



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Uso de Ensaios Dinâmicos na Avaliação de Pavimentos de Madeira

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas

Autor

Luís Filipe da Silva Bernardo

Orientadores

Alfredo Manuel Pereira Geraldês Dias

Luís Manuel Cortesão Godinho

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Janeiro, 2015

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero demonstrar o meu forte agradecimento aos meus Pais pelo apoio incondicional que me deram durante esta longa caminhada e por acreditarem sempre em mim. Também uma palavra especial de reconhecimento para a Mariana que me deu motivação e soube ser compreensiva comigo nos instantes de maiores dificuldades.

Quero agradecer ao Prof. Doutor Alfredo Dias e ao Prof. Doutor Luís Godinho por verem em mim capacidades para desenvolver este trabalho e pela excelente colaboração e orientação prestada.

Um agradecimento especial ao Pedro Gil por me ajudar em várias etapas do desenvolvimento desta tese e ao Carlos Martins por partilhar da sua experiência comigo.

Por último agradecer ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra pela oportunidade concedida e pelas condições fornecidas.

RESUMO

A reabilitação de estruturas ocupa atualmente um lugar de destaque na construção civil, sendo a fase de avaliação e diagnóstico uma das mais importantes do processo. O trabalho desenvolvido nesta tese enquadra-se na fase de avaliação, dando uma atenção particular aos pavimentos de madeira. A abordagem aqui exposta apresenta-se como um primeiro passo dentro desta matéria, sendo reduzidos os trabalhos desenvolvidos a nível de ensaios dinâmicos em pavimentos de madeira assim como a nível da modelação computacional de elementos deste tipo de material. O método de avaliação proposto apresenta como principal vantagem o facto de permitir uma análise global da estrutura e identificar os problemas localmente.

Nesta dissertação estudaram-se as alterações dos parâmetros dinâmicos de um pavimento tradicional em madeira devido à degradação das condições de apoio. Para esse efeito procedeu-se à realização de campanhas de ensaios dinâmicos recorrendo a acelerómetros. Estes testes foram realizados para o pavimento no seu estado normal (com todos os apoios nas extremidades das vigas) e, em seguida, repetiram-se os mesmos testes para situações de simulação de dano nos apoios, comparando-se posteriormente os resultados. A degradação dos apoios é simulada pela remoção destes em determinados locais. Os parâmetros dinâmicos estudados compreenderam as frequências próprias, o coeficiente de amortecimento e os modos de vibração (formas modais). Os resultados demonstraram que em casos extremos de dano nos apoios, estes são facilmente detetáveis através de uma análise qualitativa da observação dos modos de vibração obtidos.

O pavimento ensaiado foi construído em laboratório e pretende ser representativo da construção corrente. Simultaneamente com os ensaios experimentais, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos no *software* comercial SAP2000 no qual se realizou uma análise modal, com a finalidade de validar os resultados obtidos experimentalmente e verificar a aplicabilidade da modelação proposta em estruturas de madeira.

ABSTRACT

At present, the rehabilitation of structures takes a prominent place in civil construction and the evaluation stage is one of the most important in this process. The developed work in this thesis falls in the evaluation stage, with particular attention on the timber floors. The approach presented here represents a first step in this matter because there are not many research works about dynamic tests in timber floors neither in timber computer modeling. The evaluation method proposed has the major advantage that it allows a global analysis of the structure and identifies the local problems.

This dissertation studied the changes of the dynamic parameters of a traditional timber floor by performing dynamic testing campaigns using accelerometers. These tests were performed for the normal state (with all the beams supported at both ends) and repeated to simulated situations of damage in the supports, then the results were compared. The damage are simulated by removing the supports at some locations. The dynamic parameters analyzed comprised the natural frequencies, damping coefficients and the mode shapes. The results revealed that in extreme cases of damage in the supports, they are easily detectable by qualitative analysis of the obtained mode shapes

The timber floor was constructed in laboratory and is intended to be representative of current construction. Simultaneously a finite element model was developed in the commercial *software* SAP2000, where a modal analysis was performed in order to validate the results obtained experimentally and to verify the applicability of certain types of finite elements in timber structures.

ÍNDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 | Enquadramento geral..... | 1 |
| 1.2 | Descrição e objetivos das etapas do trabalho | 2 |
| 1.3 | Organização da tese..... | 3 |
| 2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 4 |
| 2.1 | Campo de intervenção na reabilitação em Portugal | 4 |
| 2.2 | Principais elementos de um pavimento | 7 |
| 2.3 | Metodologias clássicas para avaliação e deteção de dano..... | 8 |
| 2.4 | Classificação dos métodos para determinação de dano em estruturas | 10 |
| 2.4.1 | Métodos baseados nas frequências próprias de vibração | 11 |
| 2.4.2 | Métodos baseados na comparação de formas modais | 12 |
| 2.4.3 | Métodos baseados na curvatura das formas modais..... | 13 |
| 2.4.4 | Métodos baseados na flexibilidade de estruturas | 14 |
| 2.4.5 | Métodos baseados na energia de deformação modal | 15 |
| 2.4.6 | Outros métodos | 15 |
| 2.5 | Identificação de dano em estruturas de madeira | 16 |
| 2.6 | Método dos elementos finitos para modelação de pavimentos de madeira..... | 19 |
| 3 | PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL | 22 |
| 3.1 | Introdução | 22 |
| 3.2 | Soalho..... | 22 |
| 3.3 | Vigas | 23 |
| 3.4 | Montagem | 24 |
| 3.5 | Ensaio | 26 |
| 3.5.1 | Humidímetro de agulhas | 26 |
| 3.5.2 | <i>Timber Grader</i> MTG..... | 27 |
| 3.5.3 | Ensaio estático em flexão ($E_{g,m}$) EN 408..... | 28 |
| 3.5.4 | Ensaio dinâmico com acelerómetros | 29 |
| 3.6 | Processamento de dados..... | 34 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.6.1 | Método FDD e EFDD | 34 |
| 4 | MODELAÇÃO NUMÉRICA | 39 |
| 4.1 | Introdução | 39 |
| 4.2 | Elementos Finitos | 39 |
| 4.3 | Modelação das vigas isoladas | 40 |
| 4.4 | Modelação do pavimento | 40 |
| 5 | ANÁLISE DE RESULTADOS | 43 |
| 5.1 | Introdução | 43 |
| 5.2 | Vigas isoladas – Resultados experimentais, numéricos e comparação | 43 |
| 5.3 | Pavimento – Resultados experimentais, numéricos e comparação | 47 |
| 6 | CONCLUSÃO | 59 |
| 7 | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 61 |

ANEXO A - Formas modais

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Época de construção dos edifícios (INE, Censos 2011) | 4 |
| Figura 2.2 – Proporção entre reabilitação e construção nova..... | 5 |
| Figura 2.3 – Sistema estrutural de um pavimento de madeira (Negrão e Faria, 2009) | 7 |
| Figura 2.4 – Sistema estrutural com uma viga principal e com viga secundária (Branco e Cruz, 2002) | 7 |
| Figura 2.5 – Ligação macho-fêmea..... | 8 |
| Figura 2.6 – Características do tabuleiro da ponte (Samali et al., 2007)..... | 18 |
| Figura 2.7 – Disposição do ensaio (Samali et al., 2007) | 18 |
| Figura 2.8 – Comparação entre a realidade e o modelo numérico (Samali et al. 2007, b)..... | 20 |
| Figura 3.1 – Secção transversal de uma tábuas de soalho | 22 |
| Figura 3.2 – Secção transversal de uma viga | 24 |
| Figura 3.3 – Disposição e ilustração do pavimento montado em laboratório | 25 |
| Figura 3.4 – Esquematização do pavimento..... | 26 |
| Figura 3.5 – Ensaio com humidímetro de agulhas | 27 |
| Figura 3.6 – Utilização do equipamento comercial Timber Grader MTG | 27 |
| Figura 3.7 – Disposição do ensaio estático em flexão da EN 408 (CEN, 2012)..... | 28 |
| Figura 3.8 – Acelerómetro e módulo de aquisição..... | 29 |
| Figura 3.9 – Disposição do ensaio com acelerómetros em vigas | 31 |
| Figura 3.10 – Dois dos cenários de danos simulados..... | 33 |
| Figura 3.11 – Disposição do ensaio com acelerómetros no pavimento | 33 |
| Figura 3.12 – Espectro de frequências tipo | 36 |
| Figura 3.13 – Gráfico magnitude-tempo obtidos pela IFFT a partir das frequências seleccionadas em torno de um pico de ressonância | 37 |
| Figura 4.1 – Elemento finito frame 2D e 3D..... | 39 |
| Figura 4.2 – Modelo inicial sem efeito da restrição entre tábuas de soalho..... | 42 |
| Figura 4.3 – Modelo final com efeito de restrição entre tábuas de soalho | 42 |
| Figura 5.1 – Sobreposição das formas modais do primeiro modo | 45 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.2 – Sobreposição das formas modais do segundo modo..... | 45 |
| Figura 5.3 – Sobreposição das formas modais do terceiro modo..... | 46 |
| Figura 5.4 – Sobreposição das formas modais do quatro modo..... | 46 |
| Figura 5.5 – Formas modais tridimensionais dos quatro primeiros modos de vibração da configuração de referência obtidas experimentalmente | 50 |
| Figura 5.6 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais da configuração de referência | 51 |
| Figura 5.7 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos da configuração de referência | 51 |
| Figura 5.8 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 1 | 52 |
| Figura 5.9 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 1..... | 52 |
| Figura 5.10 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 2 | 52 |
| Figura 5.11 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 2..... | 52 |
| Figura 5.12 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 8 | 53 |
| Figura 5.13 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 8..... | 53 |
| Figura 5.14 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 2 | 54 |
| Figura 5.15 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 1 e 2..... | 54 |
| Figura 5.16 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 3 | 54 |
| Figura 5.17 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 1 e 3..... | 55 |
| Figura 5.18 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 5 | 55 |
| Figura 5.19 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 1 e 5..... | 55 |
| Figura 5.20 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 3 e 8 | 56 |
| Figura 5.21 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 3 e 8..... | 57 |

SIMBOLOGIA

- $E_{m,d}$ – Módulo de elasticidade longitudinal médio dinâmico
 $E_{m,g}$ – Módulo de elasticidade longitudinal médio estático global
 E_0 – Módulo de elasticidade longitudinal
 E_{90} – Módulo de elasticidade perpendicular às fibras
 H – Matriz função FRF
 G – Matriz de densidade espectral em potências
 \hat{G} – Estimativa da matriz de densidade espectral em potências
 I – Inércia
 K_{ser} – Rigidez de uma ligação com pregos em madeira
 T – Período próprio
 U_i – Matriz de vetores singulares
 W_m – Teor de água médio
 d – Diâmetro
 f – Frequência própria
 f_d – Frequência amortecida
 f_{und} – Frequência própria obtida pelo método FDD e EFDD
 s_{ij} – Valores singulares
 u_{ij} – Vetores singulares
 β_{ij} – Índice de dano
 δ – Decremento logarítmico
 ζ – Coeficiente de amortecimento
 ρ – Massa volúmica
 ϕ^i – Vetor de formas modais
 ϕ'' – Curvatura de um ponto da forma modal
 ϖ – Frequência própria angular
 $[\Lambda]$ – Matriz diagonalizada de frequências modais medidas

ABREVIATURAS

CEN – Comité Européen de Normalisation

COMAC – Coordinate Modal Assurance Criterion

EFDD – Enhanced Frequency Domain Decomposition

EN – European Norm

FDD – Frequency Domain Decomposition

FRF – Frequency Response Function

GL – Glued Laminated (Lamelado Colado em português)

IFFT – Inverse Fast Fourier Transform

INE – Instituto Nacional de Estatística

MAC – Modal Assurance Criterion

MEF – Método dos Elementos Finitos

PSD – Power Spectral Density

SRU – Sociedade de Reabilitação Urbana

SVD – Singular Value Decomposition

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento geral

Atualmente a reabilitação e conservação de edifícios antigos é, cada vez mais, um tema de interesse geral, assumindo um papel preponderante na renovação dos centros históricos das cidades. A maioria das construções antigas existentes no parque arquitetónico português é constituída por sistemas construtivos que incorporam elementos em madeira. Esta situação verifica-se particularmente nos centros históricos das cidades, onde existem muitos edifícios com valor patrimonial e que são uma contribuição importante para a malha urbana que, pela sua relevância, interessa recuperar (Vicente et al., 2009). Atualmente, grande parte desses sistemas estruturais em madeira ainda cumprem a sua função sendo, no entanto, fundamental avaliar o seu estado de conservação com vista não só a garantir a sua segurança estrutural, mas também a avaliar medidas de recuperação das mesmas face aos requisitos de desempenho atuais (Miranda, 2011). Assim, a avaliação e deteção de dano e patologias das estruturas de madeira e respetivas soluções de intervenção assume um papel importante no meio técnico da reabilitação de edifícios.

Esta dissertação centra-se nos pavimentos em madeira, que a par das coberturas em madeira, serão das subestruturas mais comuns e relevantes em edifícios antigos. De uma forma geral, os elementos estruturais nestes pavimentos não estão visíveis (exceção geralmente feita ao soalho) sendo por esse motivo difícil detetar à vista desarmada a existência de patologias na estrutura. Uma inspeção visual detalhada requer, portanto, que os apoios e as vigas sejam acessíveis em pelo menos um dos lados (inferior ou superior), o que de uma modo geral é inviável, devido à existência do próprio soalho bem como de um eventual forro (teto do piso inferior) (Dias, 2012). Nestas situações torna-se difícil aplicar métodos comuns de avaliação e deteção de dano aos elementos individualizados da estrutura do pavimento sem evitar a remoção/destruição parcial ou total de alguns elementos exteriores do pavimento para ter acesso aos seus elementos interiores. Nestes casos será mais adequada uma análise global não destrutiva da estrutura recorrendo a métodos mais expeditos.

Dentro desses métodos, tem-se registado um crescente desenvolvimento e interesse nos que se baseiam na análise dinâmica. É precisamente neste âmbito que se enquadram os tipos de ensaios realizados nesta dissertação, pretendendo-se analisar uma metodologia que permita

avaliar a estrutura na sua globalidade e que, no final, seja capaz de fornecer respostas específicas quanto à localização dos problemas. A solução encontrada para esse efeito baseia-se em ensaios dinâmicos não destrutivos com recurso a acelerómetros, sendo que a ideia base consiste em estudar as respostas dinâmicas de um pavimento de madeira quando lhe é introduzida uma perturbação (vibração). O objetivo final é, através da análise dos resultados dos ensaios, identificar apoios do pavimento que apresentem dano.

Para estudar estes fenómenos construiu-se, em laboratório, um pavimento em madeira à escala real com uma conceção tradicional simples e, posteriormente, realizaram-se ensaios dinâmicos para a situação do pavimento no seu estado intacto e depois para vários cenários de dano nos apoios (procedendo à remoção de alguns destes). Comparando os resultados experimentais dos diferentes cenários de dano com a situação do pavimento intacto é possível, desde logo, tirar algumas conclusões quanto à localização de apoios danificados. Paralelamente ao trabalho experimental realizou-se um modelo numérico de elementos finitos representativo do pavimento, e procedeu-se a uma análise modal para os mesmos cenários de dano. Os parâmetros dinâmicos estudados em ambos os casos compreenderam as frequências próprias, coeficientes de amortecimento e modos de vibração (formas modais).

1.2 Descrição e objetivos das etapas do trabalho

A primeira etapa deste trabalho compreendeu a caracterização dos materiais constituintes do pavimento: tábuas de soalho, vigas e pregos. A caracterização dos materiais é importante pois permite ter um conhecimento aprofundado sobre estes e obter dados necessários à posterior análise de resultados quer numéricos quer experimentais.

Terminada a caracterização, procedeu-se à construção em laboratório de um pavimento tradicional em madeira que pretende ser representativo dos que se encontram na prática corrente. A construção em laboratório teve como objetivo permitir ensaiar e estudar diferentes cenários de dano simulado nos apoios. Na investigação desenvolvida houve oportunidade de estudar o pavimento no estado intacto e depois comparar o resultado desse estudo com o dos cenários de dano. Porém, numa intervenção de reabilitação, o mesmo não é possível visto desconhecermos, na maioria das vezes, o estado intacto original do pavimento o que impossibilita a comparação de resultados entre o original e o estado danificado.

Após os ensaios experimentais no pavimento, procurou desenvolver-se um modelo numérico de elementos finitos representativo do mesmo no *software* comercial SAP2000. A decisão da criação de um modelo numérico teve dois objetivos principais que foram: construção de um

modelo numérico com elementos e características que permitam modelar um pavimento real; validação do modelo numérico com base nos ensaios experimentais realizados.

A última etapa desta dissertação consistiu na análise crítica e comparação dos resultados dos parâmetros dinâmicos observados em ambos os casos para os diferentes cenários de dano.

1.3 Organização da tese

A presente dissertação desenvolve-se em 7 capítulos, incluindo a Introdução e Referências Bibliográficas.

O Capítulo 1 introduz o tema da tese fazendo-se um enquadramento geral e a descrição dos objetivos e trabalho desenvolvido.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica onde se começa por fazer uma pequena pesquisa relativamente à situação do ramo da reabilitação e apresentam-se depois métodos para deteção e avaliação de dano em estruturas. Por fim, abordam-se investigações relativas a modelos numéricos e técnicas dinâmicas desenvolvidas para a deteção de dano especificamente em madeira.

No Capítulo 3 descreve-se o procedimento experimental, caracterizando primeiramente os materiais e elementos do pavimento e seguidamente descrevendo os ensaios realizados.

O Capítulo 4 apresenta os modelos de elementos finitos desenvolvidos, incluindo a identificação dos pressupostos assumidos, limitações dos modelos e as simplificações consideradas.

Os Capítulos 5 e 6 estão focados na apresentação e análise de resultados bem como na discussão das conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Campo de intervenção na reabilitação em Portugal

O tema da reabilitação urbana de edifícios, enraizado há décadas nos países mais desenvolvidos da Europa, começa a ser hoje um tema consensual no nosso país. Atualmente os edifícios das nossas cidades, principalmente nos centros históricos, vão assistindo à degradação progressiva das suas estruturas. Esta degradação é decorrente do envelhecimento próprio da estrutura, do abandono, e da falta de obras de manutenção da mesma. Tendo em consideração que a vida útil prevista de um edifício é em média 50 anos, segundo os dados estatísticos do INE referentes aos últimos censos de 2011 cujos resultados se apresentam na Figura 2.1, pode verificar-se que existe um número significativo de edifícios que estão em fim de vida e como tal a necessitar de ser demolidos ou de obras significativas de reabilitação e reparação.

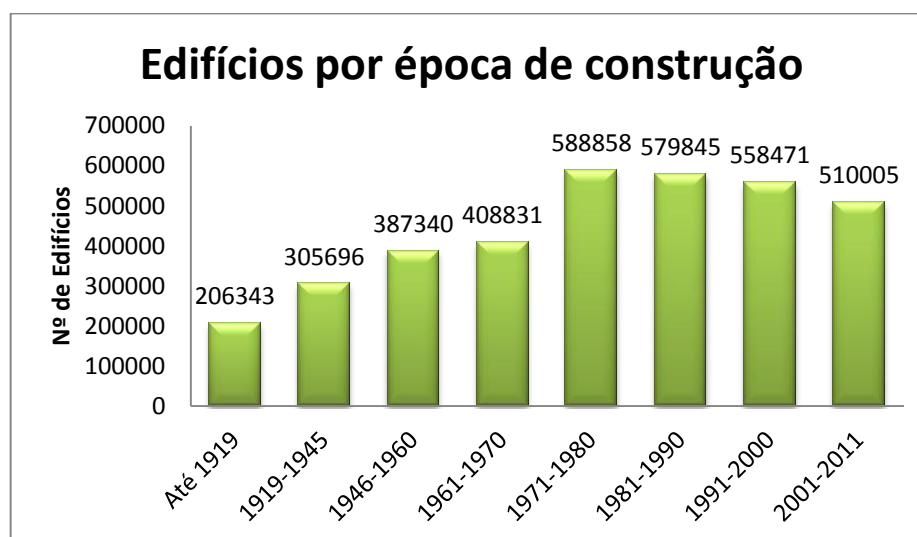


Figura 2.1 – Época de construção dos edifícios (INE, Censos 2011)

Ainda segundo os últimos censos de 2011, e de acordo com a Figura 2.2 verifica-se que a proporcionalidade entre reabilitação e construção nova tem vindo a crescer com regularidade na última década e prevê-se que, à semelhança dos países europeus mais desenvolvidos esta venha a crescer significativamente mais nas próximas décadas. Em 2004, verificava-se que

10% do investimento em obras era para conservação e recuperação do património edificado ao passo que a média europeia era já de cerca de 40%, com tendência a aumentar (Rodrigues, 2004). Surgiram, posteriormente, diversos programas de financiamento do estado (RECRIA, RECRIPH, REHABITA, SOLARH), das autarquias e de fundos privados para incentivar à reabilitação urbana de edifícios, sendo um excelente indicador para este ramo da construção.



Figura 2.2 – Proporção entre reabilitação e construção nova (INE, Censos 2011)

Como esta dissertação incide sobre pavimentos de madeira, procurou-se fazer uma pequena pesquisa, que pretende ser representativa a nível nacional, das estruturas deste tipo que existem para avaliar e reabilitar. Em Portugal não existe um levantamento global do número de pavimentos de madeira a necessitar de uma intervenção, porém, foram realizados alguns trabalhos nas principais cidades do país em que foi possível chegar a alguns números e conclusões passíveis de ser generalizadas.

Em 2005 foi realizado um levantamento do sistema construtivo (incluindo pavimentos de madeira), de cerca de 800 edifícios da baixa de Coimbra (Vicente et al., 2009), segundo os autores este levantamento é representativo da realidade dos outros centros históricos nacionais. O levantamento tinha como objetivo identificar as patologias e o nível de degradação das estruturas. Os principais problemas encontrados nos pavimentos estão sobretudo associados à própria natureza do material e são agravados pelo seu envelhecimento, degradação biológica, deformação dos elementos de suporte, ação da água e efeito de fluência.

Em Lisboa realizou-se um estudo (Miranda, 2011) sobre o estado de conservação dos edifícios da baixa Pombalina, mais propriamente da zona dos edifícios que foram alvo de

reconstrução após o terramoto de 1755. Os edifícios da baixa Pombalina caracterizam-se pela utilização em larga escala de um sistema tridimensional contraventado em madeira, conhecido por “Gaiola Pombalina” que surge associada com pavimentos de madeira. Os pavimentos eram executados com uma estrutura em madeira perfeitamente solidária com a estrutura da gaiola. Apesar da sua qualidade estrutural, os edifícios originais Pombalinos têm sido, ao longo dos tempos, alvo de modificações lesivas para a sua estrutura. Nas edificações analisadas neste levantamento verificou-se que os danos estruturais ocorreram em parte significativa devido a tensões provocados por uma ou mais ações que excediam a capacidade resistente dos materiais em zonas significativas, ou porque as próprias ações aumentaram, o tipo de utilização do edifício mudou ou a própria resistência diminuiu. Ao longo do século XX os edifícios Pombalinos foram alvos de várias alterações, algumas delas bastante significativas tal como a remoção de paredes, apoios ou cortes de pilares, o que conduziu a modificações estruturais significativas que vieram aumentar a vulnerabilidade dos mesmos. Para além destas modificações estruturais, há ainda que registar a degradação e dano associados ao próprio envelhecimento dos elementos de madeira, desgaste, ataques de agentes biológicos e apodrecimento provocado por infiltrações de água.

Em 2008, Dias (2008) desenvolveu uma tese de mestrado sobre pavimentos de madeira em edifícios antigos focada na zona antiga da cidade do Porto. Registou que a utilização de madeira ocorreu com maior intensidade no início do século XX, particularmente em coberturas e pavimentos de edifícios, existindo casos, mais raros, em que a madeira chegou mesmo a constituir a totalidade da estrutura dos edifícios, materializando inclusivamente as suas paredes resistentes. Verificou que os edifícios com pavimentos e coberturas em madeira constituíam a maior parte da zona antiga da cidade, no entanto apresentavam na sua maioria graves problemas de degradação com elevado número de edifícios a necessitarem reabilitações importantes.

Foi também possível obter através da Sociedade de Reabilitação Urbana do Porto, algumas informações a nível de reabilitação de estruturas de madeira na zona histórica da cidade do Porto. Em março 2014, dentro da área de intervenção da SRU decorriam obras em 105 edifícios, das quais se registam 74 com estruturas de madeira. De maneira geral, as estruturas são soluções mistas em que se recorre a madeira e perfis metálicos ou betão, mas na generalidade os pavimentos e coberturas são praticamente sempre em madeira. Outro dado relevante fornecido é que apenas 25% das obras estão a recuperar as estruturas de madeira na sua totalidade.

Estes dados ao nível de algumas das maiores cidades do país demonstram a necessidade que existe em encontrar métodos para avaliar as condições estruturais em que se encontram, neste caso, os pavimentos de madeira.

