

ESTUDO E CONTROLO DE VIBRAÇÕES EM LAJES DE EDIFÍCIOS

NELSON FERREIRA DOS SANTOS

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

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho

JULHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

AGRADECIMENTOS

Quero manifestar o meu mais profundo agradecimento a todas as pessoas que me apoiaram no desenvolvimento deste trabalho, prestando especial gratidão a um grupo particular de pessoas.

À minha família, não só pelo encorajamento e apoio manifestados no decorrer do trabalho realizado, mas também pelo apoio incondicional manifestado em todo o percurso académico que agora termino.

Ao Professor Carlos Moutinho da Faculdade de Engenharia do Porto, pelo trabalho de orientação desta tese, pela disponibilidade e meios colocados ao meu dispor, bem como pela correcção exímia dos textos que aqui se apresentam

Ao Engenheiro Miguel Paredes, pelo apoio prestado na utilização do software ANSYS, disponibilizando-se sempre que necessário para me ajudar, adiando em muito dos casos as suas próprias obrigações.

Gostaria igualmente de agradecer à Quinta de São Salvador pela disponibilidade em ceder o espaço para a realização de ensaios, sem os quais não seria possível a realização do presente trabalho.

Por fim gostaria de agradecer aos meus colegas e amigos que através de discussões construtivas, contribuíram para realização de um melhor trabalho.

RESUMO

O presente trabalho consiste no estudo e controlo de vibrações em lajes de edifícios, com origem na acção dinâmica de peões.

Na primeira parte do trabalho são apresentados três documentos que apresentam metodologias para a avaliação dos níveis de vibração. As normas apresentadas servem de suporte ao projectista, disponibilizando valores de referência para os quais pavimentos devem ser dimensionados.

Quando o nível de vibração é superior ao considerado nas normas, deve-se proceder à instalação de dispositivos de controlo para redução da resposta do sistema estrutural. Nesta fase do trabalho são expostos os métodos e fórmulas de dimensionamento de amortecedores de massas sintonizadas.

Por fim, é realizado um estudo sobre um caso real de uma laje com elevados níveis de vibração. Procedeu-se á avaliação do nível de vibração e posterior dimensionamento de um dispositivo de controlo. A avaliação do desempenho do TMD é realizada com recurso a uma simulação numérica.

PALAVRAS-CHAVE: lajes, vibração, conforto, controlo, TMD

ABSTRACT

This work consists in the study and control of floor vibrations, due to human activity. In this context, the first objective is to expose the contents of three international codes which define criteria to establish the maximum vibration levels in floors.

For the control of high levels of vibration above the establish criteria, methods and formulas of calculating tuned mass dampers are here outline.

The usefulness of the control system is demonstrated by the implantation of a TMD in a floor with excessive vibration. An experimental evaluation of the excessive floor vibration was determined at the site. The performance of the designed tuned mass dumper was assessed by a numerical model.

KEYWORDS: vibration control, TMD, slab, comfort

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO E INTERESSE DO TRABALHO	
1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	
2. VIBRAÇÕES EM LAJES DE EDIFÍCIOS	3
2.1 INTRODUÇÃO	3
2.2 DOCUMENTO DO SCI	4
2.2.1 DEFINIÇÃO DA FUNÇÃO DE CARGA	4
2.2.1.1 Andamento	4
2.2.1.2 Actividades rítmicas	5
2.2.2 NÍVEIS DE VIBRAÇÃO ADMISSÍVEIS	9
2.2.2.1 Curvas ponderação de frequência	9
2.2.2.2 Limites de incomodidade para vibrações contínuas	12
2.2.2.3 Limites de incomodidade para pavimentos sujeitos a actividades rítmicas	15
2.2.2.4 Limites de incomodidade para vibrações intermitentes (VDV)	17
2.3 DOCUMENTO DO AISC/CISC	20
2.3.1 - DEFINIÇÃO DA FUNÇÃO DE CARGA	20
2.3.2 NÍVEIS DE VIBRAÇÃO ADMISSÍVEIS	21
2.3.2.1 Limites de incomodidade para o andar	21
2.3.2.2 Limites de incomodidade para actividade rítmica	25
2.4 DOCUMENTO DO HIVOSS	27
2.4.1 DEFINIÇÃO DA FUNÇÃO DE CARGA	27
2.4.2 NÍVEIS DE VIBRAÇÃO ADMISSÍVEIS	29
3 CONTROLO DE VIBRAÇÕES AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS	45
3.1 ESTADO DA ARTE	45
3.2 DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE CONTROLO COMPOSTOS POR TMDs	46

3.2.1 ABSORSOR DE VIBRAÇÕES	46
3.2.2 APLICAÇÃO DE UM TMD A UMA ESTRUTURA SEM AMORTECIMENTO	50
3.2.3 APLICAÇÃO DE UM TMD A UMA ESTRUTURA COM AMORTECIMENTO.....	54
3.2.3 PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO	59
3.2.3.1 Sistema equivalente a um grau de liberdade.....	59
3.2.3.2 Utilização dos ábacos no dimensionamento de TMDs.....	59
3.2.3.3- Controlo de diferentes contribuições modais.....	60
3.2.3.4- Utilização de TMDs equivalentes	60

4 APLICAÇÃO DE UM SISTEMA DE CONTROLO PASSAIVO A UMA LAJE REAL.....

63

4.1 INTRODUÇÃO	63
4.2 LOCALIZAÇÃO DA LAJE.....	63
4.3 ENSAIOS “IN SIT”U.....	63
4.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA LAJE E RESPECTIVAS CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS.....	69
4.5 CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES	74
4.6 AVALIAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA ÀS ACÇÕES CONSIDERADAS	76
4.7 DIMENSIONAMENTO DE UM DISPOSITIVO DE CONTROLO	81

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

89

5.1 CONCLUSÕES	89
5.2 -PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO FUTURO	91

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

93

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Relação do tempo de contacto pé-pavimento t_c , com o facto de amplificação dinâmica F_a e com a frequência da passada F_p	6
Fig. 2.2 – Regressão á curva do tempo de contacto pé-pavimento	6
Fig. 2.3 – Função de carga do tipo triangular para o movimento de salto rítmico	7
Fig. 2.4 – Função de carga para o salto rítmico para $q = 746\text{N}$, $f_p=3.475\text{Hz}$, $t_c=0.144\text{ s}$	8
Fig. 2.5 - Variação dos três primeiros coeficientes de Fourier em função do número de pessoas	9
Fig.2.6 - Sistema de eixos utilizado na avaliação dos níveis de vibração	9
Fig. 2.7 – Curvas de ponderação de frequência W_g e W_d e W_b	10
Fig. 2.8 – Demonstração da aplicação das curvas de ponderação	11
Fig. 2.9 – Curvas de isoperceptibilidade	13
Fig. 2.10 – Aceleração máxima recomendada para o conforto humano devido à actividade de pessoas.....	23
Fig. 2.11 – Coeficiente dinâmico em função da frequência natural do pavimento	24
Fig. 2.12 – Função de carga para um passo com $f_p = 1.5\text{ Hz}$ e $t_p = 0.89\text{ s}$	28
Fig. 2.13 - Somatório das funções de carga para cada passo.....	28
Fig. 2.14 Função de carga para um peão em andamento	28
Fig. 2.15 – Intervalo para o qual deve ser avaliado o valor OS-RMS	29
Fig. 2.16 – Exemplo da determinação do valor OS-RMS90 e determinação da classificação do pavimento	32
Fig. 2.17 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 1%.....	33
Fig. 2.18 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 2%.....	34
Fig. 2.19 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 3%.....	35
Fig. 2.20 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 4%.....	36
Fig. 2.21 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 5%.....	37
Fig. 2.22 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 6%.....	38
Fig. 2.23 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 7%.....	39
Fig. 2.24 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 8%.....	40
Fig. 2.25 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 9%.....	41
Fig 3.1 – Modelo de funcionamento teórico de um TMD	45
Fig 3.2 - MODELO de funcionamento teórico de um absorvor de vibrações	46
Fig 3.3 - Amplitude do movimento da massa principal com e sem absorvor de vibrações	47

Fig 3.4- Amplitude movimento da massa principal m_1 para $q=1$ e $\mu=0.15$ ou $\mu=0.30$	48
Fig 3.5 - Amplitude de movimento para $\mu=0.02$ e $q=0.70$ ou $q=1.20$	49
Fig. 3.6 - Frequências naturais do sistema em função de μ e q	50
Fig 3.7 - Modelo de funcionamento teórico de um TMD aplicado a uma estrutura sem amortecimento	50
Fig 3.8 – Amplitude do movimento da massa principal sem e com aplicação de um TMD	51
Fig 3.9 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $q=0.9$ e $\mu=0.2$	52
3.10 - Amplitude do movimento da massa principal tomando $q=0.8$ e $\mu=0.2$	52
Fig 3.12 - Amplitude do movimento da massa m_1 variando q para $\mu=0.15$	53
Fig 3.13 - Modelo de funcionamento teórico de um TMD aplicado a uma estrutura com amortecimento	54
Fig 3.14 – Amplitude do movimento da massa m_1 , tomando $\xi_1=1\%$, $\mu=0.3$, $q=0.9$ e adoptando diferentes coeficientes de amortecimento do TMD	55
Fig 3.15 – Amplitude do movimento da massa m_1 , tomando $\xi_1=10\%$, $\mu=0.3$, $q=0.9$ e adoptando diferentes coeficientes de amortecimento do TMD	55
Fig 3.16 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal	56
Fig 3.17 – Curvas para determinação do valor óptimo de q	57
Fig 3.18 – Curvas para a determinação do valor óptimo de ξ_2	58
Fig 3.19 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e massa adicional	58
Fig. 3.20 – Importância da rigidez e amortecimento na sintonização de um TMD, numa estrutura com $\xi_1=2\%$, para um intervalo do factor de amplificação dinâmica compreendido entre 8 e 10	58
Fig 4.1 - Espectro de resposta a um terço de vão.....	64
Fig 4.2 - Espectro de resposta a meio vão	64
Fig 4.3 – Média dos espectros de resposta	65
Fig 4.4 - Respostas a meio vão para uma frequência de salto de 3Hz.....	66
Fig 4.5 - Resposta a terço de vão para uma frequência de salto de 3Hz	66
Fig 4.6 – Resposta a meio vão para uma frequência de salto de 3.25Hz.....	66
Fig 4.7 Resposta a terço do vão para uma frequência de salto de 3.25Hz	67
Fig 4.8 Resposta a meio vão para uma frequência de salto de 3Hz- 3 pessoas	67
4.9 – Resposta a meio vão para uma frequência de salto de 3.25Hz- 3 pessoas	67
Fig. 4.10 – Dimensões do modelo utilizado; caracterização do pavimento em elementos finitos	69
Fig. 4.11- Pontos escolhidos para cálculo do amortecimento modal do 1º modo.....	69
Fig. 4.12 – Pontos escolhidos para o cálculo do amortecimento modal do 2º modo	70
Fig 4.13 – Configuração dos dois primeiros modos de deformação	72

Fig 4.14 – Função de carga para o 2º e 3º harmónico em ressonância com a frequência de 6,930 Hz	71
Fig 4.15 – Função de carga para o 2º e 3º harmónico em ressonância com a frequência de 7.721 Hz	74
Fig 4.16 Posicionamentos dos grupos de carregamento	74
Fig. 4.17 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 3.465$ Hz	76
Fig. 4.18 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 3.861$ Hz	76
Fig. 4.19 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 2.310$ Hz	76
Fig. 4.20 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 2.574$ Hz	77
Fig. 4.21 - Contribuição do 1º modo de vibração na resposta do sistema, para uma carga em ressonância coma a primeira frequência natural.....	77
Fig. 4.22 - Contribuição do 2º modo de vibração na resposta do sistema, para uma carga em ressonância coma a primeira frequência natural.....	77
Fig . 4.23 – Comparação da sobreposição modal dos 10 primeiros modos, com a resposta obtida pelo método de Newmark.....	78
Fig. 4.24 – Coeficiente de redução ψ	79
Fig 4.25 Curva FRF para o TMD sintonizado para o primeiro modo de vibração.....	79
Fig 4.26 Resposta do primeiro e segundo modos para a frequência de 6.766 Hz.....	81
Fig 4.27 Resposta total para a frequência de 6.766 Hz	82
Fig 4.28 Resposta do primeiro e segundo modos para a frequência de 7.075 Hz.....	82
Fig 4.29 Resposta total para a frequência de 7.075Hz	83
Fig 4.30 Curva FRF para o TMD sintonizado para o primeiro modo de vibração.....	83
Fig 4.31 Resposta do primeiro e segundo modos para a frequência de 7.115 Hz.....	84
Fig 4.32 Resposta total para a frequência de 7.115Hz.....	84
Fig 4.33 Curva FRF para inclusão na estrutura do TMD sintonizado para o 1º modo de vibração.....	85
Fig. 4.34 - Curva FRF para inclusão na estrutura do TMD sintonizado para o 1º modo de vibração ..	85
Fig 4.35- Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 6.728 Hz, com o TMD sintonizado para o primeiro modo	86
Fig 4.36- Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 7.039 Hz, com o TMD sintonizado para o primeiro modo	86
Fig 4.37 Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 6.666 Hz, com o TMD sintonizado para o primeiro modo.....	86
Fig 4.38- Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 7.776 Hz, com o TMD sintonizado para o segundo modo	87
Fig. 4.39 - Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 7.252 Hz, com o TMD sintonizado para o segundo modo	87

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficientes de Fourier para o andamento	5
Tabela 2.2 - Coeficientes de Fourier para actividades rítmicas	8
Tabela 2.3- Curvas de ponderação a utilizar em projecto.....	12
Tabela 2.4 – Factores multiplicativos para uma perceptibilidade reduzida.....	13
Tabela 2.5 – Factores multiplicativos baseados na excitação de uma única pessoa.....	13
Tabela 2.6 – Factores multiplicativos a utilizar em hospitais	14
Tabela 2.7 – reacção de um grupo de indivíduos sujeito em função da aceleração.....	14
Tabela 2.8 – Limites para valores dose de vibração segundo a direcção z	18
Tabela 2.9 - Valores de VDV limites para pavimentos em hospitais.....	19
Tabela 2.10 – Coeficientes dinâmicos e frequência de passada para as diferentes actividades.....	21
Tabela 11 – Factores multiplicativos	22
Tabela 2.12 – Limites de aceleração em %g para diferentes tipos de exercícios	26
Tabela 2.13 – Coeficientes K_1 a K_8 , em função da frequência de passada f_p	27
Tabela 2.14 – Função distribuição de probabilidade para a frequência de passada e massa dos peões	30
Tabela 2.15 – Determinação do amortecimento em função do material, revestimento e mobiliário	31
Tabela 2.16 - Classificação da resposta de pavimentos e recomendações em função da utilização .	42
Tabela 4.1 – Amortecimento modal obtido para o 1º Modo com base em 16 pontos	70
Tabela 4.2 – Amortecimento modal obtido para o 2º Modo com base em 14 ponto	71
Tabela 4.3 Características dinâmicas referentes aos primeiros 10 modos de vibração.....	71
Tabela 4.4 – Parâmetros da função de carga para o 2º e 3º harmónico, referentes à frequência de 6.93 Hz.....	73
Tabela 4.5– Parâmetros da função de carga para o 2º e 3º harmónico, referentes à frequência de 7.721 Hz.....	73
Tabela 4.6 – Valores de aceleração máximo para um peão em salto rítmico para diferentes frequências de salto.....	75
Tabela 4.7 – Acelerações máximas para os diferentes casos de carga.....	78
Tabela 4.8 – Força modal para os diferentes casos de carga	78
Tabela 4.10 - Parâmetros óptimos do TMD sintonizado pra o 1º Modo	80
Tabela 4.11 - Parâmetros óptimos do TMD sintonizado pra o 2º Modo	80

INTRODUÇÃO

1.1 – MOTIVAÇÃO E INTERESSE DO TRABALHO

A acção dinâmica decorrente da excitação induzida por pessoas sobre certos tipos de estruturas, ainda que possa provocar níveis de vibração pouco significativos do ponto de vista da segurança estrutural, poderá, ao nível do conforto humano, gerar alguma incomodidade ou até medo, caso se verifiquem níveis de vibração elevados.

Em geral, pode afirmar-se que estruturas mais flexíveis e menos amortecidas são susceptíveis de apresentar níveis de vibração mais elevados. Tal acontece, devido à possibilidade de ocorrência de fenómenos de ressonância associados à proximidade da frequência de excitação dinâmica e das frequências naturais da estrutura. Tal como foi dito, este fenómeno será particularmente gravoso se, associado a uma baixa flexibilidade, o nível de amortecimento estrutural for reduzido. Desta forma, pequenas cargas dinâmicas podem induzir nas estruturas níveis de vibração apreciáveis, podendo gerar problemas de fadiga estrutural e por vezes fendilhação dos revestimentos.

No decorrer dos últimos anos, esta temática tem despertado cada vez mais interesse no seio da comunidade da Engenharia Estrutural. Tal facto deve-se não só à construção e desenvolvimento de estruturas cada vez mais flexíveis, de forma a satisfazer os parâmetros arquitectónicos actuais, mas também é consequência da evolução dos próprios conhecimentos e métodos construtivos. Como necessidade de resposta a estes desafios, têm-se procurado estabelecer normas que permitam fixar os níveis máximos de vibração de estruturas. Um bom exemplo disso, é um documento de carácter normativo desenvolvido por uma serie de entidades europeias, de entre as quais figura a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, representada pelo Professor Álvaro Cunha e pela Professora Elsa Caetano, designado por HIVOSS – “Human induced Vibrations of Steel Structures. Tal documento irá ser objecto de estudo no presente trabalho, assim como irá ser dado relevo a outras normas existentes na literatura.

Estas normas procuram definir valores de referência quer para o limite máximo das vibrações, com o intuito de garantir a segurança a determinados estados de serviço, quer para valores mínimos de frequência natural, tendo em vista a minimização da probabilidade de ocorrência de fenómenos de ressonância.

Apesar da existência destas normas, é natural que grande parte da edificação existente seja anterior à entrada em vigor destas directrizes e, como tal, manifeste patologias nesta área. É vulgar a ocorrência de níveis de vibração elevados em edifícios antigos ou em edifícios que são remodelados e passam a desempenhar uma nova função. Como exemplo, refira-se o caso da remodelação de um edifício residencial para um edifício de escritórios, onde a função e o tipo de ocupação passam a ser completamente diferentes. A necessidade de resolver problemas deste género, levou à necessidade de procura de soluções que permitissem reduzir os níveis de vibração para valores aceitáveis.

Uma forma clássica que pode ser utilizada para resolver este problema consiste no aumento da rigidez da estrutura. Neste caso, promove-se um afastamento da frequência fundamental para além da banda de frequências crítica, reduzindo-se os fenómenos de ressonância. Contudo, esta solução nem sempre é fácil de materializar, quer por entraves de carácter arquitectónico como de carácter económico.

Para reduzir os níveis de vibração em lajes de edifícios têm sido utilizadas técnicas de controlo passivo, nomeadamente com recurso a TMDs “*Tuned Mass Dampers*”- Sintonizadores Passivos de Massa - sendo os resultados obtidos por este tipo de dispositivo bastante positivos. Estes sistemas são constituídos por uma massa ligada à estrutura por intermédio de uma mola e um amortecedor dispostos em paralelo. A respectiva frequência pode ser sintonizada da forma que se achar mais conveniente, sendo normal adoptar valores da frequência de oscilação do aparelho ligeiramente inferior à frequência natural da estrutura. O interesse prático desta sintonização, resulta da necessidade da mola e do amortecedor aplicarem forças atenuadoras do movimento, exercendo uma acção de controlo das vibrações.

Uma outra estratégia de controlo que pode ser utilizada, é o controlo activo. Este tipo de solução não vai ser alvo de estudo no trabalho que aqui se apresenta, referindo-se apenas que, ao contrário do controlo passivo, é necessária uma fonte de energia externa para que se exerça a acção de controlo.

1.2 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho que aqui se apresenta pretende numa primeira fase, reunir e sistematizar a informação referente à avaliação dos níveis de vibração em lajes de edifícios. Terá como principal alvo de estudo as acções decorrentes da movimentação de peões nas estruturas, procurando-se averiguar perante algumas normas os valores máximos a adoptar para que os níveis de vibração não sejam superiores aos limiares de incomodidade.

De forma idêntica, será abordada a temática de controlo de vibrações em estruturas. Irá ser estudado o funcionamento dos Amortecedores de Massas Sintonizadas (TMDs) no controlo de vibração em lajes de edifícios, bem como os processos que levam ao seu dimensionamento.

Para finalizar, irá ser estudado um exemplo real de uma laje de um edifício, onde existe conhecimento de elevados níveis de vibração. Vai-se proceder ao estudo do nível de vibração da laje, com ensaios “in situ” tendo como objectivo final o dimensionamento de dispositivos de controlo, reduzindo os níveis de vibração.

2

VIBRAÇÕES EM LAJES DE EDIFÍCIOS

2.1 INTRODUÇÃO

As vibrações em lajes de edificios podem advir de fontes externas, como é o caso do tráfego ferroviário e rodoviário, ou podem ter como fonte de excitação o movimento de peões. A interacção entre o peão e a estrutura pode ser caracterizada pela aplicação de uma acção periódica na laje. Tal facto condiz a uma resposta dinâmica do sistema que não deverá apenas cumprir critérios de segurança estrutural, mas também, responder a critérios de serviço e de conforto humano.

Nos últimos anos, ocorreu uma maior sensibilização para o desempenho dinâmico de lajes. A utilização de sistemas estruturais que privilegiam o aligeiramento da estrutura é cada vez mais usual, assim como a tendência para a construção de lajes com maiores vãos. A conjugação destes dois factores, tem como consequência a diminuição tanto das frequências naturais como a do amortecimento estrutural, tornando os sistemas mais vulneráveis à acção dinâmica de peões.

Deste modo, o presente capítulo procura descrever ferramentas que permitam o dimensionamento de pavimentos, tendo em conta os níveis de vibração admissíveis do ponto de vista do conforto humano. Para tal, recorre-se a várias normas existentes na literatura, expondo quer as normas clássicas, quer as actuais, como é o caso do documento do HIVOSS.

A análise clássica de um problema de vibrações, consiste em colocar o peão em ressonância com a estrutura e verificar se a resposta cumpre os limites desejados. Grande parte da literatura existente tem como base este tipo de análise, sendo alvo de estudo no presente trabalho dois desses documentos. Em primeiro lugar é analisado um documento publicado pelo “Steel Construction Institute” (SCI), denominado “Design of floors for vibration: a new approach”, tratando-se da evolução mais recente de um trabalho publicado em 1989 também pelo mesmo instituto. Numa segunda fase, o estudo debruçar-se-á sobre um documento Americano publicado pelo “American Institute of Steel Construction” (AISC), intitulado “Floor Vibrations due to Human Activity”.

É importante referir, que ambos os documentos referenciados tem carácter puramente orientativo e não regulamentar, servindo de suporte ao projectista no momento de eleger a solução que se revele ser melhor.

2.2 DOCUMENTO DO SCI [1]

2.2.1 DEFINIÇÃO DA FUNÇÃO DE CARGA

2.2.1.1 Andamento

O processo de análise do comportamento dinâmico de uma qualquer estrutura, pressupõe num primeiro momento, uma correcta sistematização e avaliação das cargas que contribuem para a excitação do sistema. É imperativo existir uma modelação que traduza de uma forma precisa a interacção peão-estrutura, sendo necessário conhecer os parâmetros intervenientes neste processo. Diferentes harmónicos da função de carga podem provocar ressonância com uma das frequências naturais do pavimento, sendo assim necessário realizar uma avaliação do nível de vibração para diferentes frequências de passada.

O documento menciona que, para um peão em andamento, as frequências de passada podem ocorrer para um intervalo de 1.5 Hz a 2.5 Hz, onde o limite inferior corresponderá a um andamento lento e o limite superior a um tipo de andamento rápido, já no limiar do que poderá ser considerado como corrida. Todavia, o intervalo de $1.8 \text{ Hz} \leq f_p \leq 2.2 \text{ Hz}$ [2] é adoptado geralmente em projecto, o que é coerente, uma vez que para edifícios de utilização corrente, não será expectável a probabilidade de um elevado numero de pessoas fora desse intervalo.

Verifica-se no entanto que, á medida que encurta a distância que o peão tem a percorrer, a frequência de passada tende a diminuir. Como tal, para espaços pequenos, tais como pequenas habitações a frequência de 1.8 Hz é o valor a ter como referência.

Para áreas de circulação e corredores em hospitais, o intervalo de 1.8Hz a 2.2 Hz deve ser utilizado mas não estendido a outras áreas do edificio, como os quartos com pacientes e salas de operação. Nestas áreas, devido a proximidade com pacientes, as pessoas têm tendência a andar mais devagar de forma a respeitar a sensibilidade do doente. Perante o cenário apresentado, devem ser considerados os seguintes valores:

Actividades próximas de pacientes:	1.5 Hz – 1.8 Hz
Salas de operações	1.8 Hz

Em qualquer caso, o projectista deve avaliar a velocidade do peão em função da frequência passada (ver secção 2.2.2.3 do presente trabalho). O Steel Construction Institute, apresenta uma relação da frequência com a velocidade, sugerida por Bachmann e Ammann [3], sendo a velocidade expressa em m/s.

$$v = 1.67f_p^2 - 4.83f_p + 4.5 \quad 1.7 \text{ Hz} \leq f_p \leq 2.4 \text{ Hz} \quad (2.1)$$

A função de carga para peões em andamento é encarada como sendo perfeitamente periódica, podendo ser desenvolvida em série de Fourier, representada simplificada pelos primeiros quatro harmónicos. A amplitude de cada harmónico F_h poderá ser calculado por:

$$F_h = \alpha_h Q \quad (2.2)$$

Onde:

- α_h coeficiente de Fourier da harmónica correspondente (ver Tabela 2.1)
- Q é a força estática exercida pela pessoa média (normalmente tido como $76 \text{ kg} \times 9.81 \text{ m/s}^2 = 746 \text{ N}$)

Os coeficientes de Fourier sugeridos pelo documento podem ser utilizados para resposta em regime estacionário, sendo eles os seguintes:

Tabela 2.1 – Coeficientes de Fourier para o andamento

Harmónica	Frequência de excitação	Coeficiente de Fourier	Ângulo de fase
H	hf_p (Hz)	α_h	Φ_h
1	1.8 a 2.2	$0.436(f_p - 0.95)$	0
2	3.6 a 4.4	$0.006(f_p + 12.3)$	$-\pi/2$
3	5.4 a 6.6	$0.007(f_p + 5.2)$	0
4	7.2 a 8.8	$0.007(f_p + 2.0)$	$\pi/2$

2.2.1.2 Actividades rítmicas

Para pavimentos que vão ser alvo de actividades rítmicas, como por exemplo a dança, a frequência de passada é mais elevada. Nestes casos, deverá ter-se como referência uma frequência de passada compreendida entre os valores de 1.5 Hz e 3.5 Hz. É vulgar no entanto que, associados a este tipo de actividade, se encontre um número elevado de pessoas. Perante este cenário, o limite superior do intervalo deverá ser corrigido para 2.8 Hz, uma vez que, para um grupo, é mais difícil manter a frequência de passada estável nas frequências mais elevadas do que para um único indivíduo. O documento refere também que devem ser adoptadas diferentes densidades de pessoas a dispor no pavimento em função da actividade que está a ser desempenhada. Assim, as densidades que devem ser tomadas como referência para um grupo de pessoas são as seguintes:

Actividades aeróbias ou de ginásio = 0.25 pessoas/m²

Actividades sociais (dança) = 2.00 pessoas/m²

Para as actividades rítmicas, a função de carga poderá ser descrita com uma sequência de impulsos semi-sinusoidais. Imaginado um peão a saltar numa determinada frequência, o pico da função será atingindo quando se verifica o contacto com o pavimento, decrescendo posteriormente a função até zero, momento em que deixa de existir contacto. A função é caracterizada pelo quociente do tempo de contacto pelo período da actividade, designado por α_c . Tempos de contacto diferentes definem actividades distintas. Por outras palavras, quanto menor for o tempo de contacto com o pavimento, mais vigorosa será a actividade que esta a ser executada, sendo atingidas amplitudes várias vezes superiores à da carga estática (ver Figura 2.1).

O documento do SCI não fornece informação quanto à forma de estimar o tempo de contacto com o pavimento. Para tal, é sugerido a utilização do ábaco proposto por Wheeler (Figura 2.1). No mesmo ábaco encontra-se também representado a relação entre a frequência de passada e o factor de amplificação dinâmica da carga F_a , factor que traduz o quociente do pico da carga dinâmica e a força estática [4].

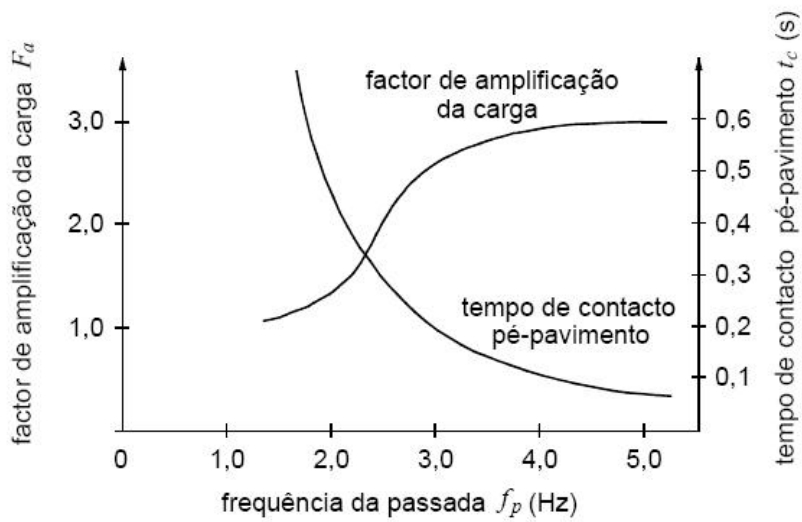


Fig. 2.1 – Relação do tempo de contacto pé-pavimento t_c , com o facto de amplificação dinâmica F_a e com a frequência da passada F_p

A leitura do ábaco poderá suscitar no utilizador alguma reserva, já que a avaliação poderá vir afectada por erros de medição. Apresenta-se, no entanto, no presente trabalho uma regressão à curva que permite o cálculo do tempo de contacto através de uma expressão matemática, tornando o processo simultaneamente mais rápido e rigoroso.

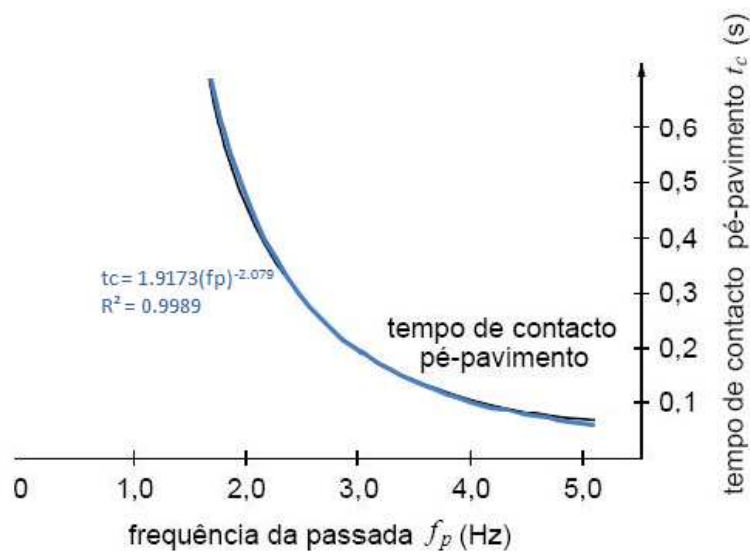


Fig. 2.2 – Regressão á curva do tempo de contacto pé-pavimento

A função de carga relativa ao salto rítmico pode ser traduzida por uma sequência de impulsos triangulares, definida com base no tempo de contacto, no factor dinâmico $K_p = 2 / (f_p \cdot t_c)$ e no período da passada T_p [5].

$$F_p(t) = \begin{cases} K_p q \left(\frac{2t}{t_c} \right) & , t \leq \frac{t_c}{2} \\ K_p q \left[1 - \frac{(t - t_c/2)}{t_c} \right] & , \frac{t_c}{2} < t \leq t_c \\ 0 & , t_c < t \leq T_p \end{cases} \quad (2.3)$$

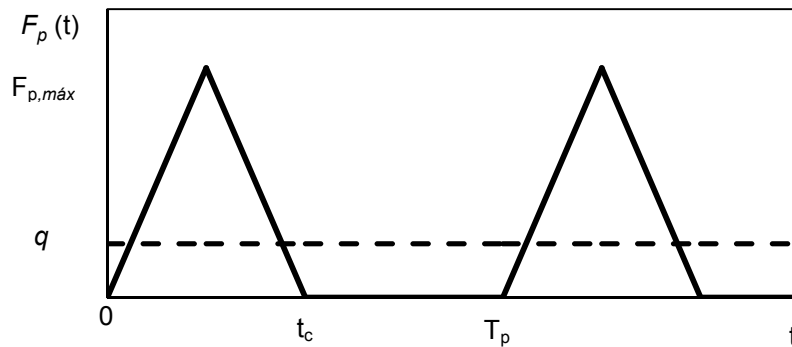


Fig. 2.3 – Função de carga do tipo triangular para o movimento de salto rítmico

A função poderá ser desenvolvida em série de Fourier, sendo apresentado no documento o seguinte desenvolvimento:

$$F(t) = q \left\{ 1.0 + \sum_{h=1}^H \alpha_h \sin[2h \times \pi \times f_p \times t + \phi_h] \right\} \quad (2.4)$$

Onde:

- Q peso tido como referência para um indivíduo -746 N
- H número de termos de Fourier
- α_h coeficiente de Fourier para o harmónico correspondente
- f_p frequência de passada
- ϕ_h ângulo de fase do harmónico correspondente

Os coeficientes de Fourier e ângulos de fase a utilizar, devem ser lidos a partir da Tabela 2.2 [6]

Tabela 2.2 - Coeficientes de Fourier para actividades rítmicas

			$h = 1$	$h = 2$	$h = 3$	$h = 4$	$h = 5$	$h = 6$
$\alpha_c = 2/3$	Exercício leve	α_h	9/7	9/55	2/15	9/247	9/391	2/26
		φ_h	$-\pi/6$	$-5\pi/6$	$-\pi/2$	$-\pi/6$	$-5\pi/6$	$-\pi/2$
$\alpha_c = 1/2$	Exercício intenso	α_h	$\pi/2$	2/3	0	2/15	0	2/35
		φ_h	0	$-\pi/2$	0	$-\pi/2$	0	$-\pi/2$
$\alpha_c = 1/3$	Salto	α_h	9/5	9/7	2/3	9/55	9/91	2/15
		φ_h	$\pi/6$	$-\pi/6$	$-\pi/2$	$-5\pi/6$	$-\pi/6$	$-\pi/2$

A Figura 5 apresenta um exemplo da função de carga para o salto rítmico, correspondente à utilização da função tipo triangular em vez do desenvolvimento de Fourier proposto pelo SCI. A frequência de passada é de 3.475 Hz e o tempo de contacto de 0.144s.

