

# Avaliação do Comportamento Dinâmico da Torre Sineira da Sé Catedral do Funchal

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Carla Mónica Correia Jardim**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

*A Nossa Universidade*

[www.uma.pt](http://www.uma.pt)

agosto | 2013

# **Avaliação do Comportamento Dinâmico da Torre Sineira da Sé Catedral do Funchal**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Carla Mónica Correia Jardim**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO

Luís André Marcos Mendes

**À memória da minha avó**

*“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito.*

*Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes”.*

*Martin Luther King*



## Resumo

O objetivo principal deste trabalho consiste na caracterização dinâmica da Torre Sineira da Sé Catedral do Funchal. Esta caracterização tem como base o recurso a técnicas de análise experimental, e em simultâneo, a simulações numéricas.

As técnicas experimentais utilizadas baseiam-se na utilização de metodologias de identificação dinâmica com base em medições da resposta estrutural provocada pela excitação ambiente, *i.e.* vento e tráfego. A campanha de ensaios foi realizada em cinco séries de medição com acelerômetros piezoelétricos de alta sensibilidade e recorrendo a equipamento de aquisição de dados de alto desempenho. Ao longo do trabalho são descritas as principais características dos ensaios, bem como os resultados obtidos recorrendo a técnicas de análise modal operacional, culminando na obtenção dos parâmetros modais dos principais modos de vibração da estrutura.

Após o tratamento dos resultados obtidos experimentalmente, estes foram usados para calibrar um modelo numérico implementado num *software* comercial de elementos finitos. Este modelo tem como base técnicas de modelação correntemente utilizadas na simulação deste tipo de estruturas, bem como parâmetros plausíveis para definir o comportamento mecânico dos materiais.

Posteriormente, os resultados obtidos em ambas as abordagens são diretamente comparados, tendo sido possível observar uma boa correspondência entre ambos.

Esta dissertação termina com as principais conclusões e com a identificação dos principais desenvolvimentos para trabalhos futuros.

**Palavras-chave:** Análise Modal Operacional, Vibração Ambiente, Análise Experimental, Modelação Numérica.



# Abstract

The main objective of this work consists on performing the dynamic characterization of the Funchal's Cathedral Bell Tower. This goal is achieved by combining experimental techniques and numerical simulations.

The experimental techniques adopted are based on performing the system identification using measurements made on the structural response resulting from the ambient excitation, *e.g* wind and traffic. The test campaign consists of five test setups performed with high sensitivity piezoelectric accelerometers and high speed data acquisition systems. The main characteristics of the tests are described and the most important results obtained using operational modal analysis techniques are presented, namely the estimations of the modal parameters of the structure.

These experimental results were used to develop and calibrate a numerical model implemented in a commercial finite element software. This model is based on modeling techniques commonly used in the simulation of such structures, as well as plausible parameters to define the mechanical behavior of the materials.

Subsequently, the results obtained in both approaches are directly compared and it was possible to observe a good match between them.

This thesis ends with the main conclusions extracted and with the main developments identified for future work.

**Keywords:** Operational Modal Analysis, Ambient Vibration, Experimental Testing, Numerical Modelling.



# Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de expressar toda a minha gratidão e reconhecimento a todos aqueles que de alguma forma, contribuíram para a realização da dissertação.

Um especial agradecimento ao Eng.º Paulo França a quem muito admiro, pelo apoio e interesse na minha formação ao longo de todo o curso e em especial neste trabalho, e por ter dado a oportunidade de desenvolver este trabalho com um admirável Engenheiro especializado nesta área, Eng.º Luís Mendes, assim como por ter tornado possível a concretização dos ensaios.

O meu profundo agradecimento ao Eng.º Luís Mendes, pela sua orientação, pela forma paciente e dedicada com que me auxiliou neste trabalho. Pelo seu investimento na minha formação e o esclarecimento das diversas dúvidas que iam surgindo mas em especial, e é preciso dizer que devo em grande medida a conclusão desta dissertação, ao apoio, encorajamento e estímulo sempre presentes assim como o seu suporte intelectual. A ele, a minha profunda admiração e o meu respeito.

Um especial agradecimento ao Eng.º Amílcar, pelo apoio, interesse e permanente disponibilidade que sempre demonstrou para o esclarecimento das dúvidas e pelo apoio e acompanhamento fundamental na realização dos ensaios.

Ao LREC e seus colaboradores, pela realização dos ensaios efetuados. À DRAC, em especial à Arqt.ª Diva, no acompanhamento dos ensaios, pela disponibilização de fotos e documentos de grande importância neste trabalho.

À minha família, pelo incentivo e acompanhamento em todo este processo, mas em especial à minha irmã Ângela pela ajuda disponibilizada muitas vezes em prejuízo próprio, na disponibilização de documentos e auxílio de algumas ferramentas necessárias à concretização deste trabalho. Ao meu namorado Ilídio, pela compreensão da ausência inevitável para a elaboração do trabalho mas ao mesmo tempo pelo acompanhamento próximo e pela leitura atenta.



# Índice

<b>Capítulo I Introdução</b>	<b>1</b>
1 Considerações Iniciais.....	1
2 Objetivos.....	2
3 Metodologia .....	3
4 Organização do Texto .....	3
<b>Capítulo II A Sé Catedral do Funchal</b>	<b>5</b>
1 Introdução .....	5
2 A Construção da Catedral .....	6
3 Descrição da Sé Catedral do Funchal .....	7
4 Torre Sineira .....	10
4.1 Fundações.....	10
4.2 Estrutura.....	12
4.3 Comportamento estrutural .....	15
4.4 Anomalias observadas e possíveis causas.....	16
<b>Capítulo III Edifícios Antigos de Alvenaria</b>	<b>21</b>
1 Introdução .....	21
2 Fundações.....	21
3 Paredes .....	23
3.1 Classificação.....	23
3.2 Paredes de alvenaria .....	26
3.3 Cunhais de cantaria .....	27
3.4 Pavimentos .....	28
3.5 Coberturas.....	30
3.6 Escadas .....	30
3.7 Características dos materiais.....	31
3.7.1 Módulo de Elasticidade .....	31
3.7.2 Massa Volúmica .....	33

<b>Capítulo IV Métodos de Identificação Dinâmica</b>	<b>35</b>
1 Introdução .....	35
2 Formulação .....	37
2.1 Identificação dinâmica de sistemas de um grau de liberdade .....	37
2.2 Análise modal do tipo <i>input-output</i> .....	39
2.3 Análise modal do tipo <i>output-only</i> .....	41
<b>Capítulo V Ensaios de Vibração Ambiente</b>	<b>47</b>
1 Introdução .....	47
2 Descrição dos Ensaios .....	48
2.1 Metodologia de ensaio .....	49
2.2 Equipamento de medição .....	52
2.3 Resultados experimentais .....	53
<b>Capítulo VI Modelação Numérica</b>	<b>59</b>
1 Introdução .....	59
2 Metodologia .....	60
3 Modelação Numérica e Resultados .....	61
3.1 Torre isolada .....	64
3.1.1 Sem escadas .....	64
3.1.2 Com escadas .....	65
3.2 Torre com ligação à igreja .....	67
3.2.1 Ligação apenas por molas .....	67
4 Análise de Resultados .....	71
<b>Capítulo VII Conclusões e Desenvolvimentos Futuros</b>	<b>77</b>
1 Conclusões .....	77
2 Desenvolvimentos Futuros .....	80
<b>Referências Bibliográficas</b>	<b>81</b>
<b>Anexo A      Dados Cronológicos da Torre</b>	<b>85</b>
<b>Anexo B      Desenhos Esquemáticos da Torre</b>	<b>87</b>
<b>Anexo C      Especificações Técnicas</b>	<b>89</b>

# Lista de Figuras

Figura 1: Sé Catedral: a) Igreja da Sé no passado; b) Trabalhos no coruchéu da Torre Sineira (foto cedida pela DRAC).....	7
Figura 2: Alterações da Igreja da Sé ao longo dos anos: a) Fachada principal antes do tapamento dos janelões em 1954; b) Fachada principal atualmente (fotos cedidas pela DRAC); c) Planta da Igreja em 1935; d) Planta actual [18].....	8
Figura 3: Pormenores exteriores (fotos cedidas pela DRAC): a) Pormenor do absidiolo e da capela-mor (cantaria vermelha); b) pormenor dos contrafortes, varanda e remates do absidiolo; c) pormenor dos contrafortes da capela-mor. ....	9
Figura 4: Pormenores da Sé Catedral (fotos cedidas pela DRAC): a) Nave central e naves laterais; b) Torre Sineira .....	10
Figura 5: Planta da Igreja.....	11
Figura 6: Material removido das fundações na realização dos poços de inspeção na realização relatório da A2P (foto cedida pela DRAC) .....	12
Figura 7: Tirantes em aço colocados ao nível do teto do 1º piso. (foto cedida pela DRAC) .....	14
Figura 8: Cobertura da capela –mor (foto cedida pela DRAC). ....	14
Figura 9: Deslocamento vertical de fecho de aros de portas (foto cedida pela DRAC). ....	17
Figura 10: Desgaste da cantariada torre (fotos cedidas pela DRAC).....	19
Figura 11: Visualização da constituição dos solos através dos poços de inspeção realizados (fotos cedidas pela DRAC).....	19
Figura 12: Visualização da constituição dos solos através dos poços de inspeção realizados (fotos cedidas pela DRAC).....	19
Figura 13: Fundações em edifícios antigos de alvenaria [25]: a) Sapata contínua, b) Estacaria. ....	23
Figura 14: Tipologia das paredes de alvenaria [27].....	27
Figura 15: Cunhais em alheta [28]: a) Cunhais com pedras de forma paralelepípedica; b) cunhais em forma de esquadro.....	28
Figura 16: Corte esquemático de arcos [4]: a) Estrutura de madeira; b) Enchimento das abóbadas.....	29
Figura 17: Corte esquemático da distribuição das forças [4]: a) Equilíbrio de forças em arcos múltiplos; b) Arco pouco abatido.....	29
Figura 18: Relação tensões -extensões para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão [15].....	32

## Lista de Figuras

Figura 19: Representação esquemática do funcionamento de um sistema dinâmico [2] .....	36
Figura 20: Resposta de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento viscoso em regime livre[9].	38
Figura 21: Métodos mais usuais de introdução de excitação numa estrutura. ....	40
Figura 22: Exemplo de uma função de resposta em frequência [23]. ....	41
Figura 23: Exemplo de uma análise pelo método FDD. ....	45
Figura 24: Exemplo de uma análise pelo método EFDD. ....	45
Figura 25: Esquema da série de ensaios. ....	49
Figura 26: Sensores: a) Nivelamento para a colocação dos sensores; b) Sensores de referência (1 e 2), colocados no Piso 3- Sala dos Sinos.....	51
Figura 27: Fixação do acelerómetro à parede através de argola metálica. ....	51
Figura 28: Pormenores: a) Amarração dos cabos; b) Passagem dos cabos pelo exterior da torre. ....	52
Figura 29: Equipamento utilizado. a) Sensores- acelerómetros Piezoelétricos; b) Equipamento LMS Pimento com 8 canais ativos .....	52
Figura 30: Diagrama de valores singulares médios de campanhas.....	54
Figura 31: Identificação do amortecimento modal: Modo #1. ....	54
Figura 32: Configuração modal do Modo #1 – 1.83Hz a) Vista de topo; b) Vista lateral. ....	55
Figura 33: Configuração modal do Modo #2 – 1.95Hz a) Vista de topo; b) Vista lateral. ....	56
Figura 34: Configuração modal do Modo #3 – 4.39Hz a) Vista de topo; b) Vista lateral. ....	57
Figura 35: Hipóteses consideradas na modelação segundo disposição dos materiais. ....	63
Figura 36: Comparação das frequências obtidas numericamente com as obtidas experimentalmente para o caso da torre isolada com escada .....	66
Figura 37: Ilustração das ligações da torre ao corpo principal da igreja através de molas.....	68
Figura 38: Ilustração da localização das ligações de fronteiras referentes à Figura 37: a) situação A e B; b) situação C; c) situação D; d) situação E e e) situação F e G. ....	68
Figura 39: Comparação das frequências dos três primeiros modos, para as Análises 14 e 16 e experimental, respetivamente. ....	69
Figura 40: Comparação das frequências dos três primeiros modos, da Análise 21, 22 e experimental, respectivamente,.....	70
Figura 41- Configuração modal da Análise 21, Modo #1 – 1.88Hz. a) Vista de topo, sem translação e com translação, respetivamente; b) Vista frontal, comparação entre estrutura estática e respetivas configurações dos deslocamentos transversais. ....	74