2.2 Principais elementos de um pavimento

Do ponto de vista estrutural, o sistema básico construtivo de um pavimento de madeira é constituído por uma estrutura reticulada horizontal composta por dois ou três níveis, geralmente vigas bi-apoiadas como ilustra a Figura 2.3. A organização estrutural dos elementos em diferentes níveis depende sobretudo da geometria da laje. No caso de pequenos vãos, as vigas principais descarregam diretamente sobre os apoios e sobre estas é colocado o soalho. Para vãos maiores podem existir elementos estruturais transversais a estas, as vigas secundárias, estando ambas as situações representadas na Figura 2.4. A principal finalidade das vigas secundárias é melhorar o funcionamento da estrutura, aumentando a sua rigidez transversal. Estas funcionam como contraventamentos entre vigas principais, permitindo uma melhor distribuição de carga entre vigas e diminuir o efeito das vibrações. (Branco e Cruz, 2002).

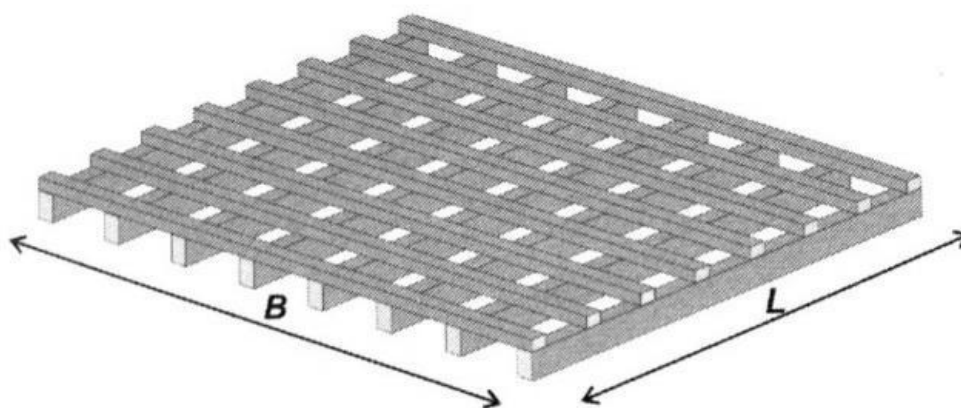


Figura 2.3 – Sistema estrutural de um pavimento de madeira (Negrão e Faria, 2009)

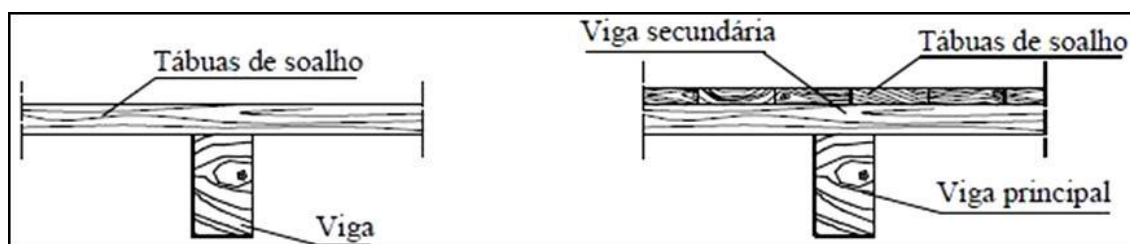


Figura 2.4 – Sistema estrutural com uma viga principal e com viga secundária (Branco e Cruz, 2002)

A secção das vigas é frequentemente retangular, embora em edifícios antigos seja comum a existência destes elementos na forma de tronco de madeira. Em termos de dimensionamento este centra-se essencialmente no espaçamento e altura das vigas. Uma abordagem possível consiste em definir um determinado afastamento e posteriormente dimensionar as vigas para uma altura entre 2 e 4 vezes a sua largura, uma vez que a flexão é o esforço predominante. É preferível sempre que possível dimensionar vigas com maior altura uma vez que conduz a maior aproveitamento do material (Dias, 2012).

Quanto ao soalho, este pode ser realizado através de diferentes madeiras e com variados formatos. A ligação entre as tábuas é habitualmente de união macho-fêmea (Figura 2.5), mas também pode ser por exemplo de junta. O soalho é, geralmente, constituído por tábuas de madeira com espessura usual de 0,022 m ou 0,025 m e assenta sobre o vigaumento. No entanto encontram-se as mais variadas espessuras comerciais conforme a exigência em cada situação.



Figura 2.5 – Ligação macho-fêmea

2.3 Metodologias clássicas para avaliação e deteção de dano

Nesta dissertação pretende-se dar mais ênfase aos ensaios do tipo não-destrutivo, uma vez que o tipo de trabalho desenvolvido se foca na avaliação e deteção de dano nos pavimentos de madeira com base em ensaios dinâmicos que não envolvam a destruição de elementos de madeira. Hoje em dia existe uma grande variedade de técnicas que permitem avaliar, de uma forma não destrutiva o estado de conservação dos elementos estruturais de madeira e, inclusivamente, caracterizar fisicamente e mecanicamente o material. Segundo Machado *et al.* (2000) as técnicas não-destrutivas são aquelas que infligindo ou não danos mecânicos aos elementos inspecionados, não condicionam significativamente a sua capacidade resistente. Os ensaios não-destrutivos são uma ferramenta disponível para avaliar as condições em que se encontra um pavimento de madeira. Existe já uma variedade de técnicas de avaliação a que se pode recorrer no campo dos ensaios não destrutivos em elementos em madeira, tais como, ultrassons, radiografia (raio X) e resistógrafo entre outros. Estes métodos adequam-se para situações pontuais limitadas a pequenas áreas de intervenção, no entanto, podem tornar-se

dispendiosos e pouco eficazes para avaliar estruturas de grandes dimensões, além de que, estão limitadas pelo facto de necessitarem da inspeção visual dos elementos (Choi, 2007).

Faz-se em seguida uma breve descrição das técnicas e instrumentos de ensaios não-destrutivos mais vulgarmente utilizados na avaliação de pavimentos de madeira.

Inspeção visual, martelo e formão

A inspeção visual é o primeiro passo e a forma mais simples de obter informação sumária quanto à localização e ao estado de deterioração dos elementos estruturais. Para realizar uma boa inspeção visual é necessário que as condições de luminosidade sejam adequadas e, é sobretudo fundamental ter acesso aos locais de inspeção. Este tipo de observação permite detetar danos intermédios e muito severos, como são o caso de apodrecimento superficial da madeira, danos provocados por efeitos mecânicos ou pela ação da água e ainda identificar elementos que romperam e deixaram de resistir às forças (Choi, 2007). O recurso a um martelo e a um formão aliado à inspeção visual permite avaliar de uma forma expedita a existência de dano nos elementos estruturais. O formão avalia expeditamente a dureza superficial da madeira enquanto o martelo através do som originado pelo embate numa peça de madeira sã e numa deteriorada, por comparação, permite perceber a existência de partes degradadas (Dias, 2008). Estes métodos têm o inconveniente de necessitarem de acesso direto ao local e não permitem avaliar o interior dos elementos de madeira.

Resistógrafo

O resistógrafo é um instrumento utilizado para medir a resistência da madeira à penetração de uma agulha, é usado tanto em árvores vivas como em estruturas de madeira. Este é um dos métodos não destrutivos mais utilizados, já que realiza perfurações quase impercetíveis e sem qualquer influência na resistência mecânica da peça. O instrumento relaciona a energia despendida na penetração de uma agulha com a resistência da madeira à perfuração. A informação é apresentada sobre a forma de um gráfico que mostra a variação da resistência da madeira à medida que penetração da agulha vai sendo realizada. Este método permite identificar variações de densidade ao longo das secções dos elementos estruturais, zonas de degradação biológica, fendas e vazios existentes nas peças normalmente invisíveis por inspeção visual (Dias, 2008).

Raio X e raio Gama

Estes métodos baseiam-se na transmissão de energia radiográfica sob a forma de raio X ou raio Gama, obtendo assim uma imagem da constituição do elemento, à semelhança das

radiografias executadas na área da medicina. O raio X é um dos métodos mais antigos utilizados para a avaliação do estado de elementos de madeira, permite descobrir ataques biológicos, existência de fendas ou outras patologias sob a forma de registos radiográficos bidimensionais, apenas estando dependente da massa volúmica e da espessura da peça. A utilização dos raios X tem caído em desuso devido aos custos elevados e ao risco associado à radiação, dando lugar à utilização dos raios Gama que têm o mesmo princípio de funcionamento e permitem uma visualização da imagem na hora, funcionando como uma câmara de filmar (Costa, 2009).

Ultrassons

Os métodos que utilizam ultrassons (ondas acústicas de alta-frequência entre 20-500 kHz) são dos mais correntemente aplicados na determinação das características da madeira e na fase de diagnóstico dos elementos. Através da velocidade e do coeficiente de atenuação acústico é possível determinar a resistência da madeira, enquanto o tempo percorrido entre dois transdutores é usado para detetar possíveis defeitos na peça. O método da propagação de ondas sonoras poderá ser realizado através de diferentes abordagens (Costa, 2009):

- Método dos ecos: trata-se de um método que se baseia na reflexão de ondas acústicas em elementos e a partir delas se estima, de forma indireta o estado do elemento analisado. Neste método apenas um transdutor é utilizado, servindo de emissor e recetor ao mesmo tempo, fazendo com que apenas o sinal refletido sobre a superfície ou descontinuidade seja medido.

- Método de ressonância: este método baseia-se na frequência fundamental de vibração de um elemento sendo através da sua frequência de ressonância, tal como das dimensões e densidade da peça, que se obtém o seu módulo de elasticidade.

2.4 Classificação dos métodos para determinação de dano em estruturas

O objetivo geral da identificação de dano sem recorrer a métodos destrutivos consiste em identificar estruturas danificadas, assim como localizar o dano com ajuda de equipamentos que permitam fornecer uma resposta quanto à localização e grau de deterioração mantendo a sua integridade intacta. Com esta finalidade Rytter (1993) criou uma classificação em quatro níveis:

Nível 1: Determinação da presença de dano

Nível 2: Determinação da localização geométrica do dano

Nível 3: Quantificação do grau do dano

Nível 4: Previsão do tempo de vida útil remanescente da estrutura.

Para os níveis 1 e 2 verifica-se que métodos baseados em vibrações e sem recurso a modelos teóricos são suficientes. Quando a estes métodos é ainda associado um modelo numérico da estrutura, torna-se possível quantificar o grau de dano da estrutura, porém, é habitualmente necessário recorrer a algoritmos (nível 3). O nível 4 está associado a fenómenos como a fadiga de estruturas (Rytter, 2003) e estimativa de vida útil, uma temática distinta da identificação de dano.

2.4.1 Métodos baseados nas frequências próprias de vibração

Desde o fim da década de 70 que se tem recorrido às frequências próprias de vibração para a identificação de dano, em particular na indústria aeroespacial e petrolífera. O estudo da alteração da frequência própria de vibração de uma estrutura tem sido considerado como um indicador clássico de dano estrutural. Este tipo de métodos foi muito utilizado, e ainda hoje tem a sua utilidade quando o objetivo é monitorizar e avaliar estruturas. Tal resulta de ser relativamente simples determinar frequências próprias de estruturas sendo suficiente o recurso, por exemplo, a acelerómetros (Choi, 2007).

As frequências próprias são algo sensível, sendo possível identificar dano tanto a nível local como a nível global da estrutura, porém também têm os seus inconvenientes. O principal obstáculo prende-se com o facto da frequência própria ser facilmente afetada por alterações ambientais tais como a temperatura e a humidade. Este é um entrave importante a ter em conta na aplicação deste tipo de métodos a materiais sensíveis às condições ambientais, tais como a madeira e o betão, pois pode conduzir a resultados pouco rigorosos (Maeck, 2003).

Um dos trabalhos mais populares realizados nesta área foi o de Cawley e Adams (1979) que demonstraram analiticamente e experimentalmente ser possível detetar e identificar um dano numa estrutura recorrendo a poucos pontos de medição desta. A ideia principal por trás deste método consiste na utilização do rácio entre frequências próprias de dois modos de vibração como uma função de localização de dano. Parte-se do princípio de que locais onde o rácio teórico seja igual ao rácio medido experimentalmente são potencialmente zonas em que possa existir dano. A localização de dano pode ser obtida sobrepondo os pares de modos e intersectando as curvas de função.

Mais recentemente alguns investigadores fizeram grandes progressos na área, conseguindo criar modelos teóricos que permitissem localizar e estimar a severidade de um dano em pequenas estruturas. Kim e Stubbs (2003) desenvolveram um modelo teórico de localização e avaliação do tamanho de fissuras em vigas recorrendo a frequências próprias. Este modelo permite identificar e avaliar as fissuras com um erro baixo, porém, a técnica proposta só é aplicável na deteção de fissuras em vigas, sendo que não ficou claro se é possível obter resultados semelhantes noutro tipo de estrutura com outro tipo de dano.

Outros investigadores tentaram relacionar as frequências próprias de vibração com as formas modais. Garesci et al. (2006) elaboraram uma metodologia para identificação e localização de dano nesse âmbito. No método apresentado, a localização do dano foi determinada através da análise das formas modais associadas às frequências próprias cuja diferença percentual é maior em comparação com as de um sistema não danificado. Este método foi aplicado a placas retangulares em que o dano era representado por furos. Os resultados mostraram que é possível identificar zonas de dano utilizando o referido método, porém, esta identificação não é totalmente exata.

2.4.2 Métodos baseados na comparação de formas modais

A forma modal é o parâmetro modal que representa a configuração deformada do sistema estrutural num dado modo próprio. Muitos investigadores concordam que as formas modais são de longe o mais consistente e satisfatório indicador de dano em comparação com os métodos baseados em frequências próprias. A comparação direta de formas modais e outros modelos baseados na identificação de dano, com base nestas formas, são bastante utilizados em monitorização de estruturas (Mufti, 2001). Estes métodos têm como principal inconveniente o facto de, regra geral, ser necessário fazer medições de muitos pontos da estrutura de forma a conseguir obter as formas modais fiáveis.

Dois dos métodos mais comuns de comparação de formas modais são a utilização do coeficiente MAC (*Modal Assurance Criterion*) (Allemang e Brown, 1982) e do coeficiente COMAC (*Coordinate Modal Assurance Criterion*) (Lieven e Ewins, 1988). O coeficiente MAC pode ser considerado como uma forma de quantificar as semelhanças entre dois modos. Para os vetores de formas modais $\{\phi^A\}$ e $\{\phi^B\}$ (respetivamente formas modais não danificadas e danificadas) o valor do coeficiente MAC é definido por:

$$MAC_{A,B} = \frac{|\sum_{j=1}^n \{\phi_j^A\} \cdot \{\phi_j^B\}|^2}{\sum_{j=1}^n \{\phi_j^A\}^2 \cdot \sum_{j=1}^n \{\phi_j^B\}^2} \quad (1)$$

sendo n o número de graus de liberdade. O valor de MAC está compreendido entre 1 e 0, sendo que 1 significa vetores completamente iguais e 0 totalmente diferente. O facto de obter um valor de MAC reduzido pode ser indicador de dano.

O coeficiente COMAC difere do MAC no sentido em que este permite medir as diferenças entre duas formas modais num grau de liberdade específico. O valor do coeficiente COMAC é o dado pela coordenada modal i para o modo n , sendo por isso definido por:

$$COMAC_{i,A,B} = \frac{|\sum_{j=1}^n \phi_{i,j}^A \phi_{i,j}^B|}{\sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}^A)^2 \cdot \sum_{j=1}^n (\phi_{i,j}^B)^2} \quad (2)$$

um valor de COMAC reduzido manifesta-se por uma discordância num ponto i o que pode ser um indicador de dano nesse local.

A utilização destes dois coeficientes em trabalhos de investigação tem trazido alguns bons resultados na identificação de dano. Estes métodos têm sido aplicados sobretudo para calibrar modelos numéricos com dados experimentais mas, mais recentemente, têm vindo a perder importância em detrimento de outros mais sensíveis (Choi, 2007).

Dentro do âmbito do recurso às formas modais, os avanços da última década têm sido no sentido de desenvolver algoritmos e índices de conformidade (*Damage Index*) que permitam a localização de dano. Estes baseiam-se na comparação dessas formas com recurso a modelos numéricos, exemplo disso é o trabalho de Choi et al. (2005) onde apresentaram uma metodologia para identificar a localização e magnitude do dano em estruturas recorrendo a um índice de conformidade, este índice representa as alterações na estrutura devido a um dano. O índice de conformidade é determinado a partir das alterações medidas nas formas modais da estrutura. Esta metodologia foi aplicada a vigas simplesmente apoiadas e vigas contínuas, sendo que os resultados revelaram que o índice de conformidade permite identificar dano individualizado ou em múltiplas zonas.

2.4.3 Métodos baseados na curvatura das formas modais

Estes métodos estão baseados na alteração da curvatura das formas modais. Verifica-se que ocorrem alterações significativas na curvatura das formas modais em zonas de dano. As alterações verificadas nas curvaturas são mais pronunciadas do que os deslocamentos associados ao modo, sendo assim métodos mais sensíveis ao dano (Mufti, 2001). A curvatura é habitualmente calculada a partir da medição dos deslocamentos das formas modais do estado intacto e do estado danificado:

$$\phi''_{ji} = \frac{\phi_{(j+1)i} - 2\phi_{ji} + \phi_{(j-1)i}}{l^2} \quad (3)$$

sendo i o número da forma modal, j o número do nó e l a distância entre nós.

Estes métodos apresentam como limitação o facto do número de curvaturas modais possíveis de utilizar na identificação de dano ser limitado ao número de deslocamentos modais.

Um dos exemplos destes métodos é apresentado por Maeck (2003) que desenvolveu uma técnica, onde, a partir da curvatura das formas modais e do cálculo dos momentos fletores modais, consegue determinar a rigidez de flexão em cada ponto de uma estrutura. Quando a rigidez estimada das formas modais é inferior à rigidez prevista da estrutura isso pode ser um indicador de dano. Esta técnica foi aplicada em vigas de betão armado.

2.4.4 Métodos baseados na flexibilidade de estruturas

Estes métodos baseiam-se nas alterações da flexibilidade medida dinamicamente nas estruturas. Tipicamente, o dano é detetado comparando a matriz de flexibilidade obtida das medições da estrutura danificada com a matriz de flexibilidade obtida de um modelo de elementos finitos. As investigações com recurso a matrizes de flexibilidade como indicador de dano têm demonstrado bons resultados pois, para além de localizar o dano também permitem avaliar a sua extensão. Habitualmente estes métodos são aplicados sob a forma de algoritmos (Carden e Fanning, 2004). A matriz de flexibilidade medida dinamicamente $[F]$ é geralmente estimada por:

$$[F] = [\phi][\Lambda]^{-1}[\phi]^T \quad (4)$$

onde $[\phi]$ é a matriz das medições das formas modais e $[\Lambda]$ é a matriz diagonalizada das frequências modais medidas ao quadrado.

Um dos primeiros e mais citados artigos que recorre a métodos baseados na flexibilidade é o de Pandey e Biswas (1994). Estes investigadores utilizaram as alterações nas matrizes de flexibilidade da estrutura para detetar danos em vigas com diferentes condições de apoio, sendo estes danos de natureza linear. Os resultados obtidos a partir dos modelos numéricos e experimentais demonstraram que a localização de um dano pode ser conseguida a partir de apenas dois modos de vibração medidos na estrutura.

2.4.5 Métodos baseados na energia de deformação modal

Quando um modo de vibração armazena uma grande quantidade de energia de deformação devido a um determinado caminho das cargas, as frequências e as formas modais ficam mais sensíveis a alterações nesse mesmo caminho. Essas alterações podem ser indicadoras de potencial dano. Os algoritmos de identificação de dano baseados na energia de deformação modal comparam a diferença entre a energia de deformação modal, antes e depois do dano, a partir das frequências e formas modais. A identificação das alterações de energia de deformação modal permite localizar e avaliar a magnitude do dano (Carden e Fanning, 2004).

Originalmente Stubbs et al. (1992) foram os primeiros a desenvolver um algoritmo baseado na energia de deformação para identificação de dano, depois apareceram vários investigadores a proporem modificações e adaptações desse algoritmo. O algoritmo original é baseado no decremento da energia de deformação modal antes e depois da ocorrência de um dano para um determinado modo. Nesse trabalho, é estabelecido um índice de dano de conformidade para cada elemento que permite definir a posição do dano na estrutura. A principal desvantagem do método é a dificuldade para calcular as derivadas e integrais necessárias para determinar o índice, quando as formas modais são estimadas a partir de poucos pontos de medição.

2.4.6 Outros métodos

Um tipo de métodos alternativos, que mantém algumas semelhanças com os apresentados até agora, são os baseados em FRF (*Frequency Response Function*). As FRF são funções complexas de valores ou ondas definidas através de bandas de frequências (Carden e Fanning, 2004). As funções de resposta em frequência podem ser medidas diretamente na estrutura sem necessidade de passos intermediários e adicionalmente, estas fornecem informação sobre uma banda de frequências e não somente para frequências específicas, como é o caso da informação modal. Diversos autores têm usado FRFs para detecção de dano. Um método que utiliza a curvatura das FRF foi proposto por Sampaio, Maia e Silva (1999). Este método está baseado na diferença absoluta nas curvaturas das FRF comparando o estado intacto e danificado da estrutura. O método é testado em quatro cenários de dano, numa ponte real (vão total de 13.3 m), mostrando-se eficiente na identificação da posição do dano para o cenário mais severo e completamente ineficaz, nos outros três casos. O mérito principal do método é sua simplicidade, já que, não precisa de análise modal para sua aplicação.

Outro tipo de método alternativo que tem cativado as atenções nos anos mais recentes baseia-se na resposta da estrutura no domínio do tempo. Os parâmetros do sistema são determinados

a partir da observação dos dados medidos no tempo. Para uma força externa aplicada a uma estrutura é possível medir as alterações das propriedades do sistema estrutural fazendo uma análise temporal, isto é, ao longo do tempo vão sendo observadas as alterações das propriedades da estrutura. Apresentam como vantagem o facto de poderem ser separadas dos métodos de domínio da análise modal e de ser simples obter a informação no domínio do tempo sendo apenas necessários recorrer, por exemplo, a um acelerómetro (Carden e Fanning, 2004).

2.5 Identificação de dano em estruturas de madeira

Os métodos de deteção de dano baseados em técnicas de vibração têm evoluído bastante na sua generalidade, tendo sido apresentados resultados consistentes em muitos trabalhos. Porém, a maioria dos trabalhos de investigação tem-se focado sobretudo no estudo de estruturas de betão e de aço, remetendo as de madeira para segundo plano. De facto, o estudo de estruturas de madeira constitui um desafio ainda maior devido à natureza do material e à grande variabilidade das suas características. Na última década alguns investigadores aceitaram o desafio e têm tentado desenvolver métodos baseados em vibrações que permitam detetar e avaliar dano em estruturas de madeira com bons resultados.

Roohnia et al. (2011) propuseram uma metodologia pouco dispendiosa para a localização de danos isolados em vigas de madeira recorrendo a técnicas de vibração em flexão livre do elemento. A técnica proposta foi aplicada em cinco grupos de vigas de madeira limpa nas quais foi infligido um dano em diferentes pontos do seu comprimento, sendo o dano representado pela abertura de um pequeno orifício. As vigas foram testadas em vibrações de flexão livre, ou seja, com as duas extremidades em condições de apoio livres sendo medidas e comparadas as frequências próprias antes e depois da aplicação do dano. Utilizando o método dos mínimos quadrados desenvolveram um fator de correlação baseado nos valores medidos para os quatro primeiros modos de vibração, em que a diferença para esse fator permite identificar a localização do dano com sucesso.

Li et al. (2003) desenvolveram um método para avaliar a rigidez das vigas de suporte de pontes de madeira utilizando massas, considerando que uma alteração da rigidez no interior de um elemento de madeira pode ser indicador de dano. A técnica dinâmica utilizada consiste no recurso a acelerómetros para medir as respostas dinâmicas das vigas, a um martelo instrumentado para excitar a estrutura e a massas. Para determinar a rigidez de flexão das vigas da ponte os ensaios foram realizados com e sem a colocação de uma massa a meio vão. A partir da alteração na frequência resultante da adição da massa, a rigidez de flexão da ponte pode ser calculada através das formulações apresentadas no artigo da investigação. Foi feita

uma analogia entre o tabuleiro e as vigas de uma ponte com o soalho e as vigas de um pavimento, pois apresentam um esquema estrutural semelhante. Esta metodologia foi aplicada com sucesso a 40 pontes na Austrália.

Choi et al. (2007) propuseram um índice de conformidade baseado no algoritmo original *Index Damage* (Stubbs et al., 1995) a que chamaram *Modified Index Damage*. O algoritmo modificado baseia-se na alteração da energia de deformação e é aplicado ao estudo de uma viga de madeira simplesmente apoiada para diferentes cenários de dano. A viga de madeira original não danificada tinha uma secção de 45 X 90 mm e um comprimento de 4,50 m, sendo que, para os apoios extremos os autores criaram dispositivos específicos que se aproximassem o mais possível da condição de rotulado. Os cenários de dano consistiram na extração de pedaços de madeira com dimensões de 45 X 45 mm a 2/8, a meio, a 5/8 e 6/8 do comprimento da viga, estes danos pretendem representar partes danificadas. O algoritmo modificado demonstrou capacidade de detetar a localização de dano em todos os cenários, porém verificou-se que, combinando os primeiros modos de vibração obtinham-se resultados mais precisos no cenário de danos múltiplos.