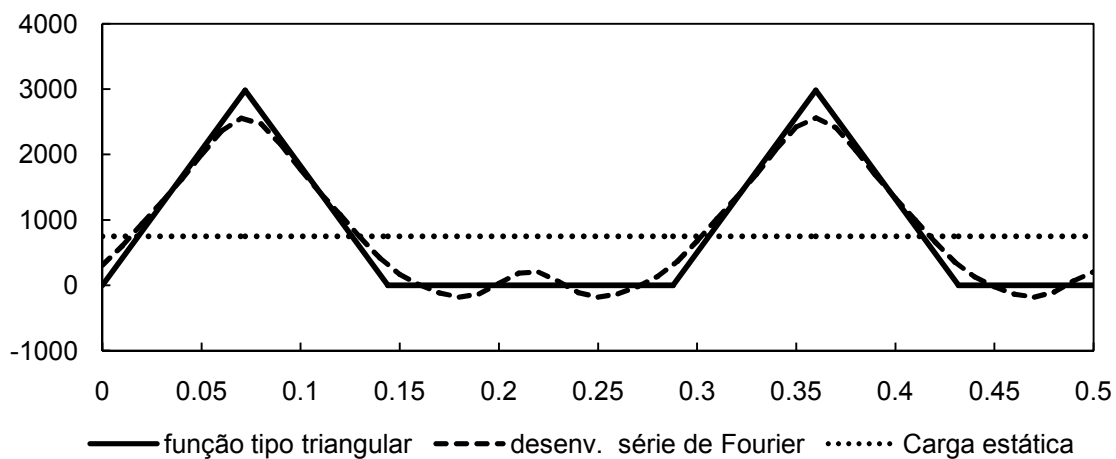


Fig. 2.4 – Função de carga para o salto rítmico para $q = 746\text{N}$, $f_p = 3.475\text{Hz}$, $t_c = 0.144\text{ s}$

Os coeficientes de Fourier apresentados na tabela 2 são considerados válidos para um pequeno grupo de pessoas. Contudo, para grandes grupos, a falta de coordenação entre indivíduos pode levar a coeficientes de Fourier mais baixos. O documento do SCI aborda esta situação, apresentando factores correctivos [6] para os primeiros 3 harmónicos em função do número de participantes p envolvidos na actividade rítmica. Os novos coeficientes devem ser associados com os ângulos de fase do movimento de “Salto”:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 &= 1.61p^{-0.082} \\ \alpha_2 &= 0.94p^{-0.240} \\ \alpha_3 &= 0.44p^{-0.310} \end{aligned} \right\} \text{ para } 2 \leq p \leq 64 \quad (2.5)$$

As expressões que permitem a correcção dos coeficientes de Fourier encontram-se limitadas a um número de participantes máximo de 64 pessoas. Porém, haverá casos em que o grupo de participantes

é superior a este limite, quando tal acontece, a escolha de um factor correctivo deve ser feita de forma ponderada utilizando algum bom senso.

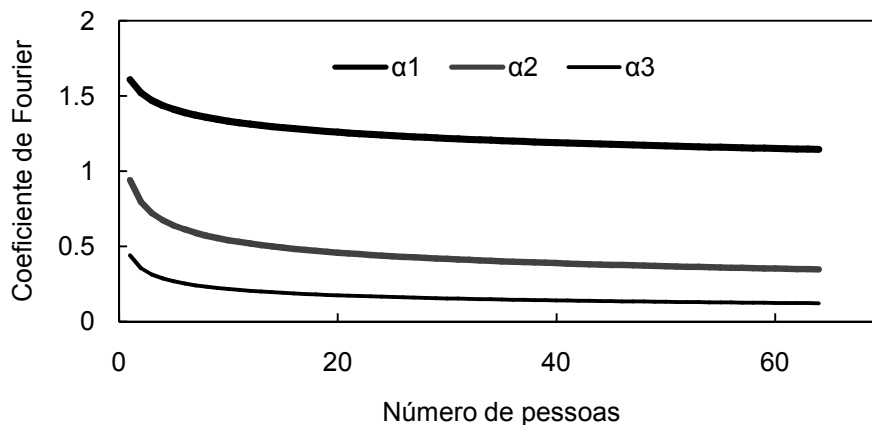


Fig. 2.5 - Variação dos três primeiros coeficientes de Fourier em função do número de pessoas

2.2.2 NÍVEIS DE VIBRAÇÃO ADMISSÍVEIS

2.2.2.1 Curvas ponderação de frequência

A sensação de desconforto resultante da exposição a níveis de vibração elevados não é algo que possa ser mensurável ou facilmente quantificado. É intrínseco a cada pessoa, sendo a percepção das vibrações diferentes de indivíduo para indivíduo, variando com a idade, sexo, actividade que desempenha, função do edifício, assim como a direcção de incidência em relação ao corpo humano, utilizando-se por essa razão o sistema de coordenadas ilustrado na Figura 2.6.

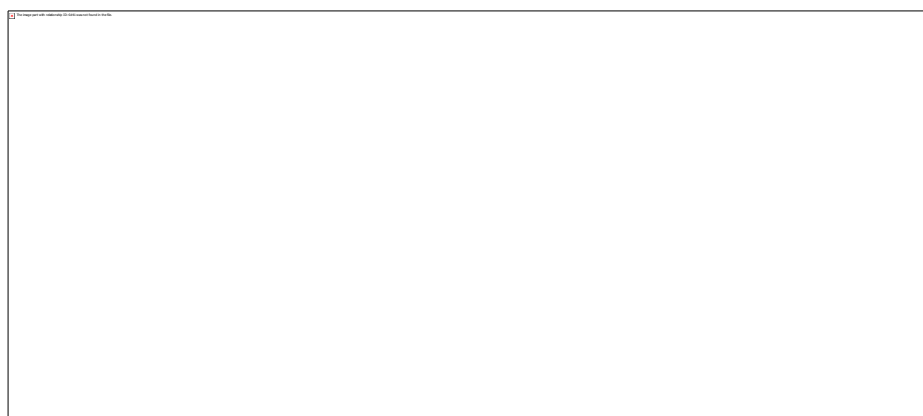


Fig.2.6 - Sistema de eixos utilizado na avaliação dos níveis de vibração [7] e [8]

Outro factor que influencia a percepção dos níveis de vibração é a frequência da vibração. Para uma mesma amplitude de vibração a percepção poderá ser maior ou menor consoante a frequência da vibração. O documento publicado pelo SCI dá um excelente exemplo para explicar este fenómeno, fazendo uma analogia com os assobios caninos. O exemplo escreve, citando “ embora o volume (amplitude) de um assobio normal e de um assobio canino sejam os mesmos, o ser humano não vai ter

percepção (neste caso ouvir) sobre o assobio canino, uma vez que a frequência é excessivamente elevada para a sensibilidade do ouvido humano”. Desta forma, o documento remete a determinação da sensibilidade às vibrações para as curvas ponderação de frequência (Fig. 2.7) existentes nas normas ISO 2631[7] e BS 6841[8], as quais, ponderam a resposta com recurso a factores multiplicativos

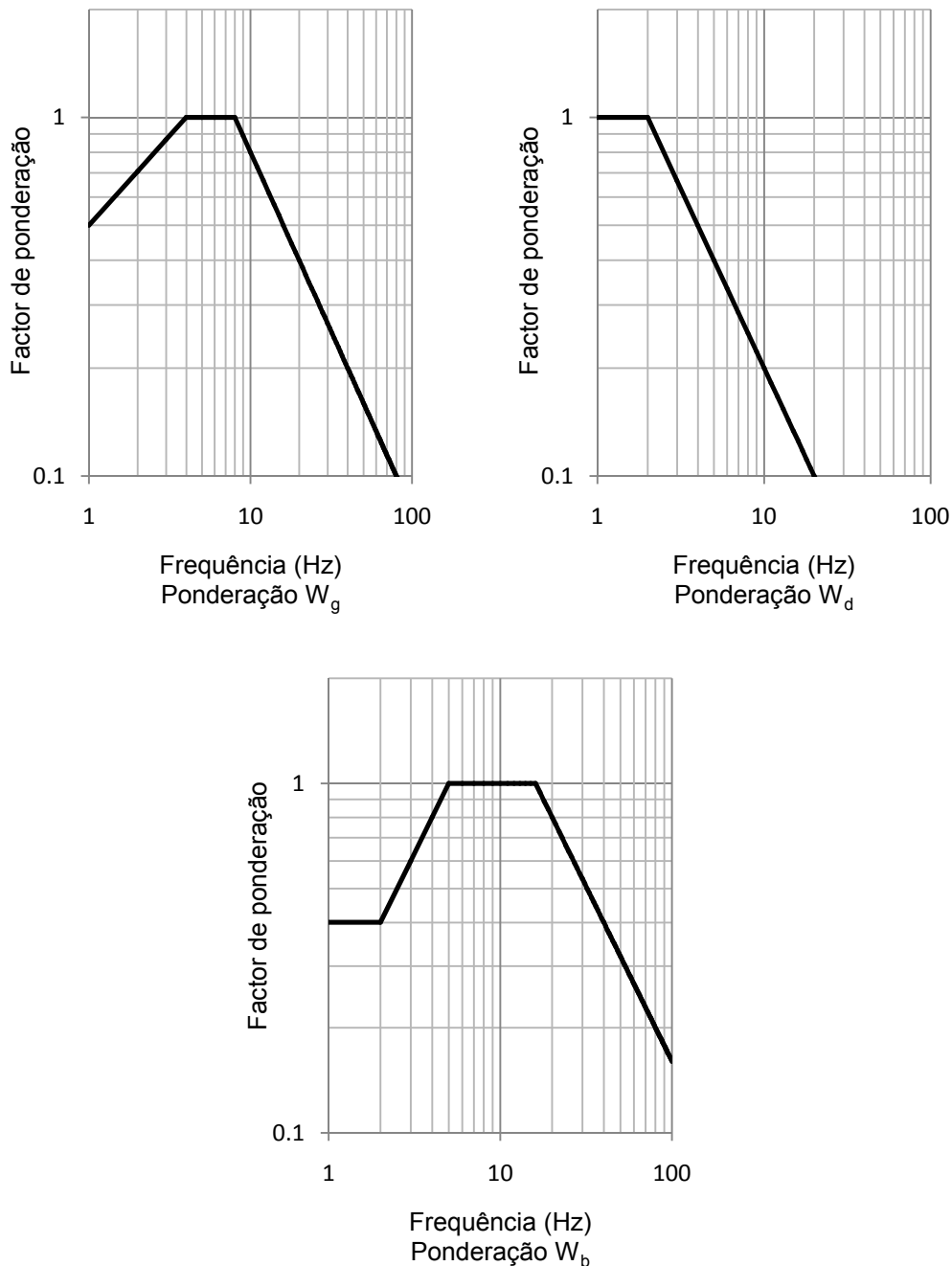


Fig. 2.7 – Curvas de ponderação de frequência W_g e W_d e W_b [7] e [8]

Tendo como referência a Figura 2.7, pode-se observar que os factores de ponderação são todos ≤ 1.0 . Como tal, para um fase preliminar da avaliação, poderá ser utilizado o factor unitário tratando-se de uma abordagem conservativa ao processo de dimensionamento.

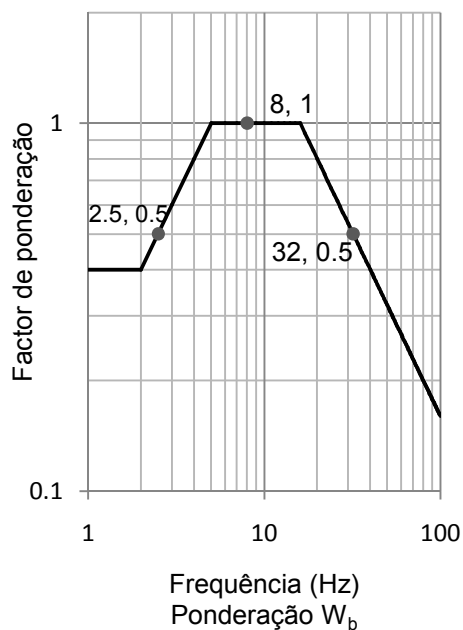


Fig. 2.8 – Demonstração da aplicação das curvas de ponderação

De forma a exemplificar o emprego destas curvas, recorre-se à visualização da Figura 2.8. Como se pode ver, para a curva de ponderação W_b , a percepção do sinal de 8 Hz é igual a um sinal de 2.5 Hz ou 32 Hz com o dobro da amplitude.

As curvas de ponderação referidas podem ser expressas pelas seguintes equações:

Curva W_g

$$\begin{aligned}
 W &= 0.5\sqrt{f} && \text{para } 1\text{Hz} < f < 4\text{ Hz} \\
 W &= 1.0 && \text{para } 4\text{Hz} \leq f \leq 8\text{ Hz} \\
 W &= \frac{8}{f} && \text{para } f > 4\text{ Hz}
 \end{aligned}
 \tag{2.6}$$

Curva W_b

$$\begin{aligned}
 W &= 0.4 && \text{para } 1\text{Hz} < f < 2\text{ Hz} \\
 W &= \frac{f}{5} && \text{para } 2\text{ Hz} \leq f \leq 5\text{ Hz} \\
 W &= 1.0 && \text{para } 5\text{ Hz} \leq f \leq 16\text{ Hz} \\
 W &= \frac{16}{f} && \text{para } f > 16\text{ Hz}
 \end{aligned}
 \tag{2.7}$$

Curva W_d

$$W = 0.5\sqrt{f} \quad \text{para } 1\text{Hz} < f < 2\text{ Hz}
 \tag{2.8}$$

$$W = \frac{2}{f} \quad \text{para } f \geq 2 \text{ Hz}$$

A escolha da curva que vai de servir de ponderação aos níveis de vibração depende da tipologia do edifício e do objectivo da limitação a efectuar (ver Tabela 2.3). O limite menos severo será o associado ao desconforto, sucedendo-se a percepção, e, por último, o caso de zonas sensíveis, no qual, segundo a direcção vertical é pretendido controlar o nível de vibração para que a coordenação olho/mão não seja afectada.

Tabela 2.3- Curvas de ponderação a utilizar em projecto

Localização	Direcção da vibração	Limite a impor	Curva de Ponderação
Zonas sensíveis (salas de operação em hospitais, laboratórios de precisão)	z	Coordenação olho/mão	W_g
	x;y	Percepção	W_d
Zonas Residenciais, Escritórios, laboratórios comuns	z	Desconforto	W_b
	x;y	Desconforto	W_d
Zonas comerciais	x	Desconforto	W_b
	x;y	Desconforto	W_d

Neste contexto, percebe-se a dificuldade em encontrar um valor que supere a sensação de desconforto em todos indivíduos, sendo preferível a imposição de limites toleráveis para o maior número de pessoas possível.

2.2.2.2 Limites de incomodidade para vibrações contínuas

As normas actuais utilizam a aceleração de valor eficaz como critério de avaliação para os níveis de incomodidade. A aceleração eficaz, dada pela raiz quadrada da aceleração máxima (RMS), pode ser calculada para um determinado intervalo de tempo, empregando a seguinte expressão:

$$a_{\text{RMS}} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (2.9)$$

Se as vibrações tiverem carácter harmónico, o valor eficaz da aceleração obtêm-se dividindo a aceleração de pico por $\sqrt{2}$. A escolha do valor da aceleração eficaz, ao invés da aceleração de pico permite uma melhor avaliação dos níveis de vibração no decorrer de tempo, funcionando quase que como um média ponderada para intensidades de resposta diferentes.

O Steel Construction Institute recorre á norma Britânica BS 6472 para definição de limites de perceptibilidade dos níveis de vibração. Para tal, apresenta as curvas de isoperceptibilidade presentes

na referida norma. Estas curvas assentam em valores base que são posteriormente ponderados pelas curvas W_d e W_g , sendo o resultado final as curvas presentes na Figura 2.9

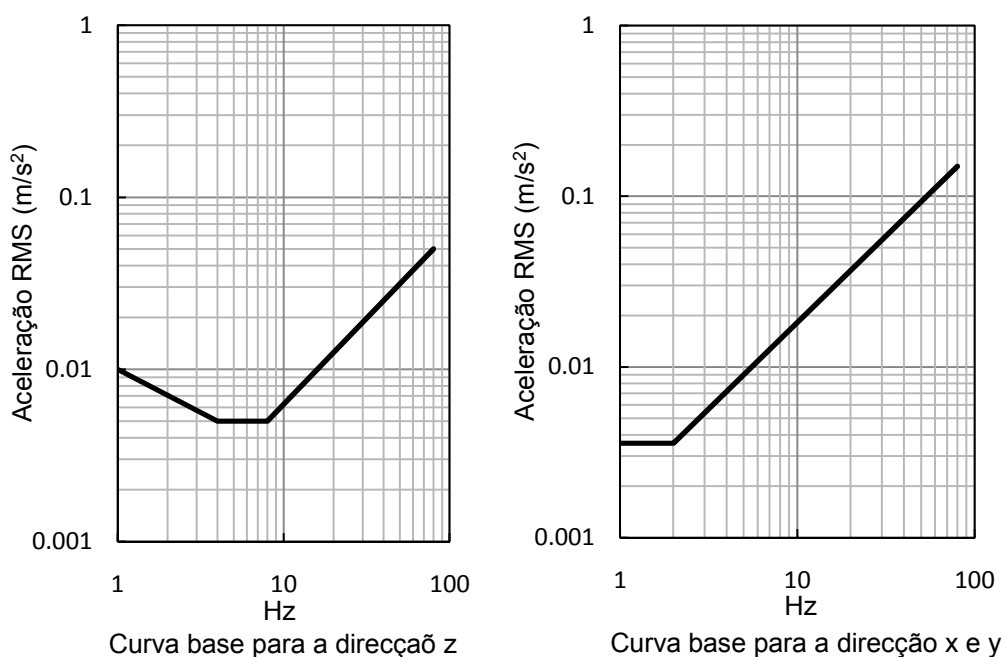


Fig. 2.9 – Curvas de isoperceptibilidade

A utilização destas curvas é bastante simples, bastando referir que a área que se encontra acima da linha, corresponde a um nível de percepção crescente, enquanto a área que se encontra a baixo representa uma zona onde as vibrações deixam de ser perceptíveis para o ser humano.

Os valores de base utilizados para construção das curvas são para a direcção z $a_{rms}=5 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2$ e para as direcções x e y $a_{rms}= 3.57 \times 10^{-3} \text{ m/s}^2$.

Os níveis máximos de vibração admissíveis para os diferentes tipos de edifícios podem ser encontrados por aplicação dos factores multiplicativos presentes na Tabela 2.4 às curvas de isoperceptibilidade. A Tabela 2.4 consta da norma BS 6472 [9] e providência factores multiplicativos para vibrações permanentes ou contínuas com uma probabilidade queixas baixa.

Além da Tabela 2.4, o SCI propõe a utilização de uma serie de factores multiplicativos superiores aos referenciados na norma Britânica. Os factores sugeridos na Tabela 2.5 tiveram origem no estudo de 1989 [10], não tendo sido recebidos comentários negativos, em pavimentos projectados com recurso a estes factores.

Para avaliação da viabilidade do pavimento a projectar, deverá ser estimada a resposta ponderada da estrutura e, posteriormente, dividi-la pelo respectivo valor de base. Se o factor de resposta for inferior aos factores presentes nas Tabelas 2.4 e 2.5, não é de prever qualquer tipo de comentário desfavorável ao desempenho dinâmico da laje. Os factores de resposta, R , podem ser obtidos por:

$$R_z = \frac{a_{w,rms}}{0.005} \quad R_{x,y} = \frac{a_{w,rms}}{0.00357} \quad (2.10)$$

Tabela 2.4 – Factores multiplicativos para uma perceptibilidade reduzida

Localização	Período	Factores multiplicativos	
		Exposição permanente 16 h dia 8 h noite	Vibração de natureza impulsiva com ocorrência até 3 vezes por dia
Zonas sensíveis (salas de operações de hospitais e laboratórios de precisão)	Diurno	1	1
	Nocturno	1	1
Zonas Residenciais	Diurno	2 a 4	60 a 90
	Nocturno	1.4	20
Zona de escritórios	Diurno	4	128
	Nocturno	4	128
Zonas comerciais	Diurno	8	128
	Nocturno	8	128

Tabela 2.5 – Factores multiplicativos baseados na excitação de uma única pessoa

Localização	Factor Multiplicativos para exposição vibração permanente
Zona de escritórios	8
Zonas comerciais	4
Zonas de trabalho	4
Escadas – uso ligeiro (escritórios)	32
Escadas – uso intenso (edifícios públicos)	24

Em adição aos factores apresentados nas Tabelas 2.4 e 2.5, para casos especiais, nomeadamente hospitais, o instituto apresenta uma gama de factores multiplicativos próprios. Justifica estes factores com a presença de pacientes e instrumentos de alta precisão, pois, sendo mais sensíveis ao fenómeno de vibrações, devem ser afectados de factores multiplicados em concordância com o seu nível de percepção. Os factores apresentados na Tabela 2.6 [11], à imagem da Tabela 2.5, procuram traduzir uma probabilidade de queixa baixa.

Tabela 2.6 – Factores multiplicativos a utilizar em hospitais

Divisão	Factor multiplicativo
Salas de operação, laboratórios de precisão	1
Quartos com pacientes - dia	4
Quartos com pacientes - noite	1.4
Laboratórios comuns, escritórios	4
Zonas comerciais	8

2.2.2.3 Limites de incomodidade para pavimentos sujeitos a actividades rítmicas

No que diz respeito a actividades rítmicas, o documento refere que não existe nenhum critério consensual para estruturas sujeitas a este tipo de acções, remetendo para a norma Americana do AISC [12] as recomendações que devem ser seguidas. Esta norma aconselha que a aceleração de pico esteja limitada entre 4 e 7% da aceleração da gravidade, o que é equivalente à utilização de um factor de multiplicativo de 55 a 97. Como em muitos destes casos as cargas dinâmicas provêm da dança ou salto rítmico associados á audição de música, considera-se legítimo utilizar um factor de 120 (correspondente a 8.5% da aceleração da gravidade) em clubes nocturnos. Tal é possível, devido ao elevado volume e pouca luminosidade existente nestes locais, tornando as vibrações menos perceptíveis. Para comprovação do que foi mencionado, foi realizado um teste num conjunto de indivíduos sujeito a vários níveis de vibração, tendo sido obtidos os resultados que figuram na Tabela 2.7.

Analisando os resultados, percebe-se que para um factor de resposta de 120, a reacção das pessoas foi de incómodo. Contudo, o SCI chama atenção para as condições em que foi realizado o teste [6], pois no que diz respeito ao volume de som e luminosidade, estes foram menos limitativos da percepção do que é de esperar num clube nocturno.

Tabela 2.7 – Reacção de um grupo de indivíduos em função da aceleração

Aceleração rms em %g	Factor de resposta equivalente, R	Reacção
< 3.5	< 69.4	Limite razoável
< 12.7	< 249.7	Incomodo
< 24.7	< 342.7	Inaceitável
> 24.7	> 342.7	Pânico

Além dos critérios de incomodidade para pavimentos sujeitos a acções rítmicas caracterizadas pela actividade sincronizada de pessoas, devem também ser realizadas verificações ao estado último [13]. Para pavimentos com uma frequência fundamental superior a 8.4 Hz na vertical ou 4 Hz na horizontal o pavimento considera-se insensitivo a efeitos de ressonância e verificações ao estado último podem ser ignoradas

Quando a frequência fundamental é inferior ao limite referido, o pavimento deve ser dimensionado para resistir às cargas dinâmicas devido à actividade rítmica. Esta situação deverá ser protagonizada

como um caso de carga adicional ($\gamma_r=1$), sendo necessário considerar apenas os três primeiros harmónicos da função de carga. Nestas circunstâncias e com uma distribuição de pessoas apropriada ao pavimento em estudo, a publicação do SCI apresenta a seguinte expressão para avaliação da força dinâmica:

$$F(t) = q \left\{ 1.0 + \sum_{h=1}^H \alpha_h D_{\delta,h} \sin(2h \times \pi \times f_p + \varphi_h + \varphi_{1,h}) \right\} \quad (2.11)$$

Onde

- q é o peso do grupo de indivíduos num m^2 (tido como 746 N por individuo)
- $D_{\delta,h}$ coeficiente de amplificação dinâmico do harmónico em estudo, calculado a partir da expressão (2.12)
- H numero total de harmónicos a serem considerados
- α_h coeficiente de Fourier do harmónico em estudo lido na Tabela 2.2 ou equação (2.4)
- f_p frequência da actividade rítmica
- φ_h ângulo de fase do harmónico em estudo lido na Tabela 2.2 ou equação (2.4)
- $\varphi_{h,1}$ ângulo de fase do 1º harmónico em relação ao harmónico em estudo, calculado a partir da expressão (12)

$$D_{\delta,h} = \frac{1}{\sqrt{(1-h^2\beta^2)^2 + (2h\zeta h)^2}} \quad (2.12)$$

Onde

- h número da harmónica em estudo
- β é igual a f_p/f_1
- ζ coeficiente de amortecimento
- f_1 frequência fundamental do pavimento

$$\varphi_{1,h} = \frac{-2h\beta h}{1-(h\beta)^2} \quad -\pi \leq \varphi_{1,h} \leq 0 \quad (2.13)$$

Em alternativa à expressão (2.11) pode ser empregue a expressão (2.14), que considera os harmónicos em fase, suposição conservadora que leva a uma estimativa da força de dinâmica por excesso, mas que não afecta o processo de um grande erro.

$$F = q \left(1.0 + \sum_{h=1}^H \alpha_h D_{\delta,h} \right) \quad (2.14)$$

O cálculo da força máxima deve ser realizado de tal forma que um dos harmónicos da frequência de passada, seja coincidente com a menor frequência da estrutura. Os intervalos de valores admissíveis para a frequência de passada encontram-se presentes na secção 2.2.1.2 do presente trabalho.

2.2.2.4 Limites de incomodidade para vibrações intermitentes (VDV)

Os factores multiplicativos presentes na Tabela 2.4, são aplicados quando as vibrações têm uma natureza permanente, sendo apropriados para pavimentos em que a circulação de peões seja permanente. Todavia, é pouco provável que as vibrações tenham carácter contínuo, para pavimentos onde o tráfego de peões é pouco elevado. A quarta coluna da Tabela 2.4 procura dar resposta a esta conjuntura, exibindo factores multiplicativos para vibrações de curta duração com uma ocorrência diária até 3 vezes.

Poderá acontecer, no entanto, que factores de resposta compreendidos entre os limites dos factores multiplicativos (para vibração contínua e para vibração impulsiva respectivamente) possam ocorrer com uma frequência superior a 3 repetições diárias, mas inferior ao que possa ser considerado como vibração contínua. Nestes casos, a publicação em estudo recorre ao Valor da Dose de Vibração (VDV) [9] e [14] como complemento aos factores de resposta para vibrações contínuas. É importante referir, que vibrações de natureza contínua são pouco comuns e que portanto representam o pior caso possível para uma qualquer função de carga. Como tal, este tipo de vibração define uma perspectiva conservadora da avaliação dos níveis de vibração.

A análise em valor de dose de vibração permite a obtenção de níveis de vibração superiores aos limites definidos para as vibrações contínuas, desde que a ocorrência de repetições seja baixa. Para casos onde foram obtidos factores de resposta superiores aos existentes na Tabela 2.4, poderá ser realizada uma análise em termos de VDV, considerando a natureza intermitente das cargas dinâmicas (desde que o as especificações de projecto assim o permitam). A expressão que permite o cálculo do Valor Dose de Vibração, encontra-se em baixo representada:

$$VDV = \left(\int_0^T a_w(t)^4 dt \right)^{1/4} \quad (2.15)$$

Onde:

VDV valor dose de vibração ($m/s^{1.75}$)

$a_w(t)$ aceleração ponderada (m/s^2)

T duração da actividade para um tempo de exposição de 16 h diárias e 8 h nocturnas (s)

Para uma resposta sinusoidal, a expressão (2.15) poderá ser reescrita da seguinte forma:

$$VDV = 1.4 a_{w,rms} \sqrt[4]{T} \quad (2.16)$$

Onde:

VDV valor dose de vibração ($m/s^{1.75}$)

$a_{w,rms}$ aceleração ponderada de valor eficaz (m/s^2)

T duração da actividade para um tempo de exposição de 16 h diárias e 8 h nocturnas (s)

Com o intuito de legitimar a utilização do VDV em contraposição à utilização dos factores de resposta, apresenta-se o seguinte exemplo:

Suponha-se um pavimento localizado numa área residencial, com um factor de resposta de $R = 4$. O factor corresponde para o eixo do z a uma aceleração ponderada de 0.02 m/s^2 (valor base $0.005 \text{ m/s}^2 \times 4$), sendo a vibração de carácter contínuo para um período de exposição de 16 h. Introduzindo estes valores na expressão (2.16) obtêm-se os seguintes resultados:

$$\text{VDV} = 1.4 \times 0.02 \times \sqrt[4]{16 \times 60 \times 60} = 0.434 \text{ m/s}^{1.75}$$

Igualmente para um factor de resposta de $R = 2$

$$\text{VDV} = 1.4 \times 0.01 \times \sqrt[4]{16 \times 60 \times 60} = 0.217 \text{ m/s}^{1.75}$$

Confrontando os valores obtidos para os VDV's com os valores que constam da Tabela 2.8 [9], verifica-se que os resultados alcançados correspondem a uma perceptibilidade reduzida, o que acontece para os factores escolhidos (2 e 4) na Tabela 2.4. Como se queria provar, a escolha dos VDV, em oposição aos factores de multiplicação para situações de carga contínuas, promove resultados semelhantes.

Tabela 2.8 – Limites para valores dose de vibração segundo a direcção z

Localização	Queixas pouco prováveis	Queixas possíveis	Queixas prováveis
Edifícios Período diurno 16 h	0.2 a 0.4	0.4 a 0.8	0.8 a 1.6
Edifícios Período Nocturno 8 h	0.13	0.26	0.51

Tal como para as vibrações contínuas, existem valores específicos de VDV que devem ser aplicados a hospitais. É importante explicar que, para locais como salas de operação e locais de grande sensibilidade sendo exemplo os laboratórios de alta precisão, uma análise através do VDV não poderá ser levado a cabo. A estimativa incorrecta do nível de actividade a registar-se nestes locais, poderia resultar em consequências graves. Para hospitais devem ser consultados os limites presentes na Tabela 2.9 [11].

Tabela 2.9 - Valores de VDV limites para pavimentos em hospitais

Divisão	Direcção da vibração	Tempo de exposição	Máximo nível de VDV ($m/s^{1.75}$)
Salas de operação e laboratórios de precisão	z	Não aplicável	Não aplicável
	y	Não aplicável	Não aplicável
Quartos com pacientes - noite	z	16 horas	0.4
	y	8 horas	0.28
Quartos com pacientes - noite	z	16 horas	0.13
	y	8 horas	0.09
Laboratórios comuns, escritórios	z	16 horas	0.4
	y	8 horas	0.28
Zonas comerciais	z	16 horas	0.8
	y	8 horas	0.56

Embora os limites para o VDV possam ser calculados pela expressão (2.16), o documento do SCI evoca um estudo realizado por Ellis [9], que sugere coeficientes menores para estimativa do VDV, uma vez que a resposta para o “Andar” não é tão simples como o modelo utilizado pela norma BS 6472, tratando-se de uma resposta que não é puramente sinusoidal. Propõe-se a expressão (2.17) para o cálculo do valor do de vibração.

$$VDV = 0.68a_{w,rms} \sqrt[4]{T} \quad (2.17)$$

Substituindo T por:

$$T = n_a T_a$$

Onde:

VDV valor dose de vibração ($m/s^{1.75}$)

T_a duração da actividade (por exemplo o tempo necessário para percorrer um determinado corredor)

n_a número de repetições que ocorrem num determinado tempo de exposição

$a_{w,rms}$ aceleração ponderada de valor eficaz (m/s^2)

Os valores obtidos pela expressão (2.17) podem ser directamente comparados com os valores existentes na Tabela 2.7.

Opcionalmente, a expressão (2.17) pode ser rearranjada de forma a ter o aspecto da expressão (2.18):

$$n_a = \frac{1}{T_a} \left[\frac{\text{VDV}}{0.68 \times a_{w,\text{rms}}} \right]^4 \quad (2.18)$$

Onde VDV é o valor que consta na Tabela 2.7 para as condições em consideração ($\text{m/s}^{1.75}$)

O emprego desta expressão, permite a avaliação do número de vezes que uma actividade se pode repetir, continuando a ser respeitados os limites VDV.

O exemplo que se segue pretende demonstrar o interesse da utilização de uma análise VDV, numa fase de projecto onde os factores de resposta são superiores aos indicados na Tabela 2.4. Admita-se um edifício de escritórios para qual foi avaliado o nível de vibração. Perfilhando um peão com uma frequência de passada de 2.4 Hz a percorrer um corredor de 30 m, foi estimado um factor de resposta de 10 ($a_{w,\text{rms}} \approx 0.06 \text{ m/s}^2$). Para ser viável, o pavimento deve tomar um valor VDV de 0.4, desenvolvendo-se o raciocínio que se segue:

$$v = 1.67 \times 2.4^2 - 4.83 \times 2.4 + 4.5 = 2.53 \text{ m/s}$$

$$T_a = \frac{L}{v} = \frac{30}{2.53} \approx 12 \text{ s}$$

$$n_a = \frac{1}{12} \left(\frac{0.4}{0.68 \times 0.06} \right)^4 = 770$$

Isto quer dizer, que o corredor poderá ser atravessado 770 vezes por dia, que ainda assim corresponde a um nível de queixas pouco provável. Falando de um dia típico de escritório, cujo tempo de exposição será cerca de 9 horas, o corredor poderá ser percorrido uma vez a cada 42 segundos que terá um comportamento dinâmico aceitável.

Embora do ponto de vista prático se revele uma ferramenta importante no dimensionamento de pavimentos que se encontram entre os limites de vibração contínua e impulsiva, este processo não é unanimemente aceite, já que são desconhecidos em fase de projecto o percurso/s que os peões vão tomar. Como consequência, adapta-se um critério mais conservativo, admitindo que as vibrações devido ao trânsito de peões têm um carácter contínuo, sendo posteriormente comparados com os factores de resposta existentes na Tabela 2.4.

2.3 – DOCUMENTO DO AISC/CISC [12]

2.3.1 - DEFINIÇÃO DA FUNÇÃO DE CARGA

A publicação Americana/Canadiana, ao contrário da publicação do SCI, apresenta apenas uma função de carga que, dependendo da frequência de passada e o coeficiente de dinâmico, define o tipo de actividade que está a ser desempenhada.

$$F_i = P\alpha_i \cos(2\pi \times i \times f_p \times t) \quad (2.19)$$

Onde

- P peso de médio de uma pessoa = 0.7 KN
 α_i coeficiente dinâmico para harmónica em estudo
i nº da harmónica a multiplicar pela frequência de passada
 f_p frequência de passada

A expressão traduz uma força de carga puramente sinusoidal em vez dos desenvolvimentos de Fourier apresentados pelo instituto britânico. O harmónico que deve ser utilizado na expressão é o harmónico que provoca a ressonância, pois, segundo o AISC, as vibrações devidas a outros harmónicos são pequenas em comparação ao harmónico ressonante. Os coeficientes α_i e as frequências admissíveis para os diferentes tipos de movimento, podem ser encontrados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Coeficientes dinâmicos e frequência de passada para as diferentes actividades

Harmónico	Tipo de movimento						
	Pessoa em andamento		Actividade rítmica		Dança em grupo		
	<i>i</i>	f, Hz	α_i	f, Hz	α_i	f, Hz	α_i
1		1.6-2.2	0.5	2-2.75	1.5	1.5-3	0.5
2		3.2-4.4	0.2	4-5.5	0.6	—	—
3		4.8-6-.6	0.1	6-8.25	0.1	—	—
4		6.4-8.8	0.05	—	—	—	—

Percebe-se, pelo estudo da Tabela 2.10, que o intervalo de frequências de passadas tomadas como possíveis para uma pessoa em andamento, é mais amplo que na publicação Britânica. Para um peão em andamento, o AISC considera uma frequência de passada compreendida entre 1.6 e 2.2 Hz ao contrario do intervalo 1.8 a 2.2 Hz proposto pelo SCI. O inverso acontece nas actividades rítmicas, sendo o intervalo do guia Americano mais reduzido que o da entidade europeia. O intervalo proposto é de 2 a 2.75 Hz, sendo que, para dança em grupo, deve ser considerado um intervalo de 1.5 a 3 Hz.

2.3.2 NÍVEIS DE VIBRAÇÃO ADMISSÍVEIS

2.3.2.1 Limites de incomodidade para o andar

A norma Americana utiliza como parâmetro de avaliação para o nível de incomodidade, o valor da aceleração de pico do pavimento como percentagem da aceleração da gravidade. Tendo como objectivo controlar os picos de aceleração, a norma Americana poderá parecer mais restritiva em relação à sua contraparte Britânica, presunção que se encontra no entanto errada, como será possível ver no desenvolvimento do trabalho.