Figura 42- Configuração modal da Análise 21, Modo #2 – 1.94Hz. a) Vista de topo, sem translação para termos comparativos e ilustração do movimento de translação, respetivamente; b) Vista frontal, comparação entre estrutura estática e respetivas configurações dos deslocamentos transversais. ....	75
Figura 43 - Configuração modal da Análise 21, Modo #3 – 4.80Hz. a) Vista de topo, sem rotação para termos comparativos e ilustração do movimento de rotação, respetivamente; b) Vista frontal, comparação entre estrutura estática e respetivas configurações dos deslocamentos de rotação. ....	76
Figura 44: Vista em corte da Torre Sineira .....	87
Figura 45: Planta da Torre Sineira .....	88
Figura 46: Especificações técnicas dos acelerómetros piezoeléctricos utilizados nos ensaios.....	89



# Lista de Tabelas

Tabela 1: Factores que influenciam a classificação das paredes de edifícios antigos [28] .....	24
Tabela 2: Classificação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com o tipo de materiais utilizados [28]. ...	24
Tabela 3: Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a natureza, dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos [28].....	24
Tabela 4: Classificação das paredes e muros, segundo a função e o fim a que se destinam[28]. .....	25
Tabela 5 - Módulo de elasticidade da alvenaria segundo diversos autores, segundo Branco [5]. .....	32
Tabela 6: Massa volúmica das alvenarias de pedra e de tijolo e das cantarias [28]. .....	33
Tabela 7: Resultados da identificação modal.....	53
Tabela 8: Espessura das paredes da Torre Sineira. ....	62
Tabela 9: Frequência dos modos de vibração para o caso da torre isolada com escadas. ....	66
Tabela 10: Frequência dos modos de vibração da torre (Tipo I e Tipo II) para o caso da torre com ligação ao restante corpo da igreja através de molas. ....	69
Tabela 11: Frequências dos modos de vibração para o caso da torre com ligação ao restante corpo da igreja através de molas. ....	70
Tabela 12: Valores das frequências mais próximas as frequências obtidas experimentalmente nos ensaios e respetivos erros relativos. ....	72



# Lista de Símbolos

## Matemáticos

### Latinas

$c$	Coeficiente de amortecimento
$E$	Módulo de elasticidade
$f_k$	Resistência característica à compressão
$f_u$	Tensão de rotura
$f_y$	Tensão de cedência
$k$	Coeficiente de rigidez
$m$	Coeficiente de massa

### Gregas

$\gamma$	Peso volúmico
$\zeta$	Coeficiente de amortecimento
$u$	Deslocamento
$\dot{u}$	Velocidade
$\ddot{u}$	Aceleração
$\tau$	Incremento de tempo
$\phi_i$	Vetor das configurações modais do modo $i$
$\Phi$	Matriz dos modos de vibração
$\omega_n$	Frequência angular de vibração do sistema não amortecido
$\omega_d$	Frequência angular de vibração do sistema amortecido



## Lista de Abreviações

A2P	A2P Consult., Estudos e Projetos, Lda
ANPSD	Espectro Normalizado Médio, ( <i>Averaged Normalised Power Spectral Density</i> )
DRAC	Direção Regional dos Assuntos Culturais
EFDD	Método Melhorado da Decomposição no Domínio da Frequência, ( <i>Enhanced Frequency Domain Decomposition</i> )
FDD	Método de Decomposição no Domínio da Frequência, ( <i>Frequency Domain Decomposition</i> )
FFT	Transformada rápida de Fourier, ( <i>Fast Fourier Transform</i> )
FRF	Funções de Resposta em Frequência, ( <i>Frequency Response Function</i> )
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LREC	Laboratório Regional de Engenharia Civil
MAC	Coefficiente de Correlação, ( <i>Modal Assurance Criterium</i> )
MDOF	Múltiplos Graus de Liberdade, ( <i>Multiple Degree of Freedom</i> )
NPSD	Densidade Espectral de Potência normalizada, ( <i>Normalised Power Spectral Density</i> )
OMA	Análise Modal Operacional, ( <i>Operational Modal Analysis</i> )
PSD	Densidade Espectral de Potência, ( <i>Power Spectral Density</i> )
RAM	Região Autónoma da Madeira
RD	Decremento Aleatório, ( <i>Random Decrement</i> )
SDOF	Sistema de um Grau de Liberdade, ( <i>Single Degree of Freedom</i> )
SSI	Método Estocástico de Identificação por Sub-espacos, ( <i>Stochastic Subspace Identification Method</i> )
SVD	Decomposição em Valores Singulares, ( <i>Singular Value Decomposition</i> )

### Expressões Latinas

<i>e.g.</i>	Por exemplo, ( <i>exempli gratia</i> )
<i>et.al.</i>	E outros, ( <i>et alii</i> )
<i>etc.</i>	( <i>et cetera</i> )
<i>i.e.</i>	Isto é, ( <i>id est</i> )
<i>vs.</i>	Em oposição a, ( <i>versus</i> )



# Capítulo I

## Introdução

### 1 Considerações Iniciais

A história de uma cultura é lembrada e vivida em grande parte graças à existência dos grandes edifícios de enorme valor patrimonial, histórico e social. Por esta razão, é de grande interesse preservá-los, necessidade que tem vindo a crescer na comunidade geral. Do edificado antigo, destacam-se as Igrejas pela sua grandiosidade, carga simbólica, espiritual e arquitetónica, sem descurar os factores de centralidade de uma comunidade. Devido à sua longevidade e materiais empregues à data, estas construções antigas apresentam alguma degradação, deterioração e vulnerabilidade, facto comprovado por nos últimos anos algumas destas terem vindo a sofrer alguns danos que representam perdas irreparáveis. Torna-se assim fundamental assegurar a sua monitorização e apreciação no que à segurança diz respeito.

É de interesse da sociedade perceber o impacto do comportamento dinâmico dos seus edifícios mais antigos, daí a importância deste estudo e justificados os meios humanos e materiais empregues, cuja consequência será acumulação de *know-how*, factor essencial para disponibilizar respostas e conhecimento às entidades interessadas, em particular, e à comunidade no geral. Considerando tais factos é fundamental basear-se em dados fiáveis e credíveis no que diz respeito às características técnicas e arquitetónicas da Catedral, razão pela qual muita informação e muitas imagens foram cedidas pela *Direção Regional dos Assuntos Culturais* (DRAC) da *Região Autónoma da Madeira* (RAM).

Este trabalho mostra os benefícios da realização de testes dinâmicos nas estruturas usando as vibrações ambientais que não são controladas nem conhecidas, combinadas com técnicas de processamento de sinal, culminado na caracterização dos parâmetros modais da estrutura em análise, recorrendo-se para isso a métodos modernos de identificação dinâmica. Salienta-se o impacto mínimo que estas técnicas têm nas construções, quer em termos da sua utilização corrente, como do dano introduzido nos elementos estruturais e não estruturais. É assim importante referir que os parâmetros modais são úteis para uma possível monitorização da estrutura, validação e calibração de modelos numéricos, controlo e avaliação do comportamento e do estado das estruturas através da sua monitorização, assim como numa possível verificação do seu desempenho perante cargas dinâmicas (*e.g.* sismos) a que hipoteticamente poderá vir a estar sujeita.

## **2 Objetivos**

O objetivo principal desta dissertação consiste na caracterização dinâmica da Torre Sineira da Igreja da Sé do Funchal recorrendo-se para isso a técnicas experimentais. A escolha deste monumento classificado como Património Nacional ficou a dever-se, principalmente, à sua importância patrimonial cultural e histórica. Como objetivo secundário, é pretendido ainda o desenvolvimento de um modelo numérico que permita simular com precisão o comportamento dinâmico medido experimentalmente.

Todavia, além de académico, este trabalho contribui também para uma melhor compreensão do comportamento dinâmico da torre, fornecendo informações relevantes

sobre o seu comportamento estrutural, muito útil para futuros trabalhos na Catedral, sendo exemplo eventuais intervenções para reforço sísmico.

### **3 Metodologia**

Para a caracterização dinâmica experimental foram realizados testes de vibração ambiente, de modo a estimar os parâmetros modais mais significativos. Estes testes foram obtidos com recurso a técnicas de identificação dos parâmetros modais, correntemente denominadas por *Análise Modal Operacional* ou *Operational Modal Analysis* (OMA) na terminologia anglo-saxónica, uma vez que geralmente não introduzem qualquer tipo de restrição ao normal funcionamento da estrutura a ser analisada.

Os ensaios foram realizados com acelerómetros piezoeléctricos ICP de alta sensibilidade, e no que diz respeito à extração modal, foram utilizados duas ferramentas de análise modal: o *software* LNEC-SPA [22, 24] e o *software* LMS PolyMax[19].

A identificação dos parâmetros modais foi efetuada a partir dos registos das acelerações obtidas nos ensaios de vibração ambiente e recorrendo aos métodos de identificação no domínio da frequência ANPSD, FDD e EFDD. Estas técnicas são descritas com algum detalhe na dissertação e permitem estimar as frequências de vibração, as configurações modais e também o amortecimento modal.

Paralelamente ao estudo experimental, é desenvolvido um modelo numérico para a Torre Sineira. Este modelo é implementado no *software* de elementos finitos - SAP 2000[12], com recurso às hipóteses de modelação mais correntes, eficazes e representativas das características mecânicas dos materiais e dos elementos estruturais deste tipo de edifício.

Adicionalmente, os resultados experimentais foram usados para calibrar o modelo e os resultados obtidos em ambas as abordagens são comparados e analisados.

### **4 Organização do texto**

Esta dissertação é composta por sete capítulos e três anexos, iniciando-se pelo capítulo presente, destinado à introdução do trabalho que inclui considerações iniciais, objetivos,

metodologia e a organização do documento, estando a restante organização descrita em baixo:

- i. O Capítulo 2 é dedicado ao edifício da Sé Catedral do Funchal, e apresenta uma análise detalhada desde a sua importância social e evolução construtiva assim como alguns aspetos cronológicos relevantes, particularizando depois o objeto do estudo desta dissertação que é a Torre Sineira, com especial destaque para as suas questões estruturais, implicando por isso a menção de algumas das anomalias e possíveis causas;
- ii. O Capítulo 3 foca-se no enquadramento do tipo de edifício que é a Sé Catedral do Funchal, *i.e.* nas características estruturais principais dos edifícios antigos de alvenaria, sendo focados aspetos relevantes e gerais destas edificações, de forma a melhor compreender o comportamento observado neste estudo;
- iii. No Capítulo 4 é abordado o tema dos métodos de identificação dinâmica, apresentando-se um enquadramento geral, bem como, a formulação base dos métodos utilizados;
- iv. O Capítulo 5 elucida o tipo e os procedimentos dos ensaios realizados, assim como o equipamento de aquisição de dados, as técnicas de processamento de sinal e o *software* utilizado na análise modal, culminando na apresentação dos resultados obtidos por via experimental;
- v. No Capítulo 6 é apresentado o modelo numérico desenvolvido, as principais hipóteses adotadas, os parâmetros utilizados para representar os materiais e os resultados obtidos. Adicionalmente, é efetuada a comparação com os resultados experimentais;
- vi. No Capítulo 7, e após o estudo desenvolvido ao longo deste trabalho, são apresentadas as principais conclusões extraídas, bem como desenvolvimentos futuros que se afiguram pertinentes para trabalhos posteriores a realizar na Sé Catedral;
- vii. Por último, serão apresentadas as referências bibliográficas, assim como alguma informação complementar em três anexos.