Samali et al. (2007) conduziram uma investigação com uma metodologia semelhante à de Choi et al (2007) mas aplicada ao estudo de tabuleiros de pontes em madeira. A investigação tinha como objetivo perceber as potencialidades e limitações da utilização do *Index Damage* neste tipo de estruturas (tipo-placa) quando sujeitas a cenários de dano isolado ou múltiplos. Para esse efeito construíram uma ponte de madeira em laboratório que foi testada e estudada recorrendo a métodos dinâmicos. A ponte de madeira foi construída numa escala definida por forma a que as suas características dinâmicas se aproximassem às de uma ponte real principalmente no que toca às frequências próprias (5Hz a 20Hz). A estrutura ilustrada na Figura 2.6 consiste em 4 vigas de secção 45 X 90 mm com vão de 4,5 m e um tabuleiro composto por 4 painéis de madeira (21 mm de espessura e área 2,4 X 1,2 m) pregados às vigas. Os apoios localizam-se nas extremidades das vigas e são constituídos por dispositivos específicos que se aproximam das condições de rotulado.

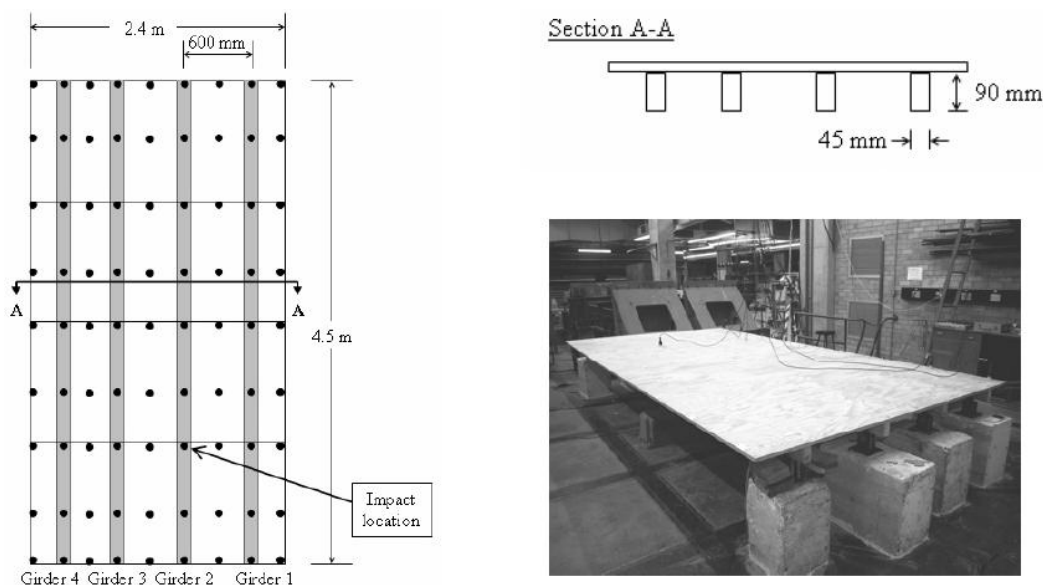


Figura 2.6 – Características do tabuleiro da ponte (Samali et al., 2007)

Os cenários de dano estudados correspondem à extração de pedaços em forma de cubos (45 mm) a 1/4, a meio e a 3/4 do comprimento do vão das vigas. Estes tipos de dano infligidos nas vigas pretendem ser representativos de zonas apodrecidas de elementos de madeira. Estudaram-se quatro cenários, estrutura intacta, um dano na viga 2 (3/4 de vão), dois danos (3/4 de vão da viga 2 e a meio da viga 4) em simultâneo e três danos (3/4 de vão da viga 2, a meio da viga 4 e 1/4 de vão da viga 3) em simultâneo. A Figura 2.7 representa a disposição do ensaio.

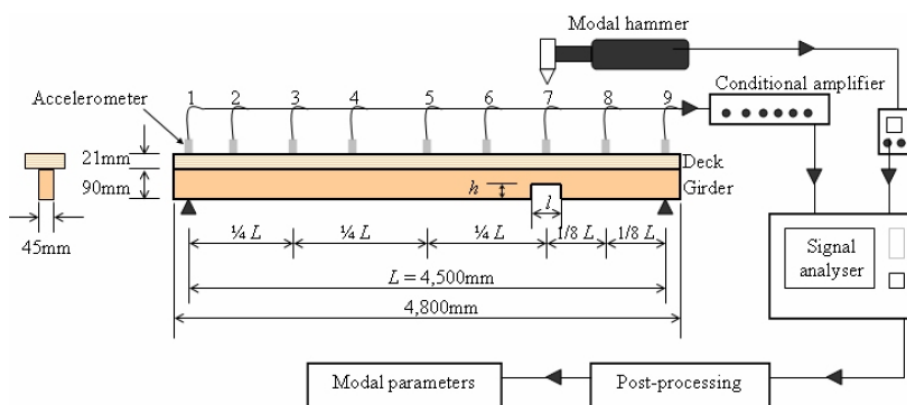


Figura 2.7 – Disposição do ensaio (Samali et al., 2007)

Após processamento dos dados resultantes dos ensaios obtiveram as formas modais dos nove primeiros modos da estrutura. Como os pontos de medição são limitados, a reconstituição das formas modais foi realizada através de interpolação por spline bi-cúbico. A identificação de

dano foi realizada através de um método de *Damage Index* semelhante ao proposto por Choi et al. (2007), mas adaptado a estruturas do tipo placas por outros autores (Cornwell, Doebling e Farrar, 1999). O algoritmo calcula o índice de dano β_{ij} para o ponto j e modo i da estrutura, posteriormente todos os índices são normalizados para ficarem na mesma escala e ser possível identificar os pontos com dano. Os resultados finais demonstraram que o algoritmo adaptado a estruturas do tipo placas permite a detecção de dano isolados mas apenas recorrendo a combinações de um número elevado de modos próprios (nove) sendo que, para combinações de poucos modos os resultados não eram conclusivos. Nos cenários de dois e três danos a combinação dos três primeiros modos permitiu, por vezes, localizações de dano porém, só com a combinação dos nove modos é que se identificou com clareza a totalidade dos danos.

2.6 Método dos elementos finitos para modelação de pavimentos de madeira

A modelação de peças de madeira apresenta como principais obstáculos a dificuldade em representar corretamente o comportamento anisotrópico do material bem como a variabilidade de algumas das suas propriedades. Na bibliografia da área encontram-se alguns autores que com algumas simplificações propõem soluções de modelos de elementos finitos de estruturas de madeiras como vigas e pavimentos.

Choi et al. (2007) realizaram uma aplicação semelhante do *Modified Index Damage*, mas desta vez recorrendo a modelos de elementos finitos para representar uma viga idêntica à anteriormente descrita (Choi et al., 2007, b). O modelo de MEF foi realizado com ajuda do *software* comercial de análise de elementos finitos ANSYS onde se introduziram todas as propriedades do material e geometria correspondente do elemento de madeira em estudo. A viga foi modelada através de elementos sólidos (SOLID45 no ANSYS) sendo discretizada em 200 elementos na direção longitudinal, 20 na altura e 4 na largura da secção transversal. As condições de apoio da viga no modelo são rotuladas nas extremidades e realizaram uma análise modal. No modelo da viga danificada os danos foram representados por alterações de geometria da estrutura correspondendo à extração dos cubos de madeira no ensaio experimental. O algoritmo modificado permitiu a identificação de dano múltiplo e isolado com sucesso, tal como no modelo experimental. Obtiveram-se resultados muito semelhantes no caso experimental e numérico, o que significa que para além de validar a modelação de uma viga de material tão complexo como é a madeira, isto permitiu também concluir que o dispositivo usado na prática no apoio para fazer função de rótula aproxima-se realmente de uma rótula perfeita admitida no modelo numérico.

Motivado pelo facto de muitas vezes a inspeção visual e ensaios expeditos não serem suficientes para avaliar a condição das pontes de madeira estudadas, a modelação numérica

das estruturas pode ser uma via complementar. O trabalho de Samali et al. (2007) teve um novo progresso nesse sentido. Samali et al. (2007, b), aproveitaram os dados experimentais obtidos no primeiro trabalho, com o objetivo de calibrar e modelar a ponte de madeira em elementos finitos. O modelo numérico foi desenvolvido no *software* comercial de análise de elementos finitos ANSYS. Para além de introduzir todas as propriedades dos materiais e geometria dos elementos constituintes da ponte no *software*, recorreram-se a elementos do tipo sólidos (SOLID45 no ANSYS) para modelação das vigas e elementos do tipo casca (SHELL63 no ANSYS) para modelar a camada de soalho sobre as vigas. A rigidez de ligação entre o soalho e as vigas é realizada através de pregos modelados por elementos do tipo *link* (MATRIX27 no ANSYS). Considerou-se o comportamento do soalho como ortotrópico e o das vigas isotrópico. As condições de apoio das extremidades das vigas foram consideradas como rotuladas fruto da utilização do dispositivo utilizado na prática para esse efeito. A Figura 2.8 pretende representar a realidade e o modelo numérico:

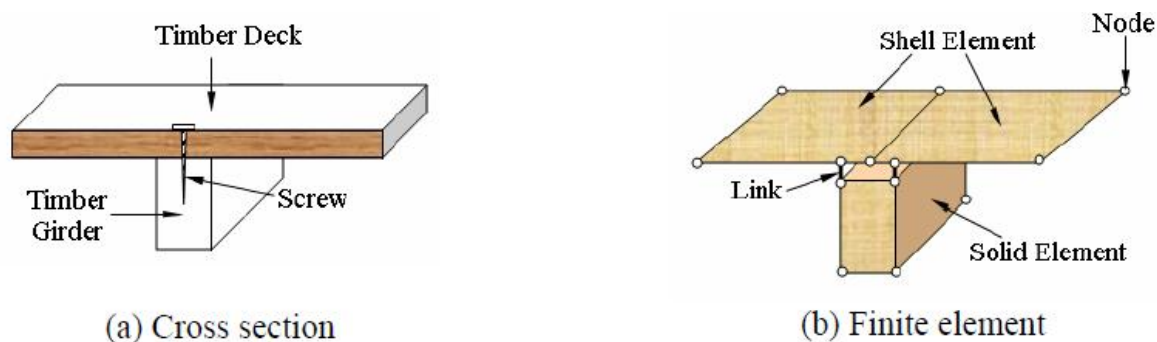


Figura 2.8 – Comparação entre a realidade e o modelo numérico (Samali et al., 2007, b)

A validação do modelo foi realizada comparando as frequências próprias obtidas nos ensaios com as do modelo numérico verificando que a diferença percentual é inferior a 10% nos primeiros nove modos, mas com o facto de essa diferença crescer à medida que se aumentam os modos. Outra forma de validação do modelo utilizada foi o recurso ao valor MAC entre os dois casos de estudo, sendo que se verificaram correlações superiores ou iguais a 0,90 o que é um excelente indicador. Por esta via fica demonstrado que o recurso a modelos de elementos finitos pode ser um bom ponto de partida para simular a estrutura no seu estado intacto e usar esses resultados com o fim de avaliar a condição da estrutura danificada.

Glisovic e Stevanovic (2010) desenvolveram um trabalho focado no conforto dos pavimentos de madeira residenciais sendo que, para isso, estudaram as vibrações produzidas por ações dinâmicas correntes (ex: movimento de pessoas) com o objetivo de analisar o fenómeno das vibrações. Propuseram assim uma forma de modelar os pavimentos de madeira em elementos finitos por forma a estes corresponderem aos critérios de conforto da atualidade. O estudo incide sobre um pavimento cujas dimensões, propriedades e frequências correspondem às de um pavimento corrente de referência (valores apresentados no artigo original). O modelo foi

desenvolvido no *software* comercial de análise estrutural em elementos finitos SAP2000, sendo utilizados elementos do tipo *Shell* (casca: elementos planos de 4 nós) de comportamento ortotrópico para modelar a camada de soalho e elementos *Solid* (sólidos: elementos tri-dimensionais de 8 nós) de comportamento isotrópico para as vigas. A ligação entre o soalho e as vigas é realizada através de pregos modelados no *software* por elementos do tipo *link* com rigidezes distintas (tração, corte e rotação). Todas as vigas foram assumidas como simplesmente apoiadas nas extremidades. No final concluíram que este tipo de modelação permitia satisfatoriamente modelar a vibração em pavimentos de madeira.

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

3.1 Introdução

O objeto de estudo desta dissertação é um pavimento de madeira cuja caracterização dos seus elementos, processo de montagem e ensaios realizados se descrevem neste capítulo. Na construção do pavimento utilizaram-se tábuas de soalho em madeira maciça para o soalho do pavimento pois constitui uma solução corrente e representativa dos pavimentos estruturais existentes no nosso país. Relativamente às vigas de suporte estrutural, optou-se pela utilização de vigas em lamelado colado, embora a maioria dos pavimentos antigos sejam constituídos por vigas de madeira maciça, esta opção deveu-se à tentativa em reduzir variabilidade das propriedades da madeira e obter um pavimento com características mais homogêneas, sendo que as propriedades mecânicas são bastante semelhantes às da madeira maciça. A ligação entre o soalho e as vigas foi realizada através de pregos. A caracterização destes elementos foi realizada recorrendo a diversos tipos de ensaios para obter a informação necessária à posterior construção da modelação computacional. Por último descrevem-se os ensaios dinâmicos realizados sobre o pavimento com a finalidade de determinar os seus parâmetros dinâmicos.

3.2 Soalho

O soalho do pavimento foi constituído por tábuas de madeira maciça de Pinheiro Bravo (*Pinus pinaster* Ait.). A madeira foi acondicionada numa sala com temperatura (20°C) e humidade relativa (65%) controladas para que fosse atingido o teor de água de equilíbrio. As peças utilizadas apresentavam-se com poucos nós, planas, lisas e provenientes aleatoriamente de borne e/ou de cerne. As propriedades da madeira necessárias para este trabalho foram determinadas através de medições e mediante ensaios descritos mais à frente, visto não ter sido possível obtê-las junto do produtor.

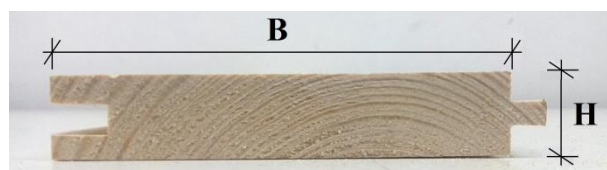


Figura 3.1 – Secção transversal de uma tábua de soalho

O material à disposição consistiu num lote de 90 tábuas de soalho todas com as mesmas dimensões nominais. Para efeito de cálculos foram utilizadas as dimensões nominais dos elementos não correspondendo estas exatamente às dimensões reais de cada peça devido às tolerâncias de fabrico, a Figura 3.1 representa a secção transversal de uma tábua de soalho. Relativamente à medição da massa dos elementos esta foi determinada com auxílio de uma balança para cada uma das peças, sendo apenas apresentado o valor médio no Quadro 3.1. O teor de água W_m foi determinado em cada uma das peças através da utilização do humidímetro de agulhas, sendo que posteriormente se considerou o valor médio resultante das medições, valor apresentado no Quadro 3.1. O módulo de elasticidade dinâmico longitudinal $E_{m,d}$ dos elementos foi determinado através do equipamento comercial *Timber Grader* MTG, constando o valor médio no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Medições e características das tábuas de soalho

| L (mm) | B (mm) | H (mm) | Massa _m (kg) | W _m (%) | E _{m,d} (N/mm ²) | ρ _{m,soalho} (kg/m ³) |
|---------|--------|--------|-------------------------|--------------------|---------------------------------------|--|
| 2590,00 | 110,00 | 21,00 | 3,62 | 16,45 | 12552,69 | 605,06 |

A informação apresentada no Quadro 3.1 que também contempla a massa volúmica média dos elementos, serve para atribuir as propriedades necessárias no modelo de elementos finitos e posteriormente realizar a análise modal numérica para obter os parâmetros dinâmicos.

3.3 Vigas

As cinco vigas do pavimento eram constituídas em lamelado colado homogéneo (GL24h) de origem de madeira de abeto (*Abies alba*) tendo estas sido também acondicionadas na sala de temperatura e humidade relativa controladas. Relativamente à madeira maciça, o lamelado colado apresenta algumas vantagens que levaram a que se optasse por este material. A colagem aleatória das lamelas é favorável em termos de propriedades mecânicas. Por um lado os defeitos que condicionam de forma mais significativa essas propriedades estão distribuídos de uma forma mais uniforme pelas diferentes secções, por outro, as zonas mais fracas têm a possibilidade de redistribuir parte dos esforços por outras zonas/lamelas, assim reduz-se a variabilidade do material. Esta forma de colagem leva a que a retração global das peças seja limitada uma vez que estas se restringem mutuamente, deste facto resultam também menores desvios dimensionais. Desta forma trabalha-se com elementos de madeira mais uniformes reduzindo assim a variabilidade associado à natureza do material. Na Figura 3.2 está representada a secção transversal das vigas de lamelado colado usadas neste trabalho.



Figura 3.2 – Secção transversal das vigas

Os dados relativos às medições das vigas são apresentados no Quadro 3.2, estes foram em parte determinados e fornecidos por outros investigadores do laboratório e integram-se igualmente em outros trabalhos de investigação em fase de desenvolvimento. A massa foi determinada com ajuda de uma balança e o módulo de elasticidade estático global $E_{m,g}$ foi determinado através da EN 408 (CEN, 2012).

Quadro 3.2 – Medições e características das vigas

| Viga | Massa (kg) | B (mm) | H (mm) | I (mm ⁴) | L (mm) | $\rho_{m,viga}$ (kg/m ³) | $E_{m,g}$ (N/mm ²) |
|------|------------|--------|--------|----------------------|---------|--------------------------------------|--------------------------------|
| 2 | 53,1 | 120,00 | 240,00 | 1,39E+08 | 4200,00 | 437,43 | 11059,2 |
| 5 | 54,5 | | | | | 448,47 | 8981,39 |
| 6 | 52,05 | | | | | 427,99 | 8387,78 |
| 7 | 51,35 | | | | | 421,89 | 8571,33 |
| 12 | 51,7 | | | | | 424,77 | 8651,05 |

As informações apresentadas do Quadro 3.2 são posteriormente utilizadas para construir o modelo de elementos finitos e no final realizar a análise modal numérica para obtenção dos parâmetros modais.

3.4 Montagem

A montagem do pavimento realizou-se no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC. Com as cinco vigas e tábuas de soalho à disposição procurou-se construir um pavimento à escala real representativo dos pavimentos estruturais correntes. O dimensionamento deste pavimento foi realizado no âmbito de uma tese de doutoramento ainda em fase desenvolvimento, mas os valores adotados são representativos das soluções correntes. No que toca à disposição e numeração das vigas optou-se pela solução apresentada no conjunto da Figura 3.3:



Figura 3.3 – Disposição e ilustração do pavimento montado em laboratório

As dimensões do pavimento são de $L \times B = 4,20 \times 3,00$ m com espaçamento de 0,60 m entre eixos de vigas e nas extremidades laterais uma aba com 0,30 m ao eixo da viga. Cada linha de 3,00 m de tábuas de soalho é constituída por duas tábuas, uma com 2,10 m e outra com 0,90 m, sendo que estas são intercaladas por forma a dar maior estabilidade ao pavimento, no total são 36 linhas. As tábuas de soalho são ligadas por pregos ao eixo das vigas.

Ainda no conjunto da Figura 3.3 pode ser observado que os apoios nas extremidades das vigas são constituídos por calços de madeira em abeto (*Abies alba*) com 30 mm de altura e 120 mm de entrega. É através da área de contacto entre a viga e o calço de madeira que a carga é transmitida para o solo. Na prática estes apoios não são pontuais nem rotulados, mas por simplificação considerou-se que funcionavam como tal no modelo numérico.

Sobre o pavimento colaram-se uma série de anilhas que correspondem aos pontos de medição onde foram colocados os acelerómetros para realizar os ensaios. Os pontos de medição estão todos localizados sobre o eixo das vigas. Escolheu-se uma rede de pontos de medição suficientemente densa para que os resultados fossem consistentes, tal como nos elementos finitos, a discretização dos pontos de medição é fundamental para obter resultados mais aproximados da realidade (Samali et al., 2007). O afastamento entre pontos é de 30,0 cm, mas junto aos apoios colocaram-se duas anilhas nas extremidades, uma no topo e outra afastada de 10,0 cm para perceber se o facto de o apoio ter uma entrega (ou seja não ser perfeitamente pontual) influencia as formas modais do pavimento. O esquema das medições está representado na Figura 3.4, onde também estão numerados os apoios, identificado o ponto de impacto e o ponto de referência, importantes para a realização dos ensaios dinâmicos.

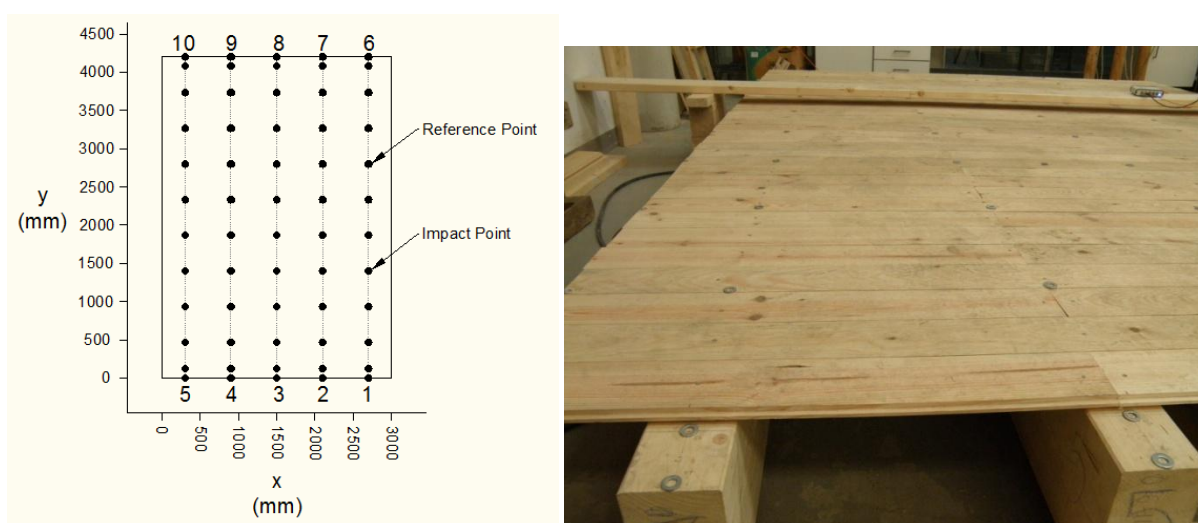


Figura 3.4 – Esquematização do pavimento

3.5 Ensaios

Numa primeira fase, realizaram-se ensaios com o objetivo de caracterizar a madeira como material e determinar as suas propriedades geométricas, físicas e mecânicas necessárias para este trabalho. Numa segunda fase, procederam-se aos ensaios dinâmicos com acelerómetros com vista a determinar os parâmetros modais do pavimento.

3.5.1 Humidímetro de agulhas

O humidímetro de agulhas é um aparelho que permite medir o teor de água no local da madeira precisamente onde as agulhas (elétrodos) são cravadas, a Figura 3.5 ilustra este procedimento. A medição desta característica baseia-se na condutividade elétrica entre as duas agulhas no material de medição. Neste aparelho é ainda necessário introduzir a informação quanto à temperatura e humidade relativa do local onde se realiza o ensaio (20°C e 65% de humidade relativa na sala de condições controladas). É importante que as agulhas sejam cravadas perpendicularmente às fibras da peça de madeira, pois pretende-se que a linha de ligação entre as agulhas cruze as fibras pois é segundo essa direção que ocorrem as menores variações de teor de água. Como o teor de água na madeira é uma característica muito variável, mesmo dentro do próprio elemento, tomou-se a opção de repetir o ensaio para vários pontos do elemento usando no final o valor médio. Este procedimento foi realizado no lote de 90 tábuas de soalho e nas vigas e visava determinar o teor de água nos elementos de madeira para introduzir essa informação no equipamento comercial *Timber Grader* MTG.



Figura 3.5 – Ensaio com humidímetro de agulhas

3.5.2 *Timber Grader* MTG

O equipamento comercial *Timber Grader* MTG (Figura 3.6) permite determinar o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal de um elemento de madeira. Resumidamente o funcionamento deste aparelho consiste na emissão de uma onda de choque (vibração) na direção longitudinal do elemento de madeira e na análise da resposta obtida, permitindo assim, determinar o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal.



Figura 3.6 – Utilização do equipamento comercial *Timber Grader* MTG

Este aparelho foi utilizado para determinar o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal do lote de 90 tábuas de soalho (posteriormente utilizou-se o valor médio Quadro 3.1). O equipamento relaciona as dimensões da peça, a espécie de madeira, o teor de água e a massa com a frequência própria de vibração para obter o módulo de elasticidade dinâmico.