Para avaliação da resposta de um pavimento à acção de um peão em andamento, a publicação do AISC apresenta a expressão que segue:

$$\frac{a}{g} = \frac{R\alpha_i P}{\beta W} \cos(2\pi \times i \times f_p \times t) \quad (2.20)$$

Onde

- R factor de redução
- α_i coeficiente dinâmico (ver tabela 10)
- β coeficiente de amortecimento modal
- W peso do pavimento
- f_p frequência de passada
- i número do harmónico em estudo

O factor de redução R, presente na expressão (2.20) traduz o facto da pessoa que está a andar e a pessoa que se sente incomodada não se encontrarem simultaneamente sobre o ponto de coordenada modal máxima. Além do referido, explica-se o recurso a este factor pelo facto da parcela estacionária da resposta não ser efectivamente atingida para uma pessoa em andamento. O AISC recomenda o valor de 0.5 para o factor de redução.

É referido na norma que o amortecimento depende sobretudo da presença de elementos não estruturais (paredes divisórias), mobiliário e ocupantes. O valor 0.02 é indicado para pavimentos com uma prevalência reduzida de elementos não estruturais e mobiliário, sendo apropriado para zonas de comércio e igrejas. Zonas de escritórios divididos em pequenos módulos estão associados a factores de amortecimento de 0.03. Para escritórios e zonas residenciais é proposto o valor de 0.05, consequência de um elevado numero de elementos não estruturais e peças de mobiliário.

Pretendo-se avaliar a resposta máxima do pavimento, deve ser escolhida a frequência de passada, associada ao menor harmónico que provoca ressonância com a frequência natural do pavimento. Os valores obtidos pela expressão (2.20) devem ser comparados com os limites que constam da Figura 2.11.

A análise da figura permite perceber que os limites recomendados pelo AISC partem da mesma curva base utilizada pelo SCI (tratando-se da curva existente tanto na norma ISO 2631 como na norma BS 6841 (Figura 10)). Os factores multiplicativos utilizados pelo instituto Americano são superiores aos da norma europeia. Todavia, em termos práticos, os limites impostos pelos dois institutos são semelhantes já que a norma Americana controla a aceleração de pico em oposição à aceleração de valor eficaz, que tem uma amplitude mais reduzida.

Os factores que levaram a construção das curvas presentes na Figura 2.10, figuram na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Factores multiplicativos

Localização	Factores multiplicativos
Zona residencial e escritórios	10
Zonas de comércio	30
Zonas sujeitas a actividades rítmicas	100

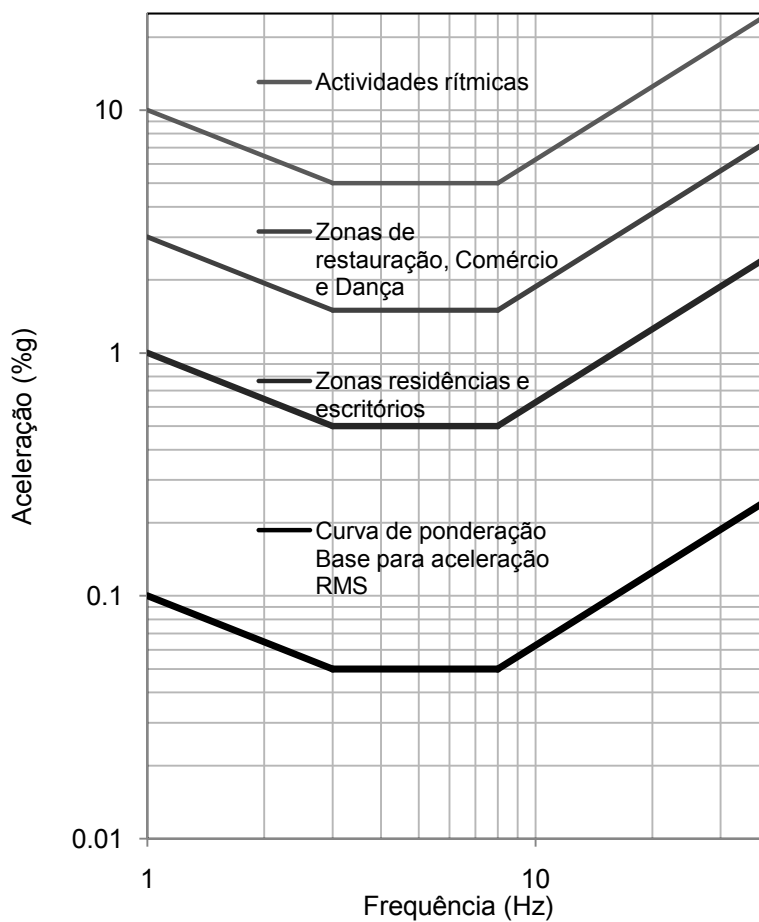


Fig. 2.10 – Aceleração máxima recomendada para o conforto humano devido à actividade de pessoas

A expressão (2.20) poderá ser simplificada, para que a resposta máxima seja mediatamente conhecida. Para tal, o ASIC propõe uma avaliação do coeficiente dinâmico a partir da expressão (2.21):

$$\alpha = 0.83 \exp(-0.35f_n) \tag{2.21}$$

Onde

f_n frequência natural do pavimento

Na Figura 2.11 ilustra-se os coeficientes dinâmicos calculados pela expressão (2.21) em contraste com o intervalo de valores propostos na tabela 2.10. A curva aproxima-se aos intervalos existente na tabela, justificando sua utilização.

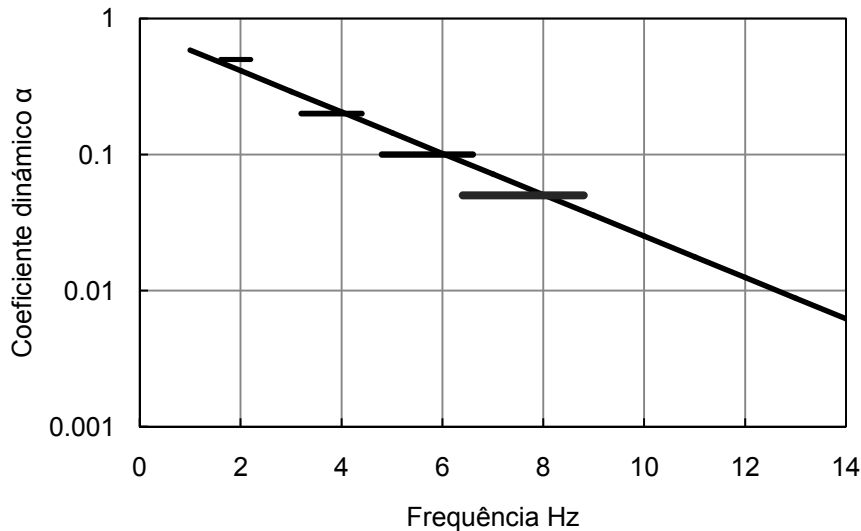


Fig. 2.11 – Coeficiente dinâmico em função da frequência natural do pavimento

Substituindo (2.21) em (2.20) e considerando a função co-seno igual a 1 obtêm-se a expressão (2.22):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35f_n)}{\beta W} \quad (2.22)$$

Onde

- a_p aceleração máxima de pico m/s^2
- g aceleração da gravidade igual a $9.81 m/s^2$
- P_0 força estática

Em pavimentos, cujas frequências naturais excedam os 9 a 10 Hz, os efeitos ressonantes deixam de ter preponderância, devendo neste caso ter-se em atenção a análise da resposta para as forças impulsivas induzidas pelo andar de um indivíduo. Isto acontece, pois estes pavimentos são caracterizados por uma massa reduzida, originando cada passada um nível de vibração elevado. O critério definido pelo instituto Americano para fazer face a este tipo de problema, dita que o patamar de 3 a 8 Hz constante das curvas de isoperceptibilidade, seja prologando entre as frequências de 3 a 20 Hz. Em conjugação a este critério, deve ser utilizado simultaneamente um valor mínimo de rigidez para o piso de 1 kN/mm, quando sujeito a uma força concentrada.

A avaliação do desempenho dinâmico do pavimento é efectuada comparando os valores calculados a partir de (2.22) com os valores indicados na Figura 2.10. Sempre que necessário, as curvas devem ser alteradas para ter em atenção os efeitos enunciados no parágrafo precedente. Considera-se o

pavimento adequado aos standards do conforto humano sempre que aceleração de pico, seja inferior ou igual aos valores ilustrados.

2.3.2.2 Limites de incomodidade para actividade rítmica

Como foi visto aquando do estudo da norma Britânica, as acções rítmicas introduzem na estrutura um nível de vibração elevado. A norma Americana também estabelece critérios para este tipo de acção, apresentando um critério para nível máximo de aceleração e um outro que controla a frequência natural do pavimento para fazer face às exigências de incomodidade.

A aceleração de pico para uma carga rítmica harmónica, pode ser estimada a partir da expressão clássica sugerida por Allen [16], considerando que o pavimento possui apenas um modo de vibração:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3\alpha_i w_p/w_t}{\sqrt{\left[\left(\frac{f_n}{f}\right)-1\right]^2 + \left[\frac{2\beta f_n}{f}\right]^2}} \quad (2.23)$$

Onde

- a_p aceleração de pico m/s^2
- g aceleração da gravidade igual a $9.81 m/s^2$
- α_i coeficiente dinâmico
- w_p peso por m^2 dos participantes na actividade (mesmo que os participantes estejam distribuídos de uma forma localizada, o seu peso deverá ser dividido pela área de todo o pavimento)
- w_t peso por m^2 do pavimento incluindo ocupantes
- f_n frequência natural do pavimento
- f frequência do harmónico
- β coeficiente de amortecimento

O harmónico ressonante é aquele que irá prevalecer sobre todos os outros governando a resposta. Contudo, para acções rítmicas a participação de outros harmónicos na resposta pode ser relevante, sendo necessário combinar a resposta de cada harmónico.

A resposta máxima pode ser definida para os diferentes harmónicos, através da regra da combinação proposta por Allen [17] :

$$a_m = \left(\sum a_i^{1.5}\right)^{1/1.5} \quad (2.24)$$

onde a_i é a aceleração de pico para o ultimo harmónico em estudo.

Os valores obtidos pela expressão (2.24) devem ser comparados com a Figura 2.11, podendo ser também confrontados com os valores existentes na Tabela 2.12:

Tabela 2.12 – Limites de aceleração em %g para diferentes tipos de exercícios

	Limite de aceleração %g
Escritório ou residência	0.4-0.7
Restaurantes	1.5-2.5
Actividades rítmicas	4-7

Para acções ressonantes a expressão (2.23) poderá ser simplificada da seguinte forma:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3\alpha_i w_p}{2\beta w_t} \quad (2.25)$$

Quando as frequências do pavimento são superiores à ressonância provocada por pela função de carga $f_n > 1.2f$, a expressão (2.23) passa a ser escrita como em (2.26):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3}{(f_n/f)^2 - 1} \times \frac{\alpha_i w_p}{w_t} \quad (2.26)$$

O segundo critério proposto pelo AISC expressa o controlo do nível das vibrações fixando o valor da frequência natural do piso. A frequência do piso, deverá ser superior à frequência do maior harmónico que poderá incitar a ressonância da estrutura. Matematicamente o critério poderá ser representado pela inversão da equação (2.26):

$$f_n \geq f \sqrt{1 + \frac{k}{a_0/g} \times \frac{\alpha_i w_p}{w_t}} \quad (2.27)$$

Onde

k constante (1.3 para dança, 1.7 para concertos ou eventos desportivos, 2.0 actividade aeróbias)

a_0/g limite de aceleração

Segundo certas condições, o 1º critério pode providenciar melhores resultados. Refere-se o caso em que a ressonância com o maior harmónico pode ser considerada admissível, desde que a massa total do pavimento seja suficiente para reduzir a ressonância a um nível comportável de vibração (ver (2.25)).

2.4 DOCUMENTO DO HIVOSS [18]

2.4.1 DEFINIÇÃO DA FUNÇÃO DE CARGA

A modelação numérica para o andamento de um peão é auferida a partir de uma serie de passadas consecutivas, que se repetem a cada $1/f_p$ segundos. A função que traduz a força de carga associada a uma passada, é uma função polinomial representada pela seguinte expressão:

$$\frac{F(t)}{G} = K_1 t + K_2 t^2 + K_3 t^3 + K_4 t^4 + K_5 t^5 + K_6 t^6 + K_7 t^7 + K_8 t^8 \quad (2.28)$$

Onde

G representa a massa do peão

K_i factores que dependem da frequência de passada (ver Tabela 2.13)

Tabela 2.13 – Coeficientes K_1 a K_8 , em função da frequência de passada f_p

K_i	$f_p \leq 1.75$	$1.75 \leq f_p \leq 2.0$	$f_p \geq 2.0$
1	$-8 \times f_p + 38$	$24 \times f_p - 18$	$75 \times f_p - 120.4$
2	$376 \times f_p - 844$	$-404 \times f_p + 521$	$-1720 \times f_p + 3153$
3	$-2804 \times f_p + 6025$	$4224 \times f_p - 6274$	$17055 \times f_p - 3153$
4	$6308 \times f_p - 16573$	$-29144 \times f_p + 45468$	$-94265 \times f_p + 31936$
5	$1732 \times f_p + 13619$	$109976 \times f_p - 175808$	$298940 \times f_p - 175710$
6	$-24648 \times f_p + 16045$	$-217424 \times f_p + 353403$	$-529390 \times f_p + 977335$
7	$31836 \times f_p - 33614$	$212776 \times f_p - 350259$	$481665 \times f_p - 888037$
8	$-12948 \times f_p + 15532$	$-81572 \times f_p + 135624$	$-174265 \times f_p + 321008$

Para definição do tempo de duração de cada passada, deve ser utilizada a expressão (2.29)

$$t_p = 2.6606 - 1.757 \times f_p + 0.3844 \times f_p^2 \quad (2.29)$$

Recorrendo a (2.28) chega-se facilmente à função de carga de cada passada, para uma determinada frequência. A Figura 2.12 ilustra a função de carga de um passo para a frequência de passada de 1.5 Hz.

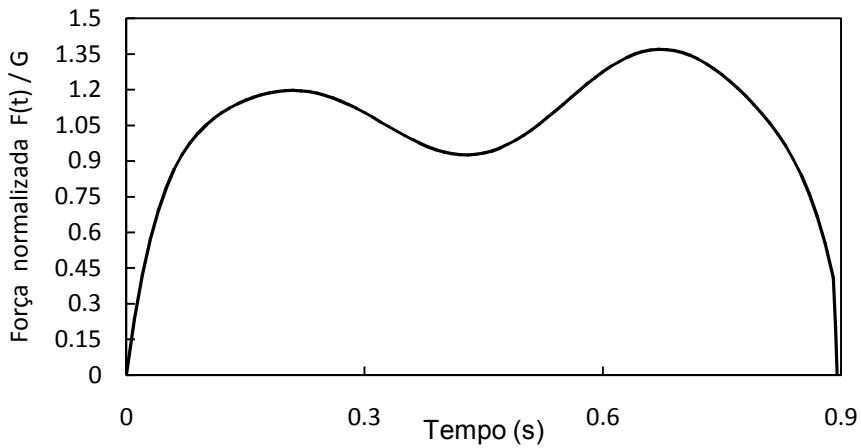


Fig. 2.12 – Função de carga para um passo com $f_p = 1.5$ Hz e $t_p = 0.89$ s

Para se obter a caracterização de um peão em andamento, terá de se proceder à soma da função de carga de cada passo. Estando no domínio do tempo cada passo afastado do próximo por $1/f_p$, a função de carga será dada pela soma das funções de carga com um afastamento temporal idêntico. O raciocínio encontra-se ilustrado na Figura 2.13, tendo como resultado final a função de carga presente na Figura 2.14

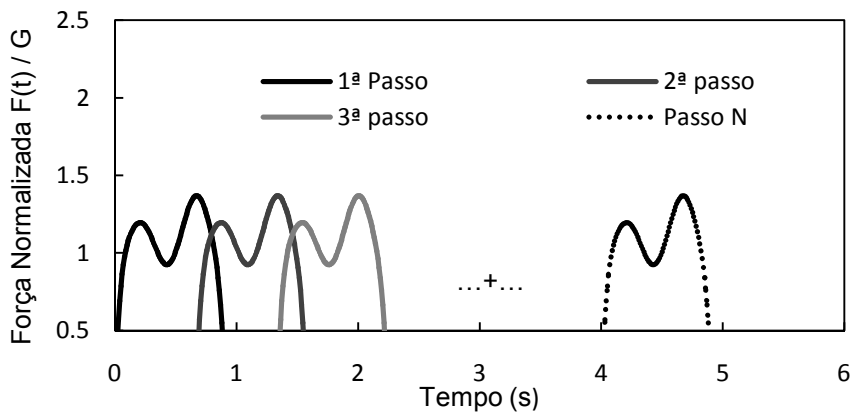


Fig. 2.13 - Somatório das funções de carga para cada passo

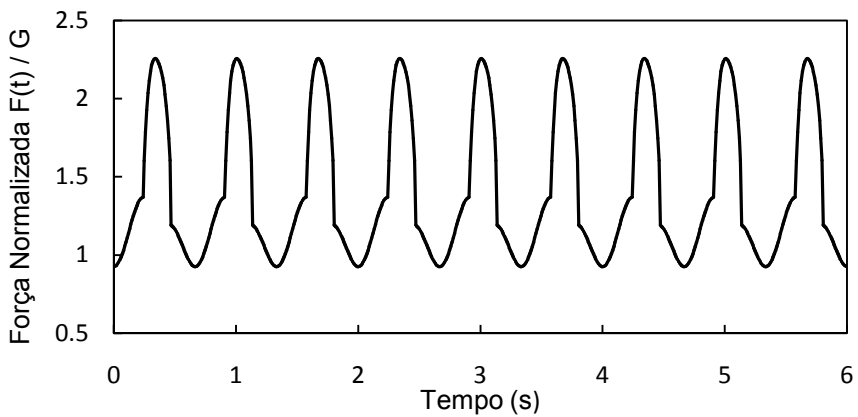


Fig. 2.14 Função de carga para um peão em andamento

2.4.2 NÍVEIS DE VIBRAÇÃO ADMISSÍVEIS

A norma europeia avalia o desempenho dinâmico de pavimentos não em função de factores de resposta, mas em função de um parâmetro denominado OS-RMS₉₀.

O valor OS-RMS define-se como “one step root mean square value of the effective velocity”, que em português poderá ser enunciado como sendo o “valor da raiz quadrada do valor quadrático médio da velocidade efectiva” originada por uma única passada. Representa a resposta do pavimento à deslocação de um peão sobre o mesmo, podendo ser adquirido “in situ”, através da análise da resposta do pavimento á excitação provocada por peão em andamento. Alternativamente poderá ser estimado utilizando uma função de carga padrão (ver 2.4.1) para uma determinada frequência de passada e peso do indivíduo.

O intervalo de tempo para que o OS-RMS deve ser avaliado, é compreendido pelo pico de resposta máxima e o ponto imediatamente antes do pico seguinte. A norma europeia apresenta a seguinte figura para elucidar o intervalo a seleccionar:

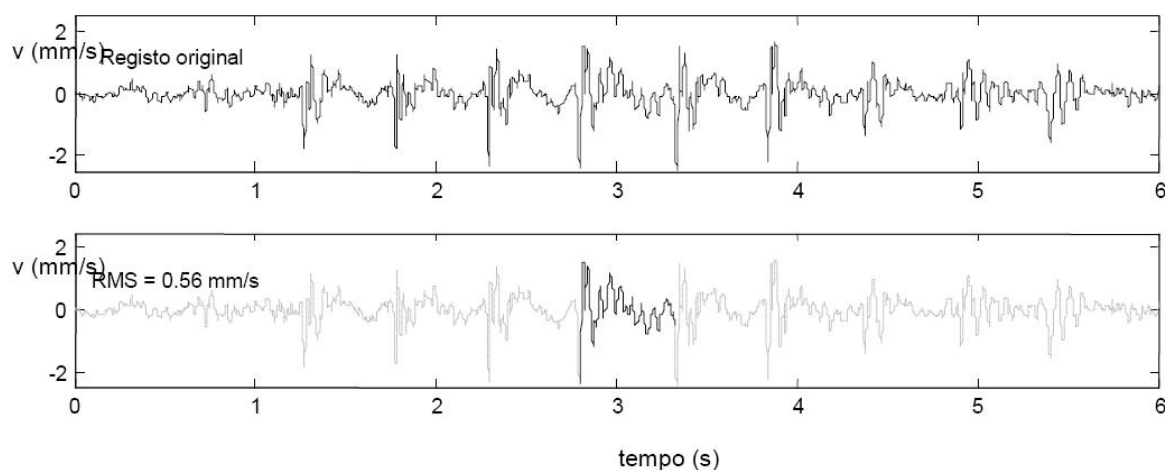


Fig. 2.15 – Intervalo para o qual deve ser avaliado o valor OS-RMS

De forma equivalente, o valor do OS-RMS poderá ser calculado para um intervalo de tempo correspondente ao tempo de uma passada. A origem da nomenclatura “one step” advém deste facto, já que quando é dado um passo, a resposta atinge um máximo decrescendo até ao instante do passo seguinte (imaginando uma resposta transitória).

Com o intuito de cobrir o maior número de cenários de carga possíveis, o documento define uma gama de frequências de passada para a qual o valor de OS-RMS deverá ser calculado, variando para cada uma das frequências o peso do peão. Os valores a serem utilizados tanto para a frequência de passada como para o peso do peão encontram-se na Tabela 2.14, resultando da conjugação de cenários possíveis levam a que o número de casos a calcular seja de 700 (35 x 20).

O valor OS-RMS₉₀ corresponde então, ao percentil 90 do valor OS-RMS calculado para as 700 combinações possíveis. Quer isto dizer que, sendo conhecida a probabilidade de cada combinação, obtêm-se a probabilidade acumulada para valor OS-RMS. O valor OS-RMS₉₀ corresponderá a 90% da

probabilidade acumulada do OS-RMS. As probabilidades acumuladas, associados à frequência da passada e peso do indivíduo encontram-se também presentes na Tabela 2.14

Percebe-se assim a importância da definição do valor OS-RMS para um intervalo de tempo correspondente ao tempo de uma passada. A sua adopção assegura uma medida consistente do nível de vibração, já que a escolha de um intervalo de tempo superior ao tempo de passada (perante o vasto número de combinações a calcular) faria com que o valor rms calculado, depende-se da frequência da passada e da duração do intervalo.

Tabela 2.14 – Função distribuição de probabilidade para a frequência de passada e massa dos peões

Porbabilidade acumulada	Frequencia de Passada (Hz)	Probabilidade acumulada	Massa (Kg)
0.0003	1.64	0.0000	30
0.0035	1.68	0.0002	35
0.0164	1.72	0.0011	40
0.0474	1.76	0.0043	45
0.1016	1.8	0.0146	50
0.1776	1.84	0.0407	55
0.2691	1.88	0.0950	60
0.3679	1.92	0.1182	65
0.4663	1.96	0.3210	70
0.5585	2	0.4797	75
0.6410	2.04	0.6402	80
0.7122	2.08	0.7786	85
0.7719	2.12	0.8804	90
0.8209	2.16	0.9440	95
0.8604	2.2	0.9776	100
0.8919	2.24	0.9924	105
0.9167	2.28	0.9978	110
0.9360	2.32	0.9995	115
0.9510	2.36	0.9999	120
0.9625	2.4	1.0000	125
0.9714	2.44	—	—
0.9782	2.48	—	—
0.9834	2.52	—	—
0.9873	2.56	—	—
0.9903	2.6	—	—
0.9926	2.64	—	—
0.9944	2.68	—	—
0.9957	2.72	—	—
0.9967	2.76	—	—
0.9975	2.8	—	—
0.9981	2.84	—	—
0.9985	2.88	—	—
0.9988	2.92	—	—
0.9991	2.96	—	—
0.9993	3	—	—

Para avaliação do valor $OS-RMS_{90}$ são sugeridas 3 metodologias diferentes:

Método do cálculo manual.

Método da função de transferência utilizando valores medidos

Método da função de transferência utilizando uma análise ao pavimento por meio de elementos finitos.

O método do cálculo manual deve ser utilizado quando o pavimento em estudo pode ser descrito por um modelo de 1 grau de liberdade. As características modais (massa, amortecimento e rigidez), devem estar perfeitamente definidas, podendo ser avaliadas por meio de ensaios realizados ao pavimento ou por à via analítica, recorrendo a expressões existentes na dinâmica de estruturas. Existe ainda o caso das características modais do pavimento serem avaliadas com recurso a um software de elementos finitos, tendo cuidado para que a modelo matemático do pavimento esteja em correspondência com as condições de serviço da estrutura e não como interpretação do pavimento ao estado último.

Para além dos meios enunciados, o HIVOSS dá especial destaque à forma da aquisição do valor de amortecimento. Em alternativa, apresenta uma tabela que em função do material, revestimento e mobiliário a utilizar, permite a avaliação do amortecimento estrutural.

Em situações de projecto, o recurso à Tabela 2.15 deve ser encarado com alguma reserva, pois será difícil para o projectista saber o tipo de revestimentos que vão ser utilizados e ainda mais difícil prever o tipo de mobiliário que poderá vir a ser empregue. Aconselha-se a utilização desta tabela de forma a estimar ou avaliar o amortecimento de estruturas já construídas e que necessitem do dimensionamento de meios de controlo.

Tabela 2.15 – Determinação do amortecimento em função do material, revestimento e mobiliário

Tipo de amortecimento		Coefficiente de amortecimento %
Amortecimento estrutural D_1	Madeira	6
	Betão	2
	Metálica	1
	Mista	1
Amortecimento devido ao mobiliário D_2	Escritório tradicional para 1 a 3 pessoas com paredes divisórias	2
	Escritório sem estantes	0
	Escritórios tipo “ open space”	1
	Biblioteca	1
	Habitação	1
	Escolas	0
Amortecimento devido a pavimentos D_3	Edifícios para utilização desportiva	0
	Tecto falso	1
	Pavimento falso	0
	Pavimento flutuante	1
$D_{TOTAL} = D_1 + D_2 + D_3$		

Em função das características modais calculadas, o parâmetro OS-RMS₉₀ pode ser lido em ábacos para os quais foram calculados previamente o percentil 90 de todas as combinações de peso e frequência de passada. A forma como ábaco deverá ser lido encontra-se ilustrada na Figura 2.16, onde as zonas com diferentes cores definem a classificação do pavimento.

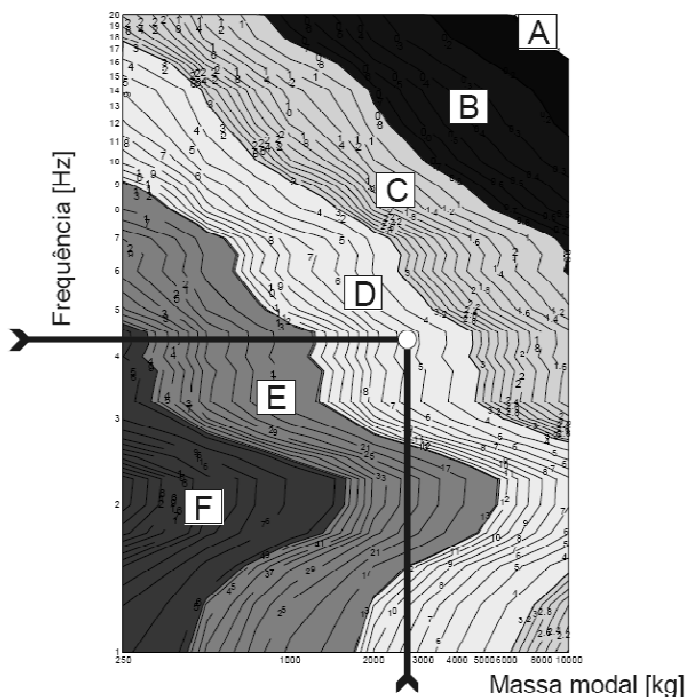


Fig. 2.16 – Exemplo da determinação do valor OS-RMS90 e determinação da classificação do pavimento

Como foi enunciado, o método manual é utilizado interpretando a estrutura com um modelo de um grau de liberdade composto por uma massa, uma mola e um amortecedor. Haverá casos em que a resposta da estrutura é comandada por mais do que um modo de vibração. Perante este cenário a determinação do valor OS-RMS₉₀ é efectuada através de uma ponderação quadrática para os diferentes modos de vibração. Quer isto dizer, que devem ser construídos tantos modelos de um grau de liberdade, quanto o números de modos que definem a resposta. Cada modo irá ser descrito pela sua frequência, massa modal e amortecimentos próprios, podendo ser o valor OS-RMS₉₀ de cada modo avaliado com recurso ao ábaco correspondente. Para determinação do valor OS-RMS₉₀ deverá ser utilizada a expressão (2.30):

$$OS - RMS_{90} = \sqrt{\sum_i (OS - RMS_{90})_i^2} \tag{2.30}$$

A atribuição da classe do pavimento deverá ser feita nestes casos, através da Tabela 2.16.

Apresentam-se nas páginas que seguem os vários ábacos que permitem o cálculo do valor OS-RMS90 para valores de amortecimento que variam de 1% a 9%.