## **Capítulo II**

### **A Sé Catedral do Funchal**

#### **1 Introdução**

Desde a sua génese que a Catedral do Funchal mostrou-se grandiosa, quer pela sua importância na sociedade quer pelo desenvolvimento social, económico e religioso que marcou a sua época. Embora possa parecer possante, a Igreja da Sé representa um marco, o ponto de viragem no desenvolvimento da cidade e considerando tamanha importância deste edifício, torna-se indispensável descrever a sua história e as suas características estruturais. Por essa razão, neste capítulo serão abordadas as temáticas discricionárias da Sé do Funchal, nomeadamente as razões e a importância da sua construção na época, as obras de âmbito estrutural e arquitetónico ao longo dos anos e ainda focados aspetos como a organização espacial do edifício e sua orientação geográfica.

Dedicado este estudo à Torre, no todo do edifício será dado especial enfoque a esta parte constituinte da Sé Catedral e descritos portanto os aspetos mais relevantes da sua estrutura,

assim como explicitadas as anomalias detetadas na torre e suas relações casuísticas, bem como o seu comportamento estrutural.

## **2 A Construção da Catedral**

Em 1461, deu-se a génese de uma época próspera na ilha da Madeira, consubstanciada no desenvolvimento das culturas da vinha e da cana sacarina e respetiva atividade de exportação destes produtos. A este fluxo comercial juntou-se um fluxo assinalável de pessoas, tanto da terra como do exterior; considerou-se que perante esta dinâmica social e económica, a igreja da Conceição de Baixo, aquela que até à data servia o povo, não satisfazia as necessidades e aspirações da população, seja em termos de dimensão, seja no que diz respeito à honorabilidade da instituição Igreja.

É em 1493 que se dá então o início da obra de construção da Sé, sendo o culminar de um processo moroso e conturbado entre povo e representantes do clero na discussão das questões associadas ao desenvolvimento da edificação. Foi também nesta data que foi cedido o espaço para a construção, designadamente um chão no Campo do Duque, cedência essa que visava em concreto “à construção duma igreja, praça e Casa do Concelho”.

Note-se que o investimento e suporte financeiro da construção tiveram duas grandes bases: o monarca, empenhado neste projeto e usando do seu poder para cobrar impostos e direcioná-lo para a construção; e o povo, que em função da sua vontade empenhavam-se em angariar fundos para a obra.

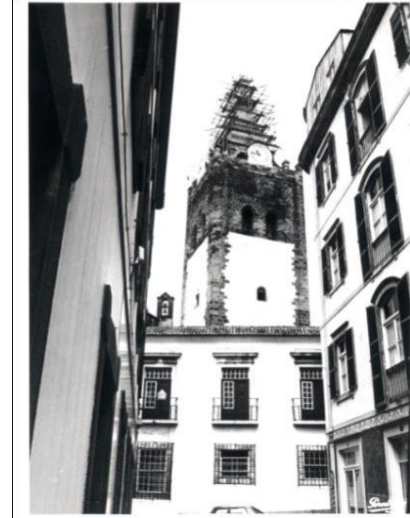
Neste contexto do novo empreendimento, surge a necessidade de uma nova organização eclesiástica, que até à data estava suportada nos elos dos representantes do território nacional. Após algumas evoluções e retrocessos na estruturação da diocese, é no reinado de D. Manuel que na sequência da elevação da vila do Funchal a cidade, se tratou junto do papa da criação da diocese do Funchal ilustrada na Figura 1a.

Em 1508, ano em que se deu a bênção, ainda se executavam alguns trabalhos finais, e em 1514 ainda se trabalhava na torre, conforme é visível na Figura 1b.

No âmbito da nova organização eclesiástica e criação da diocese do Funchal, neste mesmo ano o templo foi elevado a Sé Catedral, tendo sido sagrada em Outubro de 1516.



a)



b)

Figura 1: Sé Catedral: a) Igreja da Sé no passado; b) Trabalhos no coruchéu da Torre Sineira (foto cedida pela DRAC).

### 3 Descrição da Sé Catedral do Funchal

A Sé do Funchal foi alvo de inúmeras obras ao longo dos anos, conforme é perceptível na Figura 2. Algumas delas visavam um melhoramento estrutural e outras correspondiam apenas a alterações arquitetónicas.

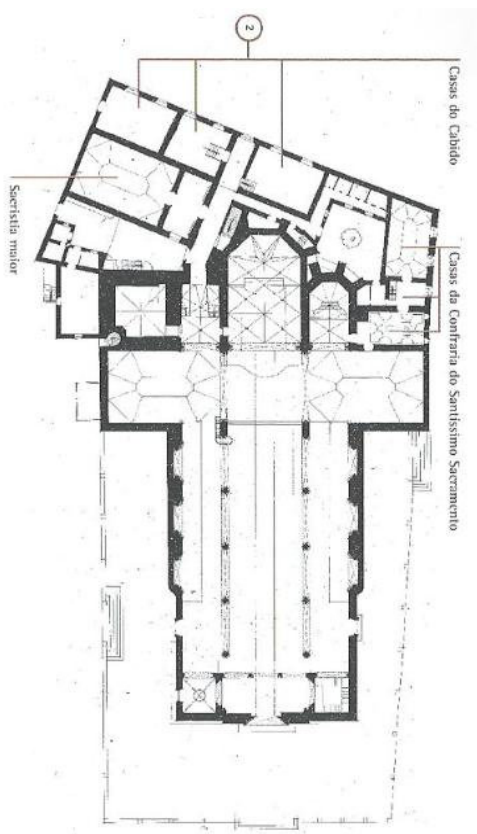
Contudo, há aspetos que permaneceram inalterados desde a sua origem, sendo o caso da orientação litúrgica, mais especificamente no sentido Este-Oeste, sendo também na zona nascente da igreja que se desenvolviam e edificavam os anexos que foram construídos e demolidos consoante as necessidades do serviço da igreja. Desses anexos, salienta-se a sacristia maior, a ampliação da Casa Capitular e a casa da Confraria do S. Sacramento, entre outros. Em planta o corpo principal da Sé do Funchal apresenta a forma de uma cruz latina e a sua divisão em partes é feita da seguinte forma: a cabeceira, o transepto, as naves, o nártex, a torre, o exterior e os anexos. A cabeceira é formada pela capela-mor e por dois absidiólos. Os absidiólos estão cobertos por abóbadas ogivais e terminam por uma abside de três panos, iluminados por uma fresta. A ligação com o transepto dá-se através de um arco gótico.



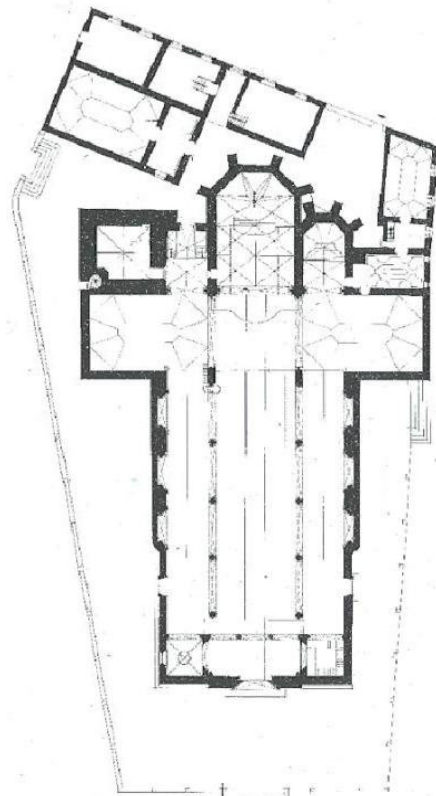
a)



b)



c)



d)

Figura 2: Alterações da Igreja da Sé ao longo dos anos: a) Fachada principal antes do tapamento dos janelões em 1954; b) Fachada principal atualmente (fotos cedidas pela DRAC); c) Planta da Igreja em 1935; d) Planta atual[18].

Externamente, conforme mostra a Figura 3, as paredes de alvenaria são amparadas por contrafortes, limitados superiormente por uma varanda de pedra fazendo brilhar os seus remates.

O transepto tem a mesma altura que a nave central e estes ligam-se por dois arcos mais altos e mais largos que os demais. A iluminação faz-se através de duas rosáceas e três janelões. No que concerne às naves, o corpo da Catedral está dividido em três naves, uma central e duas laterais. A nave central é mais elevada e liga-se às naves laterais e à cabeceira por dez arcos góticos, sendo a edificação inicial constituída por paredes simples. Esta alteração conforme Figura 4a, visava a emolduração dos altares, que passaram do transepto para as naves laterais.

A nave central é iluminada por uma rosácea sobre a porta principal, por um óculo na capela-mor e por oito frestas manuelinas.

Salienta-se ainda a existência de um nártex, sendo que a comunicação entre as naves e este é feita pelo tapa-vento. No nível superior do nártex encontra-se atualmente o coro. Esta disposição difere da inicial, pois o coro encontrava-se inicialmente numa das salas da torre, o que não agradava aos fiéis. O coro não via o altar nem grande parte dos fiéis, acontecendo o mesmo dos fiéis para o coro, factos que justificaram o pedido do povo para que o coro ocupasse a posição atual.

Por último, a Torre Sineira, exibida na Figura 4b situa-se no lado norte da catedral, ligada

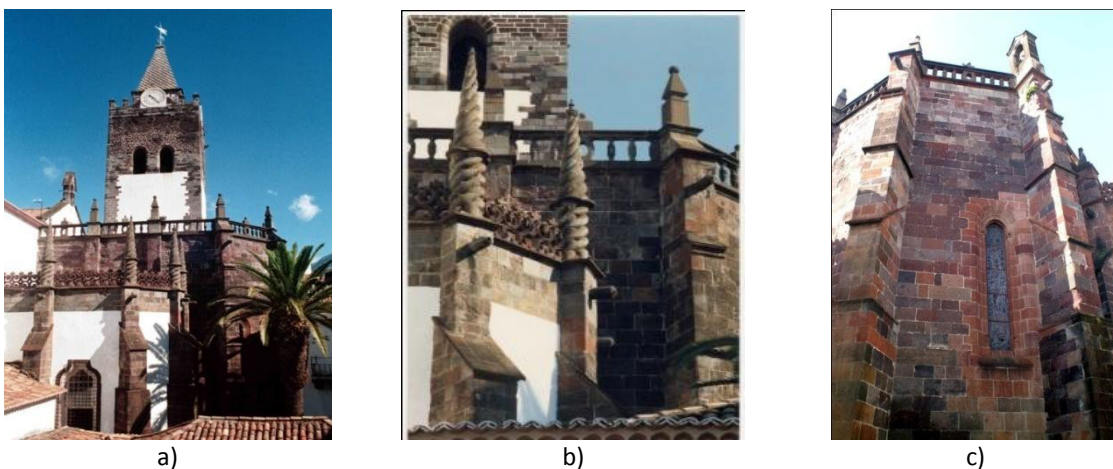


Figura 3: Pormenores exteriores (fotos cedidas pela DRAC): a) Pormenor do absidíolo e da capela-mor (cantaria vermelha); b) pormenor dos contrafortes, varanda e remates do absidíolo; c) pormenor dos contrafortes da capela-mor.