O ensaio consiste em encostar a ponta do equipamento ao topo do elemento de madeira (direção longitudinal) e premir o comando dando ordem de início, nesse instante é disparada uma esfera contra a face da secção transversal do elemento, provocando assim uma frequência própria de vibração cuja resposta dinâmica é medida pelo equipamento. Relacionando a frequência própria medida nesse instante com a informação previamente introduzida, o equipamento determina o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal. A operação foi repetida sucessivas vezes até obter três leituras iguais. A Figura 3.6 representa o procedimento do ensaio.

3.5.3 Ensaio estático em flexão ($E_{g,m}$) EN 408

A norma europeia EN 408 (CEN, 2012) fornece metodologias para a determinação de várias propriedades físicas e mecânicas importantes para utilização de madeira maciça e lamelado colado para fins estruturais. Entre os vários métodos apresentados, destaca-se para este trabalho o ensaio estático em flexão para determinação do módulo de elasticidade estático global em vigas de lamelado colado.

A EN 408 apresenta um esquema de ensaio específico para a determinação do módulo de elasticidade estático em vigas de lamelado colado ilustrado na Figura 3.7.

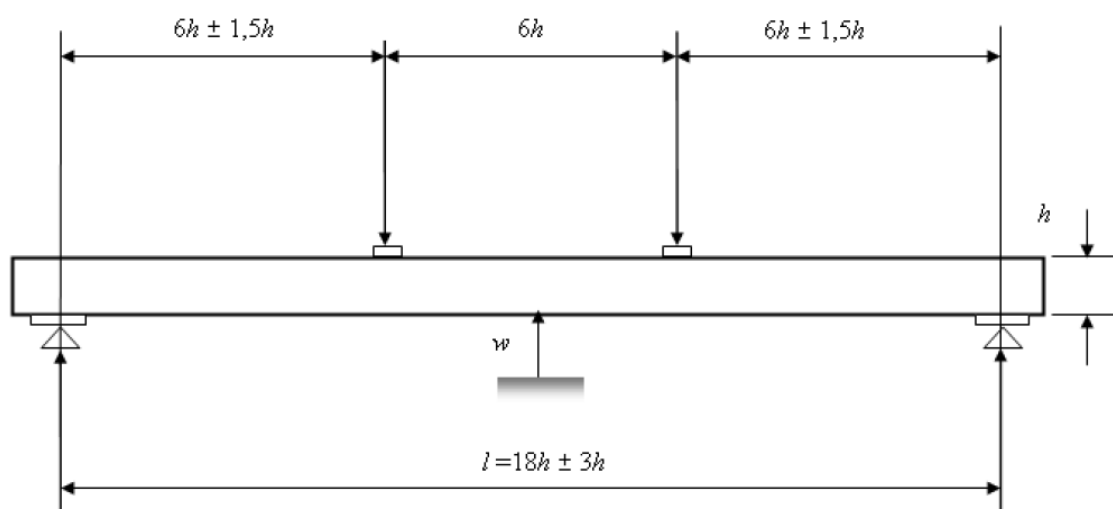


Figura 3.7 – Disposição do ensaio estático em flexão da EN 408 (CEN, 2012)

A EN 408 estabelece todas as condições e procedimentos para a realização do ensaio encontrando-se os resultados para as cinco vigas no Quadro 3.2. Procede-se, de seguida, à descrição sumária deste ensaio.

De acordo com o procedimento, a peça a ensaiar deve ser simplesmente apoiada e ter um comprimento mínimo de dezanove vezes a altura da secção. A norma estipula que a peça deve ser carregada simetricamente em flexão em dois pontos de um vão igual a dezoito vezes a altura da secção, esta distância pode ser alterada para um valor não superior a três vezes a altura sem prejudicar o ensaio. O ensaio consiste em aplicar duas forças pontuais simétricas aos terços da peça (6h e 12h) a uma taxa de movimento de cabeça de carga não superior a 0,3% da altura da peça por segundo, tendo em consideração que a carga máxima aplicada não ultrapasse os 40% da força máxima para não danificar a peça e manter-se em regime elástico. Os deslocamentos w foram ainda medidos recorrendo a deflectómetros. Finalmente, conhecendo os resultados medidos no ensaio o módulo de elasticidade estático global $E_{m,g}$ é calculado por uma expressão fornecida na EN 408.

3.5.4 Ensaio dinâmico com acelerómetros

O ensaio realizado com os acelerómetros enquadra-se dentro dos ensaios não destrutivos e caracteriza-se por ser do tipo dinâmico uma vez que se baseia na medição da resposta dinâmica da estrutura relativamente a uma perturbação induzida (vibrações). Para a realização deste ensaio recorreram-se a dois acelerómetros piezoelétricos de eixo vertical modelo *Bruel & Kjaer 2646*. Estes encontram-se ligados a um módulo de aquisição de dados de alta precisão modelo *National Instrument USB-4431*, que por sua vez está conectado a um computador. A resposta dinâmica medida através dos acelerómetros é posteriormente processada no *software LabView Signal Express* (análise modal no domínio do tempo). A informação da resposta dinâmica é apresentada no *software* sob a forma de gráfico aceleração-tempo. Um dos acelerómetros e o módulo de aquisição estão representados no conjunto da Figura 3.8.



Figura 3.8 – Acelerómetro e módulo de aquisição

O ensaio consiste na colocação dos acelerómetros sobre os pontos de medição da estrutura (a ligação entre o acelerómetro e a anilha é magnética) por forma a garantir a verticalidade dos mesmos e em provocar uma vibração na estrutura induzida por um martelo de borracha. Este ensaio é sensível e deve ser realizado num ambiente o mais controlado possível, pois pretende-se que as vibrações absorvidas pelos acelerómetros sejam exclusivamente provenientes da perturbação provocada pelo martelo, evitando assim a interferência de fatores externos que possam deturpar a qualidade dos resultados.

À medida que se percorrem os pontos de medição a informação relativa às respostas dinâmicas de cada ponto é registada no *software*, sendo possível observar diretamente o gráfico magnitude-frequência (resposta no domínio da frequência) e identificar algumas frequências modais. Porém, a análise e tratamento de dados é realizada de forma mais detalhada posteriormente, sendo a informação de todos os pontos de medição importada para ficheiros de texto e processada no *MatLab*. Neste novo *software* foi implementado um método (EFDD- *Enhanced Frequency Domain Decomposition*) que permite uma identificação mais rigorosa das frequências modais e do coeficiente de amortecimento, bem como da definição das formas modais.

Vigas

O ensaio com acelerómetros foi realizado individualmente em cada viga para estudar o seu comportamento dinâmico, especificamente determinar as frequências próprias associadas aos primeiros modos de vibração. Os resultados deste ensaio tiveram como objetivo servir de base de comparação com os resultados da modelação numérica para verificar a validade dos modelos. As vigas foram apoiadas sobre dois calços de madeira de abeto (*Abies alba*) de 12,0 cm de largura e 3,0 cm de altura em cada extremidade e considerou-se que estas condições de apoio se aproximavam do caso de vigas bi-rotuladas. Foram coladas 21 anilhas de aço espaçadas de 20,0 cm ao longo do eixo das vigas, sendo esses os 21 pontos onde se realizaram as medições com os acelerómetros. O ponto de impacto do martelo de borracha foi definido entre dois terços e um quarto do comprimento da viga, a escolha dessa região deveu-se ao facto de não coincidir com o ponto de deslocamento nulo das formas modais dos quatro primeiros modos de flexão para uma viga bi-rotulada (Choi et al., 2007). A pancada com o martelo é dada na zona sobre a parte de cima da viga onde estão coladas as anilhas (Figura 3.9), desta forma, pretende-se excitar e captar os primeiros modos de flexão. Durante os ensaios um dos acelerómetros percorre os 21 pontos de medição enquanto o outro acelerómetro está sempre fixo num ponto de referência. O ponto de referência tem uma função específica para o método EFDD. A Figura 3.9 pretende representar a disposição do ensaio e os equipamentos utilizados.



Figura 3.9 – Disposição do ensaio com acelerómetros em vigas

Pavimento

O recurso ao ensaio com acelerómetros teve a sua maior utilização no estudo do pavimento, foram realizadas diversas campanhas de ensaios com vista a obter as respostas dinâmicas do pavimento quando lhe era induzida uma perturbação (pancada com um martelo) para diferentes condições de apoio. As novas condições estabelecidas pretendiam simular situações correntes de dano nos apoios das vigas sendo o objetivo analisar as frequências próprias e as formas modais, para identificar a localização do dano.

Primeiramente realizaram-se os ensaios com acelerómetros para a configuração de referência da estrutura, isto é, as dez extremidades das vigas apoiadas sobre os calços de madeira (aproxima-se da condição rotulada). Designou-se esta configuração como a de referência, pois é a partir desta que se pretende fazer comparações com outras configurações. Seguidamente realizaram-se exatamente os mesmos ensaios para novas condições de apoios de modo a comparar os resultados com a situação de referência. Nesta etapa procurou-se alterar as condições de apoio da estrutura de forma a simular potenciais danos nestes. Definiram-se vários cenários de configuração de apoios em que o dano simulado pretende representar anomalias que possam afetar a segurança destes sendo que, para isso, se realizaram três campanhas de ensaios.

- Remoção de um dos dez apoios do pavimento;

Realizaram-se dez conjuntos de ensaios em que o dano consiste na remoção de um apoio de cada vez e análise da resposta dinâmica da estrutura. A remoção de um apoio pretende representar a degradação total de um apoio. Os fatores para ocorrência da cedência de um

apoio podem ter diferentes origens, tais como o apodrecimento devido a humidade ou infiltrações de água, envelhecimento dos materiais, ataques biológicos entre outros. Habitualmente o dano que afeta os apoios dos pavimentos é difícil de identificar uma vez que estão escondidos por baixo do soalho, mas essa dificuldade pretende ser ultrapassada com este tipo análise global da estrutura.

- Remoção de um grupo de dois apoios em simultâneo;

Realizaram-se mais dez conjuntos de ensaios com a retirada de dois apoios em simultâneo. Fizeram-se os ensaios correspondentes a todas as combinações de remoção de dois apoios em simultâneo mas apenas para um dos lados do pavimento (apoios 1, 2, 3, 4 e 5). O dano simulado visa representar a deterioração total de um grupo de apoios devido a causas semelhantes à falha de um apoio ou ao excesso de carga derivado da rotura de um apoio isolado. A rotura de um grupo de apoios é geralmente mais fácil de identificar do que um caso isolado, mesmo sem recurso a ensaios mais sofisticados, pois nestas condições o pavimento perde muita estabilidade. Foi ainda experimentada a remoção de um grupo de três apoios em simultâneo, no entanto, as deformações eram tais que as vigas tocavam no chão do laboratório e a estrutura apresentava-se altamente instável no seu equilíbrio.

- Remoção dos dois apoios das extremidades de uma viga em simultâneo;

Efetou-se um ensaio deste tipo procedendo-se à remoção em simultâneo dos apoios das duas extremidades da viga do meio (viga nº 2). As condições deste ensaio pretendem representar a deterioração total dos apoios extremos de uma viga do pavimento, esta pode dever-se aos fatores enunciados anteriormente ou, ainda mais especificamente, a uma má aplicação do tratamento de proteção da madeira da viga no caso de pavimentos mais recentes. Uma aplicação inadequada dos produtos de tratamento da madeira a uma viga isolada leva a que possa ocorrer apodrecimento ou um ataque biológico que não afeta necessariamente as vigas adjacentes.

O conjunto da Figura 3.10 pretende mostrar as campanhas de ensaios relacionadas com a remoção dos apoios.



Figura 3.10 – Dois dos cenários de dano simulados

O ensaio realizado no pavimento consistiu, resumidamente, em colocar um acelerómetro em cada um dos 60 pontos de medição, deixar outro acelerómetro sempre fixo no ponto de referência, dar uma pancada com um martelo de borracha na zona de impacto exercendo aproximadamente a mesma intensidade e registar os dados das 60 medições no *software* do computador. O conjunto da Figura 3.11 pretende representar a disposição e a forma da realização do ensaio.



Figura 3.11 – Disposição do ensaio com acelerómetros no pavimento

Os 60 pontos de medição, a zona de impacto e o ponto de referência sobre o pavimento já foram devidamente identificados na Figura 3.4. A zona de impacto foi definida para a configuração de referência tendo por base o exemplo de Samali et al (2007), pois pretendia-se encontrar uma zona que permitisse excitar os primeiros modos de vibração do pavimento para depois servir de base de comparação com outras situações. Houve a preocupação em procurar uma zona de impacto que não coincidissem com os pontos de deslocamentos nulos das formas modais associadas aos primeiros 4 modos de vibração.

3.6 Processamento de dados

O ensaio dinâmico realizado com os acelerómetros permite obter o gráfico magnitude-frequência no *software Labview*, porém, este não possibilita a identificação rigorosa das frequências dos modos de vibração do pavimento, como tal, é necessário recorrer a uma análise mais aprimorada por forma a conseguir identificar essas frequências próprias. Após a identificação das frequências dos modos de vibração é necessário determinar os parâmetros dinâmicos relativos à forma modal e ao coeficiente de amortecimento. Para determinar estes resultados a partir dos dados medidos, recorreu-se a um método que foi implementado no *MatLab* por outro investigador no âmbito de um trabalho de investigação semelhante ao desta dissertação (Santos et al., 2014).

3.6.1 Método FDD e EFDD

Este método conta com duas versões, a versão base FDD (*Frequency Domain Decomposition*), que permite a estimativa das frequências naturais e das configurações modais (Brincker et al., 2000) e uma versão melhorada EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*), que nasce da versão base, mas permitindo obter estimativas dos coeficientes de amortecimento modal e das frequências não amortecidas (Brincker et al., 2000, b).

O método FDD pode ser reduzido a quatro passos principais de análise:

- Avaliação das funções de densidade espectral da resposta;
- Decomposição da matriz das funções de densidade espectral em valores singulares e vetores singulares (SVD – *Singular Value Decomposition*);
- Análise dos espectros de valores singular para escolha dos picos de ressonância (e correspondentes modos de vibração);
- Avaliação dos modos segundo cada grau de liberdade através dos vetores singulares (construção das formas modais).

Baseando-se no artigo de Brincker et al., (2000), para se obter bons resultados com a implementação do método FDD, é importante obedecer aos seguintes requisitos:

- A excitação ser do tipo ruído branco;
- O amortecimento da estrutura ser reduzido;
- Os modos de vibração com frequências próximas serem ortogonais.

No entanto se estas condições não forem verificadas, resultados aproximados ainda serão expectáveis. Nesta técnica recorre-se a um mínimo de dois acelerómetros, sendo um de posicionamento variável para registar as respostas dinâmicas ao longo de todos os pontos de medição do pavimento, e outro fixo funcionando como ponto de referência.

De acordo com Brincker et al. (2000) à partida, a relação entre os inputs desconhecidos (força da pancada sobre o pavimento) $x(t)$ e as respostas medidas $y(t)$ pode ser expressa por:

$$G_{yy}(j\omega) = \bar{H}(j\omega)G_{xx}(j\omega)H(j\omega)^T \quad (5)$$

em que $G_{xx}(j\omega)$ é a matriz de input de densidade espectral em potência (PSD), $G_{yy}(j\omega)$ é a matriz PSD das respostas e $H(j\omega)$ é uma matriz função FRF (*Frequency Response Function*) também desconhecida mas que relaciona as outras duas.

Após uma série de manipulações matemáticas, e partindo da equação (5) os autores demonstraram como chegaram a uma expressão que permite fazer uma estimativa para cada frequência i :

$$G_{yy}(j\omega_i) \cong \hat{G}_{yy}(j\omega_i) = \begin{bmatrix} PSD_{11}(j\omega_i) & PSD_{12}(j\omega_i) \\ PSD_{21}(j\omega_i) & PSD_{22}(j\omega_i) \end{bmatrix} \quad (6)$$

Neste método, para converter os gráficos aceleração-tempo medidos com os acelerómetros em gráficos amplitude-frequência é utilizado a função PSD (*Power Spectral Density*) que existe na biblioteca de funções do *MatLab*. A função PSD combina os gráficos das medições dos acelerómetros entre eles para obter a informação em amplitude-frequência. Esta operação é realizada em cada um dos n conjuntos de medições que neste caso são 60 ou seja temos:

$$\hat{G}_{yy}(j\omega_i)_n = \begin{bmatrix} PSD_{11}(j\omega_i)_n & PSD_{12}(j\omega_i)_n \\ PSD_{21}(j\omega_i)_n & PSD_{22}(j\omega_i)_n \end{bmatrix} \quad (7)$$

Para cada conjunto de medições n e para cada frequência discreta i é efetuada uma decomposição em valores singulares da matriz (SVD). Em termos matemáticos este método baseia-se no algoritmo de decomposição em valores singulares (SVD – “Singular Value Decomposition”), que é um algoritmo que decompõe uma determinada matriz A ($m \times n$) no produto de outras 3 (Bincker et al 2000):

$$\hat{G}_{yy}(j\omega_i)_n = U_{i_n} \cdot S_{i_n} \cdot U_{i_n}^H \quad (8)$$

em que a matriz $U_i = [u_{i1}, u_{i2}, \dots, u_{im}]$ contém os vetores singulares u_{ij} que permitem construir as formas modais e S_i é a matriz diagonal com os valores singulares s_{ij} . Na matriz diagonal os valores singulares são ordenados por $S_1 > S_2 > \dots > S_m$.

Neste caso, como só temos dois acelerômetros vamos obter gráficos de espectros de frequências para cada conjunto de medições semelhantes ao gráfico Figura 3.12:

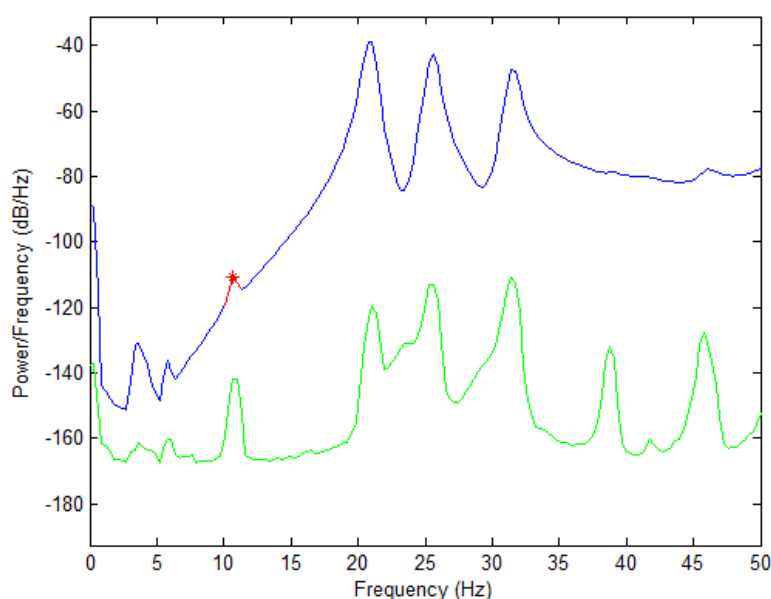


Figura 3.12 – Espectro de frequências tipo

No gráfico da Figura 3.12 tem-se todos os valores singulares discretos mas representados de forma contínua estando a azul S_1 e a verde S_2 . Em caso de ressonância, apenas um valor singular domina o SVD, como $S_1 > S_2 > \dots > S_m$, esse valor é S_1 , e portanto para a correspondente ressonância i , o vetor singular u_{i1} é a estimativa das coordenadas modais.

A técnica de decomposição no domínio da frequência melhorada EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*) corresponde a um aperfeiçoamento da técnica descrita anteriormente, esta permite estimar os coeficientes de amortecimentos modais e identificar com maior rigor as frequências naturais e as configurações modais da estrutura. Esta versão melhorada decompõe-se em duas partes, a primeira exatamente igual ao FDD e a segunda parte resume-se nos seguintes passos:

- Comparação dos vetores singulares nas vizinhanças de cada pico de ressonância com o vetor singular do pico obtido pelo método FDD através do critério MAC. Assim obtém-se uma banda de frequência que permite estimar as funções de densidade

espectral associadas para cada modo de vibração, a partir dos espectros de valores singulares;

- Transformação para o domínio do tempo, das funções de densidade espectral associadas a cada modo de vibração, aplicando-lhes a inversa da transformada discreta de Fourier, obtendo-se as funções de auto-correlação da resposta dos vários osciladores de 1 grau de liberdade;
- A determinação do coeficiente de amortecimento através do decremento logarítmico das funções de auto-correlação;
- Estimativa da frequência amortecida do oscilador, através dos instantes de passagem por zero das funções de auto-correlação e os correspondentes tempos nos extremos da função.
- A partir do coeficiente de amortecimento e da frequência amortecida, a determinação da frequência não-amortecida.

Na bibliografia da área vários autores apresentam diferentes coeficientes MAC, o valor utilizado nesta dissertação é o que Batel (2002) propõe na sua investigação ou seja $MAC=0,9$.

Para estimar as frequências não amortecidas e coeficientes de amortecimento é necessário que os valores singulares de frequências selecionados em torno dos picos (zona a vermelho na Figura 3.12) sejam reconvertidos no domínio do tempo, através do algoritmo da inversa da transformada discreta de Fourier (IFFT – *Inverse Fast Fourier Transform*) obtendo-se um gráfico semelhante ao da Figura 3.13.

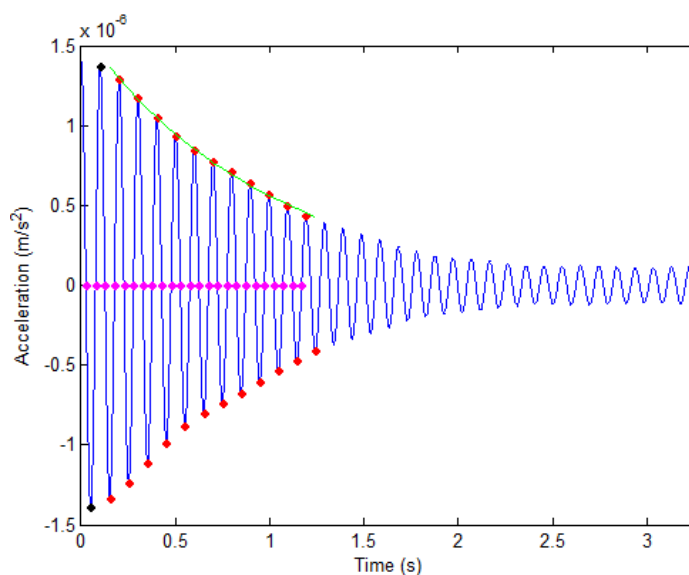


Figura 3.13 – Gráfico magnitude-tempo obtidos pela IFFT a partir das frequências selecionadas em torno de um pico de ressonância

O coeficiente de amortecimento é determinado através do decremento logarítmico, sendo este último definido pela seguinte expressão:

$$\delta = \frac{2}{k} \ln\left(\frac{r_0}{|r_k|}\right) \quad (9)$$

onde r_0 é valor inicial da função de correlação e r_k é o valor correspondente ao extremo k (pontos a vermelho na Figura 3.13). O decremento logarítmico δ é estimado através de uma regressão linear com os pontos de k e de $2 \ln(|r_k|)$ o coeficiente de amortecimento é depois dado pela expressão:

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{\delta^2 + 4\pi^2}} \quad (10)$$

Aplica-se um processo semelhante para a determinação da frequência própria, primeiro faz-se uma regressão linear com os pontos que cruzam o eixo do tempo (pontos a cor de rosa da Figura 3.13) e os tempos correspondentes aos pontos extremos r_k (pontos a vermelho da Figura 3.13) e obtém-se a frequência amortecida f_d que corresponde ao declive da reta. A frequência própria não amortecida é obtida a partir da frequência amortecida e do coeficiente de amortecimento pela seguinte expressão:

$$f = \frac{f_d}{\sqrt{1 - \delta^2}} \quad (11)$$

Os coeficientes de amortecimento e frequências não amortecidas obtidos para cada conjunto de ensaios são depois comparados com os resultados provenientes da análise modal do modelo numérico.

4 MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 Introdução

Nesta secção pretende-se fazer uma breve introdução aos elementos finitos utilizados na modelação numérica dos elementos do pavimento de madeira, assim como explicar algumas simplificações realizadas do trabalho prático para o modelo numérico. Numa primeira fase irá estudar-se individualmente a modelação das vigas e mostrar como se conseguiu aproximar o seu comportamento aos das vigas ensaiadas na prática, numa segunda fase, irá proceder-se à realização do modelo numérico do pavimento com base no estudo realizado para as vigas e posteriormente analisar e comparar os resultados para as diferentes condições de apoio ensaiadas na prática.