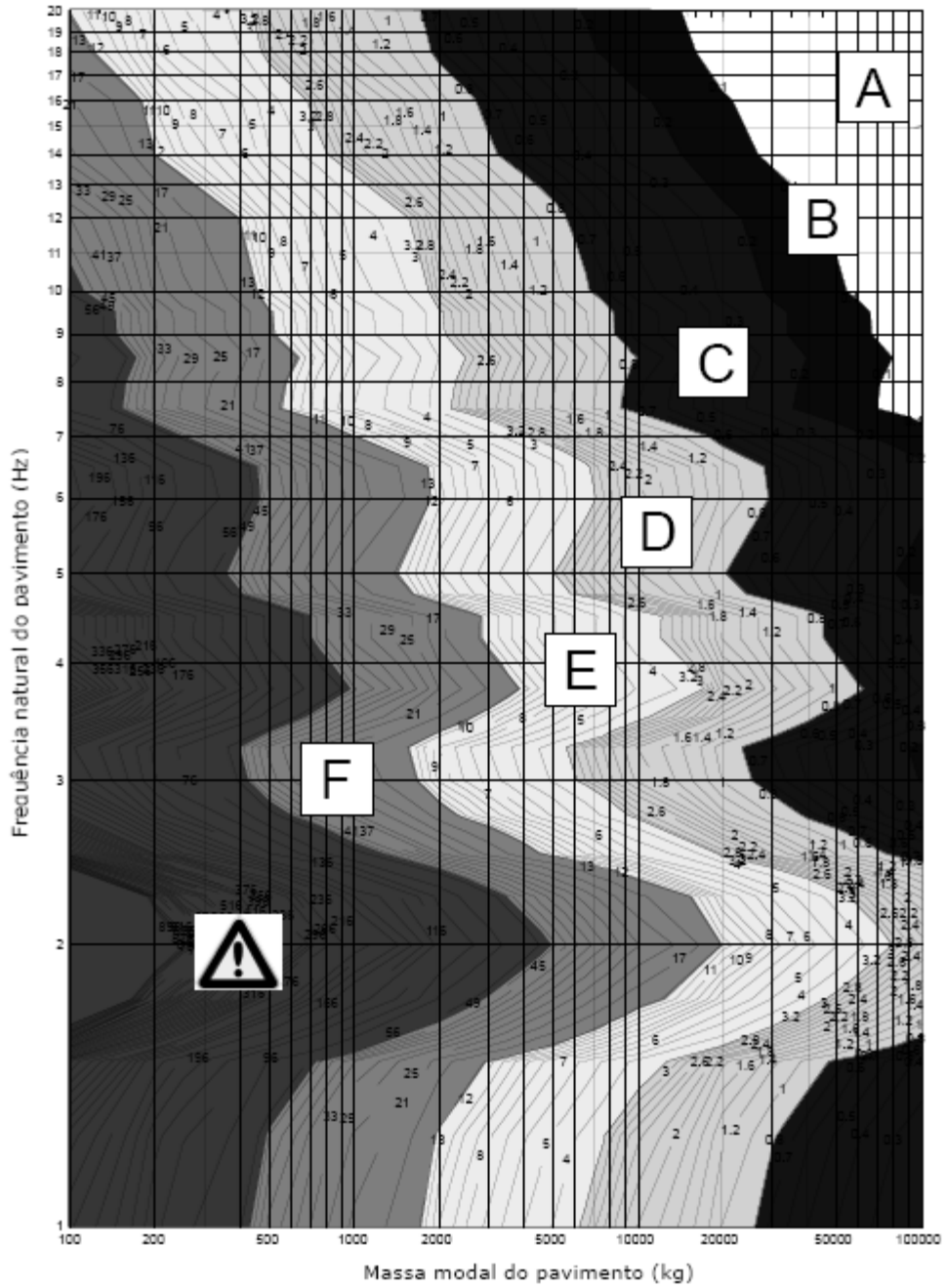


Fig. 2.17 – Âbaco a utilizar para um amortecimento de 1%

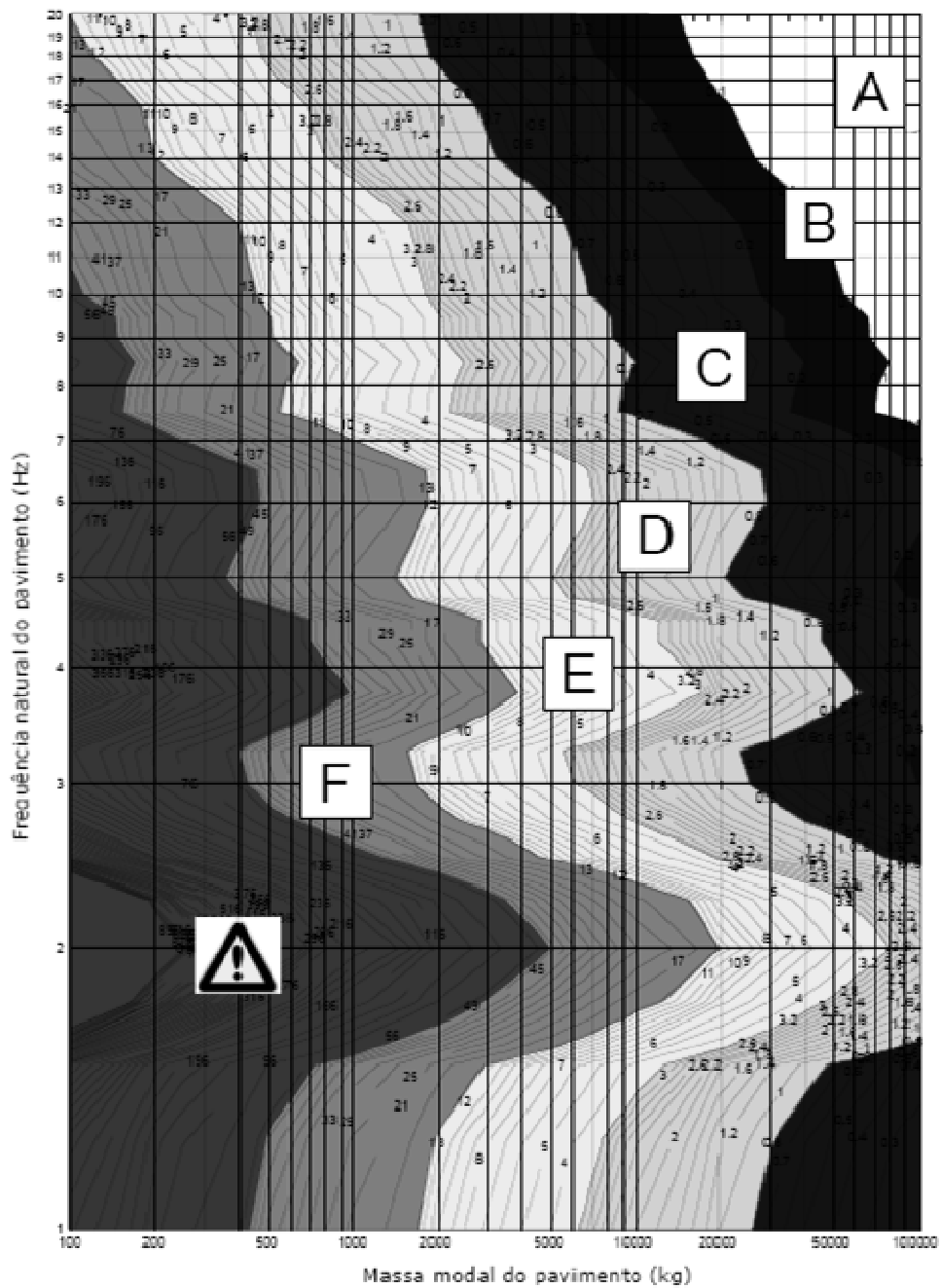


Fig. 2.18 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 2%

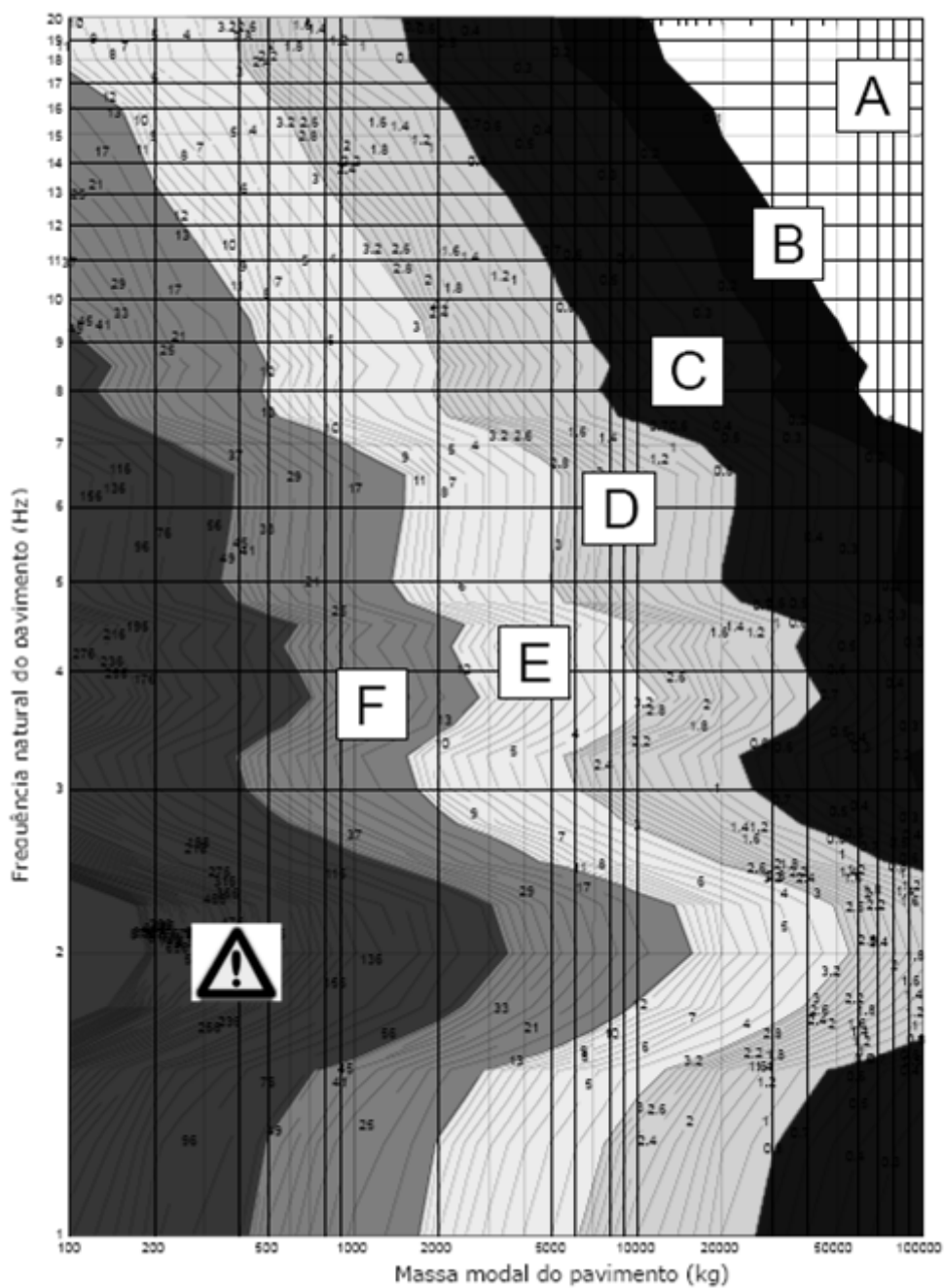


Fig. 2.19 – Âbaco a utilizar para um amortecimento de 3%

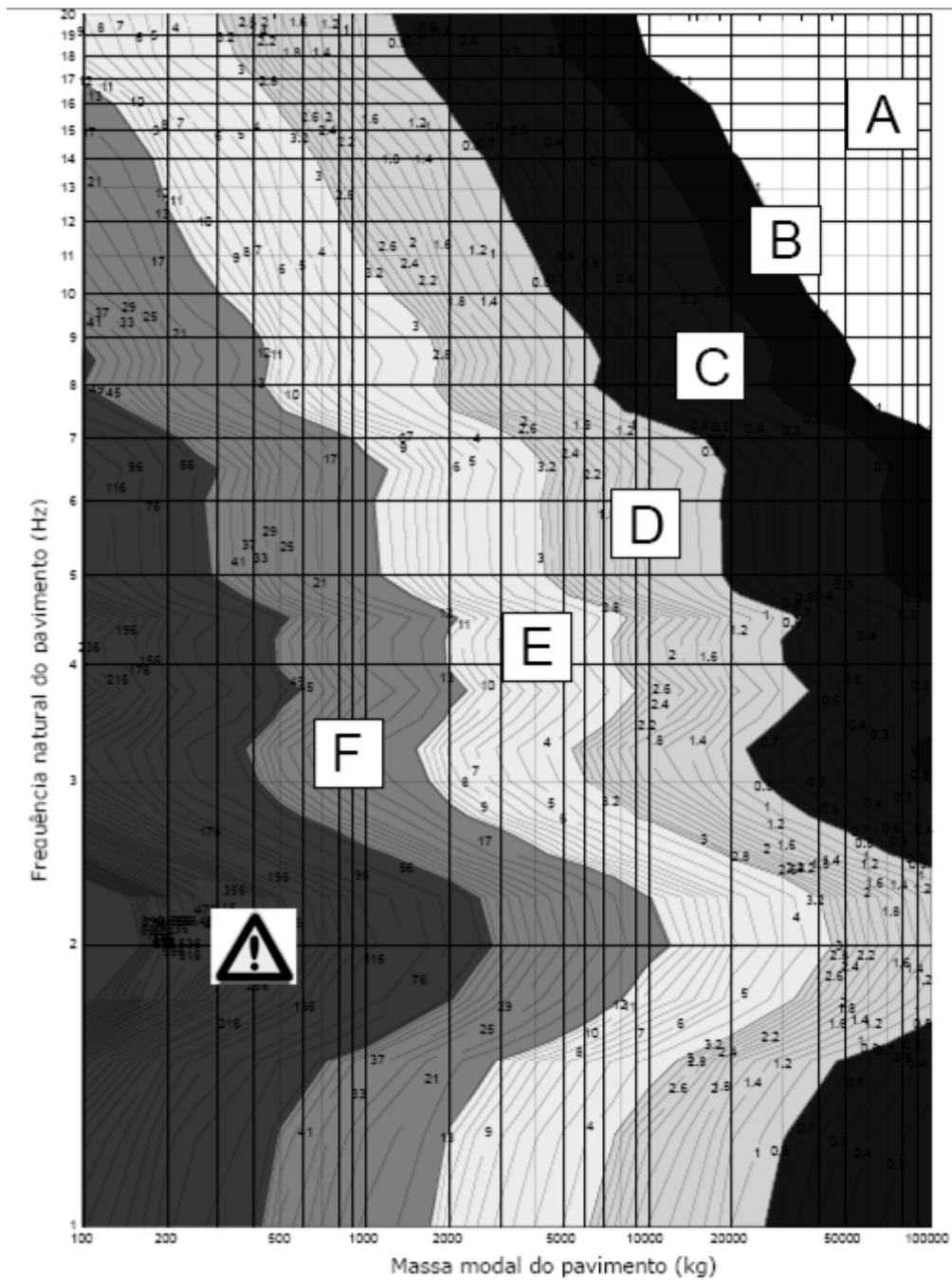


Fig. 2.20 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 4%

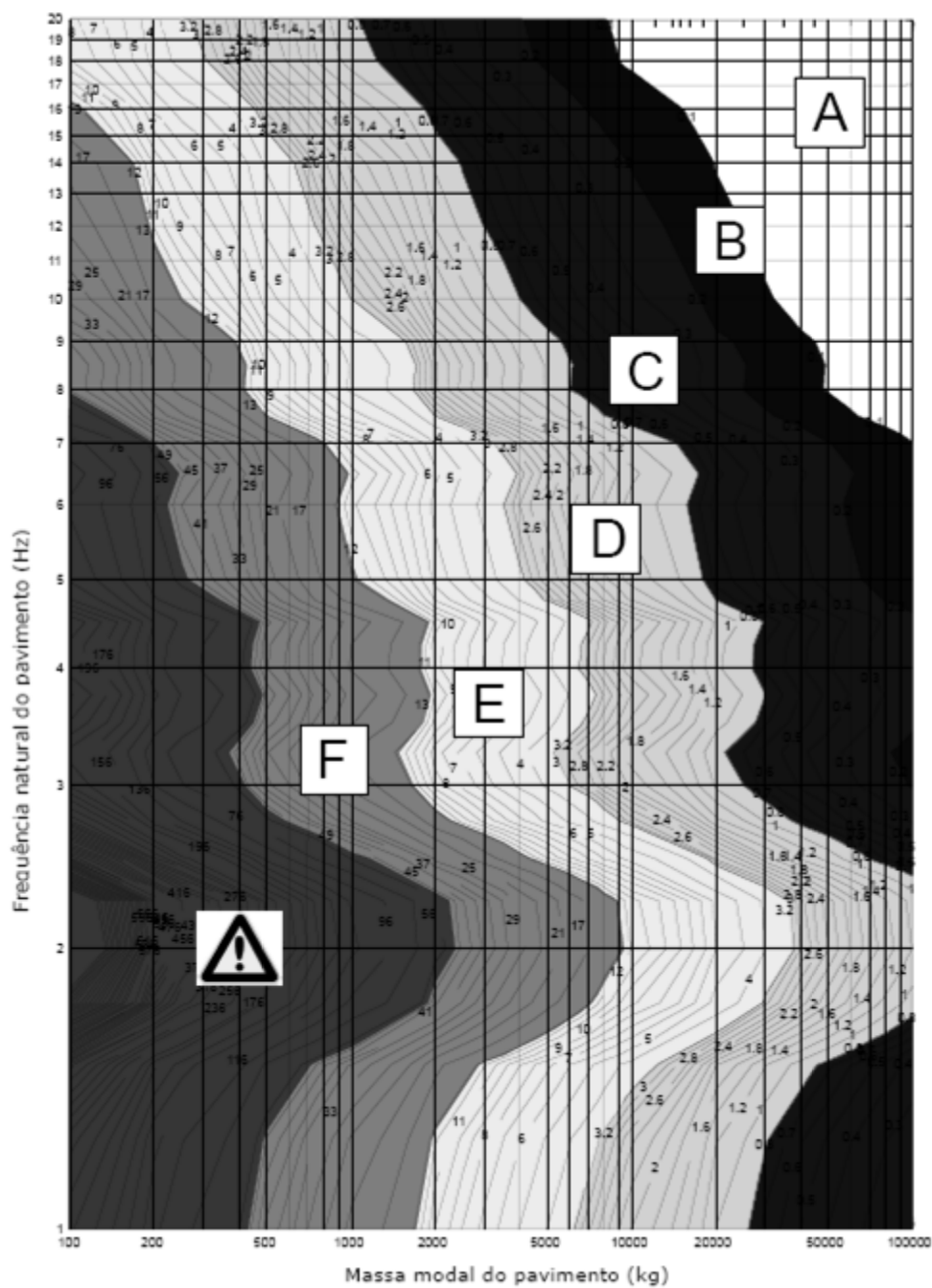


Fig. 2.21 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 5%

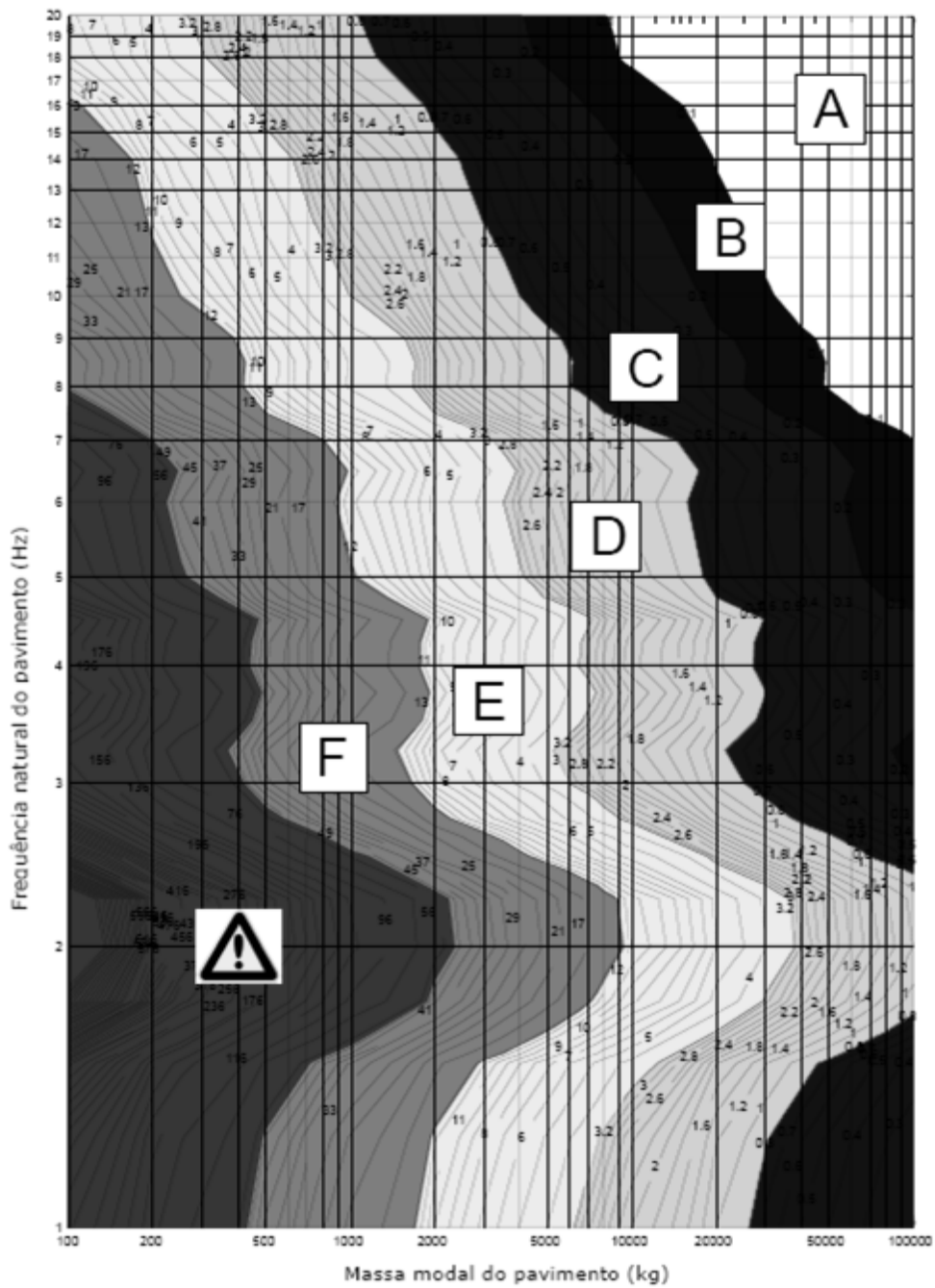


Fig. 2.22 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 6%

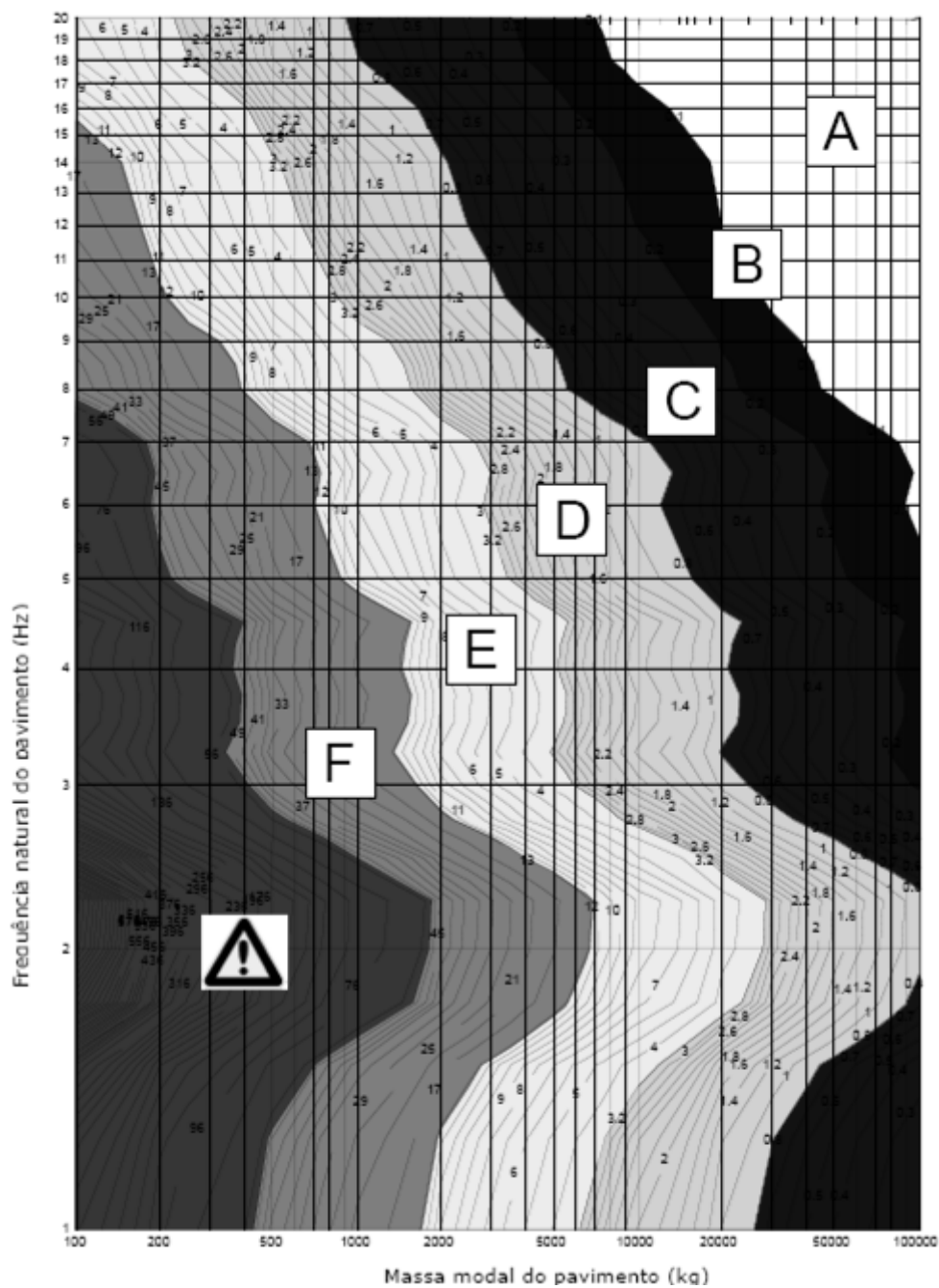


Fig. 2.23 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 7%

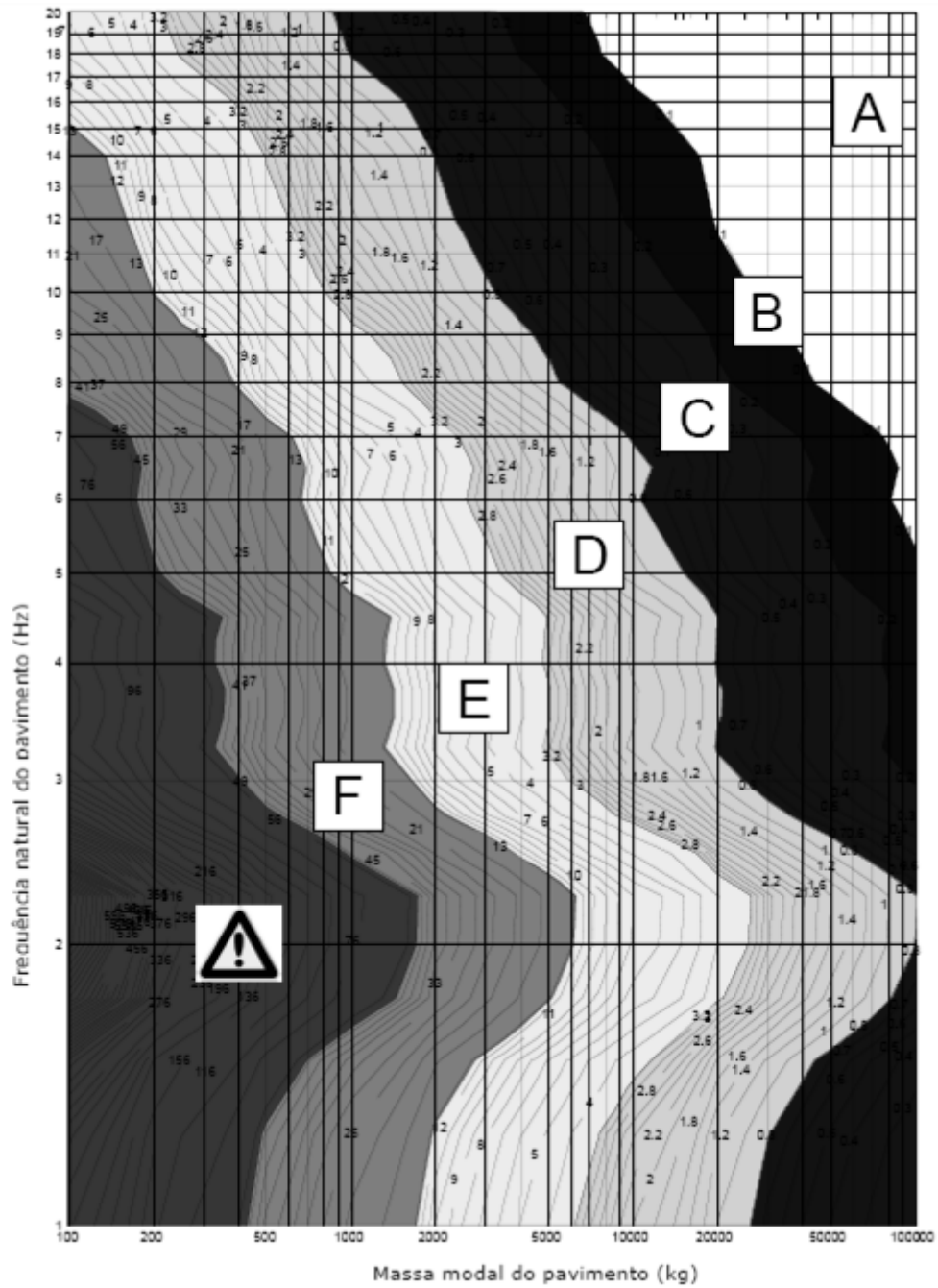


Fig. 2.24 – Ábaco a utilizar para um amortecimento de 8%

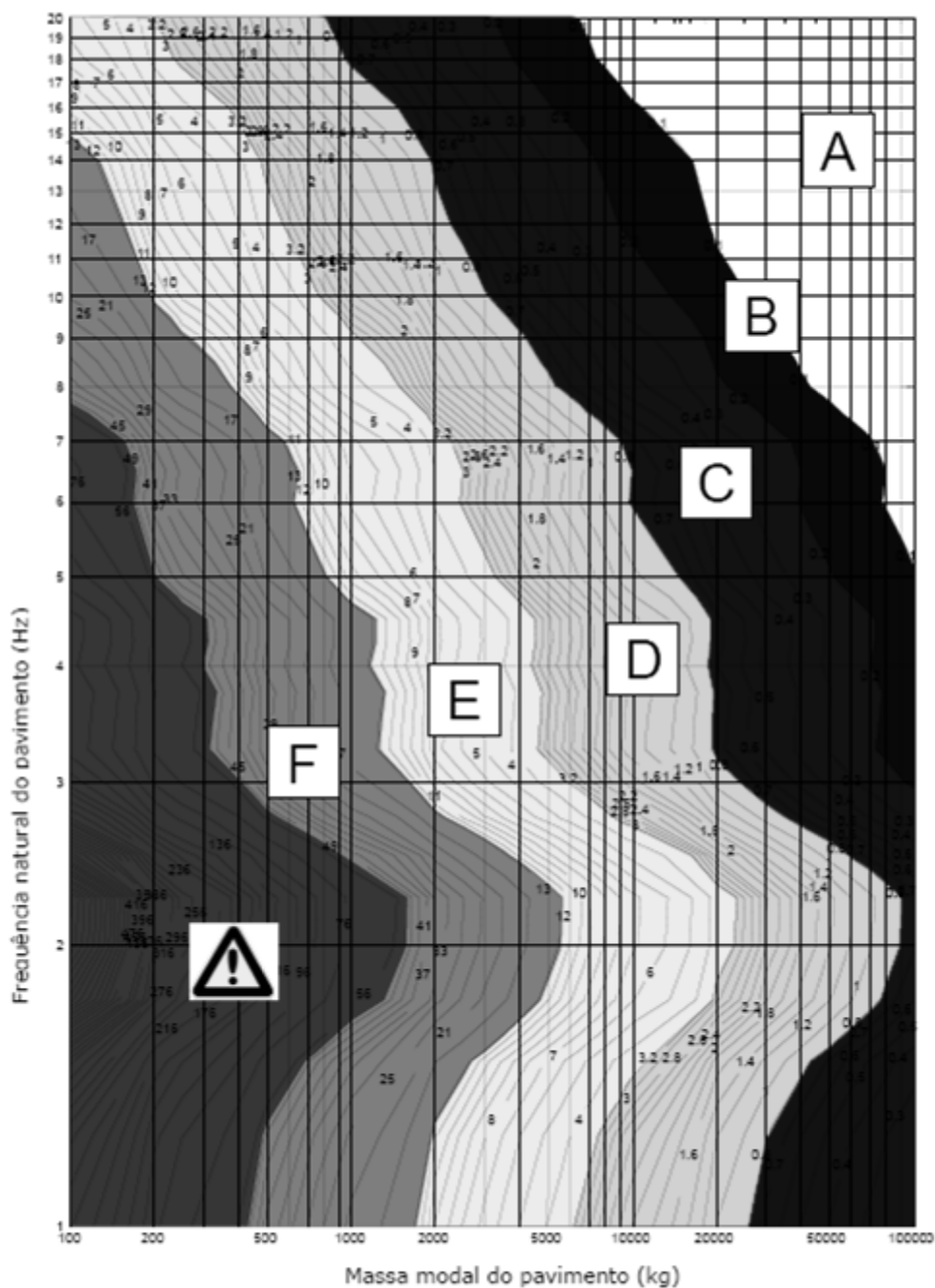


Fig. 2.25 – Âbaco a utilizar para um amortecimento de 9%

Na impossibilidade da utilização do método normal, deverá se recorrer ao método baseado na função de transferência. A função de transferência representa a resposta de uma estrutura a uma carga harmónica com uma dada frequência e amplitude unitária. A função transferência poderá ser determinada por via computacional, ou por ensaios “in situ”, devendo ser articulada com acção normalizada de um peão em andamento, de forma a conhecer-se a resposta do pavimento. A resposta é avaliada no domínio da frequência, no entanto, poderá existir interesse em calcular a resposta do pavimento no domínio do tempo. Como consequência, a obtenção do valor OS-RMS₉₀ torna-se muito mais exigente, implicando um volume de cálculo muito elevado.

O valor OS-RMS₉₀ permite a definição de classes, estando a cada classe associado um determinado intervalo OS-RMS₉₀. Recomenda-se, em função da utilização do pavimento, a atribuição de diferentes classes associadas a níveis de vibrações distintos, definidas em conformidade com critérios de conforto humano.

São apresentadas no documento do HIVOSS seis classes distintas, de A a F, sendo a classe A a mais restritiva por ter um valor OS-RMS₉₀ intervalo compreendido entre 0 e 0.1, encontrando-se a classe F no pólo oposto, sendo aquela que permite valores mais elevados. A restrição é crescente no sentido do desenvolvimento das classes, logo, a recomendação para o pavimento de uma determinada classe, implica a recomendação de classes inferiores. Tomando por exemplo um hospital, pode ver-se pela Tabela (2.16) que é recomendado um pavimento de classe C. Logo, pavimentos das classes A e B também serão recomendados para este tipo de utilização. Em contrapartida, existem as classes não recomendadas. Estudando o mesmo pavimento, não se recomenda um pavimento da classe E, logo a classe F também não será recomendada para função que o pavimento vai desempenhar.

Tabela 2.16 - Classificação da resposta de pavimentos e recomendações em função da utilização

Intervalo OS_RMS ₉₀	Classe					
	A	B	C	D	E	F
	0.0 – 0.1	0.1 - 0.2	0.2 – 0.8	0.8 – 3.2	3.2 – 12.8	12.8 – 51.2

Função do Pavimento	Classe		
	Recomendada	Crítica	Não recomendada
Espaço crítico	A	B	C
Saúde	C	D	E
Educação	C	D	E
Residencial	D	E	F
Escritório	D	E	F
Conferência	D	E	F
Retalho	D	E	F
Hotel	D	E	F
Prisão	D	E	F
Industrial	D	E	F
Desporto	E	F	—

3

CONTROLO DE VIBRAÇÕES AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS

3.1 ESTADO DA ARTE

O capítulo 2 encontra-se direccionado para a avaliação de níveis de vibração em pavimentos. A informação apresentada nesse capítulo deve ser encarada como um suporte técnico para o desenvolvimento e concepção de lajes com um bom desempenho dinâmico, cumprindo as exigências do conforto humano.

Como referido anteriormente, muita da edificação é anterior a estas normas, padecendo por vezes de fenómenos dinâmicos consideráveis. Quando tal acontece, é necessário controlar a resposta do pavimento, reduzindo-se o nível de vibração para valores aceitáveis.

Em lajes de edifícios, uma solução de controlo que pode ser utilizada é protagonizada por dispositivos de controlo passivo conhecidos como amortecedores de massas sintonizadas (TMD). A escolha de este tipo de dispositivo face a outro tipo de soluções, esta relacionada com magnitude e direcção das vibrações, natureza das forças de excitação e também pela sua exequibilidade neste tipo de situações.

Devido aos poucos estudos existentes no domínio da dinâmica de lajes, os exemplos de aplicação de TMDs a este tipo de estrutura não são muito divulgadas. Contudo, no universo das pontes, a aplicação de este tipo de dispositivo é bastante frequente, revelando resultados bastante positivos como meio de redução dos níveis de vibração.

Um TMD é composto por uma massa adicional que é fixada à estrutura através de uma mola e de um amortecedor dispostos em paralelo (Figura 3.1), desenvolvendo no conjunto uma acção compensatória ao deslocamento da estrutura conseguida à custa da absorção da energia mecânica por parte da massa adicional do aparelho

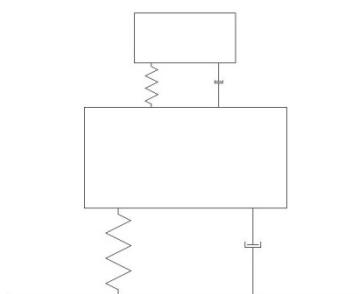


Fig 3.1 – Modelo de funcionamento teórico de um TMD

A denominação de este tipo de amortecedores, como sendo dispositivos de controlo passivo, advém do facto da acção de controlo ser realizada sem recurso a uma fonte de energia externa, podendo o sistema continuar em funcionamento aquando de um corte de alimentação eléctrica ao edifício.

A sintonização deste tipo de dispositivo é fundamental para o sucesso da acção de controlo. O dispositivo deverá ser calibrado para um dado valor de frequência, massa e amortecimento. Pequenos desvios na avaliação destes parâmetros poderão traduzir uma perda de eficiência considerável do dispositivo de controlo.

No presente capítulo pretende-se dar a conhecer o processo de dimensionamento deste tipo de dispositivo. Procura-se expor as diferentes variáveis que intervêm no processo de dimensionamento, assim como a influência de cada uma na avaliação da eficácia do TMD. São expostas considerações quanto á aplicabilidade do TMD e localizações da sua instalação

3.2 – DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE CONTROLO COMPOSTOS POR TMDs

Na presente secção, pretende-se dar a conhecer as expressões que permitem o dimensionamento de sistemas de controlo. A informação será prestada segundo um grau de complexidade crescente, partindo-se de situações idealizadas para concluir com situações de maior complexidade.

Como ponto de partida, irá ser estudado o modelo de funcionamento de um absorvedor de vibrações. A sua simplicidade, facilita a introdução de novos conceitos, para que noções futuras tenham uma interpretação o mais intuitiva possível. Segue-se a aplicação e dimensionamento de um TMD, expondo-se em último lugar o conceito de sistemas equivalentes de TMDs

3.2.1 ABSORVEDOR DE VIBRAÇÕES

Um absorvedor de vibrações é protagonizado por uma situação idealizada de um amortecedor de massas sintonizadas. Conceptualmente, poderá ser definido pelo modelo teórico constante na Figura 3.2

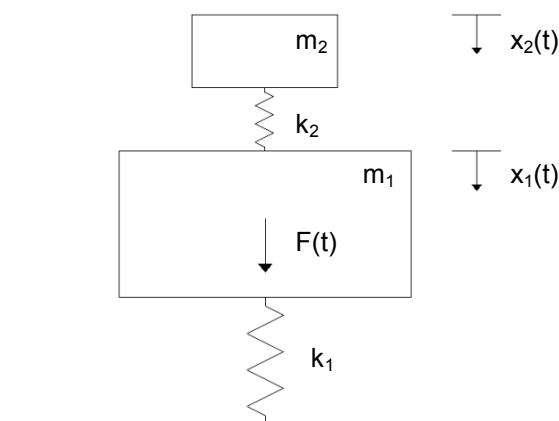


FIG 3.2 - MODELO de funcionamento teórico de um absorvedor de vibrações

Ilustra-se um sistema desprovido de qualquer tipo de amortecimento, consideração irrealista, mas com interesse pedagógico para a temática que aqui se pretende apresentar. O modelo é composto por duas massas distintas, uma principal m_1 e outra secundária m_2 . A cada massa encontra-se associada a molas com rigidez K_1 e K_2 respectivamente.

Para a actuação da força $F(t)=F_0\text{sen}\omega t$, ilustrada na figura, a amplitude de resposta poderá ser avaliada como o quociente entre o deslocamento dinâmico e o deslocamento estático. O quociente enunciado, é

dominado de factor de amplificação dinâmica e traduz a amplificação da resposta do sistema quando sujeito a uma carga harmónica.

A amplitude da resposta da massa principal e da massa secundária podem ser avaliadas com recurso às expressões (3.1) e (3.2) [19] e [20]:

$$\frac{k_1 X_1}{F_0} = \frac{X_1}{X_{1,est}} = \frac{1-r_2^2}{r_1^2 r_2^2 - r_2^2 - (1+\mu)r_1^2 + 1} \quad (3.1)$$

$$\frac{k_1 X_2}{F_0} = \frac{X_2}{X_{1,est}} = \frac{1}{r_1^2 r_2^2 - r_2^2 - (1+\mu)r_1^2 + 1} \quad (3.2)$$

Onde r_1 representa a razão entre a frequência de excitação e frequência inicial do sistema,

$$r_1 = \omega \sqrt{\frac{m_1}{k_1}} = \frac{\omega}{\omega_1} \quad (3.3)$$

r_2 é o quociente entre a frequência de excitação e a frequência do amortecedor

$$r_2 = \omega \sqrt{\frac{m_2}{k_2}} = \frac{\omega}{\omega_2} \quad (3.4)$$

e μ , é a razão entre a massa do sistema secundário e a massa principal

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} \quad (3.5)$$

A ilustração seguinte, apresenta a amplitude do movimento para um sistema composto apenas pela massa principal m_1 , em oposição à resposta de um sistema composto por um absorçor de vibrações.