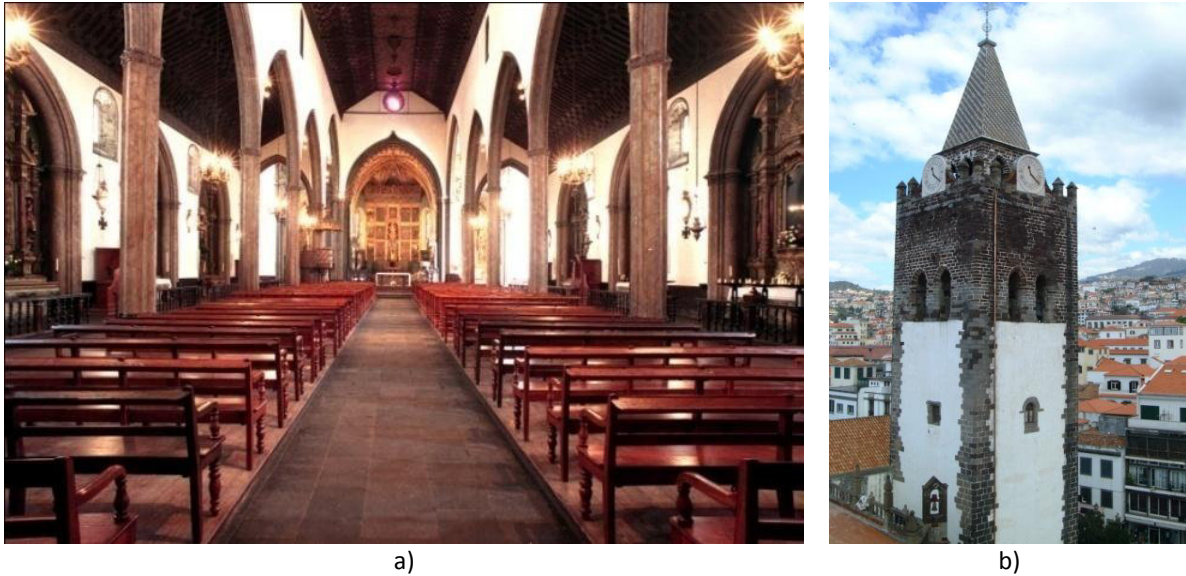


Figura 4: Pormenores da Sé Catedral (fotos cedidas pela DRAC): a) Nave central e naves laterais; b) Torre Sineira

diretamente ao braço norte do transepto e à Capela do Amparo.

Abordada a organização espacial da catedral, é igualmente importante visualizar essa mesma disposição, sendo assim ilustrada na Figura 5.

## 4 Torre Sineira

Considerando que a Torre Sineira é o tema principal deste trabalho, pretende-se neste tópico abordar em detalhe a sua estrutura assim como as anomalias visíveis por causas endógenas e exógenas à sua construção. Alguma da informação disponibilizada, em particular sobre a torre, tem como fundamento um relatório anteriormente realizado por uma empresa de renome na área da reabilitação, A2P[1].

### 4.1 Fundações

A Torre assenta sobre o solo constituído por grandes blocos e calhaus rolados, aglutinados por solo argiloso muito compacto, conforme mostra a Figura 6.

**Legenda:**

1. Fachada da Sé (inícios do séc. XVI);
2. "Nártex" (Séc. XVIII)
3. Pia de água benta (séc. XVIII);
4. Pia batismal (inícios do séc. XVI);
5. Púlpito com coruchéu (entre séc. XVI e XVII);
6. Primitivo altar da Sé (inícios séc. XVI);
7. Sepulturas laminadas (séc. XVI);
8. Pias de água benta (início do séc. XVI);
9. Braços do transepto;
10. Rosáceas do transepto (início do séc. XVI);
11. Janelões do transepto (início séc. XVI);
12. Janelões da capela-mor (inícios séc. XVI e Vitrais de 1959)
13. Retábulo da capela-mor (inícios do séc. XVI)
14. Cadeira (idem);
15. Antiga capela do Amparo (séc. XVI);
16. Antiga sacristia (início do séc. XVI);
17. Porta da sacristia (séc. XVI);
18. Janela da sacristia (início do séc. XVI, recentemente colocada a descoberto);
19. Capela do Sant. Sacramento (início séc. XVI)
20. Cruzeiro (atual altar-mor);
21. Altar do Senhor Bom Jesus (2ª metade séc. XVII);
22. Altar de Santo António;
23. Altar do Senhor do Milagre (séc. XV ao XIX);
24. Altar da N. S. da Conceição (séc. XVII e XVIII);
25. Altar das Almas (séc. XVII, XVIII e XIX);
26. Altar de S. Miguel Arcanjo (séc. XVI, XVII e XIX);
27. Altar de S. José (séc. XVII; XVIII e XIX);
28. Altar de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> de Fátima (do séc. XVII; a XX);
29. Capela de N<sup>a</sup> S<sup>a</sup> dos Anjos (fim séc. XVII e XVIII)
30. Entrada da Confraria do Santíssimo;
31. Confraria do Santíssimo Sacramento (séc. XVIII);
32. Cabido (séc. XVII a XX);
33. Sacristia da Sé (séc. XVIII);
34. Portão da cerca da Sé (séc. XVII);
35. Porta de acesso à torre (inícios séc. XVI)

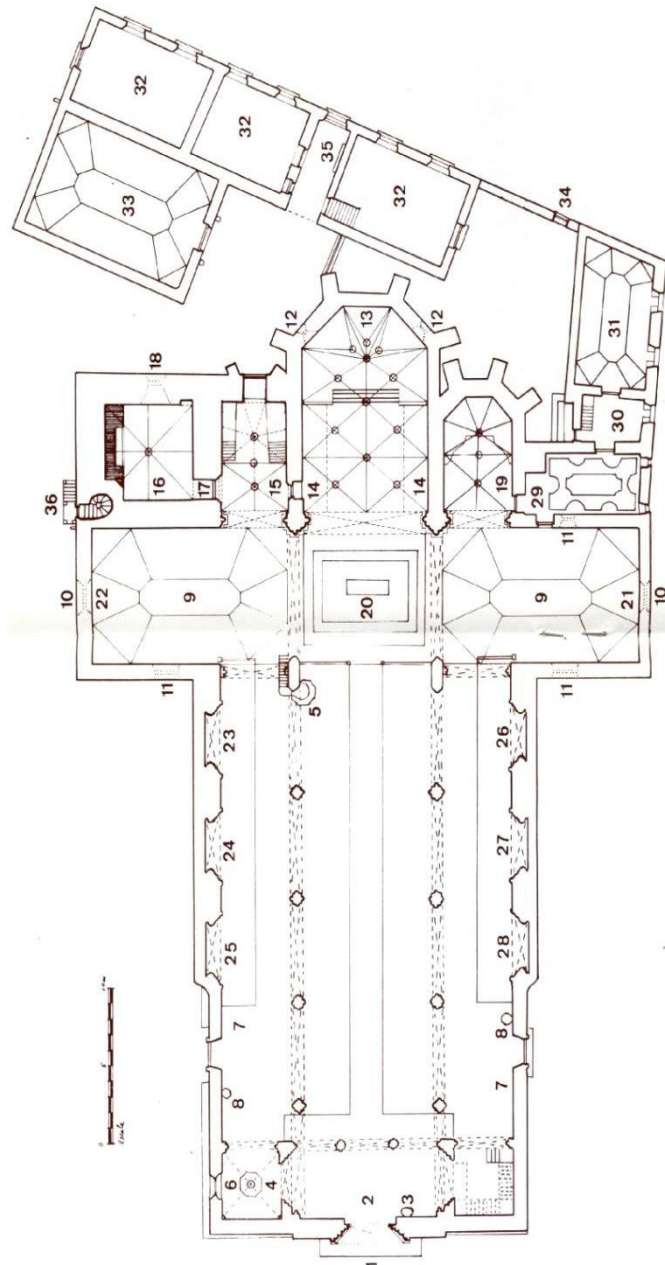


Figura 5: Planta da Igreja

A fundação é constituída por um cabuco contínuo, praticamente sempre com a mesma largura, apresentando uma sobrelargura em relação à parede de cerca 1,00m a 1,20m. A fundação é composta por uma alvenaria ordinária bem argamassada com cal semelhante à da parede e com uma profundidade de 1,75m. O solo extraído das imediações do cabouco da fundação deixa transparecer uma constituição composta por aterros naturais podendo corresponder à reposição de materiais escavados e remexidos. Os aterros são constituídos por pedras roladas de várias dimensões e por terra avermelhada de origem basáltica ou similar. Sob a fundação existe calhau rolado de grandes dimensões, com os vazios preenchidos por calhaus de pequeno diâmetro e por um solo de matriz argilosa e avermelhado.

## 4.2 Estrutura

A Torre Sineira apresenta aproximadamente 52,60m de altura, incluindo o pináculo de remate. No que diz respeito às dimensões em planta, é aproximadamente quadrada (9,44m por 9,46m). Interiormente, a torre encontra-se dividida em quatro pisos, todos eles abobadados, cuja ligação entre estes é feita por uma escada em caracol com 158 degraus de



Figura 6: Material removido das fundações na realização dos poços de inspeção na realização relatório da A2P (foto cedida pela DRAC)

cantaria. No piso zero existe a antiga sacristia da Sé. Os dois primeiros pisos destinaram-se em tempos à guarda das alfaias da Sé, encontrando-se hoje vazios. O terceiro piso designa-se por “Sala dos Sinos”, albergando 4 sinos; e finalmente, o último e quarto piso é um eirado protegido por ameias onde se encontram os três sinos do relógio, de onde se ergue sob oito arcos góticos de cantaria, um coruchéu em forma de pirâmide, revestido de azulejos culminando num catavento de metal.

No último piso, acontece uma redução significativa em planta, que se traduz num pequeno terraço em todo o perímetro. Do terraço arranca uma pequena torre, sob a implantação dos sinos, que suporta um pináculo de madeira que corresponde à cobertura da Torre.

A divisão horizontal da torre que dá origem à estruturação dos pisos é feita através das abóbadas de alvenaria, constituídas por nervuras de cantaria com enchimento de material semelhante a alvenaria. No interior da torre, existem dois níveis de tirantes de aço com 8cm de diâmetro, cada nível com 4 tirantes, conforme mostra a Figura 7. Estes tirantes do teto do primeiro piso são responsáveis por unir as paredes opostas e colocados segundo as direções ortogonais da Torre. Presume-se que tenha sido uma das medidas tomadas na sequência do sismo de 1748.

As paredes da torre são constituídas por alvenaria e cantaria. A zona corrente das paredes é constituída por alvenaria ordinária (piso 0, 1 e 2) e os pisos 3 e 4 inclusive, são constituídos por cantaria assim como os cunhais ao longo de toda a torre. Esta distribuição é facilmente perceptível pela Figura 4b.

As folhas exteriores dos cunhais são constituídas por cantaria, não se descurando a possibilidade de serem integralmente constituídos por cantaria. A cantaria usada em toda a obra é originária do cabo Girão. As espessuras das paredes variam em altura. Na base é possível verificar a espessura máxima de 1,85m e no topo a mínima de 1,55m. As paredes exteriores são os elementos mais importantes desta estrutura, pois são responsáveis por transmitir as cargas às fundações, garantido assim a estabilidade global.