4.2 Elementos Finitos

Os modelos numéricos foram realizados no *software* de cálculo automático de estruturas SAP2000. O SAP2000 é um programa de elementos finitos, com interface gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento de problemas de engenharia de estruturas. No âmbito da engenharia de estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores. A ideia base do Método dos Elementos Finitos consiste em estudar o comportamento de cada elemento isolado que comporta um sistema, para posteriormente acoplar no estudo do sistema global. Existe uma grande diversidade de tipos de elementos finitos que podem ser utilizados consoante o tipo e a forma da estrutura que se pretende analisar. Neste trabalho as vigas e as tábuas de soalho foram representadas por elementos finitos do tipo lineares denominados “*frame*” que podem ser classificados em 2D ou 3D consoante o tipo de análise que seja realizado como fica ilustrado na Figura 4.1.



Figura 4.1 – Elemento finito *frame* 2D e 3D

O *frame* 2D caracteriza-se por ter três graus de liberdade por nó (duas translações e uma rotação) como este elemento finito é constituído por dois nós em cada extremidade fica que tem seis graus de liberdade na totalidade. Este tipo de elemento finito é utilizado em análises bidimensionais. O *frame* 3D por sua vez caracteriza-se por ter seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações), sendo este elemento constituído por dois nós em cada extremidade resultando em 12 graus de liberdade na sua globalidade. Estes foram os dois tipos de elementos finitos utilizados neste trabalho, pois pretende-se estudar a aplicabilidade deste tipo de elemento finito na modelação de vigas e tábuas de soalho num pavimento de madeira.

A madeira tem características anisotrópicas em que as suas propriedades são diferentes em relação aos três eixos, mas por simplificação do modelo numérico, considerou-se como um material isotrópico. Relativamente ao comportamento dos materiais considerou-se este como sendo linear, embora na realidade este seja não linear, esta simplificação resulta numa diminuição do esforço de cálculo do modelo.

4.3 Modelação das vigas isoladas

Uma vez que um dos aspetos que se pretende estudar é a aplicabilidade dos elementos tipo *frame* em vigas, optou-se, primeiramente, por realizar uma análise modal bidimensional das vigas isoladas, para posteriormente, comparar com os resultados obtidos experimentalmente. Começou-se por introduzir no *software* as características geométricas das cinco vigas assim como definir todas as propriedades do material. As vigas foram depois modeladas com elementos do tipo *frame* sendo que cada uma foi discretizada em elementos de 11,0 cm cada, discretização essa que se estimou ser suficiente para reduzir o erro do cálculo numérico. Embora os apoios reais sejam calços de madeira de aproximadamente 10,0 cm de largura de entrega, admitiu-se que na modelação os apoios são pontuais, rotulados e localizam-se nas extremidades das vigas.

4.4 Modelação do pavimento

A análise realizada para o pavimento é do tipo tridimensional, os elementos finitos usados na modelação são do tipo *frame* 3D para elementos lineares (peças de madeira) e do tipo *Link* (pregos) para elementos de ligação. Como o SAP2000 coloca os elementos lineares no plano pelos seus centros de gravidade, houve necessidade de considerar dois planos de altura Z: um plano $Z=0,0$ m onde são colocadas as vigas, e um plano $Z=0,13$ m correspondente à altura sobre as vigas onde são colocados os elementos correspondentes às tábuas de soalho.

As cinco vigas foram posicionadas no modelo numérico com a mesma configuração geométrica do pavimento real. A modelação das vigas é realizada em elementos do tipo *frame 3D*, sendo as condições de apoio rotuladas tridimensionalmente nas extremidades das vigas. Relativamente à discretização, verificou-se que uma discretização em elementos de 10,0 cm seria suficiente para reduzir o erro de cálculo numérico, no entanto adotou-se uma mais refinada de 3,5 cm, apenas para, posteriormente, obter gráficos das formas modais mais homogéneos.

As tábuas de soalho também foram modeladas por elementos *frame 3D*, sendo que, por simplificação, considerou-se que cada tábua media 3,0 m, sendo que na realidade em cada fila de 3,0 m existem duas tábuas alternadas, uma de 2,10 m e outra de 0,90 m. Pelos mesmos motivos das vigas, adotou-se uma discretização refinada de aproximadamente 3,5 cm para as tábuas de soalho. À semelhança do pavimento real, colocaram-se 36 filas de elementos *frame 3D* representativos das tábuas de soalho. Este foi o primeiro modelo realizado (Figura 4.2), no entanto, verificou-se que quando o pavimento oscila, as tábuas de soalho podem ficar alternadamente em compressão pelo contacto lateral entre elas ou podem ficar com folgas. Para simular o efeito da restrição lateral entre as tábuas em compressão colocaram-se elementos fictícios a funcionar exclusivamente à compressão (com o peso considerado nulo) a ligar as tábuas na perpendicular (Figura 4.3). Nesses elementos fictícios considerou-se um módulo de elasticidade diferente, pois de acordo com a EN 384 (CEN, 2004) o módulo de elasticidade na direção perpendicular ao eixo longitudinal da peça para madeira de resinosas pode ser estimado como sendo igual ao módulo de elasticidade longitudinal a dividir por trinta ou seja:

$$E_{90} = \frac{E_0}{30} \quad (12)$$

A ligação entre as vigas e as tábuas de soalho é materializada por pregos mas é modelada através de elementos do tipo *link*, estes elementos permitem que lhes sejam atribuídas rigidezes segundo os vários graus de liberdade. No caso da ligação por pregos sem pré-furação da madeira, a EN1995-1-1 (CEN, 2003) indica a seguinte expressão que permite estimar a rigidez por plano de corte da ligação:

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1,5} d^{0,8}}{30} \quad (13)$$

em que d é o diâmetro do prego e ρ_m é a densidade média que no caso de ligações entre madeiras de densidades diferentes deve ser determinada pela expressão:

$$\rho_m = \sqrt{\rho_{m,1} \rho_{m,2}} \quad (14)$$

sendo $\rho_{m,i}$ a densidade média de cada um dos dois tipos de madeira a ligar.

Deste modo foi possível determinar a rigidez dos elementos *link* a ligar cada uma das vigas A informação está resumida no Quadro 4.1. A Figura 4.3 ilustra uma perspetiva do modelo numérico final adotado.

Quadro 4.1 – Rigidez dos elementos *link* para cada tipo de viga

| Viga | $\rho_{m,viga}$ (kg/m ³) | $\rho_{m,soalho}$ (kg/m ³) | ρ_m (kg/m ³) | d (mm) | K_{ser} (kN/m) |
|------|--------------------------------------|--|-------------------------------|--------|------------------|
| 2 | 437,43 | 605,06 | 514,46 | 3,0 | 936,71 |
| 5 | 448,47 | | 520,92 | | 954,40 |
| 6 | 427,99 | | 508,88 | | 921,51 |
| 7 | 421,89 | | 505,24 | | 911,65 |
| 12 | 424,77 | | 506,96 | | 916,30 |

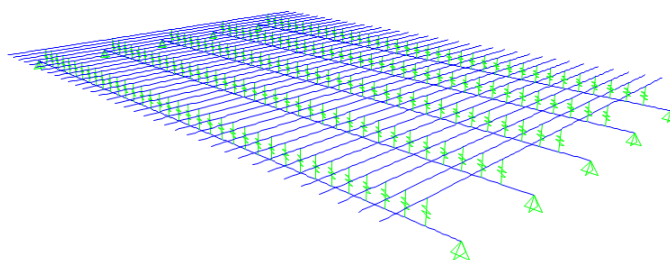


Figura 4.2 – Modelo inicial sem efeito da restrição entre tábuas de soalho

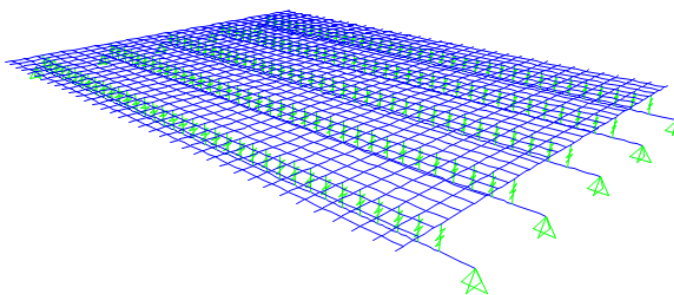


Figura 4.3 – Modelo final com efeito de restrição entre tábuas de soalho

5 ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 Introdução

Neste capítulo analisam-se, comparam-se e comentam-se os resultados obtidos do decorrer das campanhas de ensaios e dos modelos numéricos. Primeiramente irá proceder-se a análise e comparação do estudo das vigas isoladas e só depois do pavimento. No estudo das cinco vigas isoladas realizaram-se cinco conjuntos de 21 ensaios, totalizando 105 ensaios. Para o estudo do pavimento foram realizados 22 conjuntos de 60 ensaios cada, resultando em 1320 ensaios. Os resultados que se apresentam neste capítulo são os resultados dos conjuntos de ensaios. Selecionaram-se os casos mais relevantes e representativos das ocorrências registadas, não sendo possível, devido ao volume de informação, apresentar todos os resultados disponíveis. Toda a informação aqui apresentada foi devidamente processada e os resultados experimentais são fruto da aplicação do método EFDD.

5.2 Vigas isoladas – Resultados experimentais, numéricos e comparação

Realizou-se o estudo das cinco vigas isoladas, sendo que o procedimento foi idêntico nos cinco casos, como tal exemplifica-se o caso da viga 5. Numa primeira instância, no modelo numérico procedeu-se à análise modal 2D da viga considerando as condições de apoio como sendo as de uma viga bi-rotulada e recolheram-se os resultados das frequências relativas aos quatro primeiros modos de flexão. Olhando para o Quadro 5.1 e comparando as frequências dos quatro primeiros modos com as frequências obtidas dos resultados experimentais, a par do Modo 1, é evidente que existe uma discrepância entre os resultados obtidos pelas diferentes vias, sendo cada vez mais acentuada à medida que se aumenta de modo.

Quadro 5.1 – Comparação de frequências modais dos ensaios e do modelo numérico

| | Viga 2 (Hz) | | Viga 5 (Hz) | | Viga 6 (Hz) | | Viga 7 (Hz) | | Viga 12 (Hz) | |
|---------------|-------------|--------|-------------|--------|-------------|--------|-------------|--------|--------------|--------|
| | Exp. | Num. | Exp. | Num. | Exp. | Num. | Exp. | Num. | Exp. | Num. |
| Modo 1 | 28,99 | 30,89 | 27,77 | 27,48 | 27,77 | 27,22 | 28,99 | 27,71 | 27,77 | 27,74 |
| Modo 2 | 89,11 | 121,98 | 88,50 | 108,54 | 91,25 | 107,49 | 90,33 | 109,45 | 89,42 | 109,56 |
| Modo 3 | 142,82 | 268,85 | 153,80 | 239,22 | 148,01 | 236,91 | 150,76 | 241,22 | 149,84 | 241,46 |
| Modo 4 | 211,18 | 464,89 | 214,84 | 413,67 | 209,35 | 409,67 | 215,76 | 417,12 | 216,98 | 412,54 |

Esta discrepância pode dever-se à forma como se realizou o ensaio, pois, como referido anteriormente, as vigas apoiam nas extremidades sobre calços de madeira de 12,0 cm, enquanto no modelo, as condições de apoio são representadas por apoios pontuais rotulados nas extremidades. Este efeito resulta num ressalto sobre os apoios, situação visível nas formas modais apresentadas à frente.

Uma solução encontrada para modelar as vigas para que as frequências modais coincidissem com as obtidas nos ensaios experimentais consistiu em alterar as condições de apoio do modelo. A solução passou pela colocação de elementos do tipo mola (*Spring*) no lugar dos apoios atribuindo rigidezes ajustadas para cada um dos modos. Admitiu-se que a translação segundo o eixo da viga está impedida e assim atribui-se rigidez infinita às molas segundo essa direção. As rotações estão igualmente restringidas segundo a direção do eixo da viga e na perpendicular a este (análise 2D) mas considerou-se liberdade total de rotação em torno do eixo normal ao plano de análise 2D. Com vista a obter as frequências modais mais aproximadas das experimentais, considerou-se que existe uma determinada rigidez K nas molas segundo a direção perpendicular ao eixo da viga (direção vertical), e essa rigidez foi ajustada por sucessivas tentativas para cada modo, estando a informação correspondente resumida no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Rigidez das molas ajustadas em cada modo para a viga 5

| | Frequências (numérico) (Hz) | | | | |
|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | Ensaio | $K=\infty$ (kN/m) | $K=6173$ (kN/m) | $K=5792$ (kN/m) | $K=4120$ (kN/m) |
| Modo 1 | 27,77 | 27,48 | 26,10 | 26,01 | 25,47 |
| Modo 2 | 88,50 | 108,54 | 88,50 | 87,40 | 80,90 |
| Modo 3 | 153,80 | 239,22 | 156,88 | 153,80 | 137,73 |
| Modo 4 | 214,84 | 413,67 | 235,58 | 231,93 | 214,84 |

Como se pode observar no Quadro 5.2, para obter as mesmas frequências no modelo numérico que se obtiveram na experimental, foi necessário encontrar a rigidez adequada a colocar nas molas dos apoios para cada modo. Esta questão implicaria possivelmente que no estudo do pavimento fosse necessário ajustar a rigidez dos apoios de cada umas das vigas para obter determinados modos. Porém, no estudo do pavimento verificou-se que as frequências próprias de vibração experimentais coincidiam relativamente bem com as obtidas no modelo numérico evitando assim o recurso ao ajuste da rigidez dos apoios. Para todas as vigas observou-se que a frequência do primeiro modo de vibração é a que demonstra menos variabilidade entre a parte experimental e o resultado numérico, possivelmente devido a apresentar uma frequência mais reduzida. No caso do pavimento, as frequências próprias dos quatro primeiros modos obtidos experimentalmente são da ordem de grandeza dos 10 a 35 Hz,

sendo da mesma ordem que a primeira frequência própria das vigas. Este facto permitiu concluir que, para modos de vibração com frequências desta ordem de grandeza, as condições de apoio bi-rotuladas são válidas.

Em seguida apresentam-se as figuras das formas modais dos quatro primeiros modos para as rigidezes do Quadro 5.2. As formas modais da parte experimental (linha azul) foram obtidas pelo método EFDD através do processamento dos dados dos ensaios com acelerómetros, enquanto que as formas modais do modelo numérico (linha vermelho) foram obtidas pela análise modal do *software* SAP2000. Comparando-se os resultados dos ensaios com os resultados obtidos do modelo numérico de rigidezes ajustadas comprova-se que as formas se sobrepõem de forma significativa.

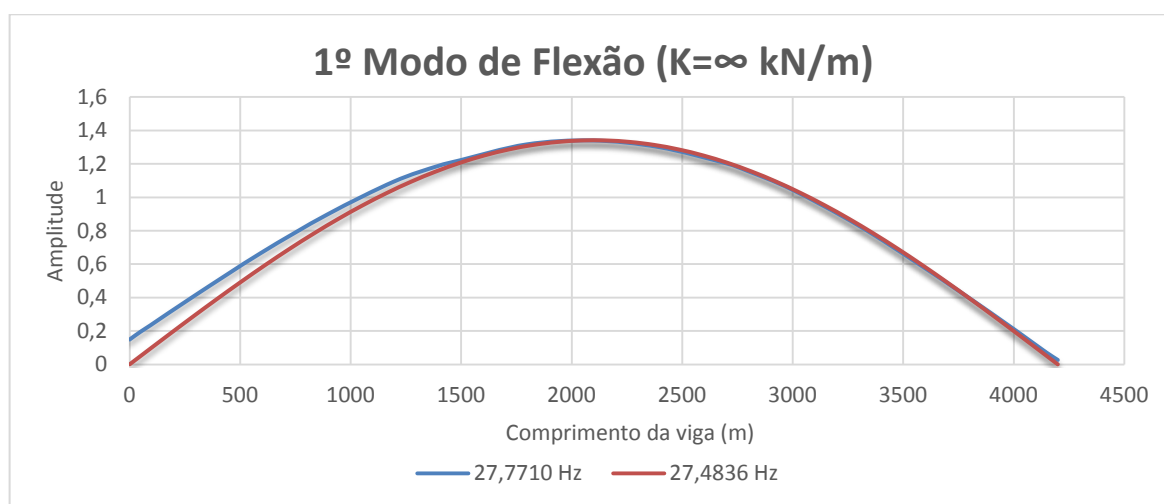


Figura 5.1 – Sobreposição das formas modais do primeiro modo da viga 5

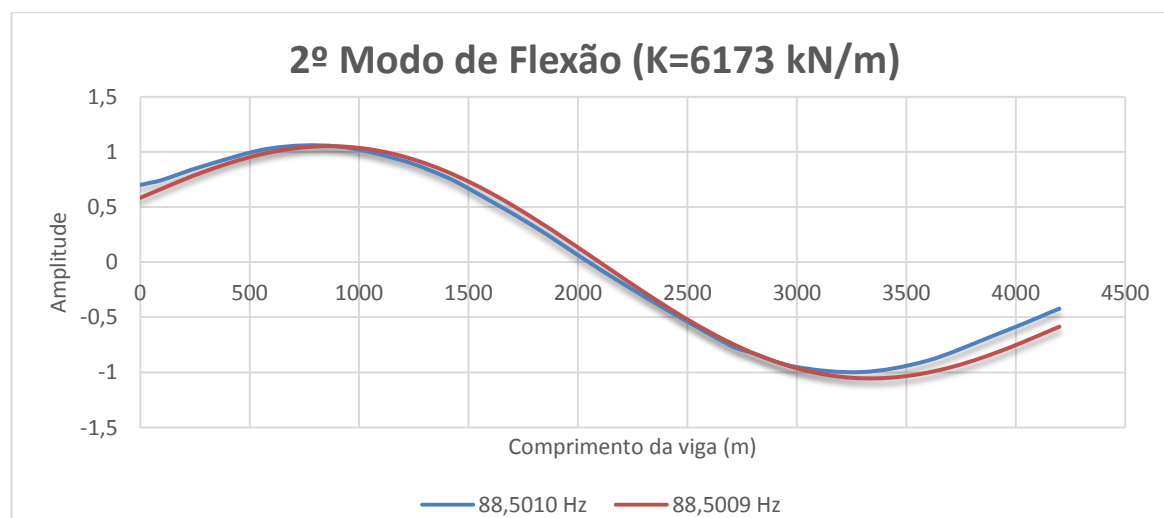


Figura 5.2 – Sobreposição das formas modais do segundo modo da viga 5

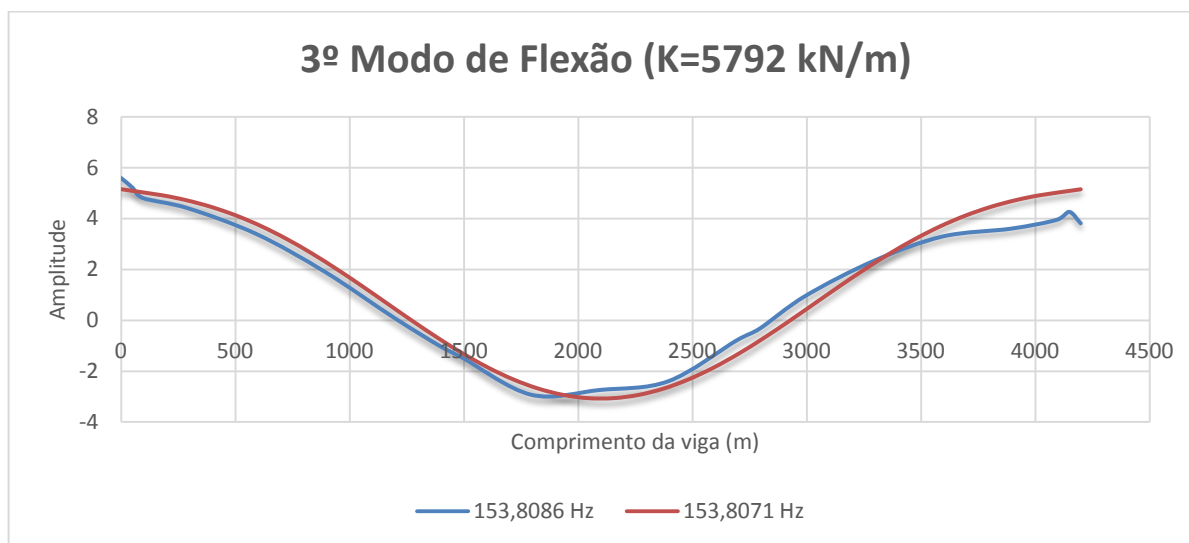


Figura 5.3 – Sobreposição das formas modais do terceiro modo da viga 5

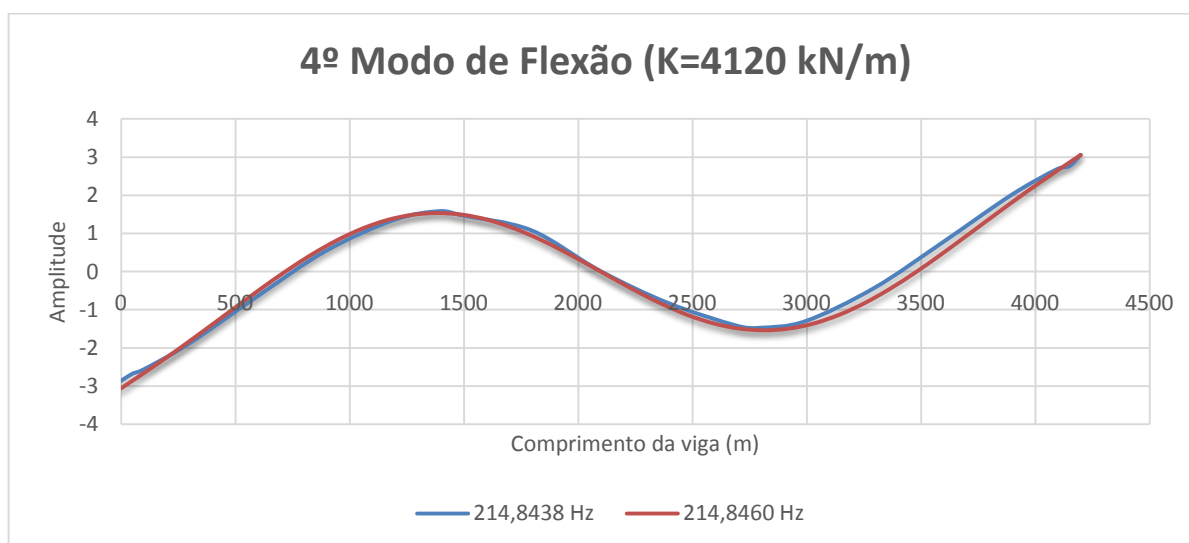


Figura 5.4 – Sobreposição das formas modais do quarto modo da viga 5

Da comparação entre os resultados dos ensaios com acelerómetros nas vigas isoladas e dos resultados obtidos do modelo numérico constou-se que o maior obstáculo consistiu na falta de coincidência nas frequências próprias dos modos mais elevados. Acredita-se que esta questão possa estar relacionada com a condição dos apoios da parte experimental, uma vez que, em outros trabalhos de investigação publicados, os autores recorriam a dispositivos específicos para formar a rótula dos apoios.

5.3 Pavimento – Resultados experimentais, numéricos e comparação

Os resultados apresentados nesta secção são fruto da análise modal no modelo numérico e da aplicação do método EFDD que permitiram a obtenção dos parâmetros dinâmicos: frequências não amortecidas, coeficientes de amortecimento e formas modais. No Quadro 5.3 apresentam-se os resultados das frequências não amortecidas obtidas experimentalmente e numericamente para todos os conjuntos de ensaios. Os resultados dos coeficientes de amortecimento obtidos experimentalmente constam no Quadro 5.4, sendo que não se apresentam os coeficientes de amortecimento numéricos devido à limitação do *software* de análise estrutural. A justificação para algumas frequências e coeficientes experimentais não aparecerem nos quadros será dada mais à frente na análise das formas modais. Parte das formas modais constam no Anexo A e outra parte vai sendo apresentada ao longo da secção à medida que se faz a análise detalhada dos cenários de dano.