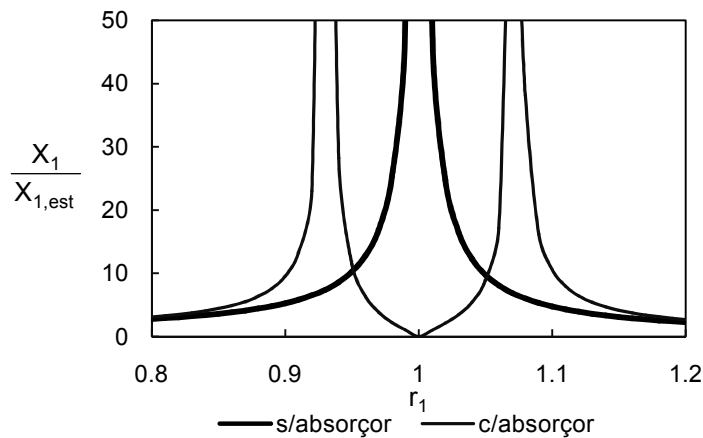


Fig 3.3 - Amplitude do movimento da massa principal com e sem absorçor de vibrações

A introdução do absorvedor de vibrações levou a que o sistema que anteriormente era caracterizado por uma frequência natural, passasse a ter duas frequências, uma inferior e outra superior á original. As duas frequências afastam-se da frequência de solicitação, evitando-se fenómenos de ressonância para uma frequência de solicitação considerada crítica.

O interesse prático da aplicação de dispositivos de controlo passa invariavelmente por este ponto, procurando a modificação do sistema dinâmico original com intuito de reduzir os níveis de vibração. Tratando-se de uma idealização, onde se considera inexistente qualquer tipo de amortecimento, a aplicação de um absorvedor de vibrações, anula por completo o nível de vibração da estrutura principal. Para tal acontecer, o numerador da equação (3.1), deverá ser igual a zero, o que acontece quando a frequência de excitação e do absorvedor são iguais ($r_2=1$). Apesar do movimento da massa principal ser nulo, o da massa secundária não o é, sendo a sua amplitude possível de calcular através da expressão (3.6):

$$X_2 = \frac{F_0}{k_2} \tag{3.6}$$

As novas frequências naturais do sistema, promovem uma razão infinita entre o deslocamento dinâmico e o deslocamento estático. Para que tal se suceda, o denominador das expressões (3.1) e (3.2) deve ser igual a zero. Impondo esta igualdade e desenvolvendo a equação em ordem á frequência natural, obtêm-se a expressão para o cálculo das novas frequências naturais:

$$\omega = \frac{\omega_1}{\sqrt{2}} \sqrt{1+q^2(1+\mu) \pm \sqrt{q^4(1+\mu)^2 + 2(\mu-1)q^2 + 1}} \tag{3.7}$$

onde

$$q = \frac{\omega_2}{\omega_1} \tag{3.8}$$

Apresentam-se em seguida duas figuras que procuram demonstrar a influência dos parâmetros μ e q na resposta da massa principal do sistema.

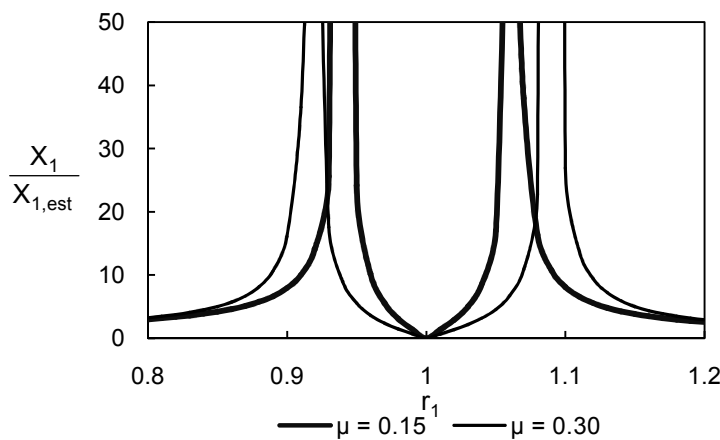


Fig 3.4- Amplitude movimento da massa principal m_1 para $q=1$ e $\mu=0.15$ ou $\mu=0.30$

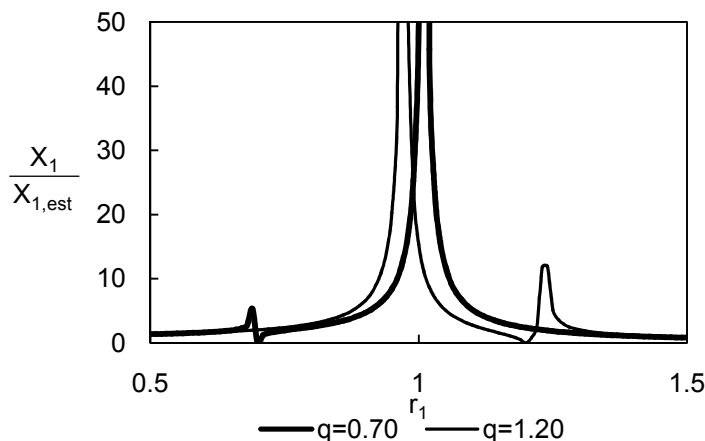


Fig. 3.5 - Amplitude de movimento para $\mu=0.02$ e $q=0.70$ ou $q=1.20$

Do estudo da Figura 3.4, percebe-se que para valores de μ mais elevados, as frequências naturais do sistema têm um afastamento maior em relação à frequência inicial. Como tal, será do interesse do projectista adoptar o maior valor de μ possível, pois ao promover um maior afastamento entre os picos de amplitude, estará também a ampliar a gama de frequências para que o sistema pode ser excitado, e como tal o absorvor terá uma maior eficácia.

A Figura 3.5 representa a amplitude do movimento da massa principal para $\mu=0.02$, fazendo variar q em função de r_1 . Quando o valor de q é inferior à unidade, ou seja, para uma relação entre ω_2 e ω_1 inferior à ressonância do sistema original ($r_1=1$), a primeira frequência tem uma amplitude reduzida, sendo a amplitude do movimento correspondente à segunda frequência elevada. O contrário acontece para valores de q superiores a um, a segunda frequência tem uma amplitude reduzida e a primeira tem uma amplitude elevada. Para as situações referidas, o maior afastamento das frequências ocorre em correspondência com q , querendo isto dizer que para valores inferiores a $r=1$, a primeira frequência encontra-se mais afastada da frequência original, acontecendo o inverso para quando q é superior a 1. Denotar também que, para valores de $r=q$, o absorvor de vibrações tem a sua eficácia máxima, anulando por completo o movimento da massa m_1 .

Por ultimo, e de forma a entender melhor a variação da resposta em função dos parâmetros q e μ , ilustra-se uma figura onde são avaliadas as frequências naturais do sistema em função de μ fazendo variar q . Conclui-se que o afastamento das frequências do sistema é directamente proporcional aos valores de q e μ , afastando-se para valores de q e μ crescentes e aproximando-se para valores de q e μ mais baixos.

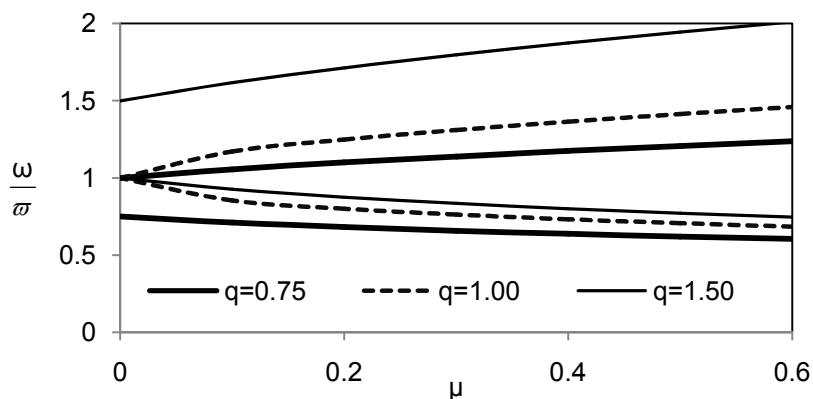


Fig. 3.6 - Frequências naturais do sistema em função de μ e q

3.2.2 APLICAÇÃO DE UM TMD A UMA ESTRUTURA SEM AMORTECIMENTO

Na presente secção são expostas as equações que regem a resposta de um sistema dotado de um dispositivo de controlo de massas sintonizadas. O dispositivo é aplicado a uma estrutura sem amortecimento, protagonizada pela massa m_1 e pela mola k_1 , à qual encontra-se ligada uma massa adicional m_2 por intermédio de uma mola com rigidez k_2 e um amortecedor com uma constante de amortecimento c_2 .

O modelo teórico representativo do funcionamento de um amortecedor de massas sintonizadas encontra-se ilustrado na Figura 3.7

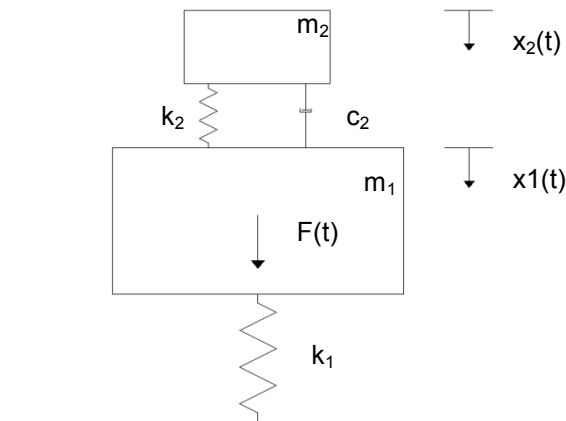


Fig 3.7 - Modelo de funcionamento teórico de um TMD aplicado a uma estrutura sem amortecimento

A resposta da massa principal quando sujeito á acção de uma carga harmónica de frequência ω , é traduzida pela seguinte expressão [19] e [20]:

$$\frac{k_1 X_1}{F_0} = \frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2\xi_2 r_1 q)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1(1 + \mu)]^2}} \quad (3.9)$$

Sendo a amplitude de movimento para a massa do TMD dada por:

$$\frac{k_1 X_2}{F_0} = \frac{X_2}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{\{r_1^4 - [1 + (1 + \mu)q^2]r_1^2 + q^2\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2 [1 - r_1(1 + \mu)]^2}} \quad (3.10)$$

Onde

ξ_2 é o coeficiente de amortecimento do amortecedor do TMD

$$\xi_2 = \frac{c_2}{2\sqrt{k_2 m_2}} \quad (3.11)$$

Exibe-se na Figura 3.8 a amplitude de movimento para a massa m_1 em função de r_1 , para um sistema desprovido de sistema de controlo e um outro dotado de um TMD:

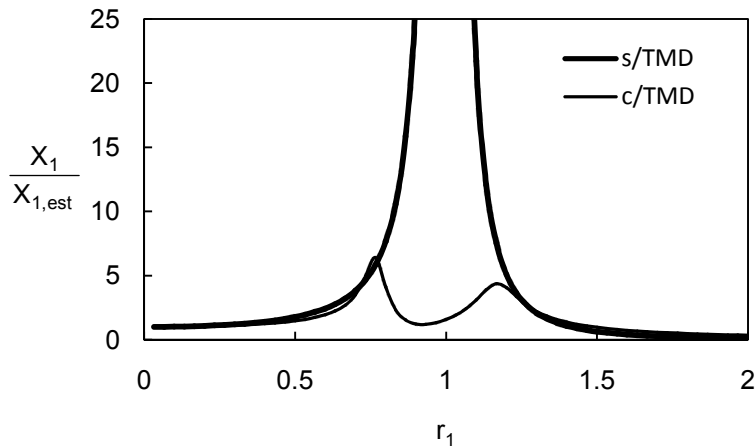


Fig 3.8 – Amplitude do movimento da massa principal sem e com aplicação de um TMD

Para qualquer que seja a frequência de excitação não é possível eliminar por completo o movimento da massa principal. Ao contrário do que se passa com um absorvedor de vibrações, um TMD apenas consegue a atenuação do nível de vibração e não a sua completa eliminação.

Todavia, devido ao amortecimento que é inserido na estrutura, a aplicação de um TMD pressupõe deslocamentos pequenos em condições de ressonância (observe-se os picos correspondentes às frequências de ressonância), o que não acontece no caso de um absorvedor. Como consequência, a gama de frequências possíveis de excitar é mais alargada, revelando-se um sistema de controlo mais eficiente.

Tal como foi visto para o caso da aplicação de um absorvedor de vibrações, para um TMD a amplitude de movimento massa principal varia consoante os valores do coeficiente de amortecimento ξ_2 , q e μ .

As figuras que se seguem pretendem evidenciar a preponderância de cada parâmetro na amplitude do movimento. Apresentam-se duas figuras onde se fez variar o coeficiente de amortecimento do TMD, sendo os parâmetros $q=0.9$ e $\mu=0.20$ no primeiro caso e $q=0.8$ e $\mu=0.20$ no segundo.

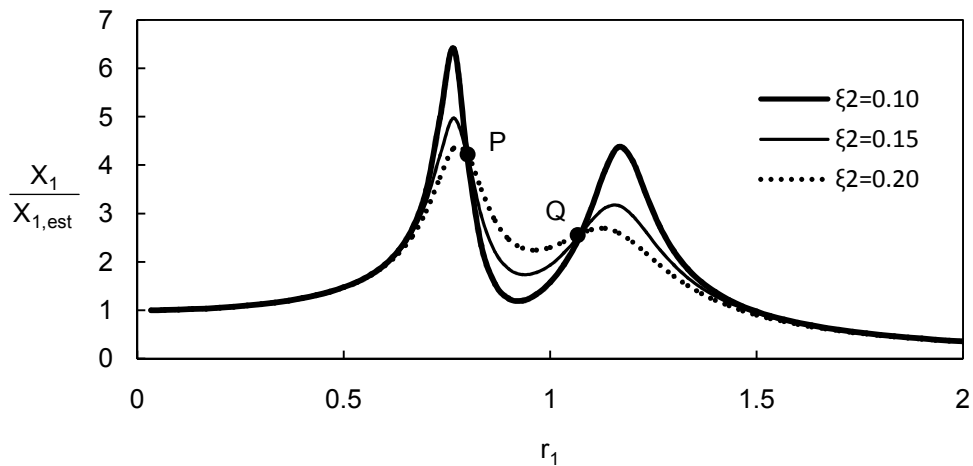


Fig 3.9 – Amplitude do movimento da massa principal tomando $q=0.9$ e $\mu=0.2$

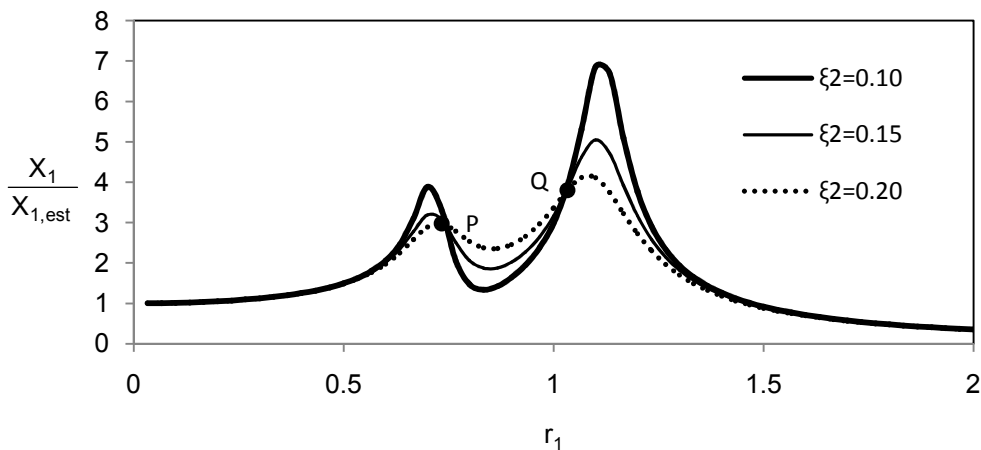


Fig 3.10 - Amplitude do movimento da massa principal tomando $q=0.8$ e $\mu=0.2$

Constata-se que para os valores de amortecimento mais elevados a amplitude de movimento da massa m_1 passa a ser cada vez mais baixa, ocorrendo os deslocamentos máximos para os valores de amortecimento menores. Uma variação na relação de frequências da massa principal e do TMD influencia sobretudo a amplitude das duas frequências ressonantes, conduzindo a que um dos picos seja mais elevado que o outro.

Chama-se a atenção, para o facto de todas as curvas cruzarem os pontos P e Q. Tais pontos são independentes do coeficiente de amortecimento, dependendo apenas dos valores de q e u .

Quando se observam as figuras parece claro que poderá existir uma curva cujas amplitudes máximas encontram-se ao mesmo nível. Ora, se tal acontecer, está-se perante uma situação ideal, pois, sendo as amplitudes das duas frequências iguais, os deslocamentos máximos obtidos para as frequências de ressonância são os mínimos que poderão ocorrer entre todas as configurações possíveis.

O dimensionamento óptimo de um TMD passa por escolher os seus parâmetros, para que a configuração da curva de amplificação seja a enunciada no parágrafo anterior. Sabendo que todas as curvas cruzam os pontos P e Q, a configuração desejada é aquela para a qual os pontos citados se encontram ao mesmo nível e simultaneamente correspondem aos seus menores máximos.

O parâmetro q influencia directamente as amplitudes dos pontos P e Q, como tal, o nivelamento destes dois pontos só é conseguido com a escolha de um valor óptimo de q . Esse valor é denominado de q_{opt} . Por outro lado, o nivelamento dos dois pontos não garante que sejam os menores máximos da função. Para tal acontecer, terá de ser obtido um valor para o coeficiente de amortecimento que ocasione esta situação. O valor desejado é denominado de ξ_{2opt} .

As expressões para o cálculo destes parâmetros encontram-se representadas seguidamente, e o seu desenvolvimento matemático pode ser encontrado em [19] e [20]:

$$q_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (3.12)$$

$$\xi_{2opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \quad (3.13)$$

Exemplifica-se na Figura 3.11 o caso da sintonização óptima de um TMD para $q_{opt} = 0.87$ e $\xi_{2opt} = 0.222$. Como se pode observar pela ilustração, valores diferentes de q_{opt} promovem um desnivelamento entre os picos da curva, sendo que um dos picos é sempre superior ao conseguido para o nivelamento da curva.

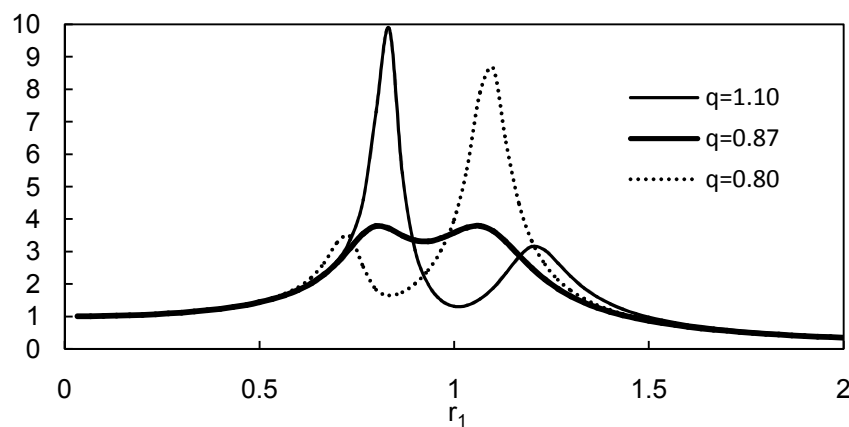


Fig 3.12 - Amplitude do movimento da massa m_1 variando q para $\mu=0.15$

O máximo deslocamento para a curva de dimensionamento óptimo poderá ser calculado por (3.14) []:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{2+\mu}{\mu}} \quad (3.14)$$

E as frequências para as quais ocorrem os valores de deslocamento máximo podem ser obtidas com recurso a (3.15):

$$r_1 = \sqrt{\frac{1 + (1 + \mu)q^2 \pm \sqrt{1 - 2q^2 + (1 + \mu)^2 q^4}}{2 + \mu}} \quad (3.15)$$

Outra condição a ter em conta no dimensionamento de um TMD é o deslocamento relativo entre as duas massas do sistema. O máximo deslocamento relativo entre o pavimento e o TMD deverá estar devidamente acautelado para que não ocorra contacto entre massas, podendo ser calculado pela expressão (3.16) a qual tem em conta a relação das massas e do coeficiente de amortecimento do TMD:

$$\frac{X_{rel}}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{X_1}{X_{1,est} 2\mu \xi_{2opt}}} \quad (3.16)$$

3.2.3 APLICAÇÃO DE UM TMD A UMA ESTRUTURA COM AMORTECIMENTO

Como se sabe da dinâmica de estruturas, a consideração de uma estrutura desprovida de qualquer tipo de amortecimento é uma opção inviável e irrealista. Pretende-se na presente secção estudar a aplicação de um TMD a uma estrutura real, caracterizada pela sua massa, rigidez e amortecimento. O modelo teórico para estas estruturas é composto por uma massa principal m_1 ligada ao exterior por uma mola de rigidez k_1 e um amortecedor de constante c_1 . Por sua vez, o TMD é representado pela massa m_2 , encontrando-se ligado ao sistema original por uma mola de rigidez k_2 e um amortecedor de constante c_2 .

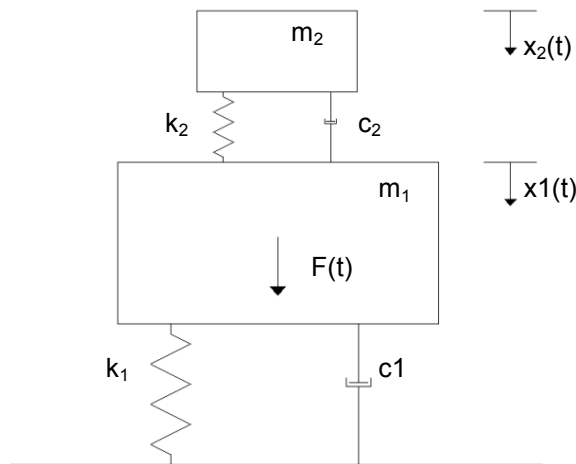


Fig 3.13 - Modelo de funcionamento teórico de um TMD aplicado a uma estrutura com amortecimento

O deslocamento máximo devido à actuação de uma força sinusoidal sobre a massa principal do sistema é dado pela seguinte expressão [20]:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2r_1\xi_2)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{(2r_1)^2 [\xi_2(r_1^2(1+\mu)-1) + \xi_1(r_1^2 - q^2)]^2 + (\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)^2 \xi_1 \xi_2)}} \quad (3.17)$$

O processo de dimensionamento de um TMD aplicado a estruturas com amortecimento, pressupõe o mesmo raciocínio de base que o anterior. Ou seja, pretende-se a sintonização do TMD para que a amplitude da resposta para as duas frequências do sistema seja a mesma e simultaneamente a de menor valor possível.

Para estruturas em que o amortecimento estrutural é baixo, as considerações e expressões para o cálculo da q_{opt} e ξ_{2opt} mantêm-se válidas, podendo ser utilizadas no processo de dimensionamento do TMD (Figura 3.14). Para valores de amortecimento mais elevados, caracterizados por um coeficiente de amortecimento superior a 1%, o emprego das expressões (3.12) e (3.13) não é considerado válido. A consideração do coeficiente de amortecimento estrutural nulo que levou ao desenvolvimento destas expressões não traduz a resposta em sistemas com $\xi_1 > 1$, originando erros importantes não compatíveis com a sensibilidade que o processo de sintonização requer. A identificação dos pontos fixos deixa de ser possível (Figura 3.15), sendo necessário recorrer a outras formas de dimensionamento.

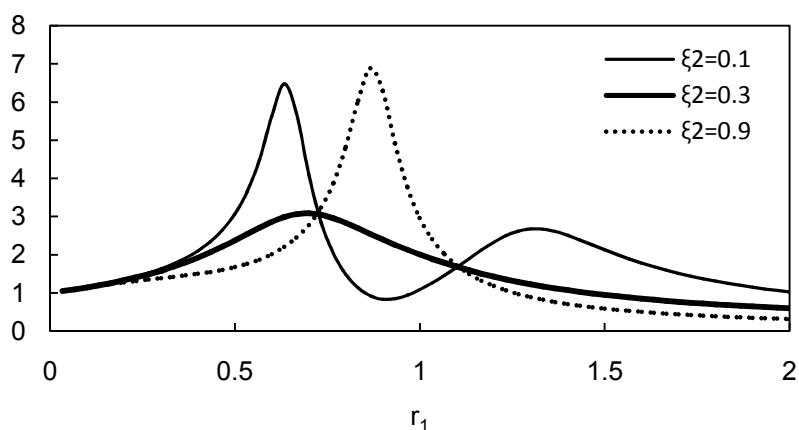


Fig 3.14 – Amplitude do movimento da massa m_1 , tomando $\xi_1=1\%$, $\mu=0.3$, $q=0.9$ e adoptando diferentes coeficientes de amortecimento do TMD

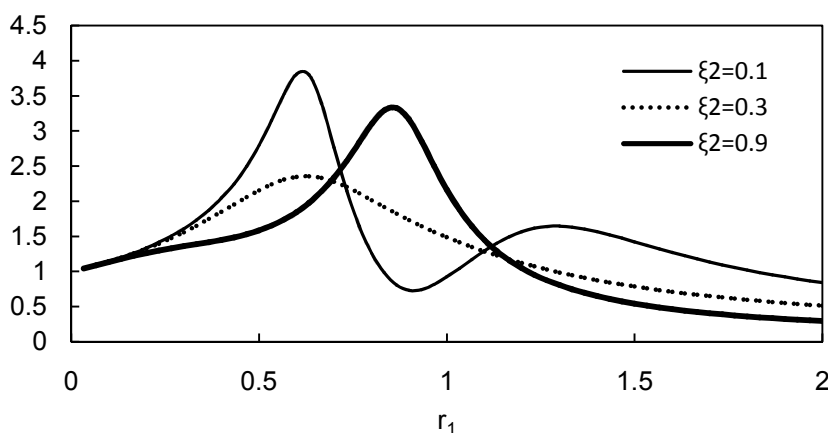


Fig 3.15 – Amplitude do movimento da massa m_1 , tomando $\xi_1=10\%$, $\mu=0.3$, $q=0.9$ e adoptando diferentes coeficientes de amortecimento do TMD

A sintonização de TMDs para estruturas com um nível de amortecimento elevado, deve ser realizado com recurso aos ábacos presentes nas Figuras 3.16 a 3.19. Encontram-se representados quatro ábacos que permitem o cálculo de m_2 , k_2 e ξ_2 , assim como a amplitude de deslocamento relativo entre as duas massas. A construção dos ábacos assenta no estudo na equação (3.17), impondo que a amplitude dos máximos da curva da amplificação seja a mesma e a de menor valor possível. Como consequência, os valores obtidos na leitura dos ábacos são valores óptimos para as variáveis que definem o TMD.

O primeiro ábaco apresentado permite a definição da massa adicional a ser empregue no TMD para a resposta máxima desejada. Conhecendo-se a massa a utilizar no dispositivo de controlo, a leitura do ábaco presente na Figura 3.17, permite determinar o valor óptimo de q com o qual se pode avaliar a rigidez da mola do sistema de controlo. O amortecimento óptimo do TMD pode ser encontrado utilizando-se o ábaco da Figura 3.18 enquanto no ábaco da Figura 3.19 encontram-se indicadas as curvas de amplificação máxima da variação do deslocamento relativo entre as massas principal e a massa do TMD, com vista a determinação do espaçamento mínimo entre as duas massas.

O estudo pormenorizado dos ábacos, permite perceber que a sintonização de um TMD é mais susceptível à variação da frequência do sistema de controlo do que à variabilidade do coeficiente de amortecimento. A eficácia do sistema de controlo decresce mais rapidamente para valores de q diferentes do óptimo, do que para valores diferentes do coeficiente de amortecimento óptimo.

Exemplificando na figura 3.20 pode ver-se, o caso de um estrutura com um coeficiente de amortecimento de 2%, à qual se limita o coeficiente de amplificação a um intervalo compreendido entre 8 e 10. O valor de q varia entre 0.977 e 0.987, assumindo ξ_2 valores compreendidos entre os 5.2% e os 7.5%. Assim, para uma variação de 25% do factor de amplificação, regista-se a variação de apenas 1% do valor de q , contra uma variação de 31% do coeficiente de amortecimento do TMD.

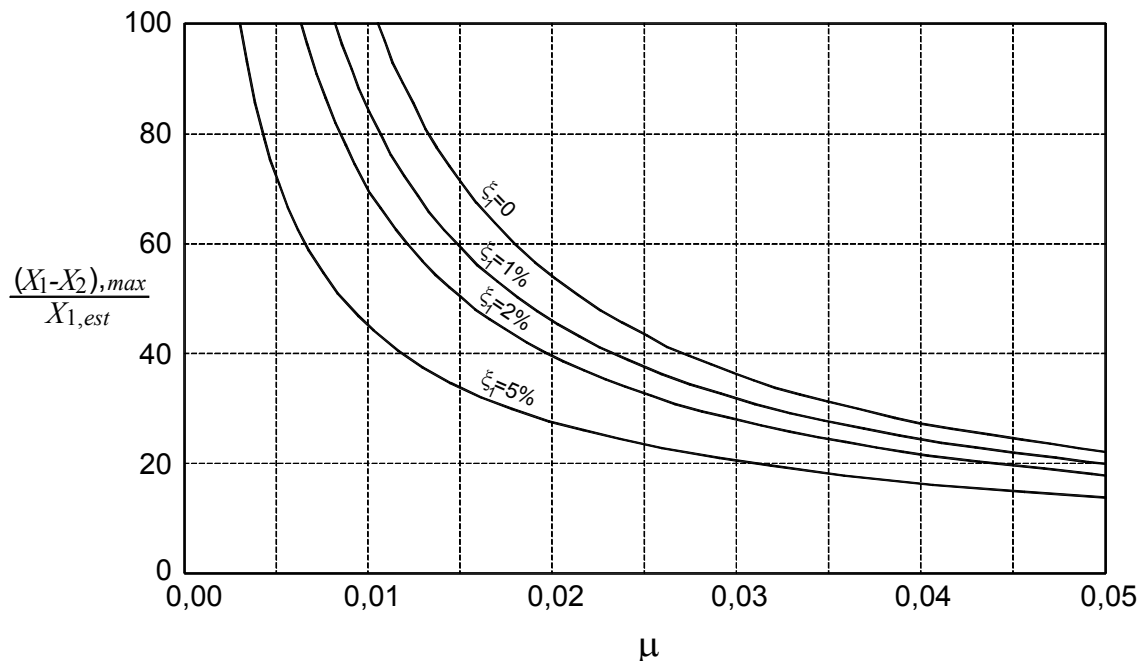


Fig 3.16 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal

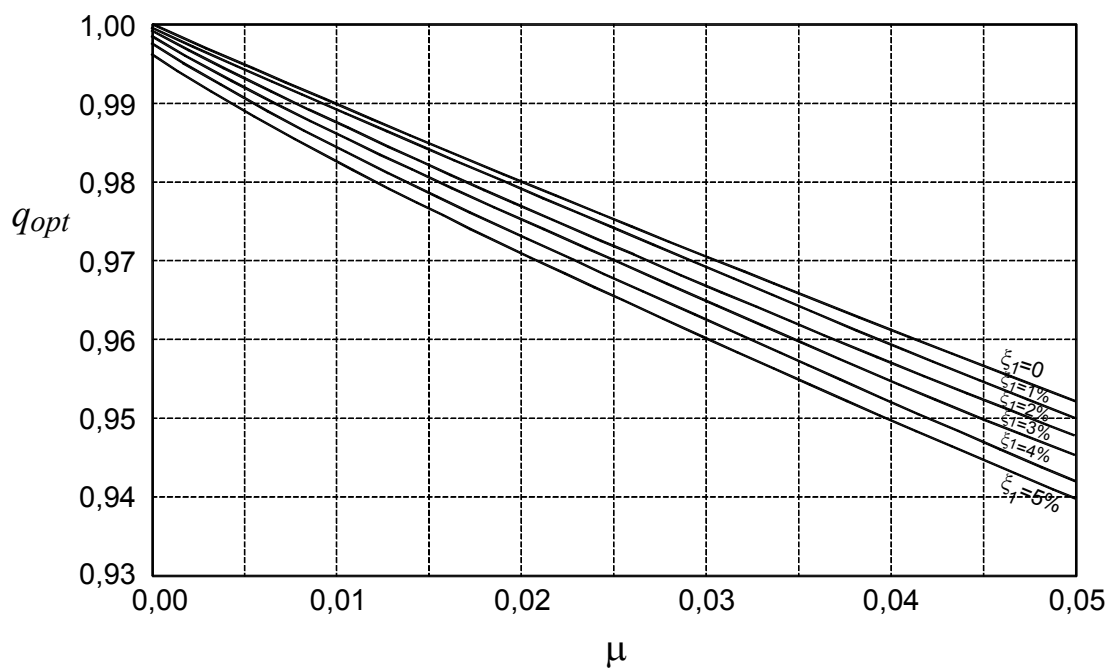


Fig 3.17 – Curvas para determinação do valor óptimo de q

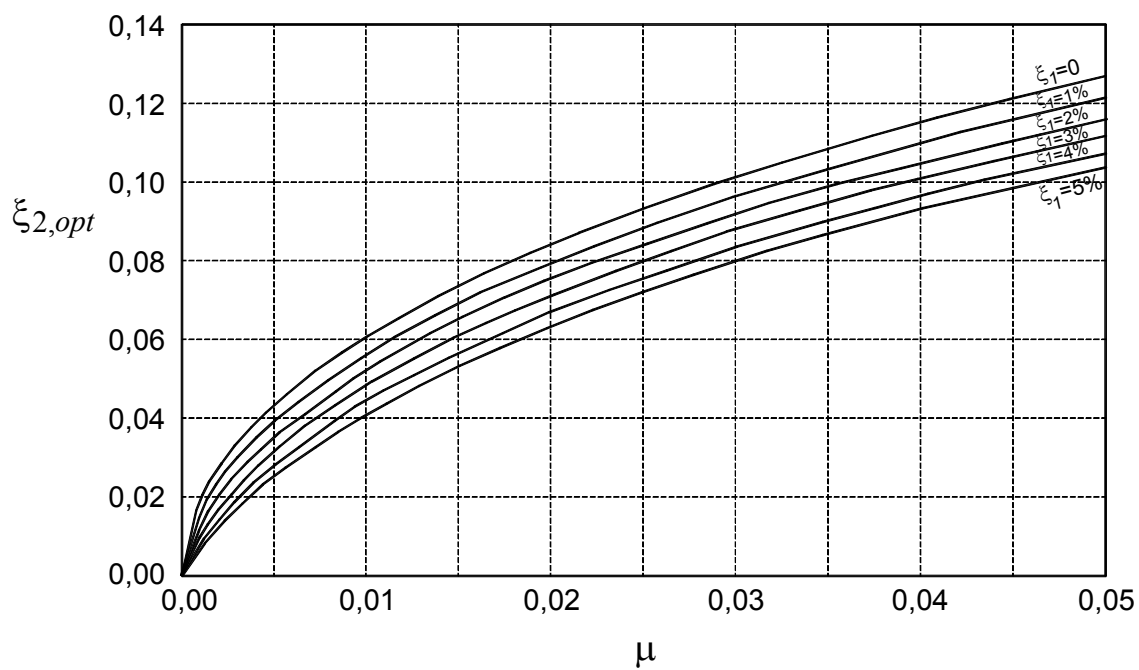


Fig 3.18 – Curvas para a determinação do valor óptimo de ξ_2

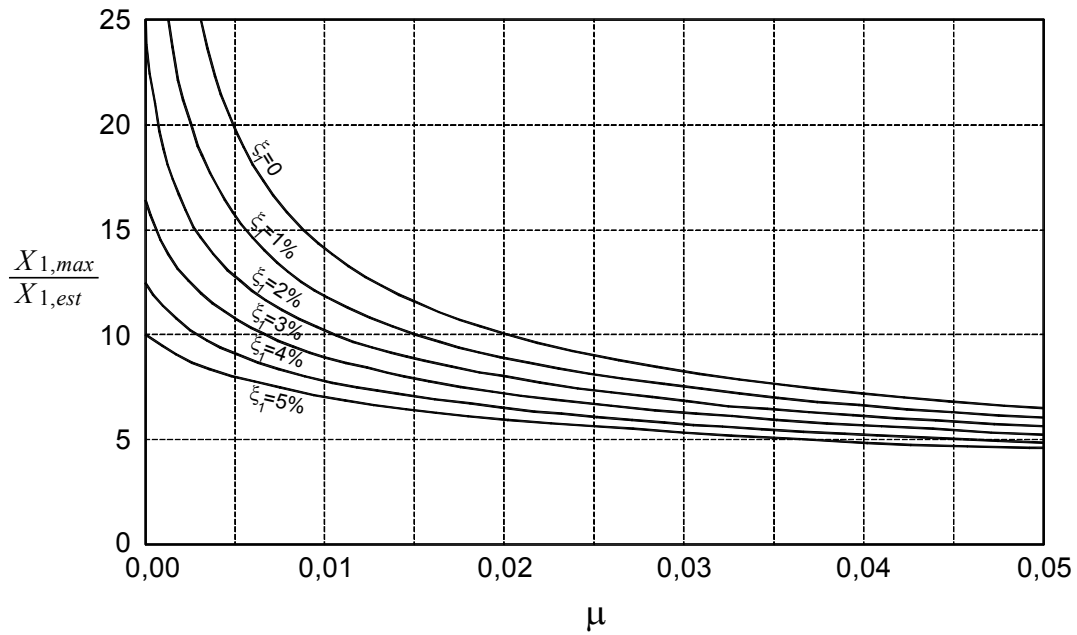


Fig 3.19 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e massa adicional

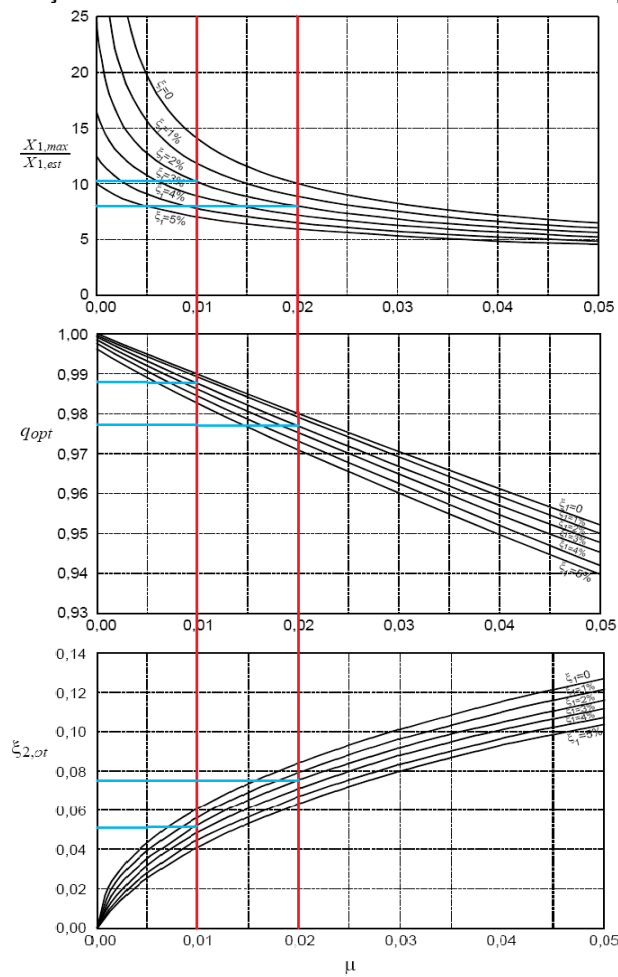


Fig. 3.20 – Importância da rigidez e amortecimento na sintonização de um TMD, numa estrutura com $\xi_1=2\%$, para um intervalo do factor de amplificação dinâmica compreendido entre 8 e 10.

