações impostas pelas regulamentações internacionais.

De seguida, procedeu-se à modelação da estrutura através de um modelo de elementos finitos, no programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis. O modelo foi desenvolvido com base nos desenhos de projeto fornecidos. Para além do modelo, foi ainda realizado um ensaio na estrutura, com o objetivo de determinar experimentalmente os parâmetros dinâmicos da ponte. Os resultados do ensaio experimental serviram como base para validar o modelo desenvolvido pelo autor.

A frequência obtida para o primeiro modo de vibração vertical encontra-se na gama de risco médio de ressonância, de acordo com a regulamentação proposta pelo Sétra. Os restantes modos de vibração da estrutura apresentam frequências fora dessa gama de risco. Por essa razão, foi dada particular importância às vibrações verticais.

Uma vez validado o modelo tridimensional de elementos finitos, procedeu-se à caracterização das funções de carga correspondentes ao movimento de peões, para posteriormente avaliar a resposta face a estas funções. Foram desenvolvidas funções para vários tipos de movimentos, mais concretamente, para a caminhada, corrida e ainda para fluxos de peões.

As recomendações impostas pelas regulamentações pretendem simular a ação de peões em ressonância com o modo de vibração em estudo. Para tal, fez-se a simulação de cenários de peões em caminhada e em corrida. Para o movimento de caminhada considerou-se a contribuição de um peão isolado e de um fluxo de peões. Para a corrida, considerou-se também um peão isolado, com a sua contribuição num ponto fixo, e ainda a percorrer a ponte. Para os peões em corrida, fez-se ainda uma análise com um grupo de peões, deslocando-se ao longo da ponte.

Por fim, analisou-se a resposta da estrutura para os vários cenários considerados e definiram-se os níveis de conforto correspondentes, de acordo com as regulamentações existentes.

5.2. RESULTADOS DO ESTUDO

O desenvolvimento do modelo da Ponte Pedonal da Fundação Champalimaud revelou-se um pouco mais difícil do que o esperado, visto que a modelação dos cabos teve que ser feita através de elementos de barra, pois trabalhando com elementos de cabo no Robot, não se obtiveram os resultados esperados. A modelação de elementos de casca, por forma a simular a cobertura de vidro, tornou também o processo de cálculo mais moroso.

Relativamente ao estudo do comportamento estrutural, verificou-se que os resultados obtidos através do cálculo automático se aproximam dos resultados obtidos experimentalmente. Para o caso de um peão em caminhada, os valores registados pelo ensaio e os valores calculados pelo modelo apresentam uma diferença de apenas 2,4%. Pelo que podemos concluir, que os valores calculados no modelo traduzem de forma apreciável a realidade da estrutura.

Os valores das acelerações obtidos para um peão em corrida, apresentam níveis de conforto satisfatórios. A modelação de grupos de peões, apresentam valores de acelerações mais elevados, no entanto, garantem também os níveis de conforto pretendidos. Nas pontes urbanas, a situação de grupos de peões em corrida (*jogging*) é muito comum e, a sua consideração revela-se muito importante para o estudo do comportamento dinâmico de uma estrutura. No entanto, a ponte em estudo trata-se de uma ponte de ligação de dois edifícios de um centro clínico, pelo que esta situação raramente se verificará. Apesar disso, é interessante verificar o comportamento da estrutura para este tipo de movimento. Concluiu-se então que, para um grupo de 3 peões em corrida, a ponte apresenta níveis de conforto mínimos.

Comparando os resultados do HIVOSS [10] e do Sétra [19] para um fluxo de peões, podemos afirmar que, para a mesma densidade, os resultados são bastante próximos e apresentam um nível de conforto médio. De acordo com o nível de tráfego observado no dia do ensaio dinâmico, podemos constatar que as classes de tráfego, com densidades de mais de 0,5 peões/m², acontecem muito raramente. Porém, estas análises, com densidades de tráfego mais elevadas, revelam-se importantes para prever o comportamento da ponte em dias excecionais, como por exemplo, o dia da inauguração. Podemos então concluir que, para as densidades de peões mais correntemente observadas na ponte, os níveis de conforto sentidos são largamente satisfatórios.

5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O objetivo proposto para este trabalho foi cumprido, apesar do limite de tempo para a realização da dissertação.