Quadro 5.3 – Frequências modais numéricas e experimentais

| Modos | Frequências Experimentais (Hz) | | | | Frequências Numéricas (Hz) | | | |
|--------------------|--------------------------------|-------|-------|-------|----------------------------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Referência | 20,15 | 21,28 | 27,27 | 32,87 | 20,23 | 20,41 | 26,31 | 32,90 |
| Apoio 1 | 10,79 | - | 25,62 | 32,17 | 11,41 | 20,39 | 24,2 | 31,41 |
| Apoio 2 | 18,83 | 21,48 | 28,12 | 32,43 | 18,11 | 20,39 | 24,2 | 31,41 |
| Apoio 3 | 18,29 | 21,33 | 24,92 | - | 18,27 | 20,33 | 23,44 | 30,77 |
| Apoio 4 | - | 21,01 | 27,61 | 31,1 | 18,11 | 20,23 | 25,22 | 29,41 |
| Apoio 5 | - | 20,90 | 25,56 | 31,48 | 11,50 | 20,22 | 24,19 | 31,43 |
| Apoio 6 | 9,88 | - | - | 32,15 | 11,41 | 20,39 | 24,20 | 31,41 |
| Apoio 7 | 18,75 | 21,66 | 27,42 | 32,36 | 18,11 | 20,39 | 25,20 | 29,49 |
| Apoio 8 | 18,62 | 21,87 | 25,18 | 33,49 | 18,27 | 20,33 | 23,44 | 30,77 |
| Apoio 9 | - | 21,07 | 27,14 | 30,63 | 18,11 | 20,23 | 25,22 | 29,41 |
| Apoio 10 | - | 20,44 | 25,26 | 30,93 | 11,50 | 20,22 | 24,19 | 31,43 |
| Apoio 1 e 2 | 5,44 | 20,14 | 21,76 | - | 6,75 | 20,13 | 21,62 | 29,05 |
| Apoio 1 e 3 | 9,76 | - | - | 30,09 | 11,39 | 18,48 | 21,82 | 29,90 |
| Apoio 1 e 4 | 9,82 | - | 23,86 | 27,30 | 11,38 | 18,11 | 23,06 | 28,82 |
| Apoio 1 e 5 | 9,42 | 10,18 | - | 27,63 | 10,82 | 12,10 | 23,06 | 28,82 |
| Apoio 2 e 3 | 11,47 | 20,64 | 23,74 | 28,76 | 13,12 | 20,15 | 22,60 | 26,76 |
| Apoio 2 e 4 | 18,51 | - | 25,56 | 27,25 | 17,74 | 18,59 | 24,75 | 26,45 |
| Apoio 2 e 5 | - | 18,11 | 24,58 | 27,33 | 11,46 | 18,11 | 23,86 | 28,26 |
| Apoio 3 e 4 | - | 21,15 | 23,55 | 28,21 | 13,05 | 20,06 | 22,65 | 26,68 |
| Apoio 3 e 5 | - | 18,13 | 23,21 | 30,04 | 11,48 | 18,43 | 21,69 | 29,90 |
| Apoio 4 e 5 | - | 17,90 | 20,38 | 26,18 | 6,77 | 19,98 | 21,49 | 28,99 |
| Apoio 3 e 8 | 16,75 | 21,87 | 24,14 | 31,54 | 16,83 | 20,31 | 23,03 | 27,46 |

Quadro 5.4 – Coeficientes de amortecimento experimentais

| Coeficiente de amortecimento % | | | | | Coeficiente de amortecimento % | | | | |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| Modos | 1 | 2 | 3 | 4 | Modos | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Referência | 1,67% | 1,60% | 1,70% | 1,46% | Apoio 1 e 2 | 4,30% | 2,48% | 1,90% | - |
| Apoio 1 | 2,67% | - | 2,76% | 1,61% | Apoio 1 e 3 | 2,80% | - | - | 1,53% |
| Apoio 2 | 2,09% | 1,60% | 1,56% | 1,64% | Apoio 1 e 4 | 2,84% | - | 2,06% | 1,40% |
| Apoio 3 | 2,24% | 3,29% | 3,77% | - | Apoio 1 e 5 | 3,10% | 2,70% | - | 1,90% |
| Apoio 4 | - | 1,98% | 1,74% | 1,57% | Apoio 2 e 3 | 2,58% | 1,97% | 3,00% | 3,00% |
| Apoio 5 | - | 1,99% | 1,84% | 1,60% | Apoio 2 e 4 | 2,70% | - | 1,20% | 1,50% |
| Apoio 6 | 3,16% | - | - | 1,72% | Apoio 2 e 5 | - | 2,80% | 1,81% | 1,89% |
| Apoio 7 | 2,08% | 1,35% | 1,71% | 1,53% | Apoio 3 e 4 | - | 1,59% | 1,50% | 1,63% |
| Apoio 8 | 2,14% | 1,68% | 1,81% | 1,91% | Apoio 3 e 5 | - | 2,40% | 1,66% | 1,66% |
| Apoio 9 | - | 1,90% | 1,77% | 1,93% | Apoio 4 e 5 | - | 2,20% | 1,30% | 1,50% |
| Apoio 10 | - | 2,00% | 1,79% | 1,62% | Apoio 3 e 8 | 2,38% | 1,42% | 1,68% | 1,93% |

Devido ao volume de resultados, selecionaram-se os cenários de dano mais representativos das ocorrências registadas nos resultados. Será realizada uma análise detalhada dos resultados desses cenários e serão feitas comparações entre os resultados experimentais e numéricos assim como comparações com a situação de referência.

A configuração de referência desempenha um papel fundamental neste Capítulo de análise de resultados, uma vez que, os resultados dos outros ensaios são comparados com esta situação. É, portanto, fulcral que a situação de partida seja válida. Da primeira campanha de ensaios selecionaram-se os cenários da remoção do apoio 1, do 2 e do 8 (ver Figura 3.4 para numeração). Mais à frente serão apresentados casos para as outras duas campanhas de ensaios. De seguida, apresentam-se os resultados relativos às frequências não amortecidas dos quatro primeiros modos obtidas experimentalmente e numericamente para a situação de referência e para os cenários da primeira campanha no Quadro 5.5:

Quadro 5.5 – Frequências modais numéricas e experimentais da primeira campanha

| Modo | Frequências Numéricas (Hz) | | | | Frequências Experimentais (Hz) | | | |
|----------|----------------------------|----------------|-------|-------|--------------------------------|----------------|-------|-------|
| | Referência | Apoio removido | | | Referência | Apoio removido | | |
| | | 1 | 2 | 8 | | 1 | 2 | 8 |
| 1 | 20.33 | 11.41 | 18.11 | 18.27 | 20.15 | 10.79 | 18.83 | 18.62 |
| 2 | 20.41 | 20.39 | 20.39 | 20.33 | 21.28 | - | 21.48 | 21.87 |
| 3 | 26.31 | 24.20 | 25.20 | 23.44 | 27.27 | 25.62 | 28.12 | 25.18 |
| 4 | 32.90 | 31.41 | 29.49 | 30.77 | 32.87 | 32.17 | 32.43 | 33.49 |

De uma forma geral os resultados das frequências experimentais coincidem com as do modelo numérico e é de realçar que é na situação de referência onde se registam as maiores semelhanças, o que é um bom indicador mostrando que o comportamento do modelo numérico se aproxima do pavimento real. Comparando a generalidade dos valores obtidos, verifica-se que a diferença tende a crescer nos modos mais elevados (tal facto já tinha sido observado nas vigas isoladas). Fazendo agora a comparação entre as alterações do cenário de referência para os cenários da remoção de apoios, à exceção do primeiro modo do caso do apoio 1, as diferenças nas frequências não são suficientemente expressivas para permitir indiciar deteriorações nos apoios. Porém, parece claro que num caso como o do apoio 1, uma alteração tão drástica da frequência é indicadora de alterações significativas na estrutura. Destaca-se ainda o facto da frequência do 2º modo do cenário do apoio 1 não aparecer no ensaio experimental, este fenómeno será explicado no decorrer da análise das formas modais.

De seguida apresenta-se o Quadro 5.6 com os resultados relativos ao coeficiente de amortecimento da estrutura determinado experimentalmente para os mesmos cenários:

Quadro 5.6 – Coeficientes de amortecimento 1ª campanha

| Modo | Coeficiente de amortecimento | | | |
|------|------------------------------|----------------|-------|-------|
| | Referência | Apoio removido | | |
| | | 1 | 2 | 8 |
| 1 | 1.67% | 2.67% | 2.09% | 2.14% |
| 2 | 1.60% | - | 1.60% | 1.68% |
| 3 | 1.70% | 2.76% | 1.56% | 1.82% |
| 4 | 1.46% | 1.61% | 1.64% | 1.91% |

Os coeficientes de amortecimento da situação de referência enquadram-se dentro dos valores típicos deste género de construções, variando entre os 1,5% e 2,5% (Ohlsson, 1988). Uma das condições para aplicação do método EFDD com sucesso é precisamente que a estrutura apresente baixos coeficientes de amortecimento, o que aqui é verificado. Nos cenários em que houve remoção de apoios, regista-se uma ligeira subida do coeficiente de amortecimento para o primeiro modo, mas diferença não é significativa para os modos mais elevados. No estudo do primeiro modo, a diferença do coeficiente de amortecimento da situação de referência para os outros cenários pode ser um indicador de dano na estrutura; no entanto, na prática, não permite a sua localização.

Anteriormente observaram-se as frequências modais e os coeficientes de amortecimento e verificou-se que as diferenças nos resultados não são suficientemente expressivas para permitirem estabelecer conclusões na maioria dos casos. No entanto, dos três parâmetros

modais analisados, é precisamente nas formas modais que essas diferenças são mais patentes. Para uma melhor compreensão e visualização das formas modais, estas serão apresentadas de forma plana, sendo que, a título ilustrativo, apenas se mostram as figuras tridimensionais obtidas experimentalmente dos quatro primeiros modos do pavimento na configuração de referência (Figura 5.5).

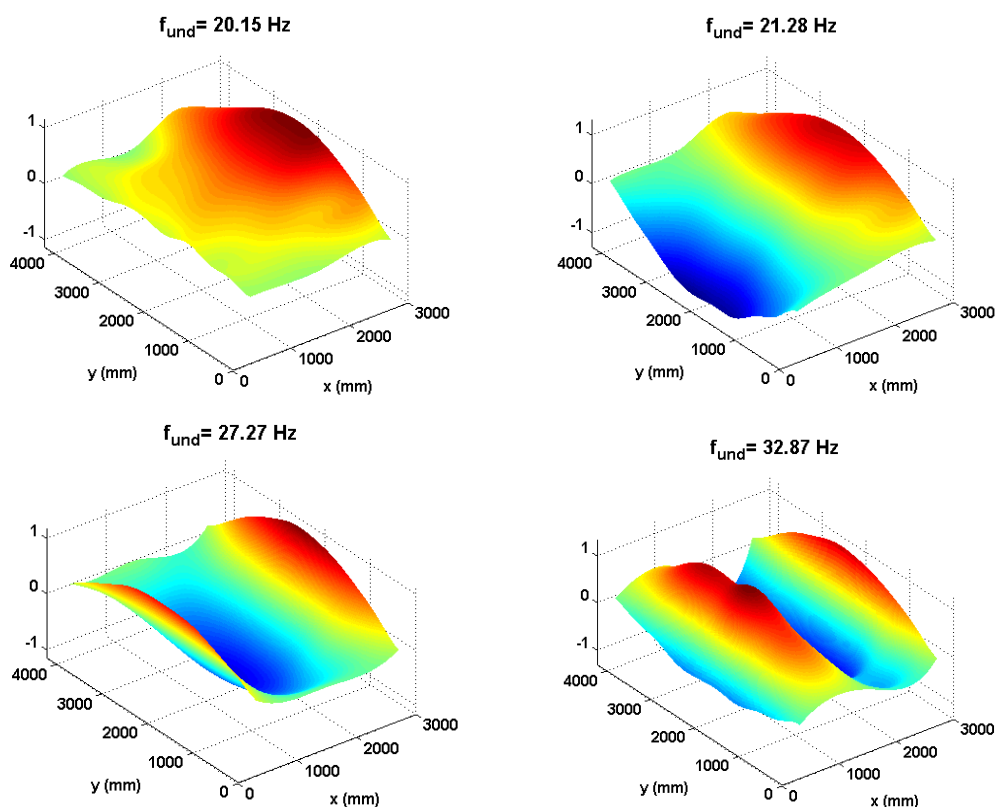


Figura 5.5 – Formas modais tridimensionais dos quatro primeiros modos de vibração da configuração de referência obtidas experimentalmente

À partida dir-se-ia que teoricamente as formas modais deveriam constituir-se regulares e simétricas em relação ao eixo que cruza o centro do pavimento na direção de y . Porém, observando as Figura 5.5 e Figura 5.7, as formas obtidas experimentalmente e numericamente respetivamente, não são perfeitas. A explicação reside em vários fatores como, por exemplo, no módulo de elasticidade: esta propriedade do material desempenha uma função importante na análise modal e como varia nas cinco vigas isso implica que a rigidez também seja diferente para os cinco elementos. As características do material madeira também constituem um motivo para explicar as assimetrias, pois, como este é um material natural e não totalmente homogéneo, a sua densidade pode não ser constante ao longo do próprio elemento, originando respostas dinâmicas diferentes de viga para viga. À própria incerteza quanto à variação da massa dentro do elemento acresce ainda o facto de as cinco vigas terem massas

diferentes o que vai aumentar a possibilidade de ocorrência de assimetrias nas formas modais. As explicações indicadas têm mais importância nos resultados experimentais, pois no caso dos numéricos a maior influência advém da diferença das massas e módulos de elasticidade, uma vez que se assume no modelo que os elementos são uniformes e homogêneos e não ocorrem variações das suas propriedades ao longo destes.

A gradação de cores das figuras das formas modais planas apresentadas neste capítulo corresponde a: verde em zonas de deslocamentos nulos; e de vermelho a azul-escuro para deslocamentos acentuados (vermelho deslocamentos positivos (direção Z); azul deslocamentos negativos (direção Z)). No conjunto das formas modais da Figura 5.6 da parte experimental, verifica-se que, em todos os modos à exceção do modo 3, ocorre um sombreado mais carregado na zona do apoio 7, isto comparando com as formas modais do modelo numérico Figura 5.7. O sombreado mais carregado, corresponde nas figuras tridimensionais a um deslocamento sobre a região desse apoio. Este fenómeno está provavelmente relacionado com a possibilidade da estrutura não estar devidamente carregada sobre esse apoio, o que possibilita pequenos deslocamentos inesperados nessa zona.

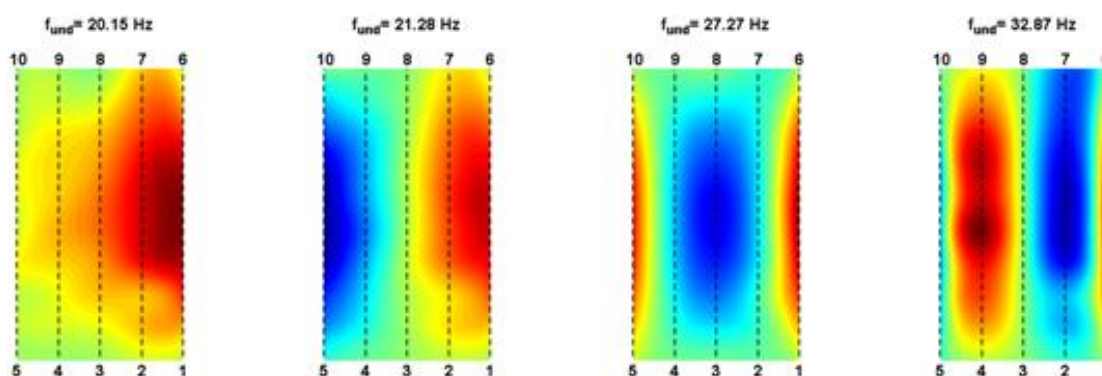


Figura 5.6 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais da configuração de referência

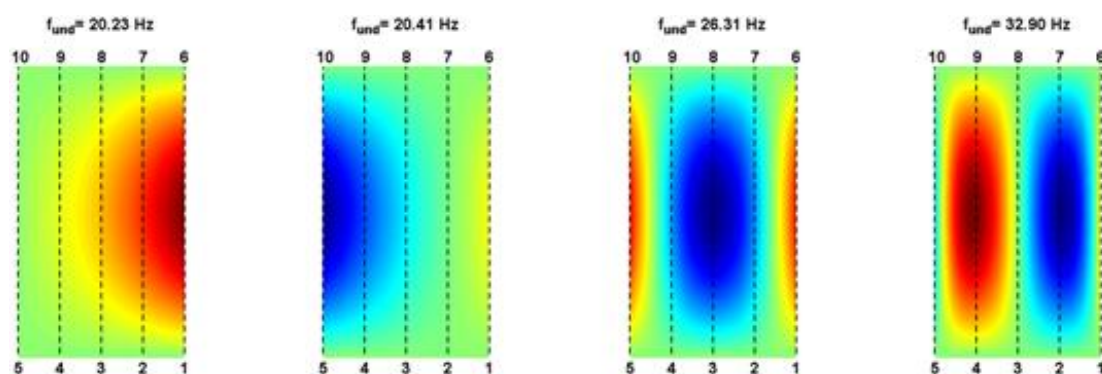


Figura 5.7 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos da configuração de referência

De seguida apresentam-se as formas modais do cenário do apoio 1, 2 e 8:

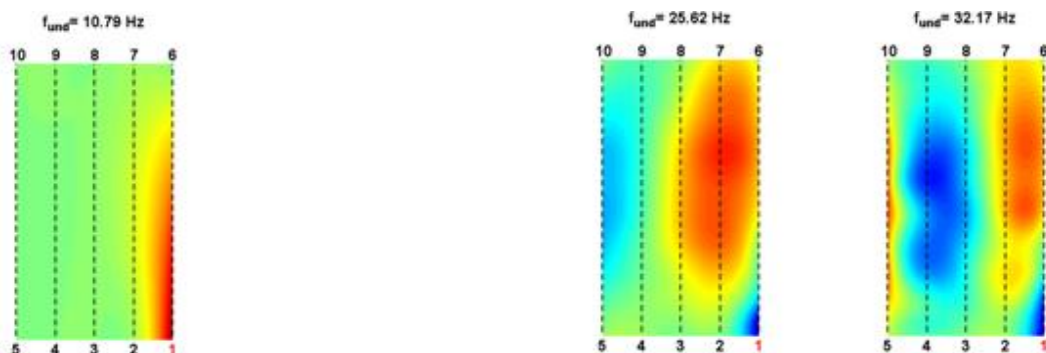


Figura 5.8 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 1

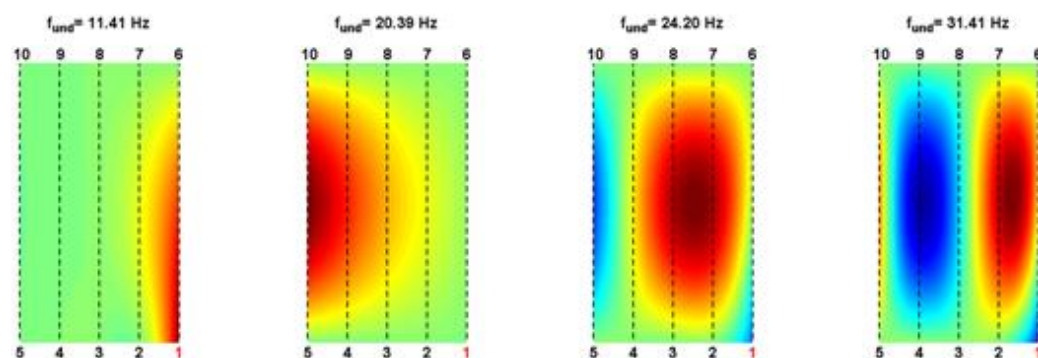


Figura 5.9 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 1

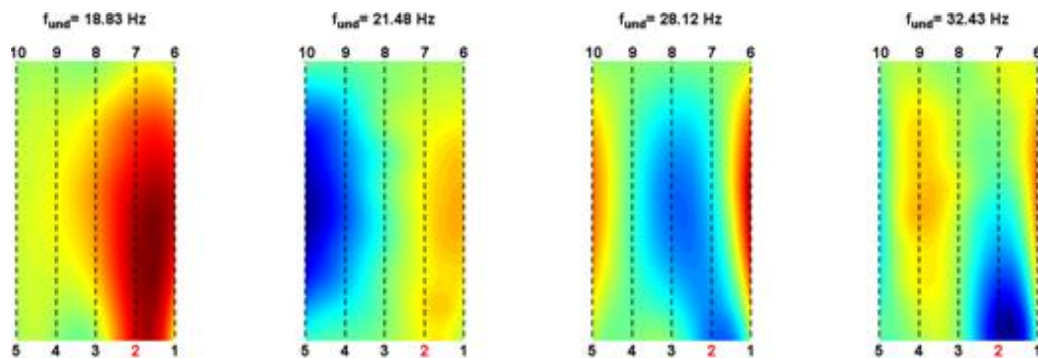


Figura 5.10 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 2

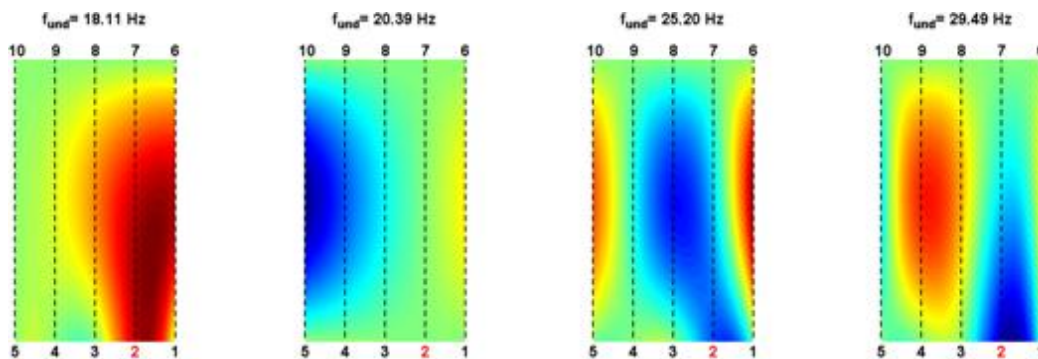


Figura 5.11 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 2

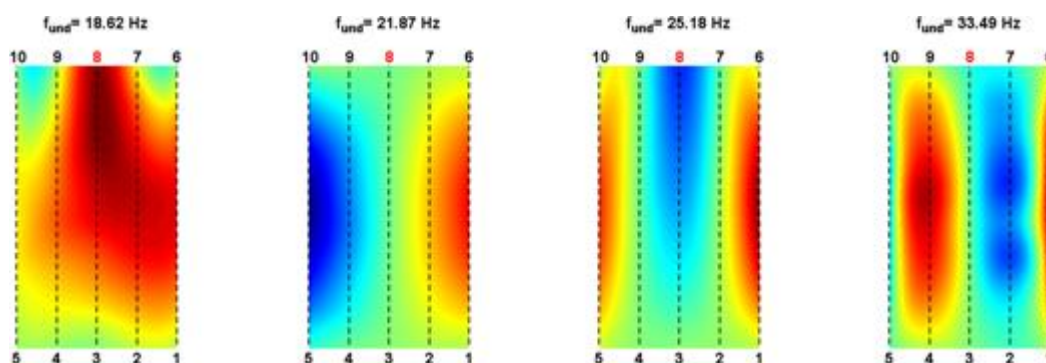


Figura 5.12 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 8

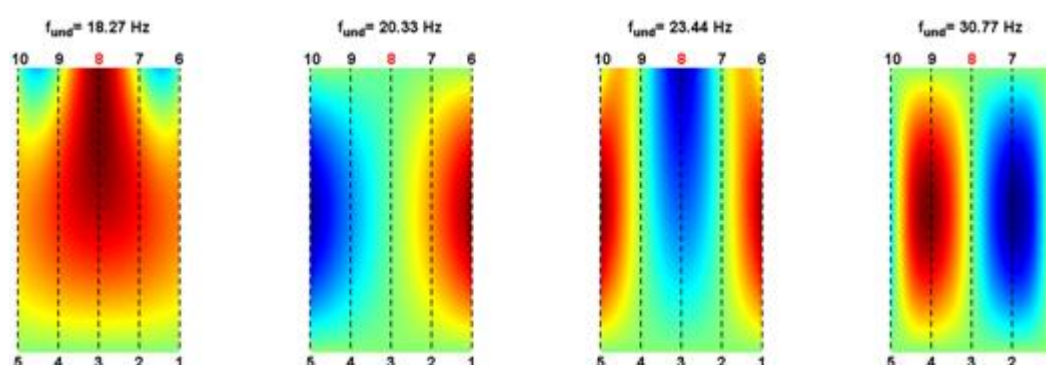


Figura 5.13 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 8

Tal como na observação das frequências próprias, nas formas modais experimentais também não foi possível determinar a forma modal correspondente ao 2º modo de vibração do cenário do apoio 1, uma vez que o ponto impacto coincide com um ponto de deslocamentos nulos desse modo (Figura 5.8). Na Figura 5.9 das formas modais obtidas numericamente, no cenário do apoio 1, verifica-se que a zona do ponto de impacto (ver ponto de impacto na Figura 3.4) coincide realmente com numa zona de deslocamento modal nulo (zona verde).

De uma forma geral, as diferenças entre as formas modais da configuração de referência e os cenários de remoção de apoios são inequívocas e permitem ainda uma localização imediata do apoio afetado. No cenário do apoio 1, à exceção do 2º modo, parece claro que os deslocamentos são maiores na proximidade do apoio 1 (zona sombreada mais carregado) do que nos apoios simétricos (5, 6 e 10) ou mesmo outros pontos de deslocamentos máximos das formas modais. O mesmo pode ser observado no cenário do apoio 2 (Figura 5.10 e Figura 5.11), onde a região na proximidade do apoio aparece com um sombreado ainda mais carregado devido aos deslocamentos elevados, exceto no 2º modo. No cenário do apoio 8 também se registam zonas de sombreado mais carregado junto do apoio no 1º e 3º modo (Figura 5.12 e Figura 5.13) em comparação com apoios simétricos. Neste caso em particular, talvez devido ao apoio removido ser o do centro do pavimento, o 4º modo não permite

identificar o apoio afetado. O que se regista de comum em todos os cenários de remoção de apoios é que o 2º modo, apesar de assumir formas modais diferentes da configuração de referência, não permite que seja identificado o apoio afetado.