Conclui-se assim, que a obtenção de uma boa eficácia do sistema de controlo é pouca condicionada pela variação do coeficiente de amortecimento, sendo muito mais sensível a aferição de valores de rigidez diferentes de k_{2opt} .

Além do que foi enunciado, repara-se que a eficiência do TMD é inversamente proporcional ao amortecimento da estrutura. Para valores crescentes de ξ_1 , o TMD torna-se menos eficaz, perdendo quase significado a sua empregabilidade em estruturas com um coeficiente de amortecimento superior a 5%. A adopção de uma massa para o amortecedor que represente mais do que 2% da massa do pavimento, revela ser uma solução pouco desejável. Neste caso, as curvas de amplificação têm uma variação reduzida a partir deste valor, traduzindo uma perda de eficiência do sistema de controlo.

3.2.3 PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO

3.2.3.1 Sistema equivalente a um grau de liberdade

O estudo de pavimentos implica o estudo de uma estrutura contínua, composta por uma multiplicidade de graus de liberdade. É necessário extrapolar as considerações expostas para estruturas definidas por um grau de liberdade para estruturas com múltiplos de grau de liberdade. A forma de o fazer, é recorrendo à concepção de sistemas equivalentes de um grau liberdade, que procurem traduzir o comportamento dinâmico da estrutura em estudo.

A concepção de um sistema equivalente para um dado grau de liberdade, deve reproduzir de forma fiel o comportamento dinâmico da estrutura para um qualquer modo de vibração. Como tal, as características de massa, rigidez e amortecimento associados a cada modo de vibração, devem ser avaliados para que o sistema em causa seja de facto um sistema equivalente ao original.

Para tal suceder, o valor da massa modal, deve ser avaliado para uma configuração do modo de vibração onde se assume um valor unitário para a componente modal do grau de liberdade. Porventura, existiram casos em que a massa modal foi avaliada utilizando um critério diferente do enunciado. Quando tal acontece, o valor da massa modal deve ser corrigido pelo factor $1/\gamma_n^2$, onde γ_n é o valor inicial da componente modal \square_n , associado ao grau de liberdade onde vai ser aplicado o TMD.

3.2.3.2 Utilização dos ábacos no dimensionamento de TMDs

O processo de dimensionamento de um TMD tem como objectivo a redução dos níveis de vibração de uma qualquer estrutura para níveis de vibração considerados admissíveis. Em pavimentos de edifícios, as acções de origem humana assumem-se como as acções condicionantes do nível de vibração. Como visto no capítulo anterior, tais acções podem ser de índole distintas e resultam em diferentes respostas da estrutura. A primeira etapa a realizar no dimensionamento de um TMD consiste na identificação dos casos de carga possíveis para o tipo de estrutura que se encontra a estudar, avaliando-se posteriormente qual protagoniza a situação mais desfavorável em termos de resposta máxima.

Se o valor da resposta for superior à aceleração tida como admissível ($a_{max} > a_{adm}$), a resposta deve ser reduzida para a_{adm} e os parâmetros do TMD devem ser calculados em função desta aceleração. O deslocamento máximo admissível pode ser obtido, multiplicando o valor da aceleração admissível pelo inverso do quadrado da frequência angular.

$$d_{max,adm} = X_1 = \frac{a_{adm}}{\omega_n^2} \quad (3.18)$$

Adoptando para o cálculo do deslocamento estático a amplitude da harmónica condicionante ΔG_i , e a rigidez modal corresponde com o modo de vibração da frequência ω_n

$$X_{1,est} = \frac{\Delta G_i}{k_{1n}} \quad (3.19)$$

o factor de amplificação dinâmica admissível poderá ser avaliado através da relação $X_1 / X_{1,est}$.

Conhecido o factor de amplificação, é possível ler no ábaco da Figura 3.16 o valor de μ mínimo a utilizar para que $a \leq a_{adm}$. Os parâmetros óptimos do TMD podem ser conhecidos com recurso aos ábacos ilustrados nas Figuras 3.17 e 3.18, utilizando $\mu = \mu_{min}$.

O TMD deve ser colocado no ponto de máxima amplitude do modo de vibração. Além de tornar mais eficiente a utilização do TMD, a localização no ponto de deslocamento máximo tem como vantagem, a adição de uma massa de controlo mais pequena, perfazendo a solução mais viável do ponto de vista económico.

3.2.3.3- Controlo de diferentes contribuições modais

Poderão existir casos em que o controlo de vários modos de vibração é necessário. Tal acontece, quando duas ou mais frequências naturais do pavimento são excitadas, podendo ocorrer níveis de vibração elevados para as diferentes configurações modais. Perante este cenário, considerar um TMD que controle apenas um modo de deformação pode não ser razoável, pois, se por um lado se acautela o nível de vibração para o modo escolhido, para os restantes modos o nível de vibração pode ser excessivo.

A sintonização de um TMD para uma determinada frequência natural implica que a acção de controlo é exercida sobre essa frequência, sendo os resultados obtidos para frequências diferentes da de sintonização praticamente nulos. O comportamento dinâmico da estrutura é modificado para a frequência de sintonização do TMD, sem que se observe perturbação no comportamento da estrutura para excitação de frequências diferentes daquela a ser controlada.

Considera-se que as acções de controlo executadas por um ou mais TMDs são independentes entre si, podendo ser ignorada a existência de outros aparelhos aquando o dimensionamento de um destes dispositivos.

Conclui-se assim, que o controlo de diferentes contribuições modais, deverá ser efectuado por um igual número de dispositivos de controlo, sendo o seu dimensionamento executado de forma independente entre si.

3.2.3.4- Utilização de TMDs equivalentes

A noção de TMDs equivalentes pressupõe a utilização de dois ou mais dispositivos cuja acção conjunta é equivalente ao controlo de um TMD de maiores dimensões. A adopção de tais sistemas tem particular interesse na substituição de dispositivos de elevadas dimensões. Se por um lado podem existir entraves arquitectónicos à aplicação de um TMD com estas características, por outro, a massa adicional calculada poderá ter um valor excessivo, revelando-se uma solução difícil de se concretizar.

A materialização de um sistema equivalente, realiza-se com recurso a TMDs inferiores ao inicialmente previsto e com valores de massa, rigidez e amortecimento próprios.

Conhecendo-se o factor de amplificação para qual se pretende limitar a resposta, conhece-se também o parâmetro μ . O número de TMDs encontra-se ao critério do projectista, sendo escolhido o número de dispositivos em função do grau de satisfação que se pretende para a solução. Propõe-se como primeira iteração a introdução de dois TMDs equivalentes, incrementando o seu número até se obter a solução desejada. É importante referir, que do ponto de vista económico, deve ser adoptado o menor número de dispositivos quanto possível, pois, a cada novo TMD estão associados custos de instalação próprios. Os mecanismos de controlo devem ser dispostos em pontos críticos, onde as componentes modais são mais elevadas.

Processa-se o dimensionamento de cada TMD isoladamente, adoptando para todos eles o valor de μ anteriormente calculado. Para tal suceder, em cada caso (posição), o modo de vibração deverá ser normalizado de forma a exibir uma componente modal unitária, sendo assim possível calcular de forma isolada os valores de massa para cada TMD. Para a resposta ser equivalente à do TMD original, os valores de massa de cada dispositivo devem ser afectados de um coeficiente de repartição β_i :

$$\sum_{i=1}^n \beta_i = 1 \quad (3.20)$$

O factor β_i procura traduzir a acção simultânea de todos os TMDs, pois, se a redução das massas não for considerada, a adopção das quantidades calculadas levariam a uma acção de controlo superior à necessária, acarretando custos indesejados.

4

APLICAÇÃO DE UM SISTEMA DE CONTROLO PASSIVO A UMA LAJE REAL

4.1 INTRODUÇÃO

O processo de dimensionamento exposto no capítulo anterior, irá ser utilizado em prática no capítulo que agora se desenvolve. Pretende-se demonstrar a aplicação de um TMD a uma estrutura real, procurando-se evidenciar a eficiência do dispositivo de controlo na redução da resposta estrutural.

É elaborado um estudo sobre uma laje aligeirada que serve de pavimento a um salão de festas, e onde são conhecidos relatos de desconforto, e até medo, perante um determinado nível de vibração que aqui se pretende avaliar.

As características dinâmicas da laje foram avaliadas com recurso a um modelo de elementos finitos e a ensaios de vibração realizados sobre a estrutura real. O resultado dos ensaios possibilitou a calibração do modelo numérico que serviu de base ao estudo que aqui se apresenta.

Avaliaram-se os casos de carga críticos para o pavimento em estudo, estimando a resposta máxima do sistema de forma a avaliar as exigências do controlo a que se pretendia . Dimensionou-se um TMD para laje, sendo posteriormente avaliado o seu desempenho na redução da resposta estrutural.

4.2 LOCALIZAÇÃO DA LAJE

A laje que se pretende estudar pertence ao complexo da Quinta de São Salvador no concelho de Vila Nova de Gaia. A quinta é composta por dois edifícios separados fisicamente. O primeiro trata-se de uma estalagem, sendo a segunda edificação um salão de festividades com dois andares.

Situada na margem esquerda do Rio Douro, junto à ponte de São João, trata-se de um local isolado, sendo a única carga relevante para o estudo a acção dinâmica induzida por peões.

4.3 ENSAIOS “IN SITU”

Para identificação das frequências naturais do sistema e avaliação da amplitude da resposta da estrutura, foram realizados ensaios de vibração forçada.

Procedeu-se à aquisição de sinal para se determinar o espectro de Fourier em amplitude do pavimento. O tempo de aquisição foi de 20 minutos, forçando-se a vibração da laje de 30 em 30 segundos. O acelerómetro foi colocado em duas posições distintas, a saber, a meio vão e a um terço do vão da laje. A aquisição dos dois espectros permitiu a realização de uma média dos espectros de amplitude de Fourier.

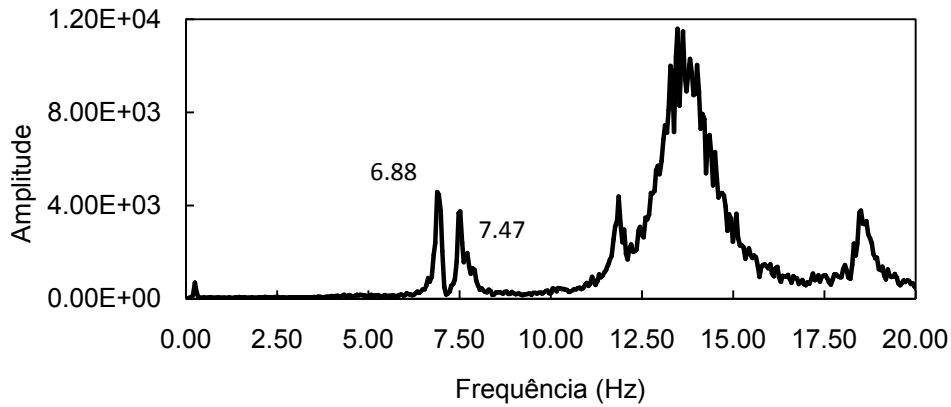


Fig 4.1 - Espectro de resposta a um terço de vão.

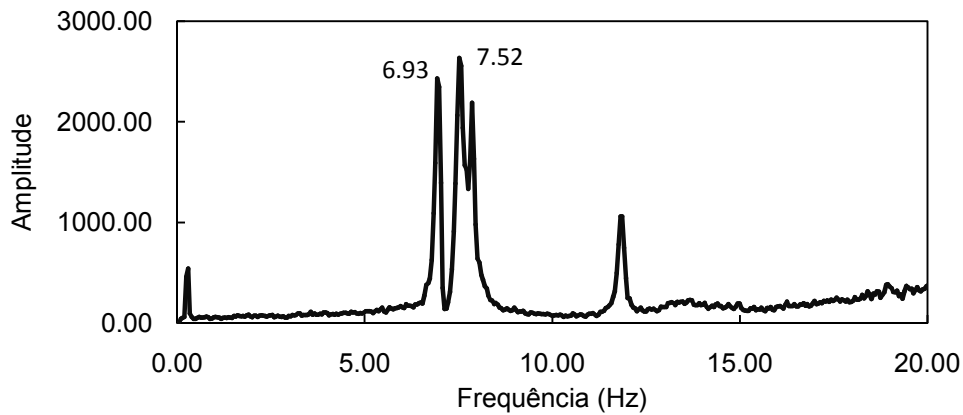


Fig 4.2 - Espectro de resposta a meio vão

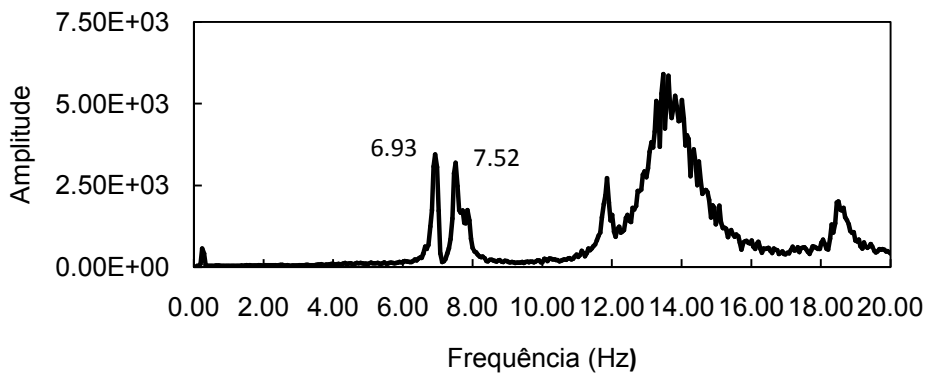


Fig 4.3 - Média dos espectros de resposta

Tendo por base a média dos espectros de resposta, consegue-se identificar a primeira e segunda frequências da estrutura. As duas frequências são próximas entre si, sendo que a primeira toma um valor próximo dos 7 Hz e a segunda de 7.5 Hz.

Para além das duas primeiras frequências, o espectro evidencia a existência de uma amplitude elevada para frequências mais altas, não sendo necessário, no âmbito deste trabalho, identificar com precisão essas frequências. De facto, considera-se que os dois primeiros modos são os preponderantes para avaliação da resposta do sistema, centrando-se o estudo nestas duas configurações modais.

Seguiu-se a avaliação da resposta da estrutura, para a acção de um peão em andamento. O resultado obtido para este ensaio foi descartado, uma vez que a resposta obtida foi muito reduzida, não tendo qualquer implicação no desempenho da laje.

Percebeu-se nessa fase, que os relatos de um elevado nível de vibração não poderia ter origem na acção de uma pessoa em andamento. As frequências a excitar são muito elevadas, ocorrendo a ressonância da estrutura apenas para o terceiro harmónico da função de carga.

Tratando-se de um salão de festas, é natural a existência de actividades rítmicas e de dança no decorrer das festividades. Este tipo de actividade é mais intensa que a função de andamento, sendo caracterizada por ter uma frequência elevada, e, portanto, mais próxima da frequência da estrutura.

Com o intuito de explorar esta hipótese, testou-se o pavimento para uma carga que procura traduzir a natureza da actividade descrita. Realizaram-se vários ensaios para a função de carga do tipo salto rítmico.

Excitar a ressonância da estrutura para o 1º harmónico da função de carga (o que corresponderia para a frequência de 7 Hz dar 420 saltos por minuto), revelou-se muito difícil. Como tal, adoptou-se uma frequência de salto metade da frequência natural do pavimento, para que o segundo harmónico da função de carga fosse ressonante com a laje. Sendo as frequências de salto 3Hz e 3.25 Hz, a que equivale a 210 e 225 saltos por minuto respectivamente, procedeu-se ao ensaio da laje avaliando-se a resposta em diferentes posições.

As Figuras 4.4 a 4.7 representam a resposta da estrutura em termos de aceleração para secção de meio e terço de vão, quando solicitadas por um indivíduo em salto rítmico sobre a secção de meio vão. Por seu lado as figuras 4.8 e 4.9 representam a resposta da estrutura para a solicitação de 3 pessoas em salto rítmico na secção de meio vão.

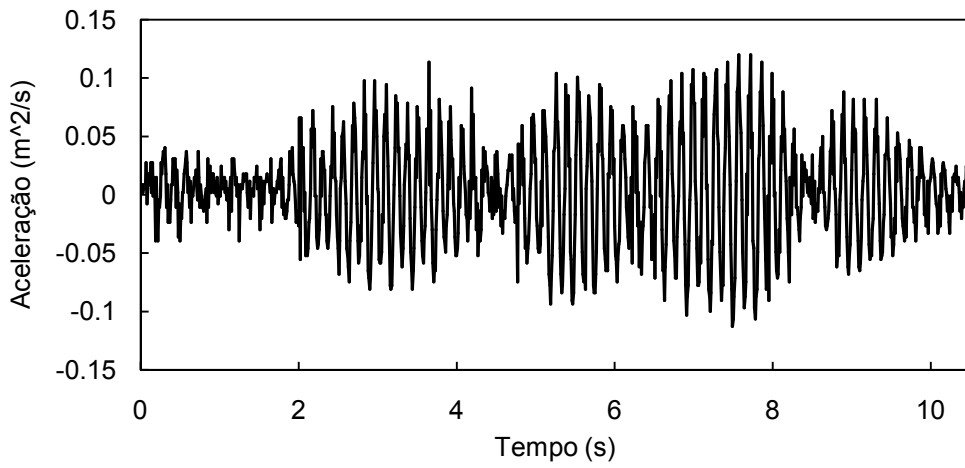


Fig 4.4 - Respostas a meio vão para uma frequência de 3 Hz

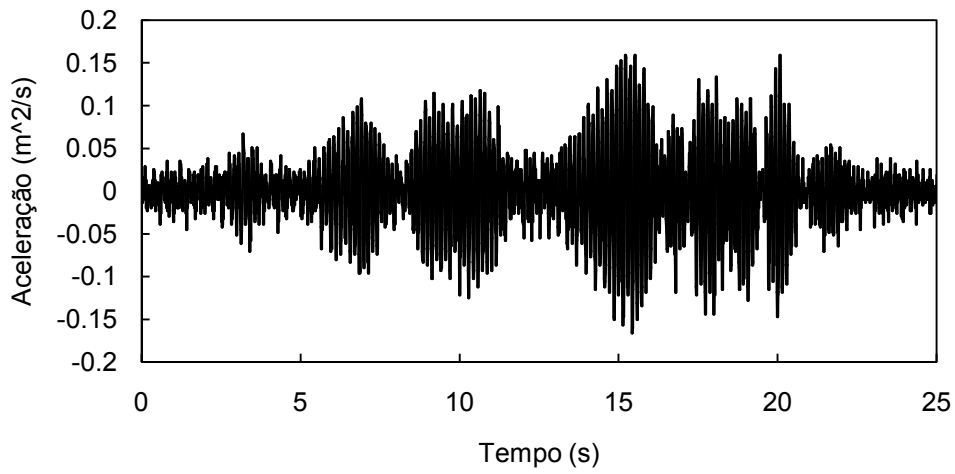


Fig 4.5 - Resposta a terço de vão para uma frequência de 3Hz

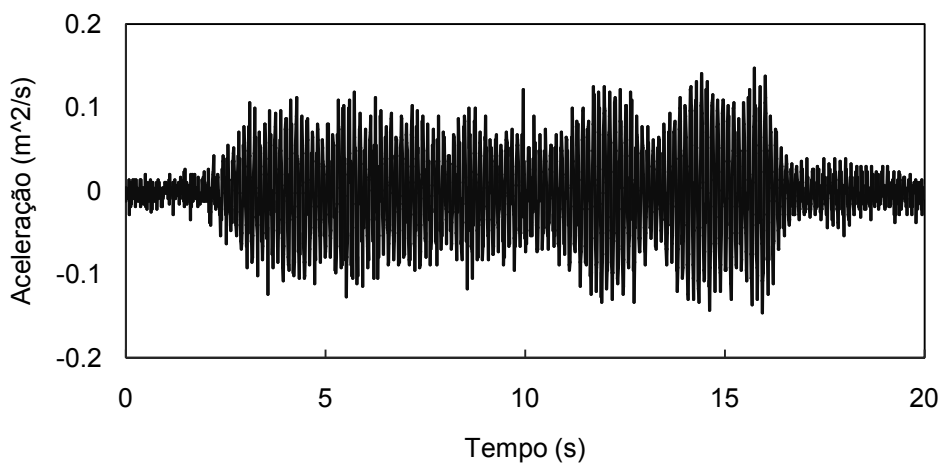


Fig 4.6 – Resposta a meio vão para uma frequência de 3 Hz

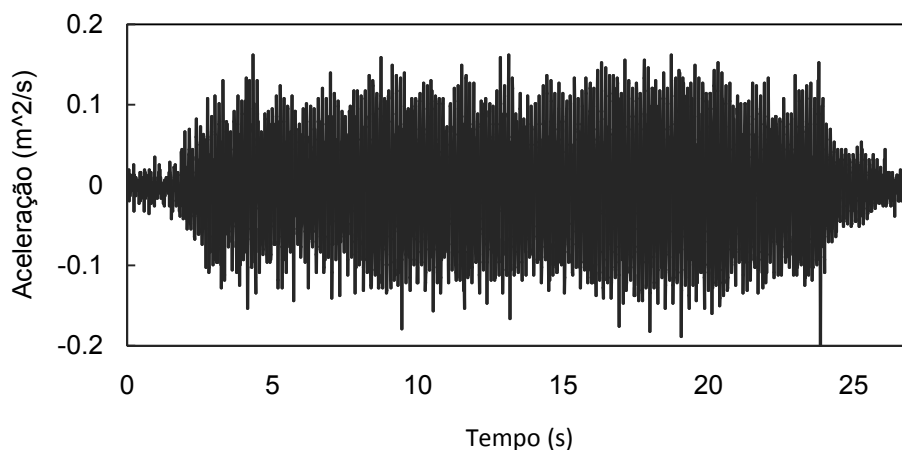


Fig 4.7 Resposta a terço do vão para uma frequência de 3.25 Hz

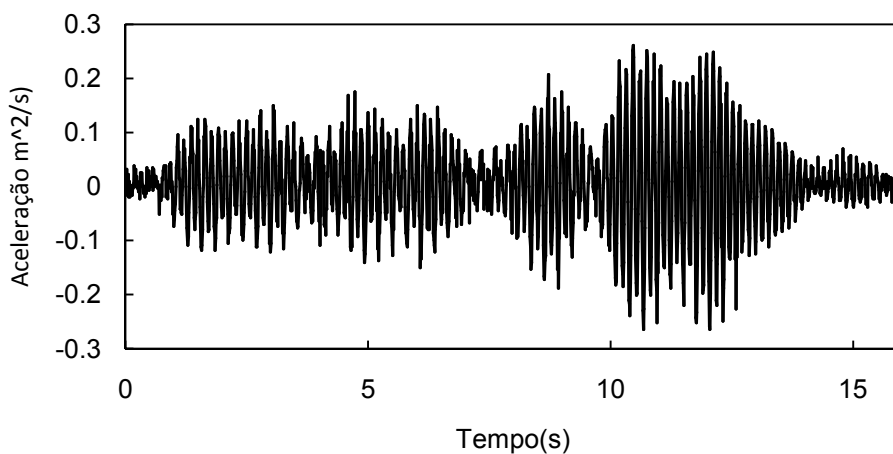


Fig 4.8 Resposta a meio vão para uma frequência de 3 Hz- 3 pessoas

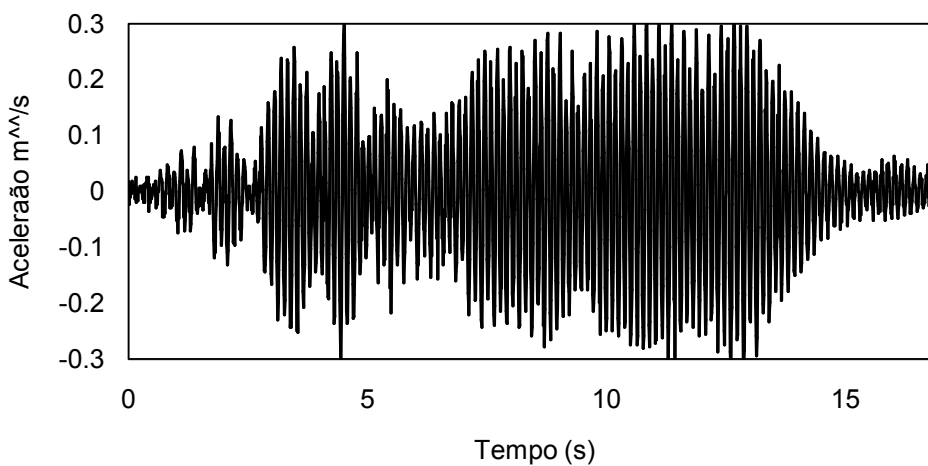


Fig 4.9 – Resposta a meio vão para uma frequência 3.25 - 3 pessoas

A análise aos ensaios permite perceber que a resposta da estrutura é semelhante para as duas frequências de excitação, sendo caracterizada por fenómenos de interferência modal. Esta situação tem origem na proximidade das duas frequências do pavimento, bem como nas pequenas oscilações da frequência de excitação inerentes à dificuldade de se saltar num ritmo tão elevado. A resposta é caracterizada por uma fase transitória relativamente rápida, atingindo-se posteriormente uma situação de resposta estacionária. Cessando a acção de excitação, a resposta apresentou um comportamento livre amortecido, acabando-se por anular o movimento ao fim de algum tempo.

Tem interesse referir que a resposta manifestou um comportamento semelhante para as duas frequências de excitação, pois as coordenadas modais máximas dos dois primeiros modos de vibração eram esperadas para o local onde foi realizado o ensaio. Se tal não acontecesse, seria de esperar que as amplitudes de resposta fossem distintas entre os dois modos.

Os valores máximos obtidos variaram entre os 0.15 m/s^2 e os 0.20 m/s^2 , atingindo-se valores na ordem dos 0.30 m/s^2 aquando da solicitação é efectuada por três pessoas. Comparando o valor de base 0.005 m/s^2 referenciado no 1º capítulo (valor para o qual as vibrações começam a ser perspectiveis), com as acelerações registadas, percebe-se que o nível de vibração para uma excitação deste género pode ser condicionante para o conforto humano.

4.4 MODELAÇÃO NÚMERICA DA LAJE E RESPECTIVAS CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS

O software de elementos finitos escolhido para elaboração do modelo matemático, foi a o ANSYS v11.0. Tratando-se de um software com um algoritmo bastante robusto, revelou-se a escolha natural para a modelação que se queira efectuar.

O programa possui uma interface gráfica mediana, tendo como principal vantagem o controlo total da análise, sendo necessário definir todos os parâmetros de input ao sistema. Outro ponto forte do software é que permite a aplicação de dispositivos de controlo, permitindo a avaliação da resposta do sistema com inclusão de um TMD.

A laje do pavimento foi discretizada em elementos de casca de 4 nós, considerando os pilares indeformáveis tanto para a flexão como para esforços axiais, admitindo-se a rotação livre na ligação pilar laje. Adoptou-se uma solução com uma malha regular para os pilares, ignorando-se as parcelas de laje exteriores aos alinhamentos de pilares periféricos.

Calibrou-se o modelo para os valores registados nos ensaios, sendo as características mecânicas do material do material constituinte ajustadas por um processo iterativo. Assumiu-se um módulo de elasticidade isotrópico de valor 24.59 GPa , para o Coeficiente de Poisson adoptou-se $\nu=0.2$ e para a massa volúmica $\rho= 1631.6 \text{ Kg/m}^3$, por se tratar de uma laje aligeirada.

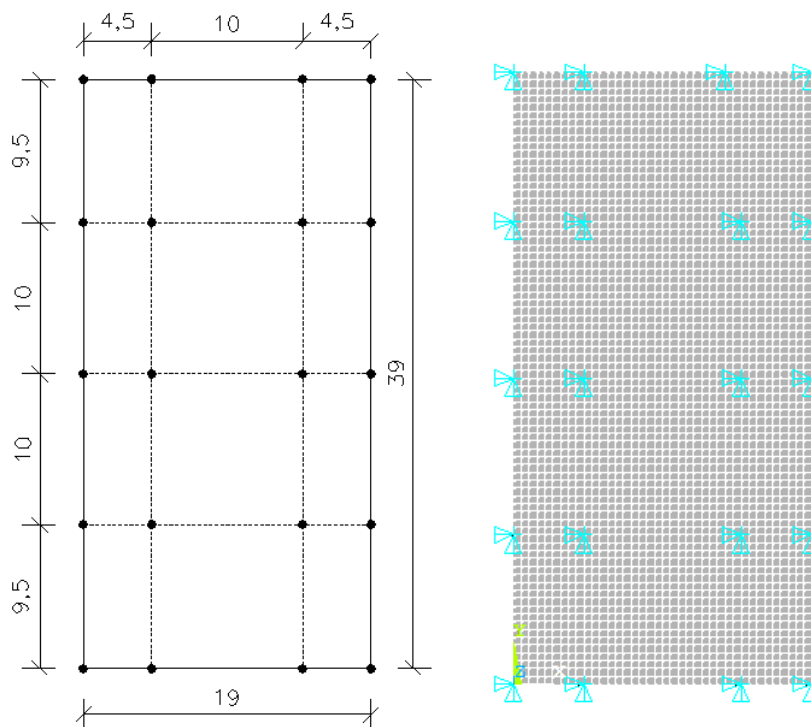


Fig. 4.10 – Dimensões do modelo utilizado; caracterização do pavimento em elementos finitos

Para a determinação do amortecimento estrutural dois primeiros modos foram utilizadas as respostas em vibração livre da estrutura, quando excitada por três pessoas. Procedeu-se à escolha dos pontos que melhoram traduziam o decaimento logarítmico, efectuando o cálculo do amortecimento modal pela expressão (4.1) [21]:

$$\zeta = \frac{1}{2\pi j} \ln \frac{a_i}{a_{i+j}} \quad (4.1)$$

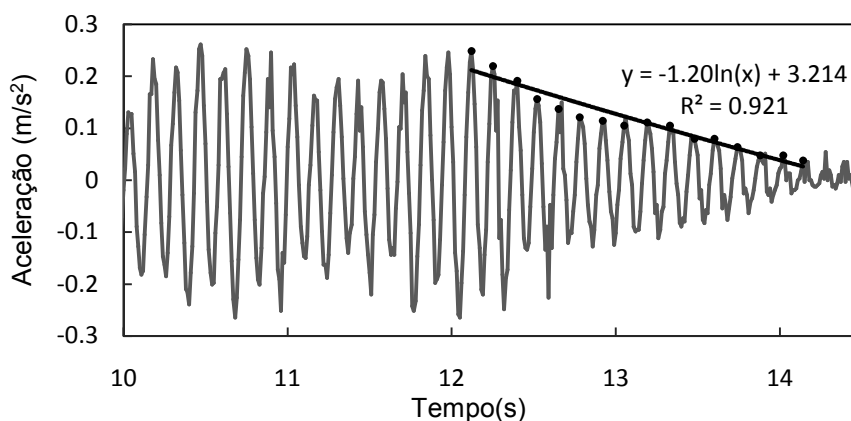


Fig. 4.11- Pontos escolhidos para cálculo do amortecimento modal do 1º modo

Tabela 4.1 – Amortecimento modal obtido para o 1º Modo com base em 16 pontos

Pico	Tempo	
1	12.12	0.248433
2	12.25	0.21976
3	12.4	0.191087
4	12.52	0.156043
5	12.65	0.136928
6	12.78	0.120999
7	12.92	0.114627
8	13.05	0.105069
9	13.19	0.111441
10	13.33	0.105069
11	13.48	0.079582
12	13.6	0.079582
13	13.74	0.063653
14	13.88	0.047724
15	14.02	0.047724
16	14.14	0.038166

$\xi_1 = 0.019876$

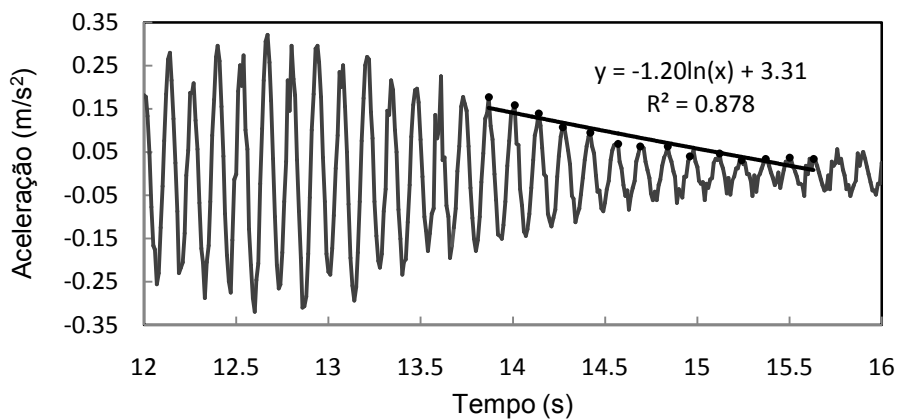


Fig. 4.12 – Pontos escolhidos para o cálculo do amortecimento modal do 2º modo

Tabela 4.2 – Amortecimento modal obtido para o 2º Modo com base em 14 pontos

Pico	Tempo	
1	13.87	0.177767
2	14.01	0.158652
3	14.14	0.139537
4	14.27	0.107679
5	14.42	0.094935
6	14.57	0.069448
7	14.69	0.063077
8	14.84	0.063077
9	14.96	0.040776
10	15.12	0.047147
11	15.24	0.031218
12	15.37	0.034404
13	15.5	0.03759
14	15.63	0.034404
$\xi_2 = 0.0201$		

A análise modal efectuada com recurso ao modelo numérico, permitiu identificar os vários modos de vibração e os respectivos parâmetros modais. Os valores correspondentes aos primeiros dez modos de vibração são apresentados na Tabela 4.3

Tabela 4.3 Características dinâmicas referentes aos primeiros 10 modos de vibração

Modo	Frequência (Hz)	Componente modal	Massa Modal (ton)	Rigidez Modal (kN/m)	C (ton/s)
1	6.930	0.083917	142	269201	247
2	7.721	0.11606	74	174711	144
3	8.648	-0.080383	155	456954	336
4	8.687	0.04684	456	1357768	995
5	8.985	-0.0012168	675401	2152427320	1525124
6	9.852	-0.0012168	675401	2587877362	1672294
7	11.568	-0.074693	179	946927	521
8	11.906	-0.02531	1561	8735891	4671
9	12.178	0.038799	664	3889293	2033
10	12.599	0.00052044	3691974	23136121279	11690541

Os valores de amortecimento para modos superior a 2 foram considerando $\xi=0.02$, valor corrente para estruturas de betão armado. Na Figura 4.13 apresentam-se as configurações das deformadas para os dois primeiros modos de vibração.