O coruchéu e a grimpa da torre caíram no dia 28 de Dezembro de 1591 devido a um ciclone, o que causou grandes danos na cobertura da capela-mor. Em consequência desses danos e tendo em conta o conserto da cobertura, esta deixou de ser em telha (causadora de muitos



Figura 7: Tirantes em aço colocados ao nível do teto do 1º piso. (foto cedida pela DRAC)



Figura 8: Cobertura da capela – mor (foto cedida pela DRAC).

problemas de infiltração de águas), passando a ser revestida de tijoleira e com limites balaustrados, como demonstra a Figura 8.

Além do referido ciclone, ocorreu também um sismo em 1748, que marcou a Ilha da Madeira e as suas construções e que teve manifestas consequências danosas na Sé do Funchal, e em particular na Torre Sineira; sucedeu-se um outro sismo em 1755, que veio a

agravar alguns problemas criados pelo primeiro. Hoje alguns destes problemas são motivo de estudo e controlo na torre.

### **4.3 Comportamento estrutural**

É um facto a existência de fendilhações verticais nas paredes da Torre Sineira, assim como as elevadas compressões nos panos de cantarias, e situações destas necessitam de estudo e de uma causa para a sua ocorrência. Tendo em conta esta realidade, inicialmente foi posta em causa as condições de estabilidade e segurança da torre, sendo o colapso uma hipótese, porém tal ideia foi posta de parte não havendo razões para alarme, após estudo e análise realizado pela empresa A2P[1]. Contudo, tal desfecho (segurança e estabilidade não está em causa) é válido desde que o solo das fundações permaneça inalterado, sem perda de material ou outro tipo de alteração. Esta conclusão só foi possível devido a estudos prolongados que se centraram na caracterização, instrumentação e monitorização da estrutura de modo a serem identificadas as características litológicas das rochas, assim como o reconhecimento das anomalias que suporta.

Para tal trabalho, foi tomado como base num conjunto de informações desde a história da construção da Sé do Funchal, incluindo as campanhas de obras realizadas até à data do estudo, e os estudos de caracterização e monitorização concretizados até então.

De trabalhos anteriores sabe-se que foram feitas campanhas de sondagens destinadas à avaliação das características das fundações e das camadas que atravessam até à base, assim como sondagens de caracterização das fendas com o intuito de estimar a extensão e antiguidade de algumas das mais proeminentes fendas, facto que foi validado posteriormente quando comparado com um estudo analítico, de uma análise tridimensional, estática e dinâmica da estrutura.

O estudo de estabilidade referido anteriormente foi levado a cabo pela empresa A2P[1], e teve como objetivo avaliar qualitativamente o comportamento estrutural da Torre da Sé, as condições de segurança da estrutura por verificação das tensões máximas de tração e compressão, assim como explicar as anomalias, nomeadamente a fendilhação vertical e as elevadas compressões em cantaria.

#### **4.4 Anomalias observadas e possíveis causas**

Como referido anteriormente, o edifício da Igreja da Sé foi sujeito ao longo dos tempos a situações que causaram danos no seu aspeto e na sua estrutura. Alguns dos acontecimentos mais importantes (com enfoque na torre) foram o ciclone de 1591 e os terramotos de 1748 e 1755. Com estes acontecimentos, a torre ressentiu-se e alguns dos seus problemas advêm desde então.

As anomalias detetadas foram registadas através de observação visual em visitas realizadas à torre e poderão ter alguma importância estrutural. As principais anomalias detetadas foram as seguintes:

- i. Fendilhação em paredes da Torre com geometria quase vertical, ocupando uma posição quase central em particular numa parede cega e, noutro caso, irradiam a partir das aberturas de portas e janelas;
- ii. Abertura de juntas entre blocos de cantaria, com perda de argamassa de preenchimento;
- iii. Deslocamento vertical de pedras de fecho de aros de portas de ligação da escada aos pisos da Torre, associados à fendilhação descrita. Anomalia apresentada na Figura 9.

As suas causas apontam para problemas associados à antiguidade do edifício, constatável pela sua degradação e deficiências antigas ou reparações pouco eficientes e sem sucesso. Estas fendas acabam por se transformar em juntas abertas que têm por consequência a perda de material, fazendo deslocar os blocos das vergas. A reparação deficiente em muitos casos causou a reabertura nos mesmos sítios.

A configuração das fendas não aponta para deficiências das fundações, pois se assim fosse, apresentariam uma formatação diferente da que se constata e estariam direccionadas para a zona do assentamento, o que não se verifica.

A proximidade dos sismos de 1748 e 1755 poderão ter agravado problemas gerados na primeira ocorrência, sendo assim possível que as fendas agora observadas correspondam à reabertura de fendas geradas pelo seguimento de esforços de tração nas alvenarias durante o primeiro sismo referido.



Figura 9: Deslocamento vertical de fecho de aros de portas (foto cedida pela DRAC).

Uma outra hipótese para as causas de reabertura das fendas é que estas não estejam diretamente relacionadas com causas externas. Desta feita, podem ocorrer devido ao comportamento de diferentes materiais em contacto. No entanto, novas fendas já poderão estar relacionadas com ações externas à estrutura, como por exemplo a variação acentuada de temperatura, assentamentos de fundações, ação do vento e sismos, entre outras.

Quanto às fraturas de pedras de cantaria, essencialmente junto dos bordos exteriores das mesmas, estas anomalias remetem para um espaço de tempo mais recente, concretamente posterior aos sismos, pelo menos em alguns casos. Nestes casos, a explicação reporta-se para os fenómenos reológicos associados à fluência das paredes de alvenaria, de menor módulo de elasticidade, levando a uma lenta e gradual transferência de esforços de compressão para os elementos de cantaria, cujo módulo de elasticidade é muito mais elevado, sobretudo no caso de blocos assentes em juntas finas bem argamassada.

Verifica-se também o desgaste e desagregação de blocos de cantaria, conforme é possível constatar na Figura 10, problema muito comum que traduz fenómenos de erosão e de desagregação. Uma vez que as características dos elementos de cantaria são muito heterogéneos, a ocorrência destes problemas é consequentemente irregular também.

Segundo o relatório da empresa A2P[1], houve um outro estudo realizado anteriormente por outra empresa que apontava para um estado de fendilhação generalizada. Posteriormente a

A2P, considera que a fendilhação em causa é estruturalmente irrelevante pois não apresenta evolução nos últimos anos, encontrando-se estabilizada tendo em conta que é superficial, capilar de reboco, desagregação ou fendilhação de elementos de pedra. Contudo, a fendilhação referente às paredes já denota uma maior relevância. Do mesmo modo, concluíram que os danos observados não comprometem as condições de segurança estrutural da Torre (contudo convém salientar que a longo prazo, as fendas que representam uma degradação das condições de conservação da Torre, poderão posteriormente vir a influenciar o desempenho da estrutura de forma negativa).

A fendilhação presente na torre aparenta ter duas origens: ou movimentos impostos às paredes e esforços associados à ocorrência de sismos ou movimentos e esforços associados a um comportamento deficiente das fundações da Torre. Admitindo que a hipótese das fundações a ceder está posta de lado, importa dar outra ênfase e relevância à primeira situação, associada à ocorrência de sismos. Contudo, para pôr completamente de parte a hipótese das fundações estarem a ceder e com a intenção de obter também mais informação sobre as fundações, foi realizado um plano simples de prospeção liderado e orientado pela empresa A2P e realizado pela contratação do Governo Regional da Madeira a uma empresa local, que consistiu nas seguintes ações:

- i. Observação direta da geometria das fundações, com o intuito de analisar a profundidade e a visualização da constituição do solo, realidade que remete para a Figura 11, tendo para isso sido feitos poços de inspeção junto às paredes da torre e pelo exterior;
- ii. Na observação direta das paredes de alvenaria pelo interior nas zonas fendilhadas, tendo sido feitas “janelas de inspeção” através de remoção superior de reboco e pinturas, conforme Figura 12.
- iii. Deste estudo, concluiu-se que as fendas antigas podem ter origem no terramoto de 1748 e a sua reabertura poderá dever-se à colmatação apenas superficial das paredes e à ocorrência de movimentos diários e sazonais devido à variação de temperatura e vibrações da estrutura devido ao tráfego rodoviário, ou ação do vento ou sismos de baixa magnitude.



a)

b)

Figura 10: Desgaste da cantaria da torre (fotos cedidas pela DRAC)



a)

b)

c)

d)

Figura 11: Visualização da constituição dos solos através dos poços de inspeção realizados (fotos cedidas pela DRAC).



a)

b)

c)

Figura 12: Visualização da constituição dos solos através dos poços de inspeção realizados (fotos cedidas pela DRAC).



## **Capítulo III**

### **Edifícios Antigos de Alvenaria**

#### **1 Introdução**

Pretende-se com esta abordagem concretizar algumas referências genéricas sobre edifícios de alvenaria antigos, tendo sempre como referência o que se julgará necessário ao melhor entendimento e conhecimento do caso em estudo neste trabalho.

Neste capítulo serão abordados os principais elementos estruturais de edifícios antigos: as fundações, paredes e pavimentos, bem como as coberturas e as escadas.

#### **2 Fundações**

A conceção das fundações dos edifícios antigos, mais concretamente datados até meados do século XVIII, era descrita nos principais documentos dedicados à construção de alvenarias de forma muito sucinta e genérica, conforme se transcreve em baixo[30].

*“No fundo que hão de ter alicerces, não se pode dar regra certa; e só os Autores dizem, que advertamos, que os fundamentos, que fizermos, penetrem toda a terra movediça e solta; e se o lugar não for muito sólido, aonde havemos de edificar, ou de má disposição para confiarmos nele, se poderá meter estacaria de madeira de carvalho ou de oliveira, que esta madeira subterrada debaixo da terra dura muitos anos, com sua grade muito forte por cima, com o maior e mais grosso lajedo, que houver, e se achar; e se der em água, seja a estacaria de madeira de pinheiro da terra mansa, de que hoje usamos, e o mais ficará boa eleição, e disposição do artífice; e para acertar se deve informar das obras que se tem feito na terra, aonde assiste, que desta diligência conhecerá o que deve obrar”.*

Todavia, graças aos levantamentos recolhidos ao longo dos anos, é possível saber-se algumas características destes edifícios, que de seguida se descrevem.

As fundações deste tipo de edificações dependiam essencialmente de quatro factores: o tipo de solo, a sua capacidade resistente, a profundidade a que este se encontrava, e por último, dos valores das cargas que a este seriam transmitidas.

Sempre que possível e sempre que as condições o permitissem, a solução adotada de fundações seriam as superficiais (direta), ou seja, através de sapatas isoladas para pilares e contínuas para paredes (de alvenaria de pedra ou tijolo) em que a sua constituição assemelhava-se a paredes resistentes. Este último caso encontra-se representado esquematicamente na Figura 13a.

Quando as fundações superficiais não fossem exequíveis, era ainda possível recorrer a outra solução, a escavação do terreno, até se descobrirem camadas com melhor capacidade resistente. Esta técnica poderia ser concretizada de três formas:

- i. Cravação de estacas de madeira, conforme ilustrado na Figura 13b;
- ii. Execução de caves;
- iii. Abertura de poços.