Apesar de não se verificarem níveis de desconforto inaceitáveis, a monitorização e instalação de TMDs na estrutura poderá ser considerada. Poderá também ser realizado um estudo de comportamento dinâmico da estrutura com TMDs, de modo a comparar com os resultados do presente estudo e verificar as diferenças ao nível do conforto sentido.

Por último, observa-se que as regulamentações consultadas apresentam informações pouco profundas para a análise de peões em corrida, pelo que seria interessante, novos desenvolvimentos acerca deste tema.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Bachmann, H. e Ammann, W. *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines*, Structural Engineering Documents, IABSE, 1987.
- [2] Bachmann, H. *Vibration Problems in Structures, practical guidelines*, Birkhäuser verlag, 1997.
- [3] Alves, R.A.F. *Comportamento dinâmico de pontes sob a acção pedonal*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [4] Schulze, H. *Dynamic Effects of the Live Load on Footbridges*, Signal und Schiene, vol. 24, no. 2, pp. 91-93, and no. 3, pp. 143-147, 1980.
- [5] Wheeler, J.E. *Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges*, J. Struct. Div. ASCE, vol. 108 , ST 9, pp. 2045-2065, 1982.
- [6] Pernica, G. *Dynamic Load Factors for Pedestrian Movements and Rhythmic Exercices*, Canadian Acoustics, pp. 18, 2, 3-18, 1990.
- [7] Rocha, J.R.S.P. *Estudo dinâmico da ponte pedonal da Rabada em Santo Tirso*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2012.
- [8] Matsumoto, Y., Nishioka, T., Shiojiri, H. e Matsuzaki, K. *Dynamic Design of Footbridges*, IABSE Proceedings, P-17/78, pp.1-15, 1978.
- [9] *Human Induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS): Vibrações em Pontes Pedonais – Documento de Base*. Research Fund for coal and Steel, European Comission, 2008.
- [10] *Human Induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS): Vibrações em Pontes Pedonais – Recomendações Técnicas de Projeto*. Research Fund for coal and Steel, European Comission, 2008.
- [11] Caetano, E., Cunha, Á., and Moutinho, C. *Vandal loads and induced vibrations on a footbridge*. Journal of Bridge Engineering, 2010. **16**(3): p. 375-382.
- [12] Moutinho, C.M.R. *Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1998.
- [13] Rodrigues, D.A.A. *Otimização do Projeto de uma Ponte Pedonal Metálica*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2014.
- [14] Bakis, C., et al. *Fiber-reinforced polymer composites for construction-state-of-the-art review*. Journal of Composites for Construction, 2002. **6**(2): p. 73-87.
- [15] Da Fonseca, A.A. *Design and constrction method of the new Coimbra Footbridge*, 2005.
- [16] Dallard, P., et al. *The London millennium footbridge*. Structural Engineer, 2001. **79**(22): p. 17-21.
- [17] Firth, I. *The Bridge of Aspiration, Covent Garden, London, UK*. Structural Engineering International, 2006. **16**(4): p. 345.
- [18] Abreu, B.G.S. *Estudo do comportamento dinâmico de pontes pedonais*. 2012.
- [19] Sétra, F. *Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. Technical guide SETRA, Paris, France, 2006.
- [20] Strasky, J.i. *Stress ribbon and cable-supported pedestrian bridges*. 2005: Thomas Telford.

- [21] Butz, C., et al. *Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges*. European Commission, Research Fund for Coal and Steel, European Communities, Tech. Rep, 2008.
- [22] Baus, U. and Schlaich, M. *Footbridges: construction, design, history*. 2008: Walter de Gruyter.
- [23] Pfeifer, *Cable Structures*. 2010.
- [24] SBP 2009, Schlaich, Bergermann and Partner, *Glass Bridge – Design Drawings*.
- [25] Mageba, *Lasto-Block Bearings*, 2013.
- [26] <https://structurae.net/structures/bridges-and-viaducts>. Acedido em 02/2016
- [27] <http://www.afaconsult.com/portfolio/91411/92/ponte-pedonal-pedro-e-ines>. Acedido em 03/2016
- [28] <http://www.fchampalimaud.org/pt/a-fundacao/centro-champalimaud/>. Acedido em 02/2016