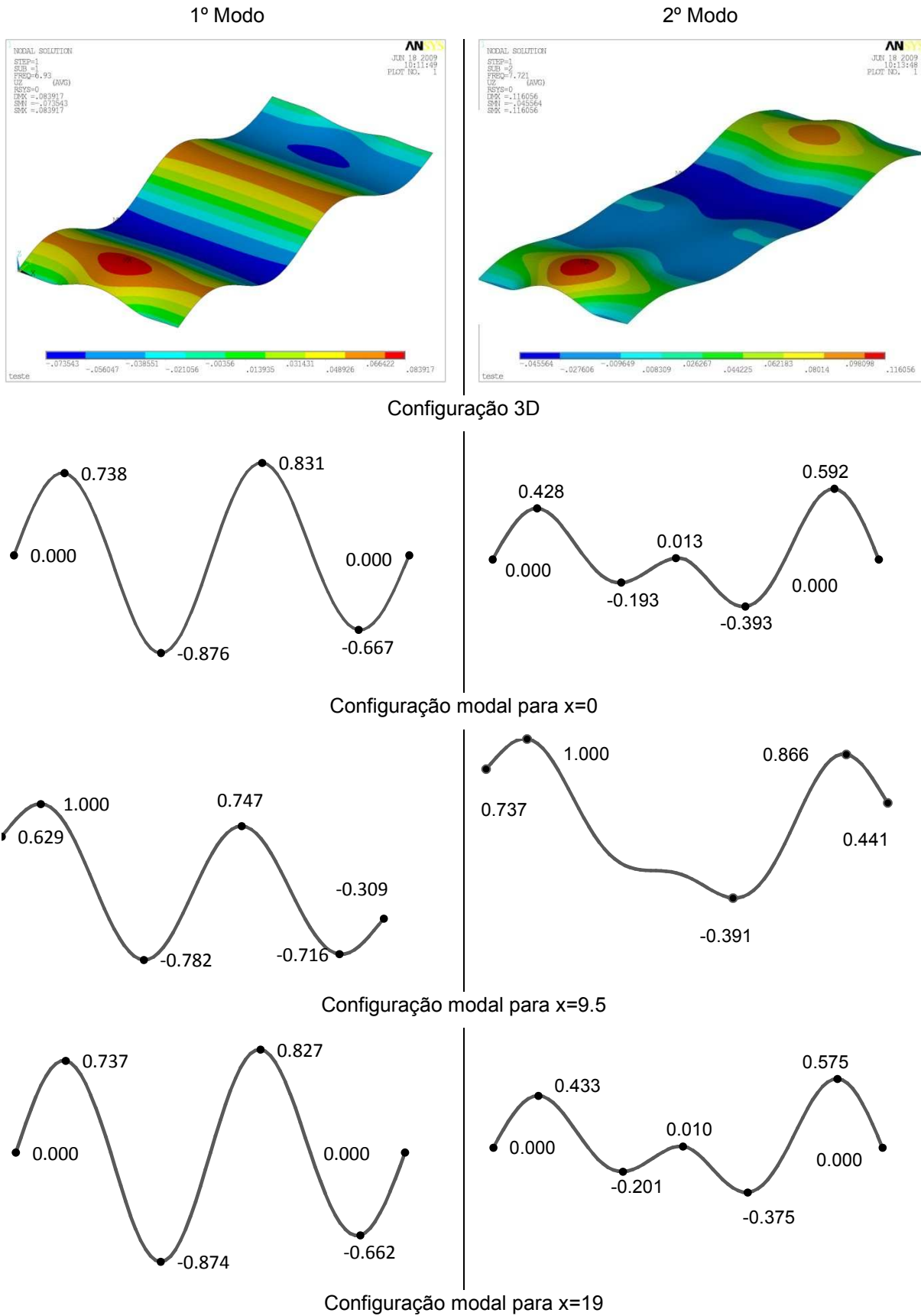


Fig 4.13 – Configuração dos dois primeiros modos de deformação

4.5 CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

Na caracterização das acções que solicitam a laje apenas se teve em consideração as condições de serviço da estrutura, não sendo realizadas verificações ao estado último. Estudou-se assim o comportamento do pavimento para acção de salto rítmico de um peão de 70kg em ressonância com as duas primeiras frequências naturais do pavimento. A análise foi realizada para duas frequências de salto distintas, para que em cada configuração modal o segundo e o terceiro harmónico fossem ressonantes. Como se viu anteriormente, a acção de salto rítmico pode ser modelada como uma função triangular ou ser desenvolvida em serie de Fourier. Todavia, tratando-se de uma acção que pode ser traduzida pela sobreposição de várias sinusóides, a acção pode ser assumida pelo harmónico que provoca a ressonância da estrutura. Para o caso em estudo, a função de carga é uma força sinusoidal, correspondentes ao segundo e terceiro harmónico de cada frequência natural

Nas Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam-se os parâmetros utilizados para definição das funções de carga para as duas primeiras frequências da estrutura,

Tabela 4.4 – Parâmetros da função de carga para o 2º e 3º harmónico, referentes à frequência de 6.93 Hz

Harmónico	f_p (Hz)	G (kN)	ΔG_i (kN)
2º	3.465	0.7	0.564
3º	2.31	0.7	0.026

Tabela 4.5– Parâmetros da função de carga para o 2º e 3º harmónico, referentes à frequência de 7.721 Hz

Harmónico	f_p (Hz)	G (kN)	ΔG_i (kN)
2º	3.861	0.7	0.692
3º	2.574	0.7	0.002

As figuras 4.14 e 4.15 representam graficamente a acção de um peão em salto rítmico em ressonância com cada uma das frequências naturais

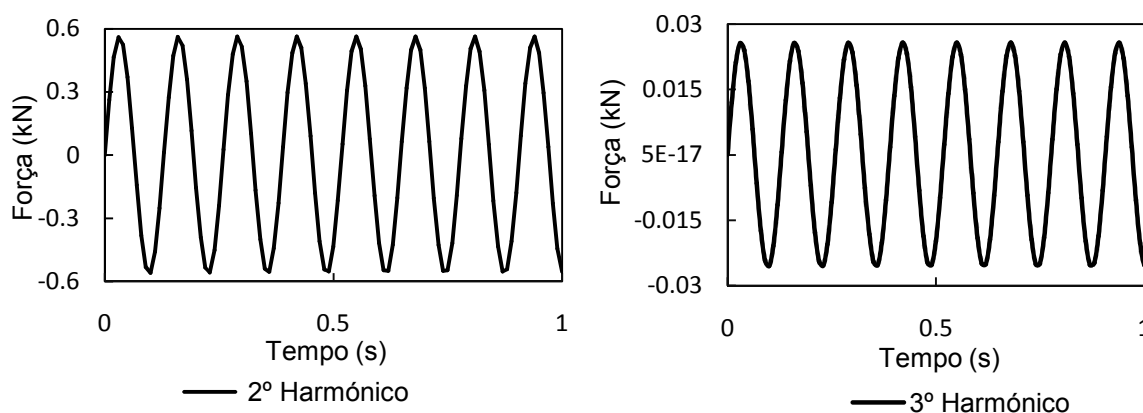


Fig 4.14 – Função de carga para o 2º e 3º harmónico em ressonância com a frequência de 6,930 Hz

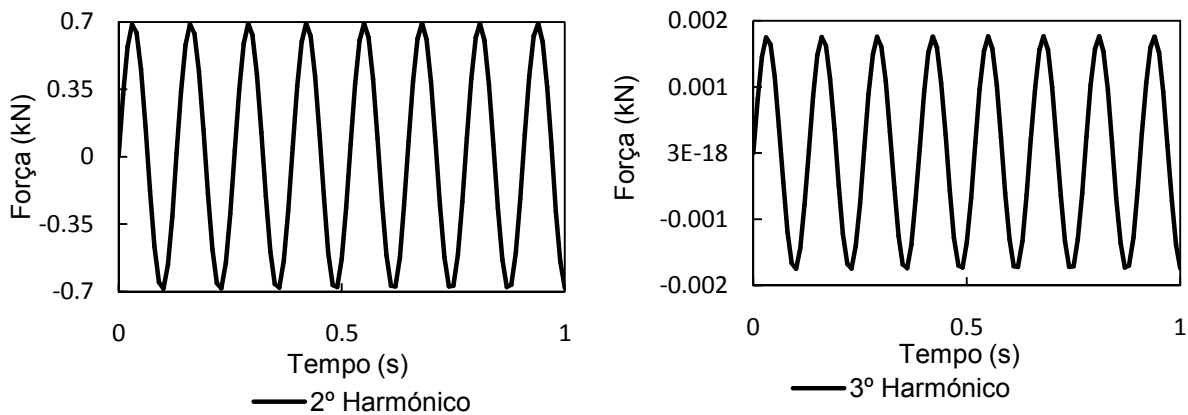


Fig 4.15 – Função de carga para o 2º e 3º harmónico em ressonância com a frequência de 7.721 Hz

O estudo incidiu em diferentes casos de carga, avaliando-se a resposta da estrutura para diferentes densidades de pessoas. Tratando-se de uma salão de festividades, onde um grupo de pessoas se pode encontrar em repouso e outro grupo actividade, adoptou-se uma distribuição de peões não uniforme, assumindo-se diferentes densidades para o primeiro pano da laje, frontal á zona do palco. No capítulo 2 foi referido que a densidade de pessoas em pavimentos sujeitos actividades rítmicas pode variar entre 0.25 pessoas/m² e as 2 pessoas/m². Para a zona de estudo estas densidades correspondem à colocação de 45 a 361 pessoas. O valor máximo deste intervalo foi considerado excessivo, tendo-se decidido optar por um grupo de pessoas menor que perspetive uma solução mais realista. Considerando-se uma faixa de um metro em redor das paredes laterais e do palco, para a qual se considera inexistente a presença de qualquer pessoa, tomou-se como mais apropriado a disposição de 145 pessoas, a que corresponde uma densidade de 0.8 pessoas/m².

Assim, de acordo com as considerações expostas, foi avaliada a resposta da estrutura para dezasseis casos de carga diferentes, a saber, para um indivíduo em salto rítmico e para três grupos de 45, 90 e 145 pessoas, adoptando-se para cada um destes casos as quatro funções de carga expostas anteriormente.

Ilustra-se na Figura 4.16 o posicionamento dos diferentes grupos de pessoas:

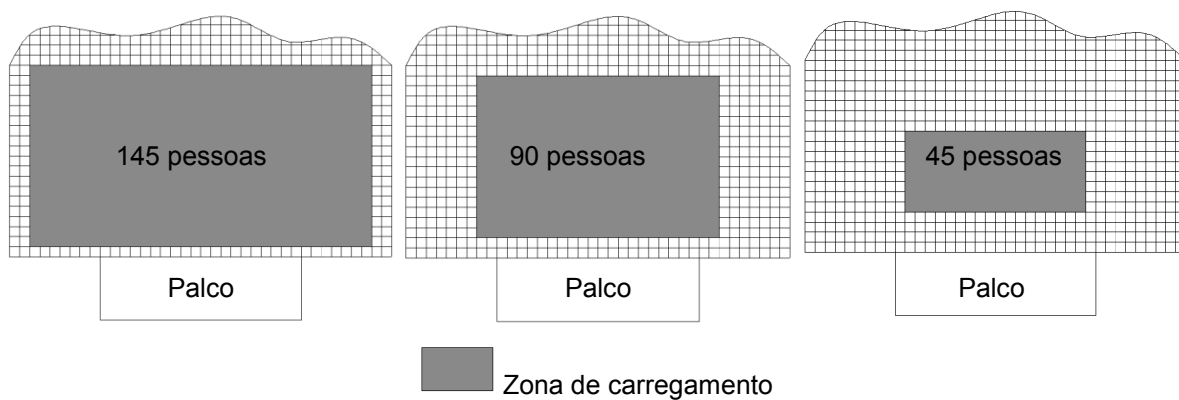


Fig 4.16 Posicionamentos dos grupos de carregamento

4.6 AVALIAÇÃO DA RESPOSTA DA ESTRUTURA ÀS ACÇÕES CONSIDERADAS

O estudo da resposta para os diferentes casos de carga, permitiu a averiguação do desempenho dinâmico da laje, exibindo a exigência clara da implantação de um dispositivo de controlo. O nível de vibração foi avaliado através do método de Newmark em termos de aceleração com recurso ao software Ansys.

Para a situação de peão em salto rítmico, calculou-se a resposta para a situação mais desfavorável, colocando-se o peão sobre o ponto de componente modal máxima. Os dois modos registam a componente modal máxima para o mesmo nó, caracterizado pelas coordenadas $x=9.5\text{m}$ e $y=4\text{m}$. Na Tabela 4.6 facultam-se os valores máximos de aceleração, referentes aos quatro casos de carga possíveis com um só peão, encontrando-se a representação gráfica da resposta nas figuras 4.17 a 4.20.

Tabela 4.6 – Valores de aceleração máxima para um peão em salto rítmico para diferentes frequências de salto

Modo	f_p (Hz)	Aceleração máxima (m^2/s)
1º	3.465	0.190
	2.310	0.005
2º	3.861	0.233
	2.574	0.0018

Repare-se que para na resposta associada às frequências de salto de 3.465 Hz e 3.861 Hz, a aceleração máxima é semelhante á aceleração registada nos ensaios, indicando uma correcta modelação do pavimento. Para excitações dominadas pelo 3 harmónico, a amplitude máxima representa certa de 3% a 8% da amplitude registada para o 2º harmónico, tornando claro que acções com o segundo harmónico ressonante protagonizam a situação crítica para o pavimento.

Apesar da estrutura ser excitada para as suas frequências naturais, a resposta não é apenas governada pelo modo de vibração corresponde à frequência de excitação, havendo também uma clara contribuição dos outros modos. Ao contrário do que acontece para uma resposta clássica em ressonância, caracterizada por uma fase inicial em que amplitude de movimento é continuamente crescente até se atingir uma situação estacionária, no caso em estudo a resposta é caracterizada por uma parcela estacionária inicial, fixando-se no decorrer do tempo a resposta para um segundo patamar.

Para avaliação da contribuição de cada modo vibração, executaram-se 10 modelos de um grau de liberdade, procurando traduzir os 10 modos de vibração considerados para o sistema. Aplicou-se uma carga sinusoidal a cada modelo com uma frequência de excitação igual à primeira frequência natural do pavimento, ilustrando-se a contribuição do 1º e 2º modos nas Figuras 4.21 e 4.22, assim como a comparação entre sobreposição dos dez modos e a resposta obtida pelo método de Newmark.(Figura 4.23). O fenómeno de interferência modal é claro, sendo a resposta do segundo modo cerca de 50% da registada para o primeiro modo, assumindo principal destaque no primeiro segundo da resposta. Tal como era previsível, os resultados obtido por integração directa ou por sobreposição modal são idênticos, sendo normal uma resposta superior pelo método de Newmark.

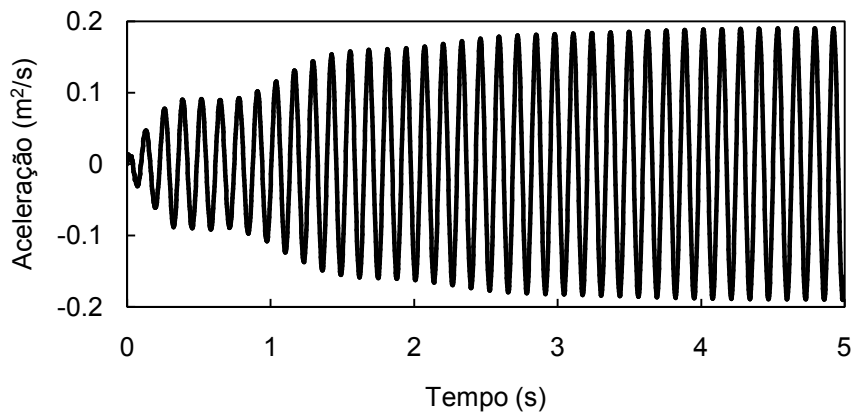


Fig. 4.17 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 3.465$ Hz

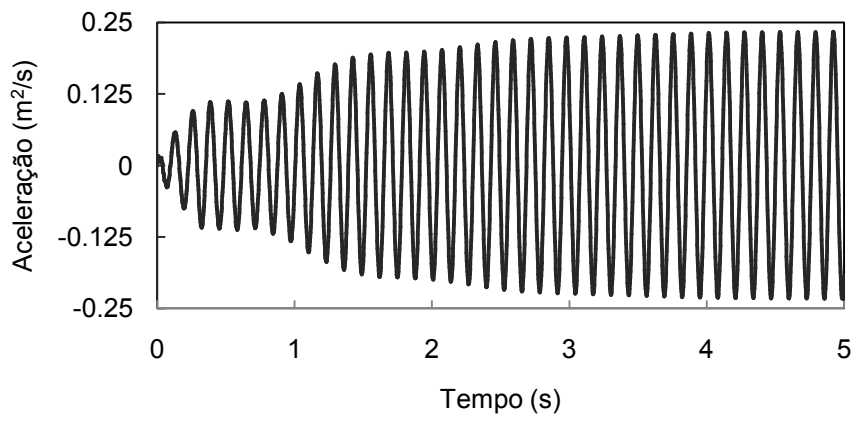


Fig. 4.18 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 3.861$ Hz

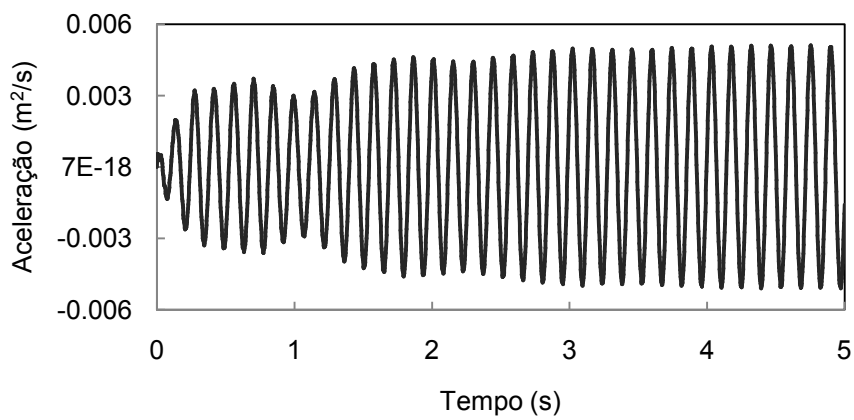


Fig. 4.19 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 2.310$ Hz

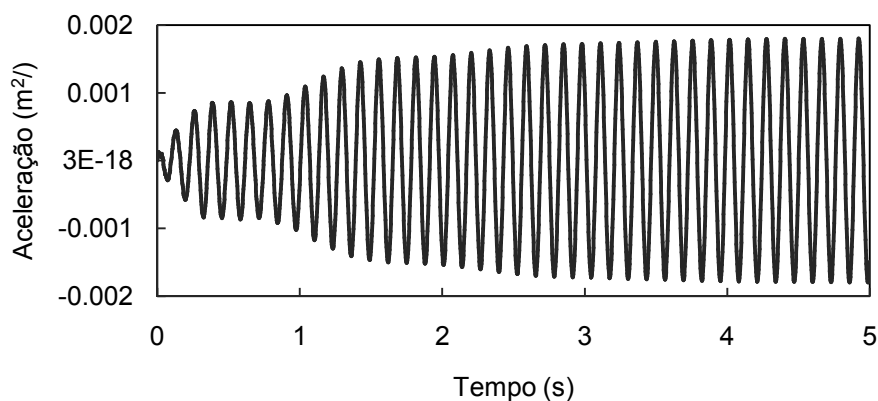


Fig. 4.20 – Acelerações verticais calculadas para $f_p= 2.574$ Hz

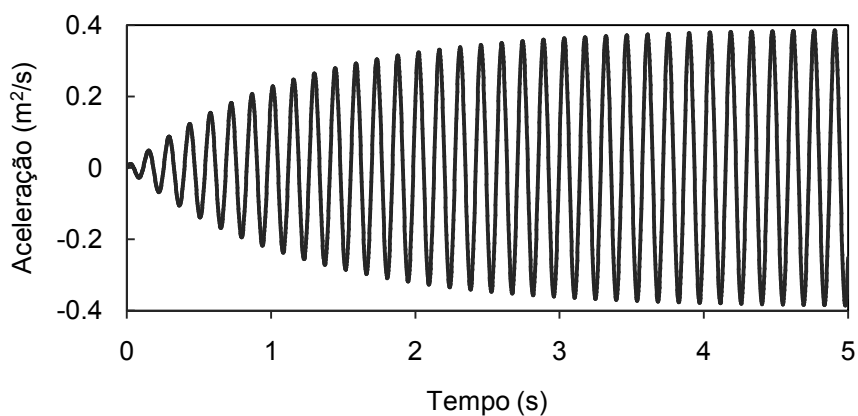


Fig. 4.21 - Contribuição do 1º modo de vibração na resposta do sistema, para uma carga em ressonância coma a primeira frequência natural

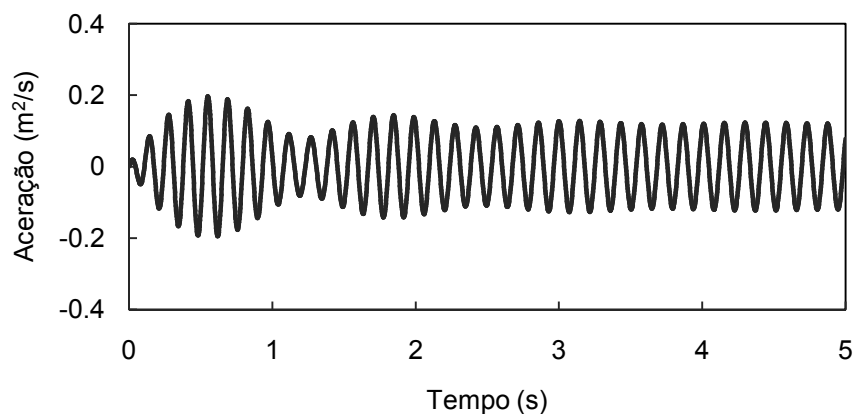


Fig. 4.22 - Contribuição do 2º modo de vibração na resposta do sistema, para uma carga em ressonância coma a primeira frequência natural

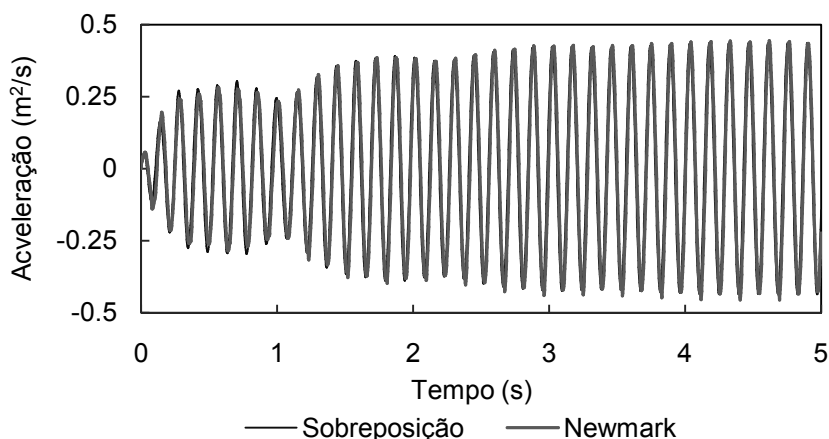


Fig . 4.23 – Comparação da sobreposição modal dos 10 primeiros modos, com a resposta obtida pelo método de Newmark

Apresenta-se em seguida uma tabela síntese, onde constam os valores de aceleração máxima para os restantes casos de carga. A sua representação gráfica não será apresentada por se considerar maçador a colocação de 12 gráficos com uma aparência idêntica, variando apenas os seus valores. Basta dizer que para cada uma das frequências de excitação a representação gráfica será idêntica à de um peão em salto rítmico.

Tabela 4.7 – Acelerações máximas para os diferentes casos de carga

Modo	f _p (Hz)	Aceleração para grupo de pessoas (m/s ²)		
		145	90	45
1º	3.465	14.429	11.422	6.318
	2.310	0.450	0.322	0.193
2º	3.861	17.709	14.018	8.496
	2.574	0.045	0.0358	0.021

Tabela 4.8 – Força modal para os diferentes casos de carga

Modo	f _p (Hz)	Força Modal (kN)		
		145	90	45
1º	3.465	49.352	36.310	21.609
	2.310	2.275	1.674	0.996
2º	3.861	52.601	41.707	25.234
	2.574	1.520	1.205	0.729

O caso de carga condicionante corresponde à excitação do pavimento como um força modal equivalente de 5.26 ton para uma frequência de 3.861 Hz, registando-se uma aceleração máxima para 145 pessoas correspondente a 1.8 g. A magnitude dos valores figura uma perspectiva irrealista e incomportável para o pavimento em estudo, colocando em risco a própria segurança estrutural da laje, existindo necessidade de corrigir a resposta para valores mais plausíveis.

Como referido no capítulo 2, o SCI propõem uma gama de factores correctivos que procuram traduzir a falta de coordenação entre participantes na actividade rítmica. Os factores correctivos são função do número de participantes na actividade, tomando valores menores para um número de participantes crescente. A expressão (2.5) que permite a correcção da resposta encontra-se limitada a um número de participantes máximo de 64 pessoas, pelo que para os grupos de 145 e 90 pessoas será necessário escolher um factor correctivo com alguma coerência com a função apresentada. O estudo da figura 2.5 permite perceber que para o 2º harmónico o factor correctivo tende para valores próximos de 0.4, não se devendo assumir factores que difiram muito deste valor. Foi considerado para o grupo de 145 pessoas um factor de correcção de 0.35, reduzindo-se a resposta em 60% para o caso de 90 pessoas, apurando o factor de 0.377 com recurso á expressão (2.5).

A esta redução poderá ser acrescida uma outra. Efectivamente no documento do HIVOSS, referente a vibrações em pontes pedonais é apresentado um factor de ponderação ψ que tem em conta a probabilidade da frequência de passada se aproximar da gama crítica da frequência natural em consideração. Para o caso de frequência de excitação corresponder ao segundo harmónico, a resposta deve ser reduzida para um quarto. Ilustra-se na Figura 4.24, a representação gráfica presente na norma europeia para escolha o factor de correcção ψ .

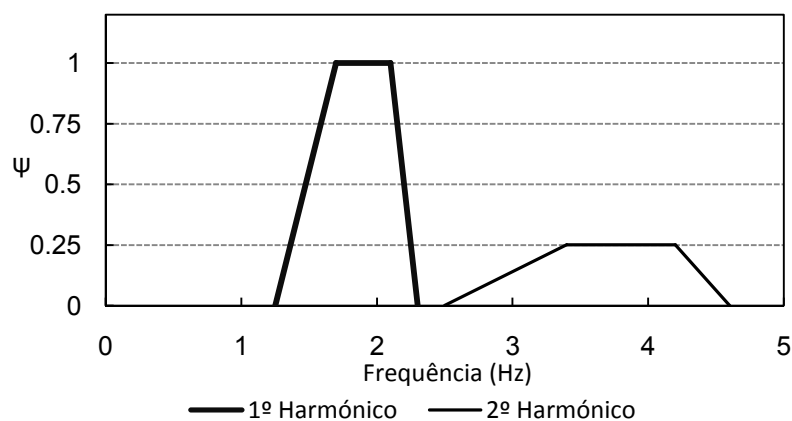


Fig. 4.24 – Coeficiente de redução ψ

Apresenta-se assim na tabela 4.9, os casos de carga condicionantes para cada modo de vibração, encontrando-se as respostas corrigidas pelos respectivos factores de correcção.

Tabela 4.9 - Casos de carga condicionantes para o nível de vibração do pavimento

Modo	f_p (Hz)	Aceleração para grupo de pessoas (m^2/s)		
		145	90	45
1º	3.465	1.263	1.142	0.595
2º	3.861	1.550	1.402	0.801

4.7 – DIMENSIONAMENTO DE UM DISPOSITIVO DE CONTROLO

O dimensionamento de um TMD capaz de controlar eficazmente as vibrações na laje, foi efectuado seguindo os procedimentos expostos em 3.2.3.2, recorrendo-se às normas apresentadas no segundo capítulo para definição do valor máximo de aceleração admissível. Foi inicialmente prevista a instalação de dois dispositivos de controlo, pretendendo-se controlar a resposta da estrutura para as duas primeiras configurações modais. Tal não veio a registar-se, constatando-se que a aplicação de apenas um dispositivo permitia a redução da resposta para os valores desejados.

Para acções rítmicas, como é o caso da acção em estudo, as normas propõem um coeficiente de resposta compreendido entre 55 e 97, equivalente a um intervalo de aceleração eficaz de $0.275 m/s^2$ a $0.485 m/s^2$. O dimensionamento do TMD foi realizado para que a resposta da estrutura não excedesse um valor igual a $0.5 m/s^2$, a que equivale um factor de resposta de 100. Conhecendo-se o valor da aceleração que se pretende alcançar com o emprego do dispositivo de controlo, foi possível calcular o valor aproximado do deslocamento máximo admissível para a laje com recurso à expressão 3.18, valendo para o primeiro modo $2.638 \times 10^{-4} m$ e $2.125 \times 10^{-4} m$ para o segundo. A situação de carga protagonizada pela distribuição de 145 pessoas implica para o primeiro e segundo modo, um deslocamento estático de $1.6 \times 10^{-5} m$ e $2.63 \times 10^{-5} m$ respectivamente.

Por outro lado, o quociente entre o deslocamento máximo admissível e o deslocamento estático fornece o valor do factor da amplificação a utilizar, tendo sido calculado os valores de 16.488 para o primeiro modo e 8.063 para o segundo. Com recurso aos ábacos apresentados em 3.2.3 foi possível estimar os parâmetros óptimos de cada TMD sintonizados para cada um dos modos. Nas Tabelas 4.10 e 4.11, apresentam-se os valores dos parâmetros de cada TMD, figurando também os valores de massa rigidez e amortecimento.

Tabela 4.10 - Parâmetros óptimos do TMD sintonizado pra o 1º Modo

1ºModo					
μ	ξ	q	M (ton)	K (kN/m)	C (ton/s)
0.002	0.0217	0.9968	0.284	534.98	0.535

Tabela 4.11 - Parâmetros óptimos do TMD sintonizado pra o 2º Modo

2º Modo					
μ	ξ	q	M (ton)	K (kN/m)	C (ton/s)
0.02	0.0755	0.9771	1.48	3325.081	10.583

Como referido no capítulo anterior, o controlo de vários modos de vibração pode ser efectuado de forma independente desde que as frequências a controlar sejam relativamente afastadas. Contudo, existem casos em que as frequências dos modos a controlar são próximas, ocorrendo fenómenos de interferência modal. Tal facto tem repercussão na eficácia do TMD, representado um desafio extra ao dimensionamento do dispositivo de controlo.

Com o intuito de avaliar a eficácia de um TMD quando dimensionado para duas frequências próximas (como é o caso da laje em estudo), foram elaborados quatro modelos de dois graus de liberdade. Dois modelos por cada modo de vibração, avaliando-se a redução da resposta para o TMD sintonizado para o primeiro e segundo modo.

A Figura 4.25 ilustra as funções de resposta em frequência do primeiro e segundo modo, para o caso da sintonização do TMD para a primeira configuração modal. Como era de esperar, para o primeiro modo de vibração a curva é caracterizada por dois picos nivelados, com uma amplitude de 5.67×10^{-5} para as frequências de 6.766 Hz e 7.075 Hz respectivamente. Já quando se aplica o TMD ao segundo modo, a curva é caracterizada por um desnivelamento dos picos, sendo que um deles possui uma amplitude superior à ressonância da estrutura original sem dispositivo de controlo. Encontrando-se, o TMD dimensionado para o primeiro modo, a sua aplicação ao segundo modo de deformação teve como consequência o surgimento de uma frequência próxima da frequência original da segunda configuração modal. Devida à proximidade entre frequências, poderá existir uma sobreposição originando amplitudes de resposta elevadas. Os picos da curva surgem para as frequências de 6.859 Hz e 7.789 Hz, com amplitudes de 2.755×10^{-5} e 1.311×10^{-4} .