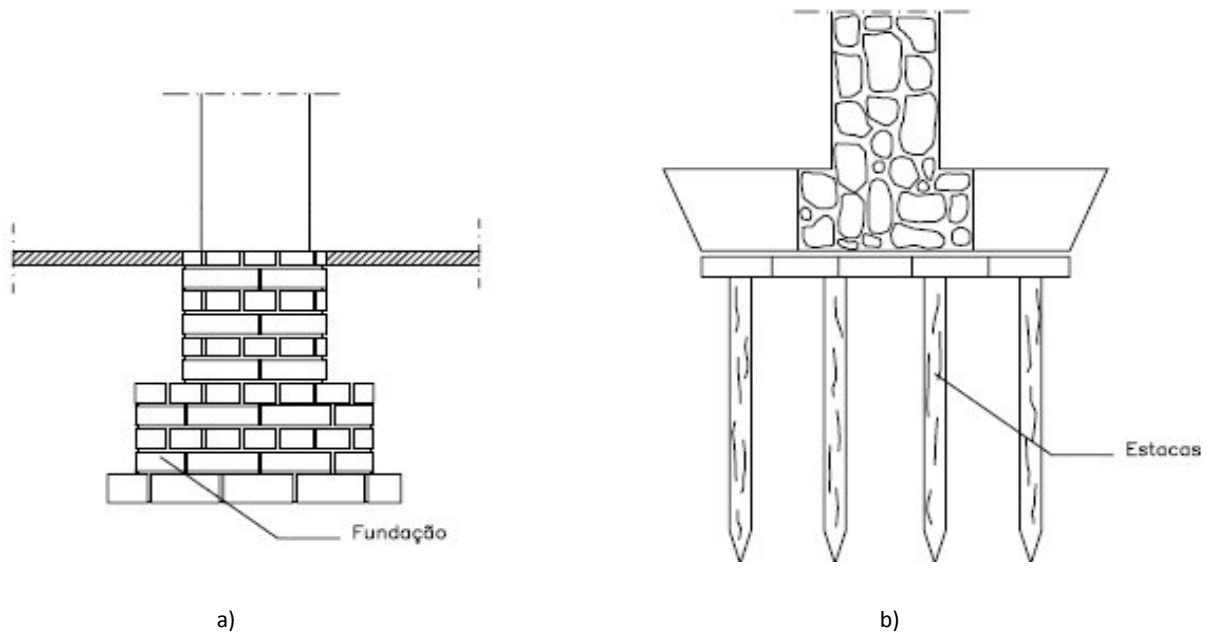


Figura 13: Fundações em edifícios antigos de alvenaria[25]: a) Sapata contínua, b) Estacaria.

### 3 Paredes

#### 3.1 Classificação

Neste tipo de construções, as paredes estruturais de alvenaria têm a seu cargo a segurança estrutural e durabilidade dos edifícios a que pertencem. Embora as funções que as paredes desempenham sejam semelhantes, surge por vezes a necessidade de catalogá-las segundo as funções, os seus materiais constituintes e ainda segundo os fins a que se destinam. As paredes podem ainda ser classificadas como resistentes ou não resistentes, podendo nestas duas tipologias ser ainda diferenciadas como interiores ou exteriores.

A classificação atribuída às paredes pode ser feita segundo três grupos descritos na Tabela 1. Desta forma segundo o Grupo I da Tabela 1, as paredes podem ser classificadas considerando o material utilizado. Tal classificação encontra-se descrita na Tabela 2.

Uma outra forma de classificar as paredes é considerar o tipo de material utilizado no enchimento (Grupo II), desta feita a classificação é feita segundo Tabela 3. Se por sua vez, a classificação for feita tendo em conta ao fim que se destinam (Grupo III), as paredes podem ser classificadas conforme a Tabela 2.

Tabela 1: Factores que influenciam a classificação das paredes de edifícios antigos[28]

<b>Grupo</b>	<b>Designação</b>
I	Natureza, dimensão e grau de aparelho dos elementos de enchimento (pedras, tijolos) e material ligante
II	Tipo de materiais utilizados como elementos de enchimento
III	Possibilidade ou não de funções estruturais; Fim a que se destinam;

Tabela 2: Classificação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com o tipo de materiais utilizados[28].

<b>Natureza e características dos materiais utilizados</b>	<b>Designação</b>
<b>Taipa, tijolo, alvenaria, cantaria, etc.</b>	Paredes homogéneas
<b>Alvenaria e cantaria, alvenaria de pedra e tijolo, alvenaria com armação de madeira, etc.</b>	Paredes mistas

Tabela 3: Designação das paredes dos edifícios antigos, de acordo com a natureza, dimensão, grau de aparelho e material ligante dos elementos[28].

<b>Natureza e características dos materiais utilizados</b>	<b>Designação</b>
<b>Paredes construídas com terra</b>	Paredes de taipa ou de adobe
<b>Paredes construídas com tijolo</b>	Alvenaria de tijolo
<b>Pedras toscas, de forma e dimensões irregulares, e ligadas com argamassa ordinária</b>	Alvenaria de pedra irregular ou alvenaria ordinária (corrente)
<b>Pedras assentes por justaposição, apenas travadas entre si, sem qualquer tipo de argamassa</b>	Alvenaria de pedra seca, Empedrados
<b>Pedras irregulares aparelhadas numa das faces, assentes com argamassa ordinária</b>	Alvenaria de pedra aparelhada
<b>Pedras ligadas com argamassa hidráulica</b>	Alvenaria hidráulica
<b>Pedras ligadas com argamassa refractária</b>	Alvenaria refractária
<b>Alvenaria e cantaria, alvenaria e tijolo; alvenaria com armação de madeira, etc.</b>	Paredes mistas
<b>Pedras de cantaria com faces aparelhadas, assentes em argamassa, ou apenas sobrepostas e justapostas</b>	Paredes de cantaria
<b>Paredes construídas com betão (beton)</b>	Paredes de beton

Tabela 4: Classificação das paredes e muros, segundo a função e o fim a que se destinam[28].

<b>Designação</b>	<b>Função</b>	<b>Observações</b>
<b>Paredes mestras:</b> <b>-interiores;</b> <b>-de fachada (frente e tardoz);</b> <b>-laterais (empenas, quando se prolongam até ao espigão do telhado)</b>	Paredes resistentes, interiores ou exteriores, geralmente com grande espessura	Nas construções correntes, as paredes com capacidade resistente que definem grandes divisões designam-se por frontais
<b>Paredes divisórias ou de compartimentação</b>	Dividem os espaços delimitados pelas paredes mestras	Quando não suportam cargas e apenas delimitam pequenas divisões, estas paredes designam-se genericamente por tabiques
<b>Muros de suporte</b>	Sustentam (suportam) geralmente as terras das trincheiras e dos aterros, e servem também de revestimento aos seus taludes	-
<b>Muros de vedação</b>	Delimitam ou fecham um espaço (terreno)	-
<b>Muros de revestimento</b>	Proteção de taludes dos agentes atmosféricos)	Têm a inclinação natural dos taludes que protegem e uma espessura reduzida

Como foi referido anteriormente, as paredes podem ser resistentes ou apenas divisórias. Definem-se como paredes resistentes, ou na linguagem corrente por paredes-mestras, os elementos cujo comprimento e altura excedem em muito a espessura. Estas paredes contribuem de forma indubitável para a estabilidade do edifício, quer segundo forças verticais (de natureza gravítica), quer segundo forças horizontais (ventos e sismos). As suas principais características são:

- Espessura considerável (entre 0,50m e 1,50m), contribuindo assim para que sejam elementos muito rígidos e muito pesados, o que implica uma diminuição da sua esbelteza. Em suma, quanto mais larga ela é, menos esbelta é, ou seja, menor é o risco de instabilidade por encurvadura. Outra consequência prende-se com o facto da força de compressão resultante devido à dimensão e peso da parede, funcionar como força estabilizante de forças horizontais, deslizantes e derrubantes. Por último, estas paredes, principalmente as exteriores, desempenham um papel importante como proteção dos agentes atmosféricos (ação do vento e da água); a elevada espessura das paredes

corresponde a um longo percurso e a um longo período de tempo a que estes agentes gastam na travessia, o que culmina na mitigação/redução anulamento dos seus efeitos;

- Constituídas por materiais heterogéneos;
- Boa capacidade resistente à compressão, menor capacidade resistente ao corte e menor ainda à flexão e à tração.

As paredes divisórias, embora não sejam concebidas para receberem cargas verticais, acabam por desempenhar alguma função estrutural, uma vez que a arquitetura e a sua organização espacial favorecem a mobilização das suas capacidades resistentes, podendo contribuir estruturalmente, *e.g.* através da rigidificação global da estrutura.

Consequentemente, estas paredes são analogamente importantes, uma vez que contribuem para o travamento global da estrutura, assim como para a dissipação de energia em caso de ocorrência de sismos, e por último poderão vir a desempenhar funções de paredes resistentes. Esta última situação surge em casos de deformações a que os pisos naturalmente poderão estar sujeitos. A partir do momento em que o pavimento deforma-se passa a estar em contacto com a parede divisória, este transmite-lhe parte das cargas e a parede divisória passa a suportá-las, assumindo assim função de parede resistente.

### 3.2 Paredes de alvenaria

Destacando-se as paredes de alvenaria ordinária e as paredes de alvenaria de pedra irregular, estas podem apresentar uma folha, duas folhas ou até três folhas.

Os elementos da secção transversal das paredes de uma folha, esquematizados na Figura 14a, encontram-se imbricados, e o travamento vertical em vários pontos fica a cargo de pedras regulares cujo comprimento é sempre igual à espessura da parede (perpianhos). As paredes de duas ou três folhas diferenciadas, representados desde a Figura 14b até 14d respetivamente, surgem em construções cuja qualidade e rigor é descuidado, sendo visível em muitos casos a inexistência de perpianhos. No que diz respeito às paredes de três folhas, é notória a existência de um núcleo central constituído por pedras pobres e/ou alguns vazios, sendo por isso propensas a roturas frágeis quando sujeitas a cargas verticais/horizontais elevadas. São precisamente nestas construções que os perpianhos tornam-se cruciais, pois interligam as folhas exteriores, minimizando o fenómeno de abaulamento e fendilhação vertical.

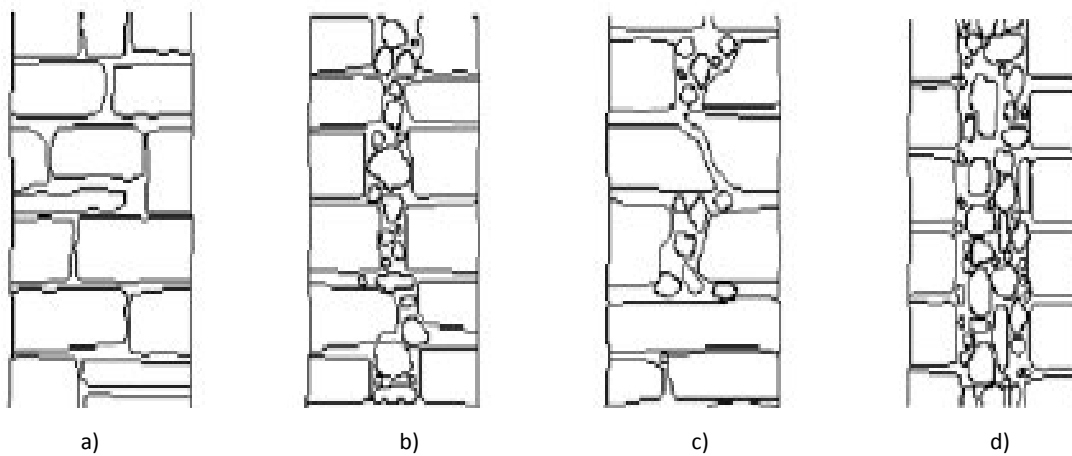


Figura 14: Tipologia das paredes de alvenaria[27].

No que diz respeito às paredes mistas, a sua construção era uma prática muito comum, sendo mais usual o uso de alvenaria e cantaria, e alvenaria e tijolo. O uso da cantaria, além de factor decorativo, possibilita o reforço nas zonas do edifício que se entendesse necessário (pilastras, contornos de aberturas de portas e janelas, entre outros). À cantaria aplicada como adorno nas fachadas, dá-se o nome de pedras de forro, com espessura média de 8cm a 10cm, sendo assentes com argamassa e gatos (peças metálicas utilizadas na ligação de pedras).