Na segunda campanha de ensaios procedeu-se à remoção de dois apoios do mesmo lado do pavimento em simultâneo. Seleccionaram-se três cenários de dano representativos da generalidade para se fazer análise crítica dos resultados: apoios 1 e 2; apoios 1 e 3; apoios 1 e 5. De seguida apresentam-se os conjuntos de figuras dos três cenários:

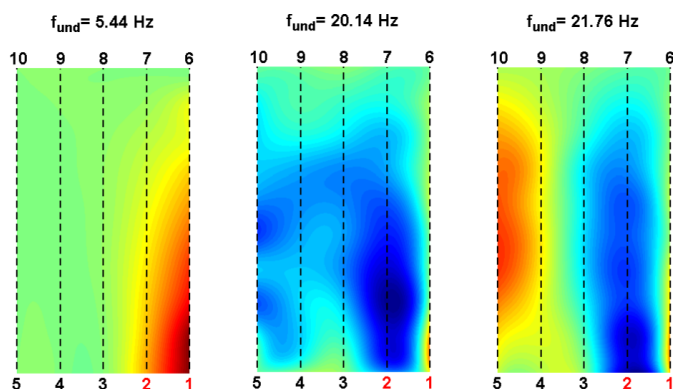


Figura 5.14 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 2

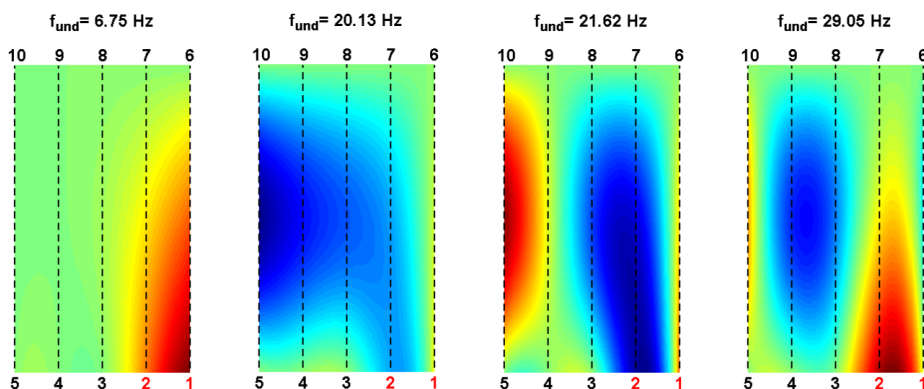


Figura 5.15 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 1 e 2



Figura 5.16 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 3

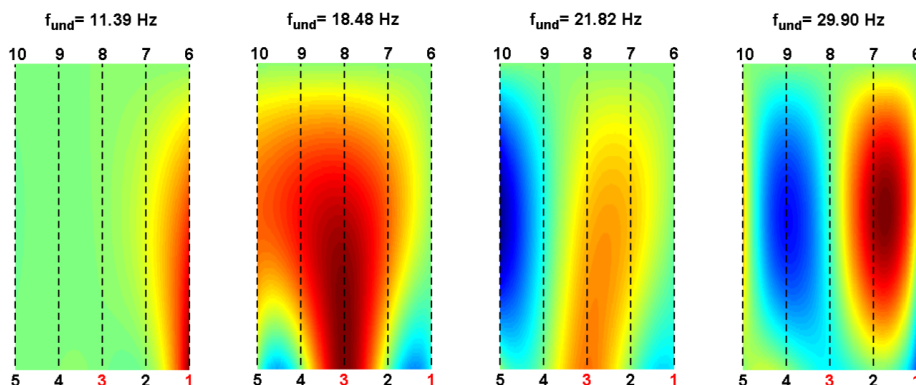


Figura 5.17 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 1 e 3

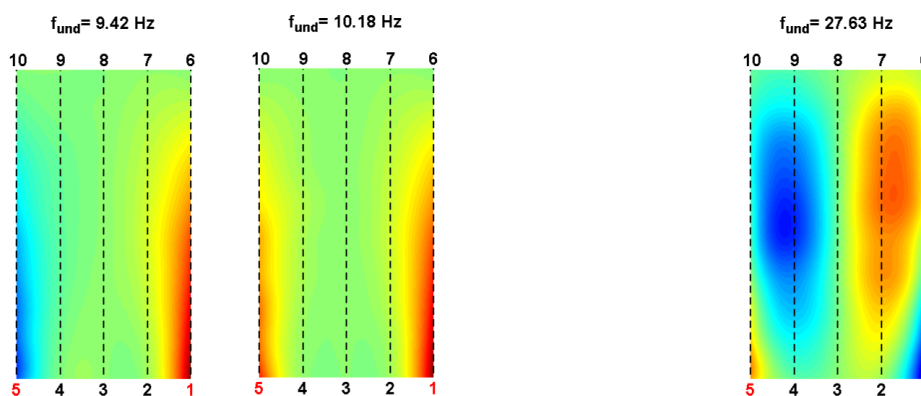


Figura 5.18 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 5

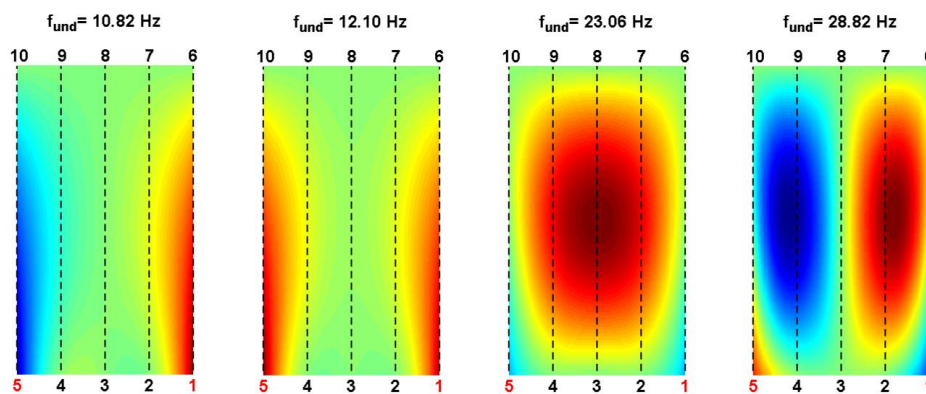


Figura 5.19 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 1 e 5

Relativamente à observação das frequências modais das figuras e coeficientes de amortecimento do Quadro 5.7 da segunda campanha de ensaios, observam-se alterações dos parâmetros dinâmicos semelhantes às da campanha anterior. As alterações dos parâmetros registadas, quando significativas, permitem identificar que existe uma alteração da estrutura relativamente à sua configuração de referência, porém, não possibilitam localizar as zonas afetadas.

Quadro 5.7 – Coeficientes de amortecimento 2ª campanha

| Modo | Coeficiente de amortecimento | | | |
|------|------------------------------|------------------|-------|-------|
| | Referência | Apoios removidos | | |
| | | 1 e 2 | 1 e 3 | 1 e 5 |
| 1 | 1,67% | 4,37% | 2,81% | 3,09% |
| 2 | 1,60% | 2,48% | - | 2,72% |
| 3 | 1,70% | 1,91% | - | - |
| 4 | 1,46% | - | 1,53% | 1,94% |

As formas modais do cenário dos apoios 1 e 2 (Figura 5.14 e Figura 5.15) apresentam sombreado mais carregado precisamente na região em torno dos apoios. O 1º modo regista deslocamentos mais importantes nas proximidades do apoio 1, enquanto o 2º e 3º modo apresentam deslocamentos superiores na zona do apoio 2. Esta situação é demonstrativa que, em cenários de dano múltiplo é necessário recorrer a diferentes modos para identificar todos os apoios afetados. Há ainda a registar o facto do 4º modo experimental não aparecer, por coincidir com o ponto de deslocamentos modais nulos. O cenário dos apoios 1 e 3 é um caso particular, onde na parte experimental não são registados o 2º e 3º modo por coincidirem com o ponto de deslocamentos modais nulos, e em que o 1º e 4º permitem a identificação clara de problemas no apoio 1, no entanto, os deslocamentos junto do apoio 3 não são suficientemente expressivos para se identificar a remoção deste apoio. Por último, na situação da remoção dos apoios extremos 1 e 5, verifica-se que as formas modais do 1º, 2º e 4º modos apresentam deslocamentos relativos superiores nessas regiões ficando claro os apoios afetados, enquanto o 3º modo não aparece devido a coincidir com o ponto de deslocamentos nulos.

A terceira e última campanha de ensaios é, na realidade um conjunto, pois só se realizaram os ensaios para o cenário da remoção dos apoios das extremidades da viga do meio do pavimento ou seja apoios 3 e 8. O conjunto de figuras a baixo pretende representar esse cenário de dano.

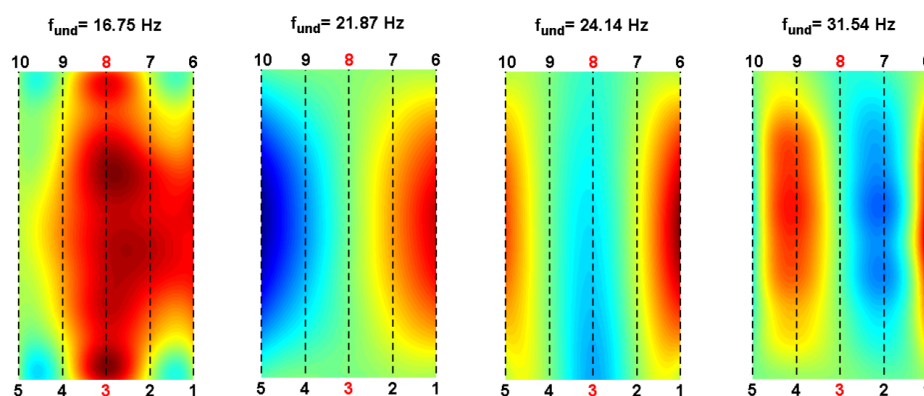


Figura 5.20 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 3 e 8

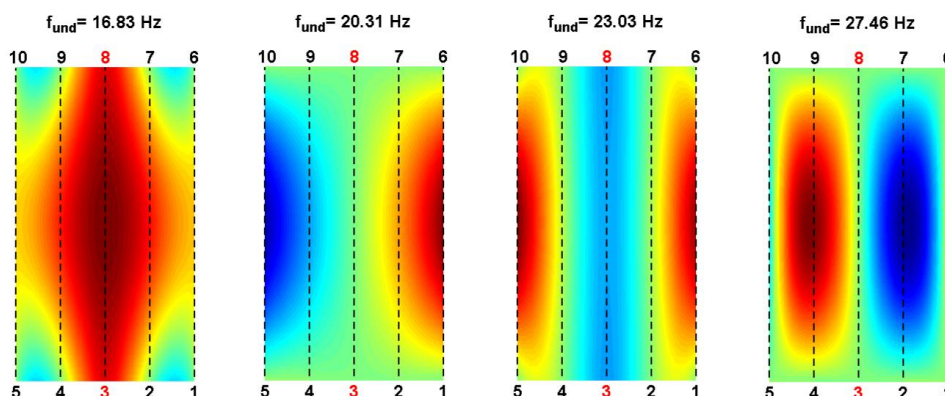


Figura 5.21 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 3 e 8

Quadro 5.8 – Coeficientes de amortecimento 3ª campanha

| Modo | Coeficiente de amortecimento | |
|------|------------------------------|------------------|
| | Referência | Apoios removidos |
| | | 3 e 8 |
| 1 | 1,67% | 2,38% |
| 2 | 1,60% | 1,43% |
| 3 | 1,70% | 1,68% |
| 4 | 1,46% | 1,93% |

Atendendo às frequências modais apresentadas nas figuras, verificam-se ligeiras alterações em relação à configuração de referência, não sendo no entanto suficientemente expressivas para indiciar danos na estrutura. Os coeficientes de amortecimento registados no Quadro 5.8 para os quatro modos estão dentro do que se observou nas campanhas anteriores.

Quanto às formas modais (Figura 5.20 e Figura 5.21), o 1º modo permite a identificação de deslocamentos relativos nas zonas junto aos apoios 3 e 8, enquanto o 2º e 4º modo não permitem verificar nenhuma irregularidade em torno dos apoios. O 3º modo apresenta um sombreado ligeiramente mais carregado junto do apoio 3, mas junto do apoio 8 os deslocamentos parecem normais e não indiciam a remoção do apoio.

Em resumo das três campanhas, observa-se que, na generalidade quando ocorrem alterações das frequências modais e dos coeficientes de amortecimento relativamente à configuração de referência, indiciam-se de certeza alterações na estrutura. Porém, como se viu em alguns casos, podem ocorrer modificações nos apoios sem que as alterações das frequências e dos coeficientes de amortecimento sejam suficientemente expressivas para o constatar.

As formas modais são assim claramente o melhor indicador de dano, pois permitem identificar precisamente as zonas afetadas. A remoção de apoios em locais específicos conduz a alterações substanciais das formas modais, além disso em alguns modos registam-se deslocamentos relativos superiores nas zonas circundantes dos apoios removidos. Estes factos permitem que, através da inspeção visual direta das formas de determinados modos, seja possível identificar os apoios removidos.

6 CONCLUSÃO

Este trabalho teve o propósito de analisar as alterações dinâmicas num pavimento de madeira onde se simularam danos nos apoios. Para esse efeito construiu-se um pavimento de madeira em laboratório sobre o qual foram realizadas várias campanhas de ensaios dinâmicos com acelerómetros para diferentes cenários de dano nos apoios. Os parâmetros dinâmicos analisados compreenderam a frequência própria, o coeficiente de amortecimento e os modos de vibração.

Em paralelo com os ensaios experimentais, desenvolveu-se um modelo de elementos finitos do pavimento no qual se realizou uma análise modal para os mesmos cenários de dano ensaiados na prática com a vista obter os parâmetros dinâmicos. Na generalidade verificou-se que os resultados obtidos entre a parte experimental e o modelo numérico coincidem razoavelmente bem.

Os resultados demonstraram que, em casos extremos de dano nos apoios, como por exemplo, rotura total de um apoio, as alterações dos parâmetros dinâmicos registadas ao nível da frequência e do coeficiente de amortecimento permitem, por vezes, detetar problemas. Verificou-se que quando ocorre uma variação expressiva da frequência é sinónimo de que a configuração da estrutura se modificou relativamente à condição de origem. Porém, foram registados cenários de dano onde a alteração de frequência não é suficientemente importante para indiciar deteriorações, embora elas existam. De forma geral, quando se regista uma alteração significativa do coeficiente de amortecimento também é um indicador de dano, embora este parâmetro seja mais irregular do que a frequência. Em suma, estes dois parâmetros dinâmicos permitem, em alguns casos, registar a ocorrência de danos na estrutura, mas não possibilitam a identificação dos locais.

As formas modais são o melhor indicador de dano dos três parâmetros analisados, pois permitem a localização dos problemas. Ao ser realizada a comparação entre as formas modais do pavimento na configuração de referência e em cenários de dano a diferença é significativa. Em cenários de um dano isolado, verificou-se que alguns modos possibilitam a identificação do local do apoio afetado e em cenários de dano múltiplo é geralmente necessário recorrer a diferentes modos para identificar todos os danos. Geralmente, observa-se que, os deslocamentos das formas modais são mais pronunciados em zonas de dano.

Outro dos objetivos deste trabalho, prendia-se com a verificação da aplicabilidade de elementos do tipo *frame* na modelação dos elementos de madeira do pavimento. Tanto no estudo da viga isolada como do pavimento, verificou-se que este elemento é adequado, tendo sido possível chegar a resultados numéricos que coincidiram com os resultados experimentais.

A utilização de vigas em lamelado colado de madeira tinha como principal objetivo atenuar o efeito da variabilidade associado às propriedades da madeira, no entanto registou-se que em alguns casos os resultados experimentais e numéricos apresentavam pequenas discrepâncias. Estas diferenças demonstram a complexidade que se encontra em desenvolver um modelo de elementos finitos de um pavimento de madeira onde *a priori* se desconhecem as suas propriedades, que é o que acontece na realidade prática.

Do trabalho desenvolvido resultou um conjunto de resultados de frequências, coeficientes de amortecimento e formas modais de casos padrão que agora podem servir de base de comparação em situações práticas reais. A partir dos resultados de casos padrão, por comparação com resultados obtidos de pavimentos que necessitem ser avaliados, pode ser possível identificar zonas de potencial dano.

Para trabalhos futuros poderão ser investigados outro tipo de modelos de elementos finitos, em particular recorrendo a elementos sólidos para modelar as vigas e tentando adaptar o comportamento do soalho a outros tipos de elementos com comportamentos ortotrópico. Poderão ainda ser estudados pavimentos com outro tipo de dano como entalhes em vigas, destruição parcial dos apoios ou zonas de apodrecimento da camada de soalho. Uma outra via alternativa poderá estar baseada na implementação de algoritmos que, a partir dos parâmetros dinâmicos medidos e de um modelo numérico, possa fornecer respostas quanto à localização e magnitude dos danos em estruturas de madeira.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allemang, R.J. e Brown, D.L. (1982). “Correlation coefficient for modal vector analysis”. Proceedings of the 1st International Modal Analysis Conference, Orlando, Florida, USA, pp. 110-116.
- Branco, J. M. e Cruz, P. J. (2002). “Lajes Mistas de Madeira-Betão”. Guimarães, Portugal: Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil.
- Brincker, R., Zhang, L. e Andersen, P. (2000). “Modal Identification from Ambient Response Using Frequency Domain Decomposition”. Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, USA, February, 2000.
- Brincker, R., Ventura, C. e Andersen, P. (2000). “Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition”. Proceedings of the 18th International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, USA, February, 2000.
- Carden, P. e Fanning, P. (2004). “Vibration based condition monitoring: a review”. Structural Health Monitoring, vol. 3, nº 4, pp. 355-377.
- Cawley, P. e Adams, R. D. (1979). “The location of defects in structures from measurements of natural frequencies”. Journal of Strain Energy, nº14(2), 49-57.
- CEN (2003). "EN1995-1-1:2010 Eurocode 5 – Design of timber structures, Part 1-1 General - Common rules and rules for buildings". Comité Européen de Normalization.
- CEN (2004). “Structural Timber – Determination of characteristic values of mechanical properties and density”. EN 384. Comité Européen de Normalization.
- CEN (2012). “Timber Structures - Structural Timber and Glued Laminated Timber – Determination of some Physical and Mechanical Properties”. EN 408. Comité Européen de Normalization.

- Choi, F. C. (2007). "Assessment of the structural integrity of timber bridges using dynamic approach". PhD thesis, Faculty of Engineering, University of Technology, Sydney.
- Choi, F. C., Li, J., Samali, B. e Crews, K. (2007). "Application of Modal Based Damage-Detection Method to Locate and Evaluate Damage in Timber Beams" *Journal of Mechanical Science and Technology*, nº21 (2007) 903-907.
- Choi, F. C., Li, J., Samali, B. e Crews, K. (2007). "Application of the Modified Damage Index Method to Timber Beams". *Engineering Structures*, nº30 (2007) pp. 1124-1145.
- Choi, S., Park, S. e Stubbs, N. (2005) "Nondestructive damage detection in structures using changes in compliance". *International Journal of Solids and Structures*, vol. 42, nº 15, pp. 4494-4513
- Costa, L. (2009). "Tipificação de soluções de reabilitação de pavimentos estruturais em madeira em edifícios antigos". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dias, A. (2012). "Apontamentos de apoio 2012/2013 da disciplina de Estruturas de Madeira".
- Dias, T. (2008). "Pavimentos de madeira em edifícios antigos. Diagnóstico e intervenção estrutural". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Garesci, F., Catalano, L. e Petrone, F. (2006). "Experimental results of a damage detection methodology using variations in modal parameters". *Experimental Mechanics*, vol. 46, pp. 441-451.
- Glisovic, I. e Stevanovic, B. (2010). "Vibrational Behaviour of Timber Floors". 10th World Conference on Timber Engineering, June 20-24, 2010, Riva del Garda, Italy.
- Kim, J.-T. e Stubbs, N. (2003). "Crack detection in beam-type structures using frequency data". *Journal of Sound and Vibration*, vol. 252, nº 2, pp. 223-238.
- Lieven, N. A. J. e Erwins, D. J. (1988). "Spatial correlation of modespaces: the coordinate modal assurance criterion (COMAC)". *Proceedings of the 6th International Modal Analysis Conference*, Kissimmee, Florida, USA, pp. 1063-1070.
-

- Li, J., Samali, B. e Crews, K. (2004). “Determining Individual Member Stiffness of Bridge Structures Using a Simple Dynamic Procedure”. Proceedings of the 10th Asia-Pacific Vibration Conference, APVC. Centre for Built Infrastructure Research, Faculty of Engineering, University of Technology, Sydney, NSW, Australia
- Machado, J. S., Cruz, H. e Nunes, L., (2000). “Inspeção de elementos estruturais de madeira. Seleção das técnicas não destrutivas a aplicar in situ”. REPAR 2000. Encontro Nacional sobre Conservação e Reabilitação de Estruturas, Lisboa.
- Maeck, J. (2003). “Damage assessment of civil engineering structures by vibration monitoring”. PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Belgium.
- Martins, T. (2010). “Dimensionamento de estruturas em madeira: cobertura e pavimento”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa.
- Mehdi, B. (2002). “Operational Modal Analysis Another way of Doing Modal Testing”. Sound and Vibration, p. 22-27, 2002.
- Miranda, F. (2011). “Caracterização dos edifícios Pombalinos da baixa de Lisboa”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.
- Mufti, A. (2001). “Guidelines of structural health monitoring”. Design manual, vol. 1, ISIS Canada, Winnipeg, MB, Canada.
- Negrão, J. e Faria, A. (2009). “Projecto de Estruturas de Madeira”. Publindústria.
- Ohlsson S. (1982) “Floor vibrations and human discomfort”. PhD thesis, Chalmers University of Technology, Gothenburg. 1982.
- Pandey, A. K. e Biswas, M. (1994). “Damage detection in structures using changes in curvature mode shapes”. Journal of Sound and Vibration, vol. 145, nº2 pp. 321-332.
- Rodrigues, R. (2004). “Construções antigas de madeira: experiência de obra e reforço estrutural”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.
-

- Roohnia, M., Manouchehri, N., Tajdini, A., Yaghmaeipour, J. e Bayramzadeh, V. (2006). “Modal Frequencies to Estimate the Defect Position in a Flexural Wooden Beam”. *BioResources* 6 (4), 3676-3686.
- Rytter, A. (1993). “Vibration based inspection of civil engineering structures”. PhD thesis, Department of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University, Denmark.
- Samali, B., Li, J. e Choi, F. C. (2007). “Experimental Investigations on a Laboratory Timber Bridge using Damage Index Method for Plate-Like Structures”. 5th Australian Congress on Applied Mechanics, ACAM 2007, 10-11 December 2007, Brisbane, Australia.
- Samali, B., Li, J. e Choi, F. C. e Crews, K. (2010). “Application of the damage index method for plate-like structures to timber bridges”. *Structural Control and Health Monitoring*, nº17 (2010) pp. 849.871.
- Sampaio, R. P. C., Maia, N. M. M. e Silva, J. M. M. (1999). “Damage Detection using frequency-response-function curvature method”. *Journal Of Sound and Vibration*, Vol. 226, nº5, pp. 1029-1042.
- Santos, P., Bernardo, L., Godinho, L. e Dias, A. (2014). “Dynamic changes in timber floor due to deterioration in supports”. *Proceedings of TECNIASCÚSTICA 2014*, Múrcia, Espanha, Out. 2014.
- SAP 2000. *Static and Dynamic Finit Element Analysis of Structures. Structural Analysis Program. Computers and Structures. Inc., Advanced 9.03 California.USA.*
- Stubbs, N., Kim, J. T. e Topole, K. (1992). “An efficient and robust algorithm for damage localization in offshore platforms”. *Proceedings of the 10th Structures Congress*, ASCE, Antonio, LA, USA, pp. 543-546.
- Vicente, R., Silva, J., e Varum, H. (2009). “Patologia do edificado antigo. Anomalias Correntes dos Edifícios Antigos da Baixa de Coimbra” - Comunicação P3-10, PATORREB 2009, 3º Encontro sobre Patologia e Reabilitação em Edifícios, 18-20 Março de 2009.