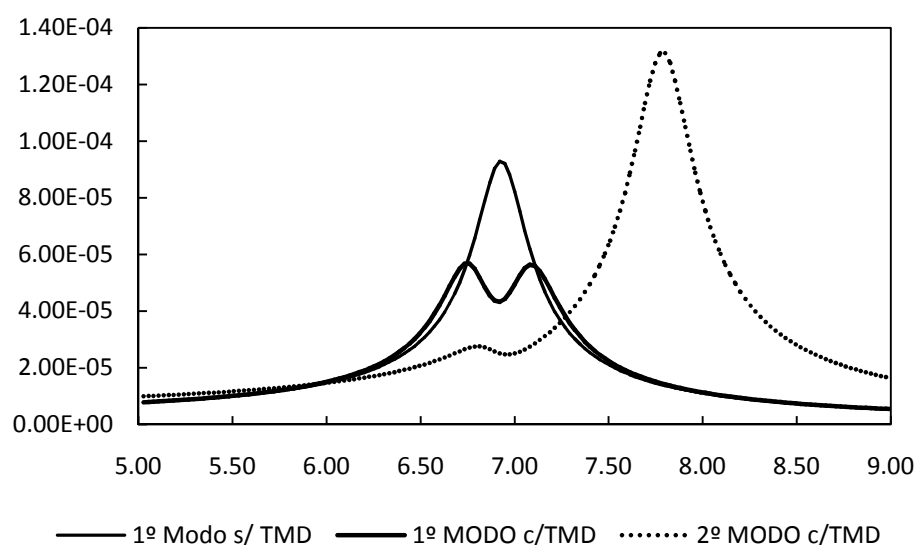


Fig 4.25 Curva FRF para o TMD sintonizado para o primeiro modo de vibração

Seguidamente, excitaram-se ambos os modos para as frequências do primeiro modo de deformação. Pretendeu-se com esta análise avaliar o nível de interferência modal do segundo modo na redução da resposta do TMD sintonizado para a primeira configuração modal. Os resultados do estudo ilustram-se nas Figuras 4.26 a 4.28

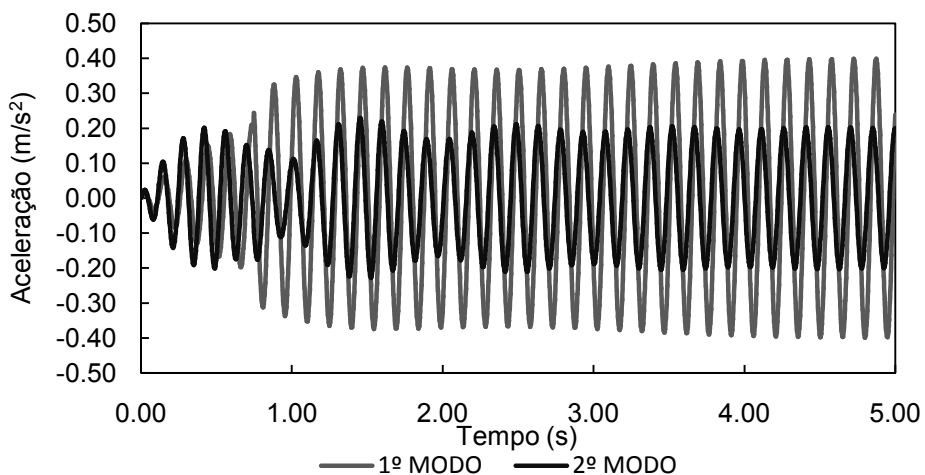


Fig 4.26 Resposta do primeiro e segundo modos para a frequência de 6.766 Hz

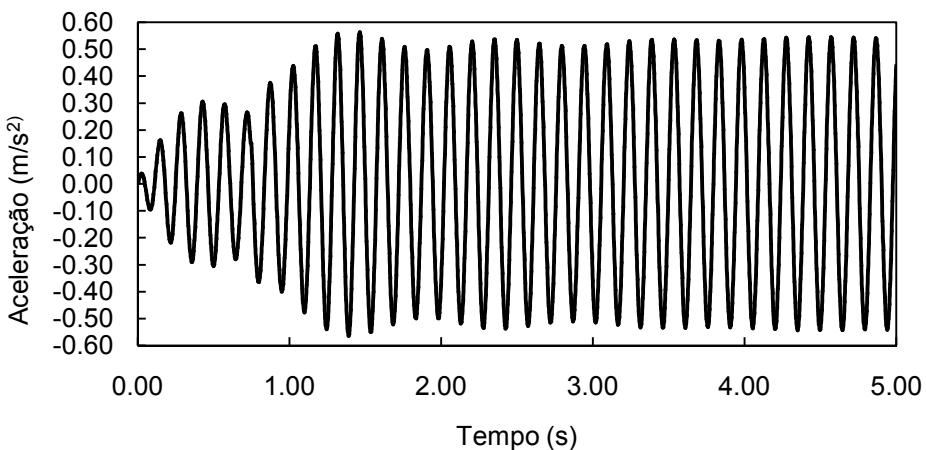


Fig 4.27 Resposta total para a frequência de 6.766 Hz

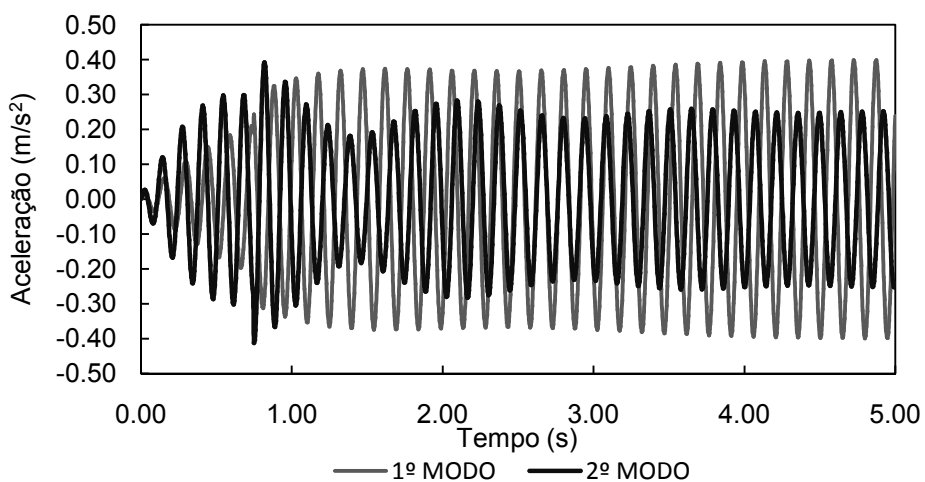


Fig 4.28 Resposta do primeiro e segundo modos para a frequência de 7.075 Hz

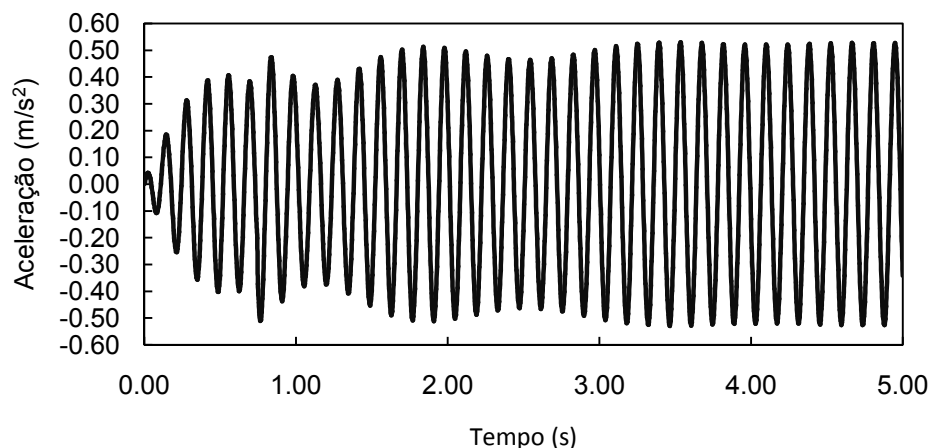


Fig 4.29 Resposta total para a frequência de 7.075Hz

A análise das figuras permite concluir que a contribuição modal diferente da de sintonização do dispositivo de controlo regista uma preponderância relevante na resposta, afectando em última estância o objectivo da redução estrutural para um valor pré-definido. Neste caso registou-se uma aceleração superior á desejada, registando-se uma contribuição para a resposta de quase 50% do segundo modo de vibração.

O mesmo raciocínio foi executado para o TMD sintonizado para o segundo modo de vibração, extraindo-se as curvas FRF para o primeiro e segundo modos, avaliando-se posteriormente a resposta para frequências de excitação iguais à da segunda configuração modal.

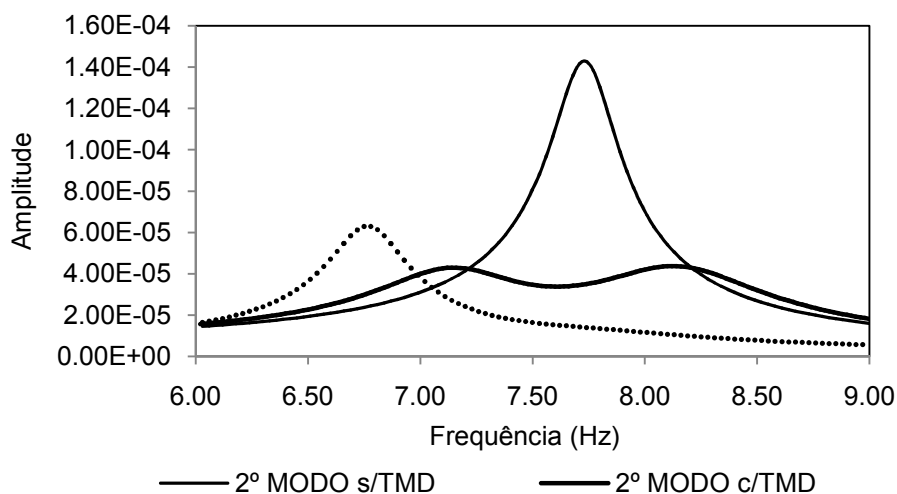


Fig 4.30 Curva FRF para o TMD sintonizado para o segundo modo de vibração

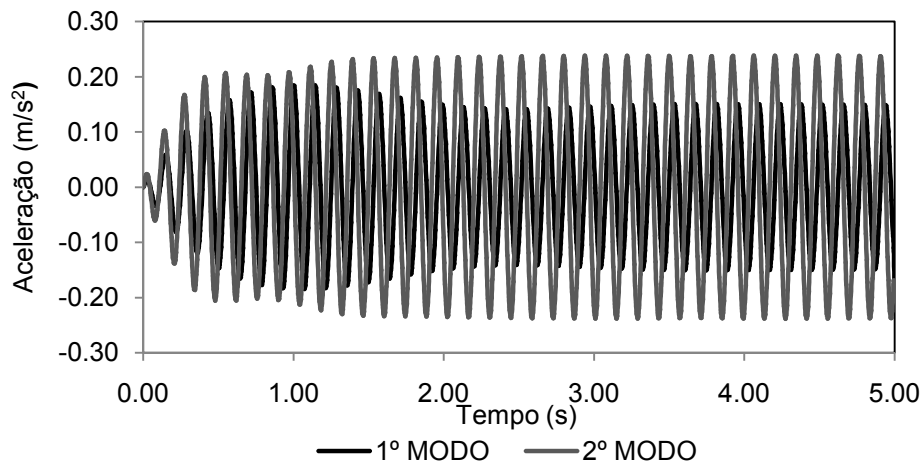


Fig 4.31 Resposta do primeiro e segundo modos para a frequência de 7.115 Hz

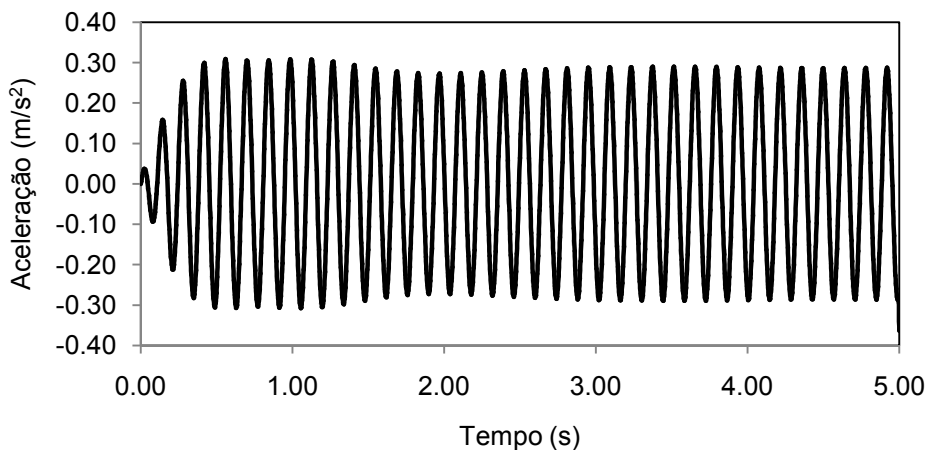


Fig 4.32 Resposta total para a frequência de 7.115Hz

À semelhança do que aconteceu para o TMD sintonizado para o primeiro modo, quando sintonizado para a segunda configuração modal a curva FRF apresenta dois picos nivelados com uma amplitude de 4.37×10^{-5} , sendo as novas frequências 7.115 Hz e 8.190 Hz. Quanto ao primeiro modo, a curva caracteriza-se pela existência de dois picos, o primeiro claramente identificável para a frequência de 6.754 Hz com uma amplitude de 6.29×10^{-5} , sendo que o segundo apresenta uma elevação muito ténue ocorrendo para a frequência de 7.740 Hz.

Como se pode constatar, a influência do TMD na resposta no primeiro modo quando sintonizado para o segundo, é superior à situação inversa. Tal poderá ser explicado com base na relação das massas dos TMDs com a massa de cada modo. Enquanto a massa do primeiro TMD representa apenas 0.38% da massa que é mobilizada pelo segundo modo, o segundo TMD representa 1.3% da massa do primeiro modo, reduzindo de forma significativa a resposta da primeira configuração modal.

Considerou-se apenas a excitação da estrutura para a frequência de 7.115 Hz, considerando excitações superior à frequência de 8Hz só possíveis apenas com a ressonância do terceiro harmónico, situação não crítica para o sistema em análise

Realizado o estudo com base em modelos simplificados de dois graus de liberdade, procedeu-se à avaliação da resposta para o modelo completo. Adoptou-se a mesma linha de pensamento, procurando-se estudar a alteração ao comportamento dinâmico da laje provocada pela inclusão dos dispositivos de controlo. Para tal avaliaram-se as FRF para a inclusão de forma singular do primeiro e posteriormente do segundo TMD, analisando-se em seguida a resposta da estrutura para as suas novas frequências.

Para a inclusão do TMD sintonizado para o primeiro modo a FRF ilustra-se na Figura 4.33. As primeiras três frequências do sistema foram obtidas com recurso a uma análise modal, valendo 6.728 Hz, 7.039 Hz e 7.776 Hz. A análise das novas frequências permite perceber que a instalação do dispositivo de controlo sintonizado para a primeira configuração modal, originou o aparecimento das duas primeiras frequências, permanecendo a segunda frequência do sistema original (7.721 Hz) praticamente inalterável.

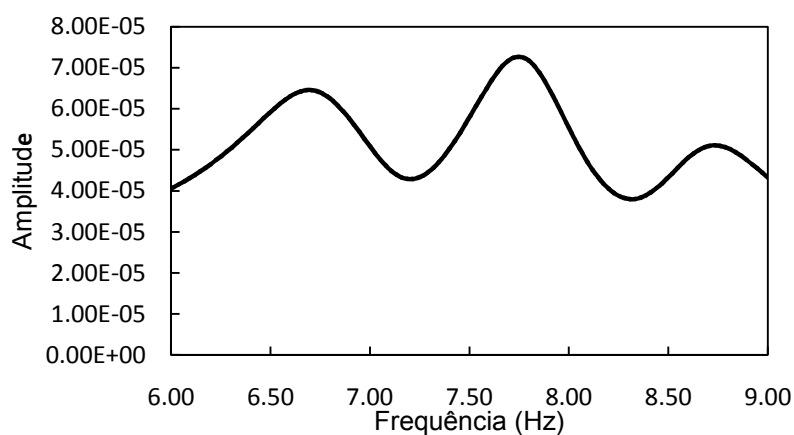


Fig 4.33 Curva FRF para inclusão na estrutura do TMD sintonizado para o 1º modo de vibração

Para o caso do segundo TMD, a curva FRF apresenta-se na Figura 4.33. As novas frequências naturais do novo sistema são 6.666 Hz, 7.252 Hz e 8.090 Hz. A compreensão da curva é menos clara do que a anterior, sendo claramente perceptível a interferência modal na resposta do pavimento.

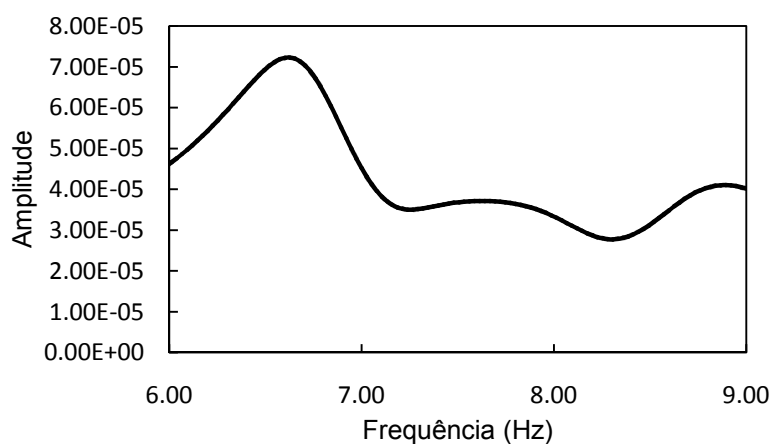


Fig. 4.34 - Curva FRF para inclusão na estrutura do TMD sintonizado para o 2º modo de vibração

Com o objectivo de avaliar a eficácia individual de cada um dos TMDs, procedeu-se à avaliação da estrutura em ressonância com as novas frequências do pavimento. Como se pode constatar pelas Figuras 4.35 a 4.39, apenas o TMD sintonizado para o segundo modo de vibração é capaz de produzir resultados satisfatórios, reduzindo a resposta para valores inferiores a 0.5 m/s^2 . Como tal, a solução final será protagonizada por um TMD com as características idênticas ao dispositivo dimensionado, não sendo necessário a inclusão de um segundo TMD, como inicialmente era expectável.

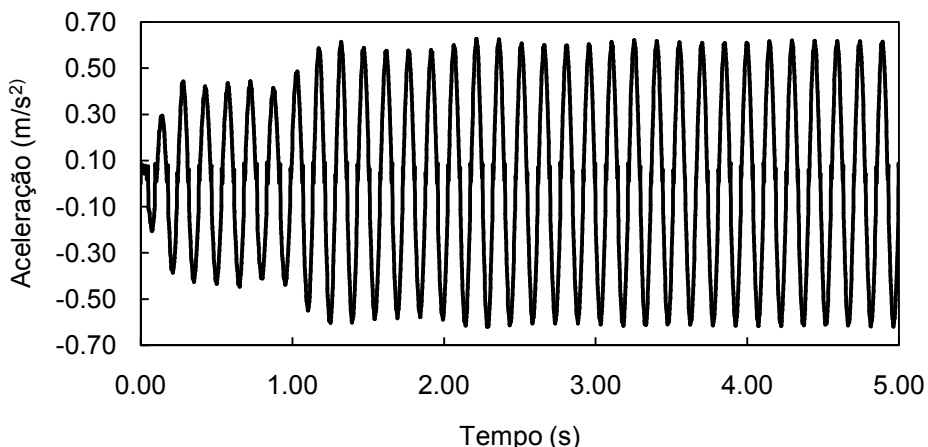


Fig 4.35- Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 6.728 Hz, com o TMD sintonizado para o primeiro modo

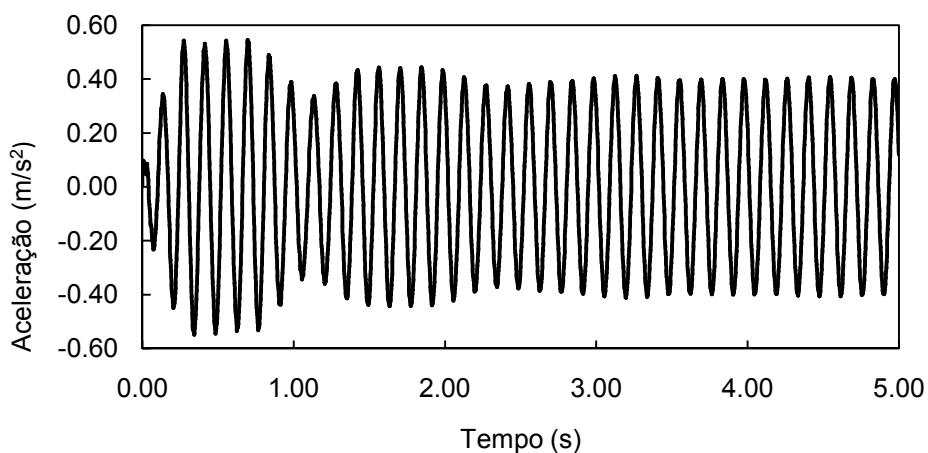


Fig 4.36- Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 7.039 Hz, com o TMD sintonizado para o primeiro modo

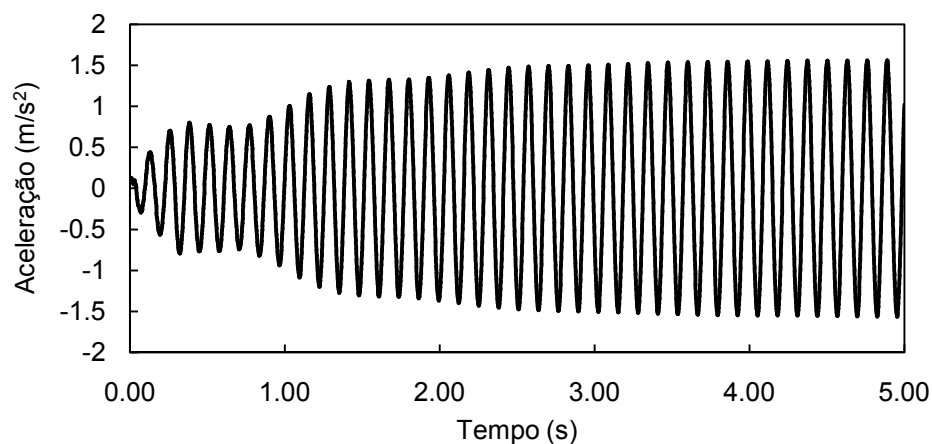


Fig 4.37 - Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 6.666 Hz, com o TMD sintonizado para o primeiro modo

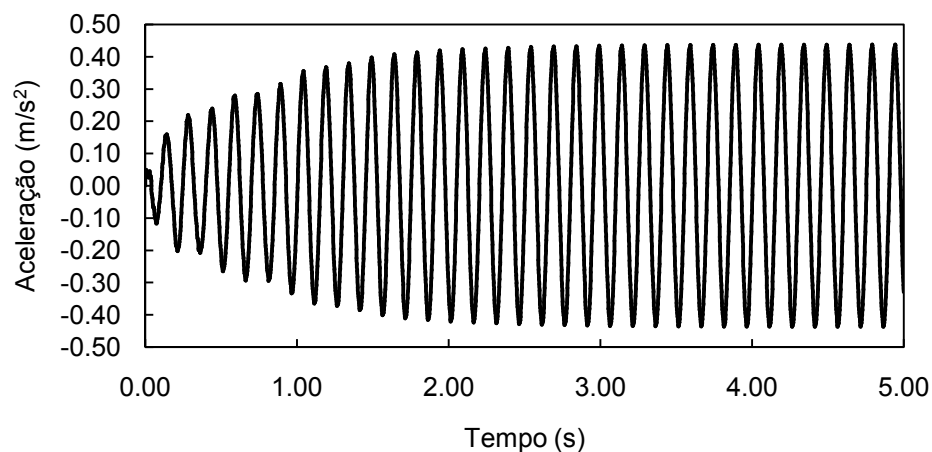


Fig 4.38 - Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 7.776 Hz, com o TMD sintonizado para o segundo modo

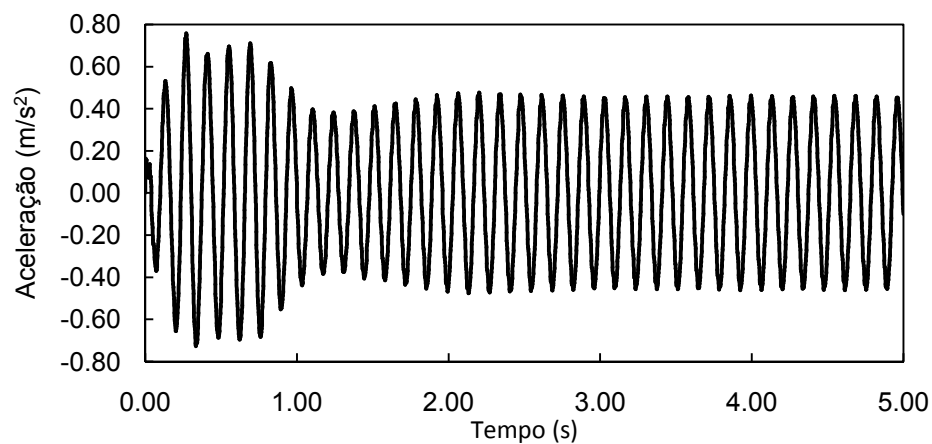


Fig. 4.39 - Resposta do pavimento para a frequência de excitação de 7.252 Hz, com o TMD sintonizado para o segundo modo

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

As novas estruturas devem obedecer a critérios de segurança e conforto cada vez mais restritos, aos quais o comportamento dinâmico de lajes não é excepção. Numa perspectiva de controlar os níveis máximos de vibração em lajes de edifícios, têm sido elaboradas um conjunto de normas que procuram limitar o nível de vibração a valores admissíveis do ponto de vista do conforto humano.

As vibrações induzidas nos pavimentos decorrentes da acção dinâmica da movimentação de peões foram objecto de estudo no presente trabalho. Foi efectuada uma sistematização das normas mais recentes existentes na literatura para limitação do nível de vibração, incidindo o estudo sobre três normas estrangeiras. Numa primeira fase procedeu-se à análise e estudo do documento criado pelo SCI, seguido da norma Americo-Canadiana do AISC, finalizando-se com a norma Europeia elaborada pelo HIVOSS.

É transversal às três normas a caracterização das acções dinâmicas para os diversos tipos de movimento, desde o andamento até actividade rítmica. As acções foram idealizadas com recurso a funções de carga, caracterizadas pelos parâmetros frequência de passada e tempo de contacto. Tratando-se de funções periódicas, o desenvolvimento em série de Fourier é possível, sendo este o caminho sugerido pelo documento do SCI para modelação da função de carga. Por seu lado, a norma Americana caracteriza a função de carga por meio de uma função sinusoidal com amplitude igual à do harmónico ressonante. Já o documento do HIVOSS define a função de carga como sendo a soma das várias passadas, pelo que a função de cada passo depende da frequência de passada.

A limitação dos níveis de vibração foi realizada de forma distinta para o documento do HIVOSS e para as normas do SCI e AISC. No caso dos regulamentos Britânico e Americano o desempenho dinâmico é avaliado com recurso a factores de resposta combinados com as curvas de isoperceptibilidade existentes nas normas ISO 2631 e BS 6841. Será o mesmo que dizer que em função do tipo de acção que está a ser executada e da tipologia do edifício, as normas limitam a aceleração a valores considerados admissíveis. A norma Britânica apresenta ainda a avaliação do nível de vibração por meio do Valor Dose de Vibração, permitindo a classificação de pavimentos para vibrações de natureza intermitente. Uma avaliação do nível de vibração com recurso ao VDV é em muitos casos mais vantajosa do que a apreciação do nível de vibração de natureza contínua, resultando em soluções menos conservativas. Cuidados especiais são necessários quando se aplica a metodologia VDV, pelo que, o dimensionamento de pavimentos com recurso a este método, não reúne o consenso da comunidade científica. Em alternativa ao exposto, a norma europeia classifica o comportamento dinâmico de pavimentos com base no valor OS-RMS₉₀. A classificação dos pavimentos é baseada num sistema de classes, nomeadas em função da tipologia do edifício.

De entre os métodos enunciados, o documento do HIVOSS é o que apresenta a metodologia mais expedita para avaliação do nível de vibração. Conhecendo-se os parâmetros dinâmicos da estrutura a determinação do valor OS-RMS₉₀ é efectuada com recurso a ábacos que definem de forma imediata a classe do pavimento.

Tratando-se de sistemas caracterizados por um elevado número de frequências naturais, os efeitos de ressonância em lajes de edifícios podem ocorrer com relativa facilidade, dado que a frequência de um ou mais harmónicos da função de carga pode ser relativamente próxima a uma ou mais frequências naturais do pavimento. Quando tal acontece, os níveis de vibração podem ser considerados excessivos em relação aos valores referenciados nas normas, existindo interesse em introduzir sistemas de controlo para redução da resposta para valores limite.

Desta forma, apresenta-se no capítulo 3 do presente trabalho o controlo de vibrações com recurso a dispositivos de controlo conhecidos como amortecedores de massas sintonizadas. São destacadas metodologias e expressões que permitem o dimensionamento destes sistemas, apresentando-se os parâmetros intervenientes no seu processo dimensionamento. Conclui-se tratar de um processo simples, verificando-se o TMD como uma solução prática e de grande eficácia para o controlo do nível de vibração em lajes de edifícios, conseguindo-se obter reduções superiores a 50% do valor inicial.

Por último, foi realizado uma simulação numérica da aplicação de um TMD a um caso real. A laje em estudo serve de pavimento a um salão de festas existente no concelho de Gaia, onde foram observados níveis de vibração elevados. Efectuaram-se uma série de ensaios “in situ” para determinação das características dinâmicas do pavimento e calibração do modelo numérico. Considerou-se como acção condicionante a actividade rítmica das pessoas, caracterizada como a acção de salto rítmico em ressonância com o primeiro e segundo modos da laje. Neste contexto, foi realizada uma avaliação do nível de vibração para diferentes casos de carga, onde se fez variar o número e disposição de pessoas sobre o pavimento.

O forte contributo para a resposta dos dois primeiros modos de vibração fazia prever a instalação de dois TMDs, executando-se o dimensionamento de dois dispositivos de controlo. O TMD sintonizado para a primeira configuração modal é caracterizado pela massa adicional $m_2=0.284$ ton, uma rigidez para a mola de $k_2= 534.98$ kN/m e uma constante de amortecimento $c_2=0.535$ ton/s. O dimensionamento do sistema de controlo para o segundo modo de vibração conduziu a uma massa de $m_2=1.48$ ton uma rigidez da mola $k_2= 3325.081$ kN/m e constante de amortecimento $c_2=10.593$ ton/s. A introdução dos TMDs na estrutura permitiu perceber que a adopção do dispositivo sintonizado para o segundo modo seria suficiente para reduzir a resposta para o nível pretendido, registando-se uma aceleração máxima para 0.44 m/s² a que equivale uma redução da resposta para 30% do valor original. Todavia, o dimensionamento de dispositivos de controlo para frequências próximas entre si promove resultados com difícil interpretação, tendo como consequência a perda de eficácia dos dispositivos dimensionados.

Sugere-se assim, que o dimensionamento de TMDs para frequências muito próximas, deve ser realizado com prudência, não sendo possível considerar o dimensionamento dos diversos TMDs de forma independente. Poderá ser utilizado um método iterativo, em que numa primeira fase se procede à instalação de TMDs dimensionados com base nos ábacos apresentados, sofrendo posteriormente os dispositivos de controlo um processo de ajuste até que a resposta corresponda ao desejado.

5.2 - PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Existindo ainda um caminho a percorrer na investigação da dinâmica de lajes, o presente trabalho deverá ser encarado como um primeiro passo no estudo de vibrações em lajes de edifícios. Como tal, perspectiva-se que o futuro desta área da dinâmica de estruturas passe pelo desenvolvimento do trabalho que aqui se apresenta, alargando o estudo a novos temas e áreas do conhecimento aqui ignorados, mas com interesse científico para a temática em estudo.

Como complemento ao trabalho aqui desenvolvido, seria particularmente interessante a materialização e aplicação do TMD dimensionado. Sugere-se a realização de ensaios após a introdução do TMD na laje, comparando-se os resultados obtidos no local com os resultados que aqui se apresentam.

No que diz respeito ao dimensionamento de dispositivos de controlo passivo, sugere-se o estudo e optimização do processo de dimensionamento de TMDs para frequências muito próximas. A interferência modal no dimensionamento de TMDs será talvez o aspecto mais relevante a estudar no controlo de vibrações em lajes de edifícios, dado que as metodologias clássicas de dimensionamento de dispositivos de controlo promovem bons resultados para sistemas estruturais caracterizados por frequências bem afastadas, sendo claramente insuficientes para situações idênticas à laje da Quinta de São Salvador.

Outro aspecto possível de ser explorado, consiste no controlo de vibrações com recurso a sistemas de controlo activo. Embora o dimensionamento os passivos apresentem um determinado número de vantagens, tem como principal desvantagem o facto serem muito sensíveis à sintonização em frequência, tornando-se um sistema de controlo pouco flexível ao variado número de acções para o qual é solicitado. O dimensionamento de sistemas activos contorna facilmente esta adversidade, garantido a versatilidade que os sistemas passivos não detêm. A fonte de energia externa que o sistema utiliza na acção de controlo tem como consequência directa a redução na dimensão do dispositivo de controlo. Tal facto é particularmente interessante para aplicações a edifícios, pois TMDs de grandes dimensões podem ter a sua aplicabilidade condicionada devido ao volume que ocupam.

Para finalizar propõe-se um estudo sobre acções caracterizadas por um elevado número de participantes. Tal facto é referenciado do capítulo 2 no documento do SCI, o qual sugere factores de redução para ter em conta a coordenação de entre indivíduos. Todavia entende-se que deverá ser realizado um estudo exaustivo para um número de participante mais elevado, assim como para diferentes tipos de acções que não só a actividade rítmica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Smith, A. L., Hicks, S.J., Devine, P.J. *Design of Floors for Vibration: A new approach*. The Steel Construction Institute.
- [2] Pachi, A., Ji, T. Frequency of people walking in *The Structural Engineer*, 83 (3), 2005
- [3] Bachman, H., Ammann, W. *Vibrations in structures: Induced by Man and Machines*, IABSE, 1987
- [4] Wheeler, J.E., *Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges*, J. Struct. Div. ASCE, vol. 108, ST 9, pp. 2045-2065, 1982
- [5] Rigueiro, C., *Detecção e Modelação de Vibrações em Pontes Para Peões*, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FCTUC, 1997.
- [6] Ellis, B. R., Ji, T. The response of structures to dynamic crowd loads. Bre Digest 426. British Research Establishment, 2004
- [7] *ISO 2631-1: Mechanical Vibration and Shock – Evaluation of human exposure to whole body vibration: part 1: general requirements*, International Organization for Standardization, 1997
- [8] *BS 684:1987 Guide to measurement and vibration of human exposure to whole-body mechanical vibration and repeated shock*, British Standards Institute, 1987
- [9] *BS 6472: 1992 Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings (1Hz to 80 Hz)*, British Standards Institution, 1992
- [10] Wyatt, T. A., *Design guide on the vibration of floors*, (SCI P076), The Steel construction Institute, 1989
- [11] *Health Technical Memorandum 2045: Design considerations*, The Stationery Office, 1996
- [12] Murray, M.M., Allen, D.E., Ungar, E.. *Floor vibrations due to Human activity*, AISC/CSI Steel guideline series 11, American Institute of Steel Construction, 1997
- [13] *BS 6399-1:1996 Loadings for Buildings. Code of practice for dead and imposed loads*, British Standards Institution, 1996
- [14] *ISO/DIS 10137 Bases for design structures – Serviceability of buildings against vibration*, International Organization for Standardization, 2006
- [15] Ellis, B.R. Serviceability evaluation of floor vibration induced by walking loads in *The structural Engineer* 79(21), pp 30-36, November 2001
- [16] Allen, D.E., *Building Vibration from human activities*, Concrete international: design and construction 12(6), pp 66-73, 1990
- [17] Allen, D.E., Floor vibration from aerobics, Canadian journal of civil engineering, vol 17, No 5, 1990a
- [18] *Vibration Design of Floors: guideline*, Human induced vibrations of steel structures
- [19] Moutinho, C. M. R., *Controlo Passivo e Activo de Vibrações em Pontes de Peões*, dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998
- [20] Paredes, M.M., *Utilização de Amortecedores de Massas Sintonizadas no Controlo de Vibrações em Estruturas*, dissertação de Mestrado Integrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008
- [21] Clough, R.W. e Penzien, J., *Dynamic of Structures*, McGraw-Hill International Editions, 1993