### 3.3 Cunhais de cantaria

Os cunhais de cantaria eram usados frequentemente e têm como principal finalidade o travamento eficaz das pedras, sendo que para tal era necessário assegurar que no mínimo estas pedras tinham 0,60m de comprimento. A pedra podia apresentar dimensões regulares de largura constante, ou em alternativa apresentar alhetas, conforme a Figura 15. A hipótese de dimensões regulares nem sempre era possível, por isso muitas vezes seriam usadas pedras de diferentes comprimentos, mas gateadas entre si.

Os cunhais em alhetas, eram um processo que disponha as pedras (dimensões iguais em comprimento, largura e altura) de modo que na mesma face da parede, o comprimento das

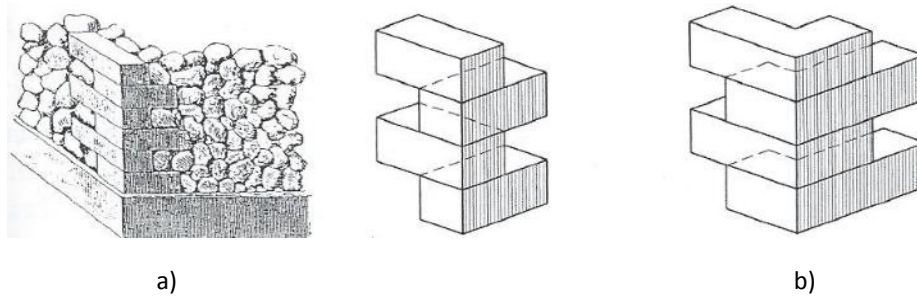


Figura 15: Cunhais em alheta[28]: a) Cunhais com pedras de forma paralelepípedica; b) cunhais em forma de esquadro

pedras alternasse entre si. Deste modo, eram possíveis duas situações: pedras de forma paralelepípedica e pedras em forma de esquadro, conforme representado esquematicamente na Figura 15a e Figura 15b, respetivamente.

### 3.4 Pavimentos

Nos edifícios antigos, os pavimentos térreos eram de fabrico simples, terra batida ou enrocamento de pedra arrumada à mão, onde posteriormente seria colocada a camada de revestimento e desgaste. Este revestimento poderia ser em lajedo de pedra, em ladrilhos ou tijoleira cerâmica ou sobrados de madeira.

Sobre os pavimentos elevados, estes contam com duas situações utilizadas: a madeira como material estrutural ou, em construções de maior nobreza, por arcos e abóbadas de alvenaria. Será dado destaque ao último método, uma vez que é o que se verifica no caso em estudo nesta dissertação.

Os arcos eram utilizados na tentativa de procurar soluções mais resistentes no tempo e como forma de satisfazer as maiores exigências. Estes eram constituídos por alvenaria e o seu revestimento podia ser feito de duas formas distintas, conforme ilustrado na Figura 16.

A primeira hipótese seria colocar uma estrutura em madeira, apoiada nos elementos de alvenaria, possibilitando assim um vigamento que serviria de suporte ao soalho. Será a solução mais leve e daí advém algumas vantagens. A segunda hipótese consistia em preencher os arcos com areia argilosa, terra ou pedra solta e por último era colocada uma camada de argamassa, servindo de base ao revestimento (soalho, lajedo de pedra ou placas

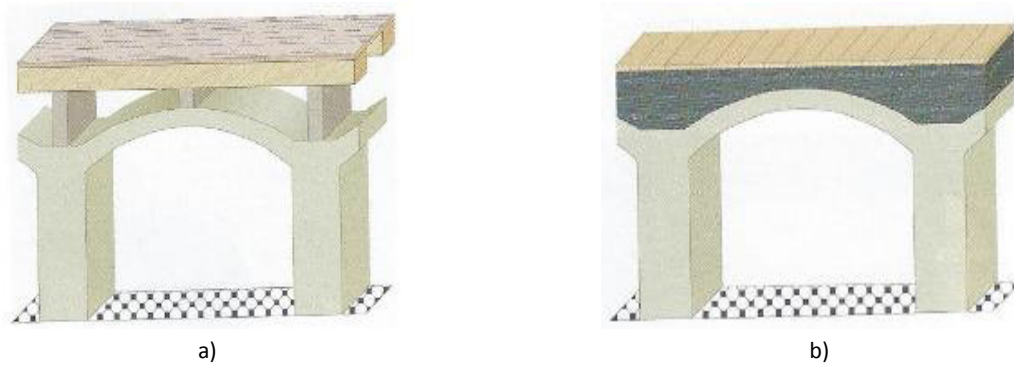


Figura 16: Corte esquemático de arcos[4]: a) Estrutura de madeira; b) Enchimento das abóbadas.

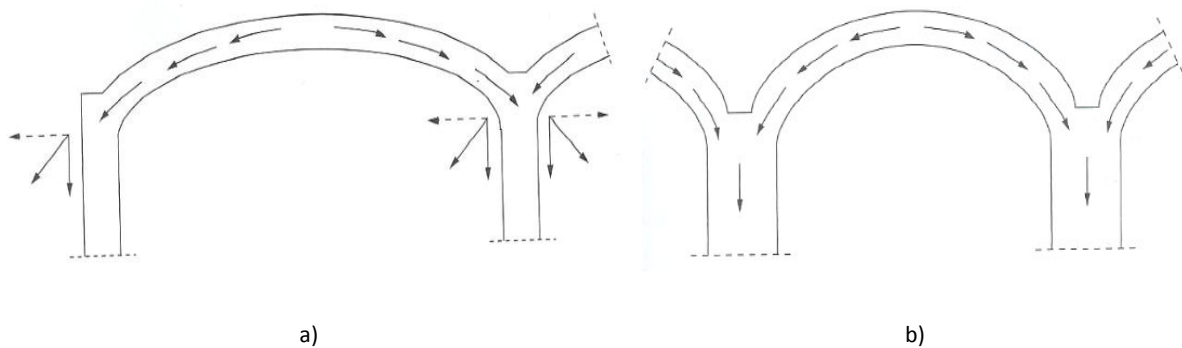


Figura 17: Corte esquemático da distribuição das forças[4]: a) Equilíbrio de forças em arcos múltiplos;  
b) Equilíbrio das forças em arco pouco abatido.

de materiais cerâmicos). Esta hipótese apresenta-se bem mais pesada e robusta quando comparada com a primeira, no entanto será a mais adequada quando o revestimento não for soalho. Este peso contribuirá como factor estabilizante uma vez que aumenta a força de compressão instalada nos arcos.

A geometria dos arcos poderá variar entre arco abatido e arcos de volta inteira. No que diz respeito aos arcos abatidos, quanto mais abatidos estes forem maior será a força horizontal resultante nas paredes extremas do edifícios, já que ao longo dos arcos, estes tendem a equilibrar-se nas paredes e colunas intermédias. Nos arcos de volta inteira são transmitidas às paredes quase unicamente forças verticais. A representação destas forças encontra-se ilustrada na Figura 17.

### **3.5 Coberturas**

Nas coberturas existe uma grande variedade de soluções. Esta variedade diz respeito à geometria utilizada, à forma estrutural, aos materiais estruturais, ao revestimento, ao isolamento e aos padrões comuns por vezes possíveis de vislumbrar, sendo estes últimos a característica que torna possível localizar no tempo a cobertura destas estruturas antigas.

Relativamente à forma, estas coberturas poderão ser inclinadas (mais usuais), planas (menos usuais), e por último, em curva (abóbadas e cúpulas).

No que diz respeito à cobertura, quando a forma é de terraço, espera-se que a sua estrutura seja em arcos e abobadas com enchimento de nivelamento que recebem as camadas impermeabilizantes, seguida de proteção mecânica e por último, a camada de acabamento.

Abordando a temática das coberturas, é necessário e fulcral garantir uma boa estanquidade e escoamento da água. Assim sendo, as coberturas inclinadas têm a hipótese de variar a inclinação, no entanto esta inclinação dependerá de vários factores, nomeadamente: a quantidade de precipitação a que o edifício estará sujeito consoante a zona geográfica onde está inserido e ao tipo de utilização dada ao espaço entre o teto do último piso e a cobertura (sótãos, entre outros). Se for um edifício de menor dimensão e mais pobre, o escoamento faz-se apenas segundo uma água (menor dimensão do edifício). À medida que os edifícios tornam-se grandiosos, quer pela dimensão quer pela dignidade, as coberturas tornam-se mais complexas. Em edifícios retangulares em planta, a sua cobertura poderá contar com duas, três ou até quatro águas.

### **3.6 Escadas**

Nos edifícios mais antigos, nomeadamente até ao século XVII, as escadas ocupavam um espaço de menor destaque, normalmente na extremidade do lote junto de uma empena do edifício. Definem-se como sendo estreitas (normalmente inferior a 1,00m), íngremes, um lance apenas entre pisos e os espelhos dos degraus alcançavam dimensões superiores a 20cm. Estes factores tornavam as escadas desagradáveis, verificando-se melhorias nestes elementos após esse século.

### 3.7 Características dos materiais

As características dos diversos materiais empregues no edifício deveriam ser caracterizados com base em ensaios realizados no próprio edifício; como tal tarefa não fazia parte dos objetivos deste trabalho, justifica-se o recurso a um levantamento bibliográfico de edifícios com propriedades semelhantes.

#### 3.7.1 Módulo de elasticidade

O *módulo de elasticidade* ( $E$ ) é o principal parâmetro que caracteriza a rigidez do material relacionando as tensões e as deformações a que um dado elemento estrutural está sujeito. Este parâmetro torna-se pois muito importante para definir as frequências de vibração do edifício, condicionando assim a resposta a ações dinâmicas.

Dada a falta de homogeneidade das alvenarias, o valor do módulo de elasticidade pode ser entendido como um valor médio, representativo do comportamento global da parede e não uma característica local de um elemento isolado de alvenaria de pequenas dimensões.

Caso tivessem sido realizados ensaios, *e.g.* segundo o Eurocódigo 6[15], o módulo de elasticidade poderia ser determinado pelo declive da reta secante ao diagrama de tensões-extensões da Figura 18, ou ainda determinar o valor da resistência característica da alvenaria à compressão segundo o EC6 nas secções 3.6.2.2 e 3.6.2.6 ou então de acordo com a EN 1052-1 [17]. Os ensaios para determinação do módulo de elasticidade deverão ser realizados a um terço da carga máxima.

Caso não existam resultados experimentais disponíveis, o módulo de elasticidade da alvenaria para estados de limites últimos e de utilização pode ser admitido igual a  $1000f_k$ , e  $600f_k$ , respetivamente, sendo  $f_k$  a *resistência característica à compressão da alvenaria*. Na ausência de resultados de ensaios, o *módulo de distorção* ( $G$ ) pode ser considerado igual a  $0.4E$ [21].

Como referido anteriormente, na ausência de ensaios direcionados para a determinação das características dos materiais foi necessário recorrer à bibliografia. Durante a pesquisa é possível constatar a existência de diversos valores para o módulo de elasticidade da alvenaria, apresentando uma vasta gama de valores para diferentes situações. Os resultados apresentados na mais diversa bibliografia nem sempre são válidos para este caso de estudo,

sendo que se tratam de estudos de diferentes origens sobre materiais muito diversos. A diversidade de materiais e técnicas empregues na construção de alvenaria resulta numa especificidade apreciável para cada caso. Contudo na Tabela 5 são apresentados alguns valores do módulo de elasticidade da alvenaria, sendo possível constatar uma grande variedade de valores.