ANEXO - A

Formas modais dos restantes cenários de dano

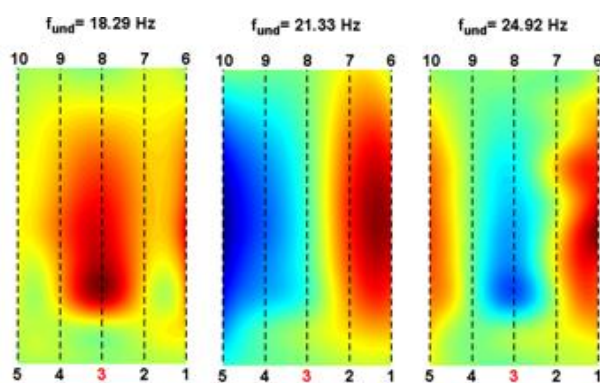


Figura A.1 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 3

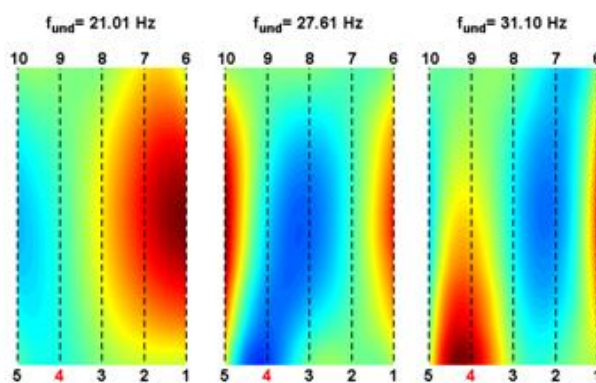


Figura A.2 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 4

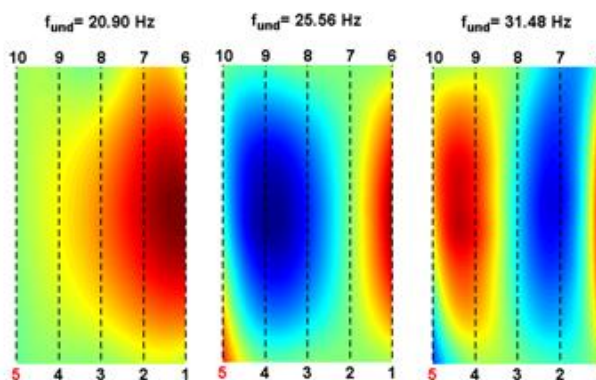


Figura A.3 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 5



Figura A.4 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 6

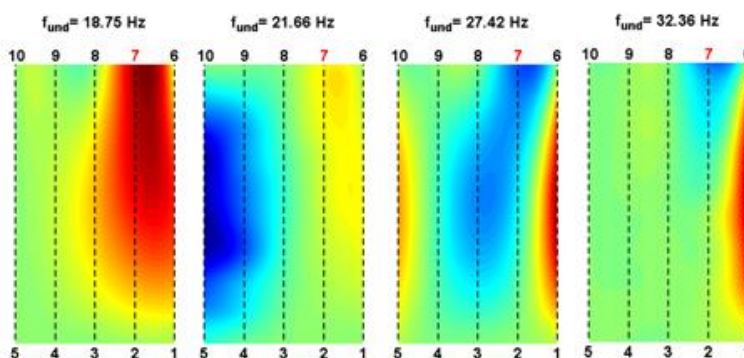


Figura A.5 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 7

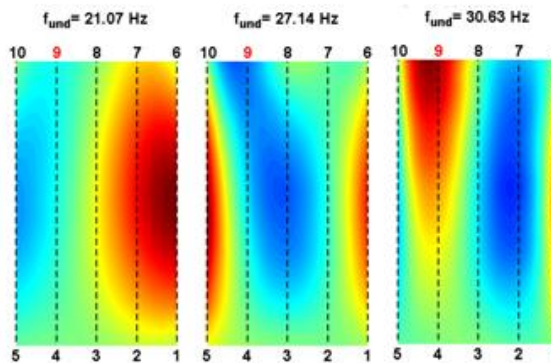


Figura A.6 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 9

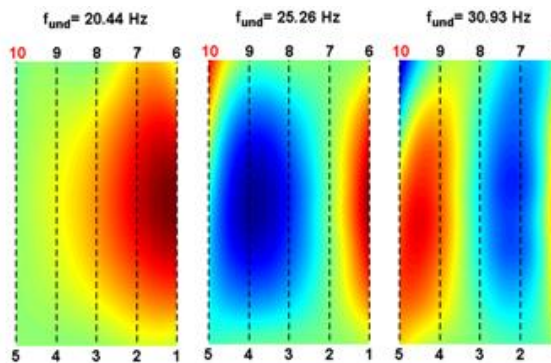


Figura A.7 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário do apoio 10

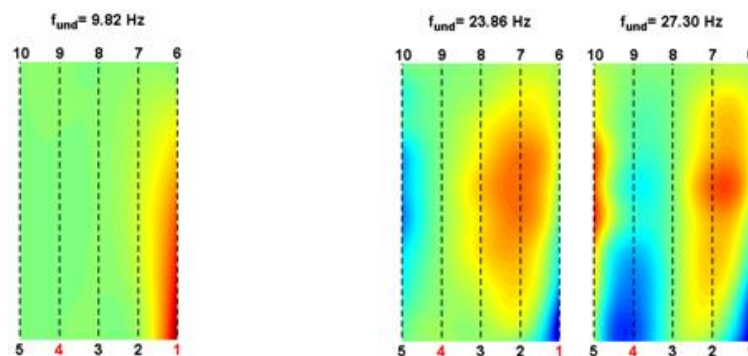


Figura A.8 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 4

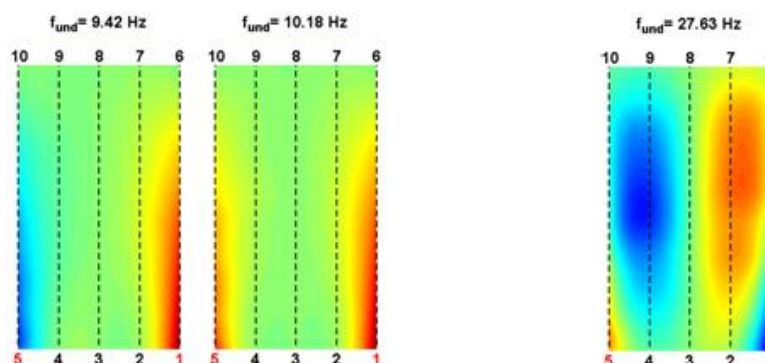


Figura A.9 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 1 e 5

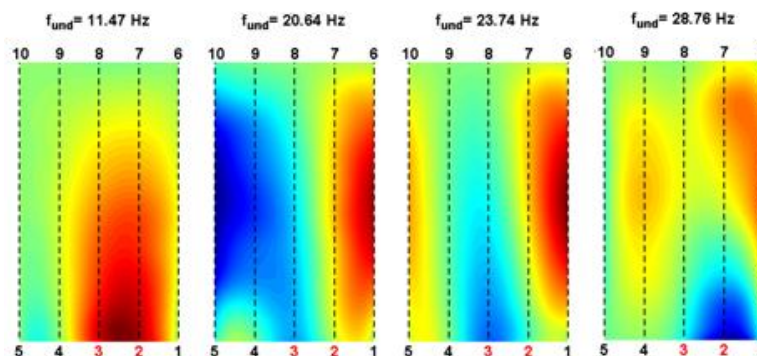


Figura A.10 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 2 e 3

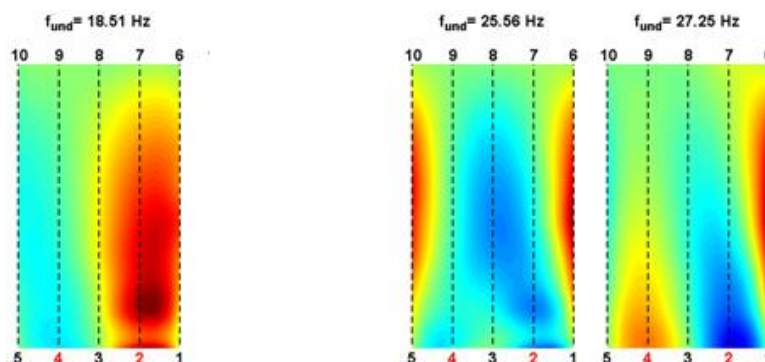


Figura A.11 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 2 e 4

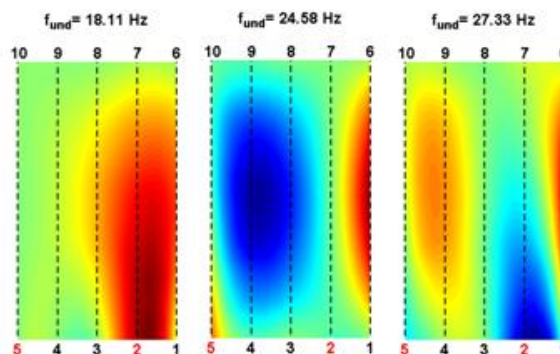


Figura A.12 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 2 e 5

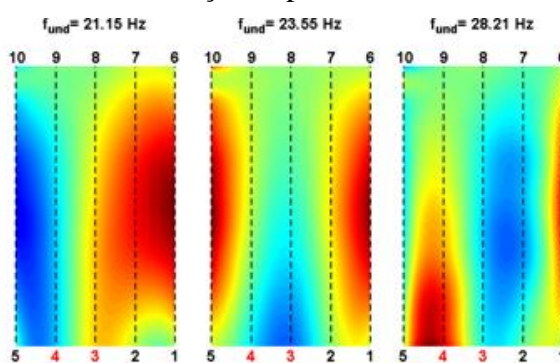


Figura A.13 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 3 e 4

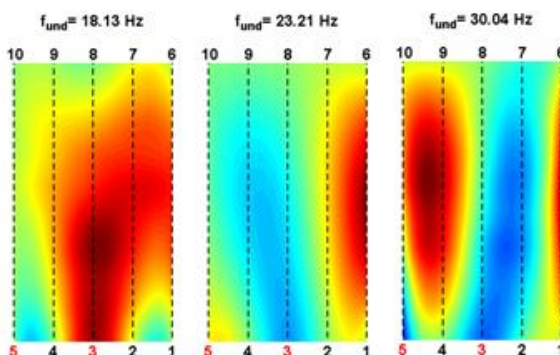


Figura A.14 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 3 e 5

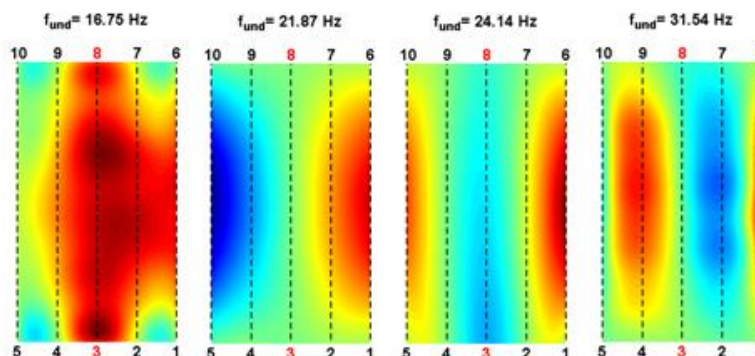


Figura A.15 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 3 e 8

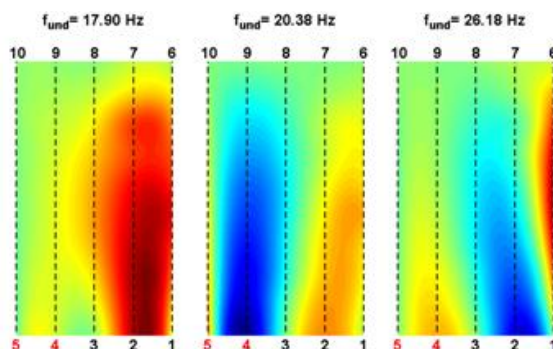


Figura A.16 – Quatro primeiros modos de vibração experimentais do cenário dos apoios 4 e 5

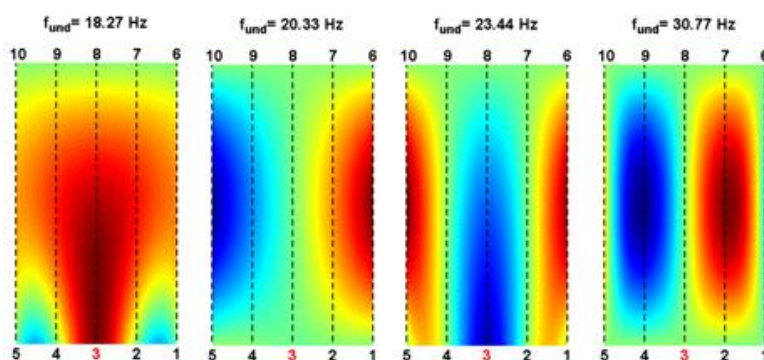


Figura A.17 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 3

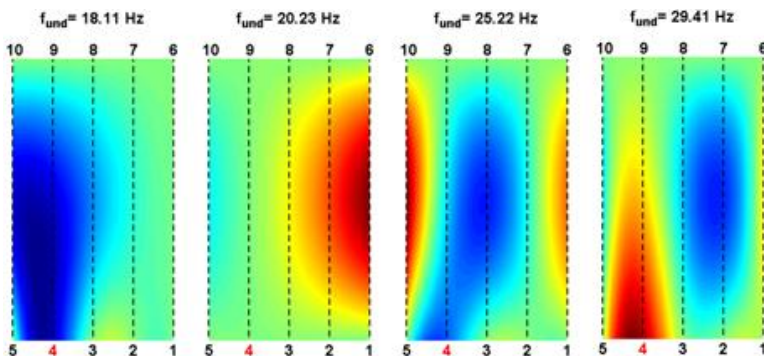


Figura A.18 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 4

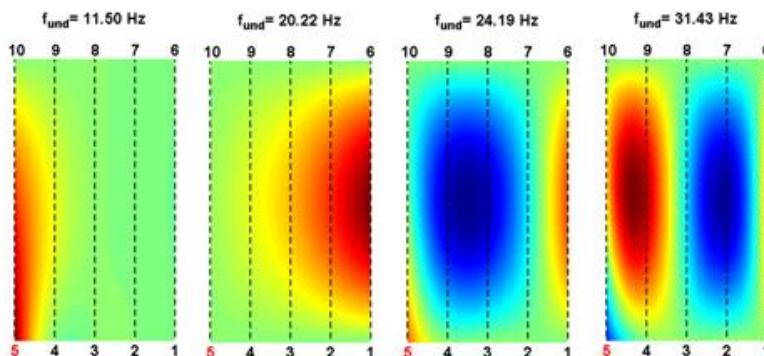


Figura A.19 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 5

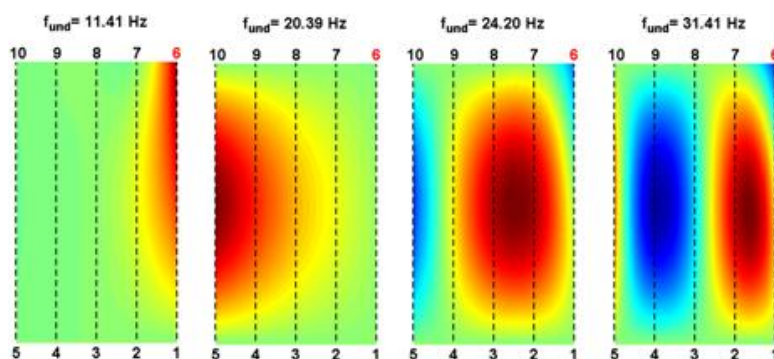


Figura A.20 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 6

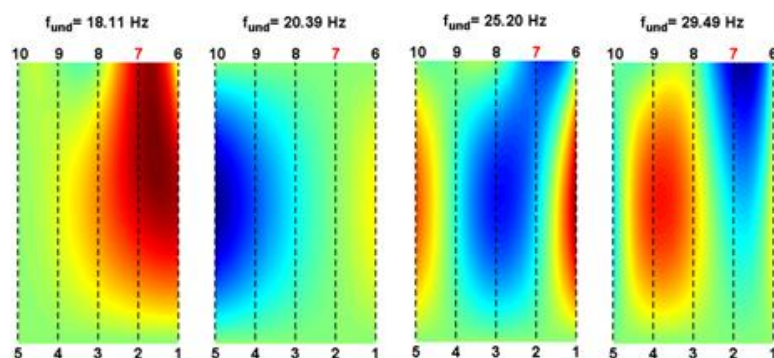


Figura A.21 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 7

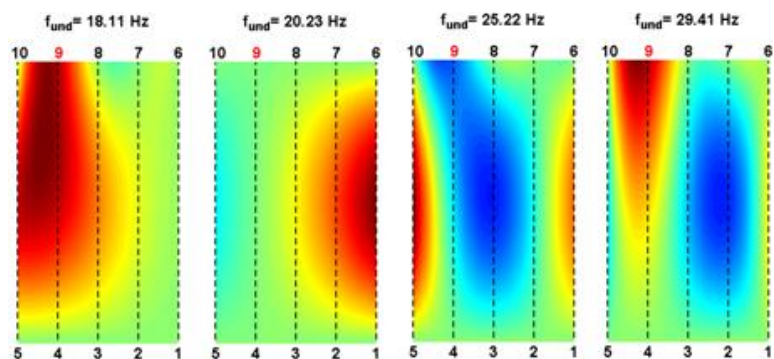


Figura A.22 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 9

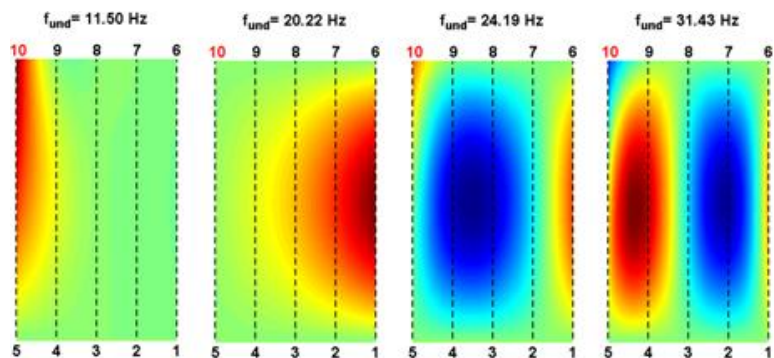


Figura A.23 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário do apoio 10

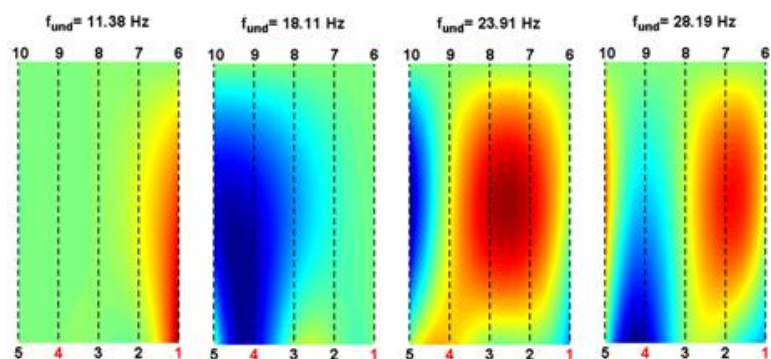


Figura A.24 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 1 e 4

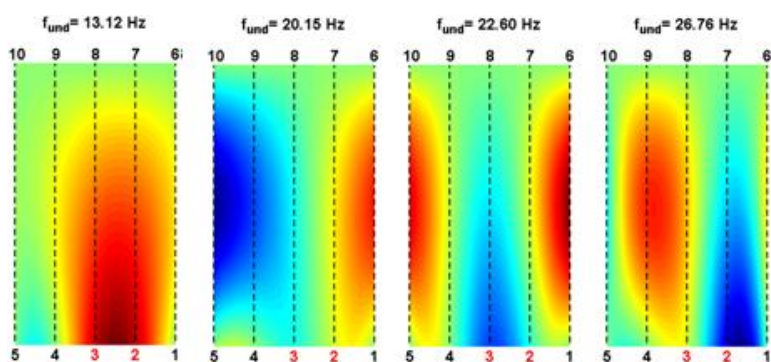


Figura A.25 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 2 e 3

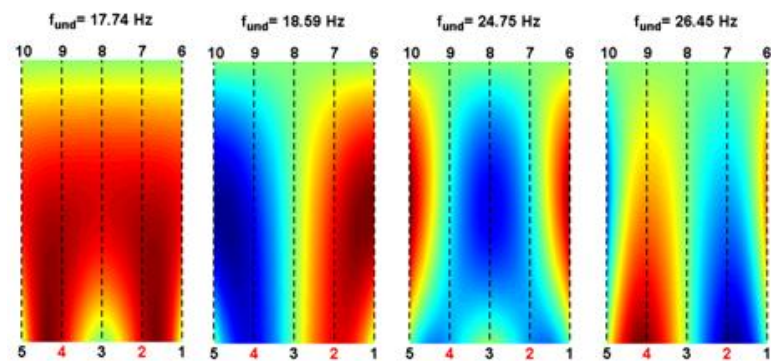


Figura A.26 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 2 e 4

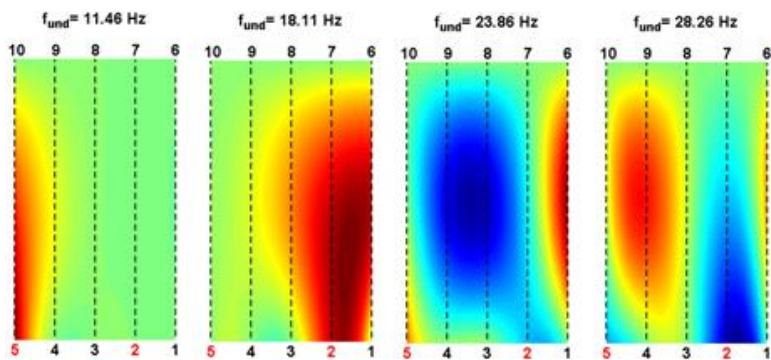


Figura A.27 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 2 e 5

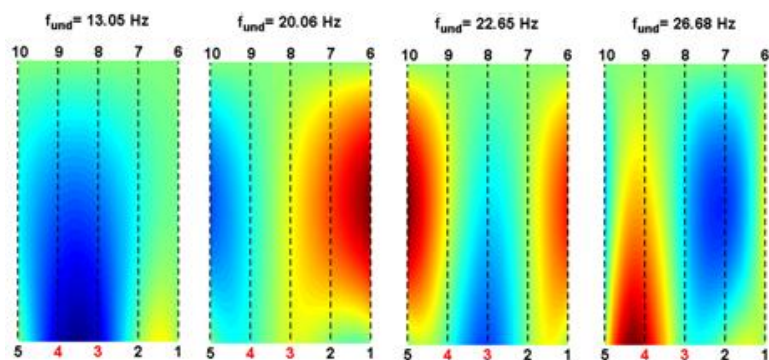


Figura A.28 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 3 e 4

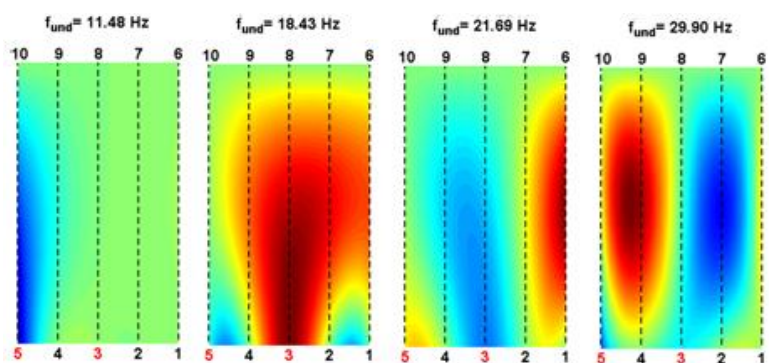


Figura A.29 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 3 e 5

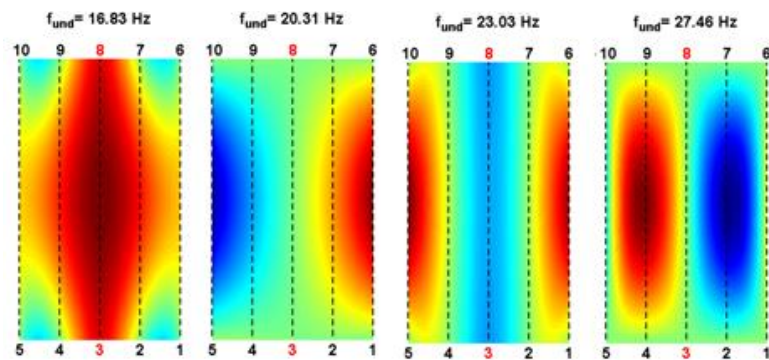


Figura A.30 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 3 e 8

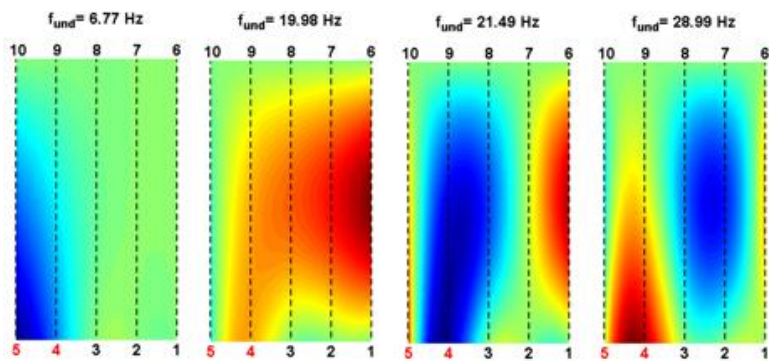


Figura A.31 – Quatro primeiros modos de vibração numéricos do cenário dos apoios 4 e 5