Considerando que se trata de uma estrutura muito antiga, já sujeita a diverso tipos de carregamentos, incluindo pequenos sismos e existência fendilhação, haverá portanto lugar para uma redução na rigidez, *i.e.*, segundo o Eurocódigo 6[15] e o Eurocódigo 8[16], deve ser considerado metade da rigidez dos materiais de modo a ter em conta as fendilhações.

Relativamente ao módulo de elasticidade da cantaria foram admitidos os valores segundo tabelas técnicas, nomeadamente as resultantes do trabalho de Farinha *et al.*[13].

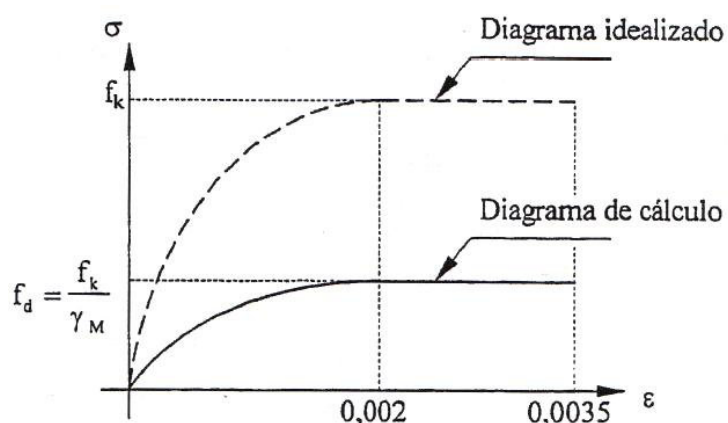


Figura 18: Relação tensões -extensões para o cálculo de alvenaria em flexão e compressão[15].

Tabela 5 - Módulo de elasticidade da alvenaria segundo diversos autores, segundo Branco[5].

Módulo de Elasticidade $E(\text{GPa})$	Descrição do estudo	Tipo de Ensaio	Autores
15,0	Alvenaria de pedra	-	Costa, M. G.;
5,0	Alvenaria de tijolo	-	Oliveira, C.S.
0,40	Alvenaria de pedra	-	Cardoso, M. R
25,0	Alvenaria de pedra	-	Tabelas Técnicas
5,0	Alvenaria de tijolo	-	Tabelas Técnicas
0,33	Alvenaria de tijolo maciço da Praça de Touros do Campo Pequeno	Compressão	Branco, F.;Correira, J.
0,66	Alvenaria de pedra de Gaioleiro de Alcantâra	Corte	Azevedo, J.; Lopes, M.S.
0,7 a 1,0	Alvenaria de pedra	-	Cóias e Silva, V.: Soares

### 3.7.2 Massa volúmica

Tendo em conta que se trata de edifícios antigos, na Tabela 6 são indicados valores para a massa volúmica de algumas paredes referidas anteriormente. É ainda possível consultar outros valores na bibliografia[13].

Tabela 6: Massa volúmica das alvenarias de pedra e de tijolo e das cantarias[28].

<b>Tipo de Alvenaria</b>	<b>Massa volúmica (Kg/m<sup>3</sup>)</b>
Alvenaria ordinária	1700-2000
Alvenaria de pedra dura aparelhada e argamassa ordinária	2000-2200
Tijolo ordinário e argamassa ordinária	1700-2000
Tijolo duro e argamassa ordinária	1800-2000
Tijolo extraduro com argamassa de cimento	2000-2200
Cantaria de pedra macia e argamassa ordinária	2000-2200
Cantaria de pedra semidura e argamassa ordinária	2200-2300
Cantaria de pedra dura e argamassa ordinária	2300-2500
Cantaria de pedra muito dura e argamassa ordinária	2500-2700



## **Capítulo IV**

# **Métodos de Identificação Dinâmica**

### **1 Introdução**

A identificação de sistemas dinâmicos pode ser descrita como a ciência de criar um modelo matemático para o sistema dinâmico com base em informação obtida experimentalmente. Desta forma, a identificação dinâmica pode ser vista com a interface entre o sistema dinâmico real e a sua idealização num modelo matemático.

Conforme representado na Figura 19, um sistema dinâmico pode estar sujeito a um conjunto de excitações que resultam numa dada resposta. Adicionalmente, o sistema dinâmico pode estar ainda sujeito a um conjunto de perturbações, que podem ou não ser mensuráveis.

Usualmente, a informação obtida experimentalmente utilizada na identificação dinâmica pode ser classificada em dois grandes tipos:

- i. Informação referente à excitação (input) e à resposta do sistema dinâmico (output);
- ii. Informação apenas referente à resposta do sistema dinâmico.

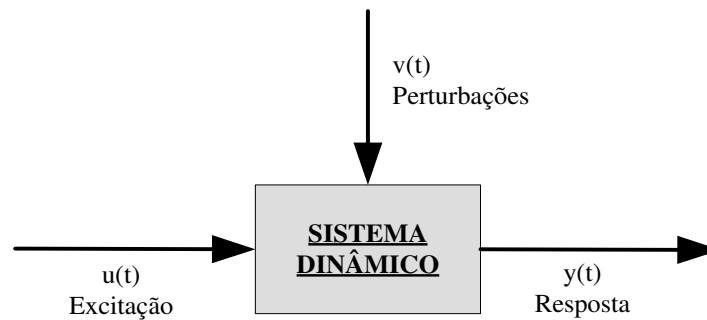


Figura 19: Representação esquemática do funcionamento de um sistema dinâmico [2]

No primeiro caso a identificação é usualmente designada na literatura anglo-saxónica como *input-output* e no segundo caso como *output-only*.

Os modelos matemáticos utilizados para simular o funcionamento do sistema dinâmico podem ser classificados em:

- i. *Não-paramétricos*, nos quais são utilizadas curvas, funções e tabelas para descrever o sistema dinâmico;
- ii. *Paramétricos*, nos quais o modelo matemático é definido por um conjunto de parâmetros que são estimados pela identificação dinâmica.

Os métodos de identificação utilizados neste trabalho enquadram-se no primeiro tipo.

Depois do tratamento dos dados obtidos, é efetuada a identificação dinâmica. A análise modal pode ser vista como uma técnica particular da identificação dinâmica com o objetivo de estimar um conjunto de parâmetros modais do sistema dinâmico. Correntemente, são estimados os seguintes parâmetros que caracterizam cada modo de vibração:

- i. Frequência de vibração;
- ii. Configuração modal;
- iii. Amortecimento modal.

Este tipo de informação pode ser utilizado com diferentes objetivos no contexto da Engenharia Civil, entre os quais se destacam:

- i. A previsão da resposta estrutural;
- ii. A monitorização do estado de conservação da estrutura e a identificação de danos;

- iii. A atualização e calibração de modelos matemáticos para simular o comportamento estrutural;
- iv. A análise de viabilidade e eficiência de intervenções de reforço e de reabilitação.

## 2 Formulação

### 2.1 Identificação dinâmica de sistemas de um grau de liberdade

Na análise de estruturas sujeitas a ações dinâmicas, os métodos de análise e caracterização das ações do ponto de vista dinâmico são substancialmente complexos e trabalhosos quando comparados com a análise estática. De facto todas as ações são dinâmicas se considerarmos que variam de grandeza, direção ou sentido com o tempo, no entanto, se em muitas situações o efeito dinâmico da ação pode ser ignorado, já noutras é imprescindível a sua consideração. Por esta razão, ao longo dos anos este processo tem sido estudado e desenvolvido com o contributo de meios de cálculos poderosos para possibilitar a aplicação dos métodos de análise dinâmica, visando caracterizar de forma mais exata as ações dinâmicas.

A dinâmica das estruturas aborda o estudo do equilíbrio de estruturas em movimento. Em termos matemáticos este equilíbrio é expresso pela equação de movimento, partindo do equilíbrio resultante entre todas as forças que atuam no sistema estrutural; forças de inércia (associadas à massa presente na estrutura), as suas propriedades elásticas (flexibilidade ou rigidez, correspondendo às forças de restituição elástica), a sua capacidade de dissipação de energia mecânica (amortecimento viscoso equivalente às forças de amortecimento) e a força aplicada ao sistema.

Esta representação poderá ser idealizada de duas formas, simplesmente através de um sistema de um grau de liberdade, representada na literatura inglesa por SDOF, *single degree of freedom*, ou da forma mais complexa, através do sistema representado por vários graus de liberdade, MDOF, em virtude da designação utilizada na literatura inglesa: *multi degrees of freedom*.

Embora as estruturas reais tenham múltiplos graus de liberdade e apresentem um comportamento não linear, estas podem ser representadas em muitas situações pela sobreposição linear de sistemas de um grau de liberdade. Desta forma afigura-se pertinente abordar o comportamento de sistemas de um grau de liberdade. A equação de equilíbrio é assim dada através de:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t), \quad (1)$$

Sendo que,  $m\ddot{u}$  representa as forças de inércia,  $c\dot{u}$  as forças de amortecimento,  $ku$  as forças de restituição elástica, e por último,  $f(t)$  a força aplicada ao sistema.

Determinar frequências próprias (ou naturais) e modos de vibração de uma estrutura, consubstancia-se no conceito de vibração livre que considera a existência de um movimento dissociado de qualquer tipo de excitação dinâmica. No entanto, se considerarmos um sistema de vibração livre com amortecimento, a equação anterior pode ser refeita e reduzida a:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0. \quad (2)$$

A resposta para um sistema linear de um grau de liberdade com amortecimento do tipo viscoso e sub-amortecido em regime livre, é sobejamente conhecido e encontra-se representado na Figura 20.

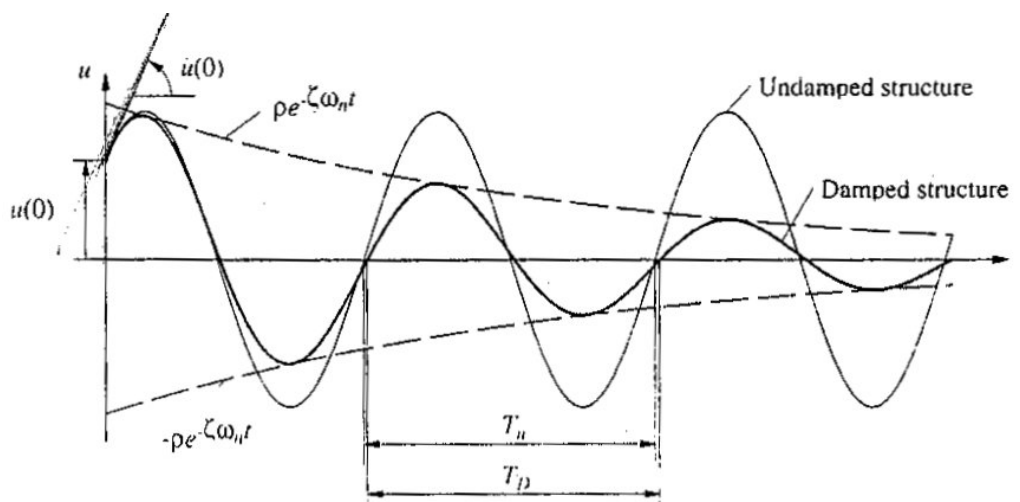


Figura 20: Resposta de um sistema de um grau de liberdade com amortecimento viscoso em regime livre[9].

A resposta em termos de deslocamento pode ser definida por[9]:

$$u(t) = \exp^{-\zeta\omega_n t} \left[ u(0) \cos(\omega_d t) + \left( \frac{\dot{u}(0) + \zeta\omega_n u(0)}{\omega_d} \right) \sin(\omega_d t) \right], \quad (3)$$

Onde  $u(0)$  e  $\dot{u}(0)$  representam o deslocamento e velocidades iniciais, enquanto que  $\omega_d$  representa a frequência angular de vibração do sistema amortecido, definida através do coeficiente amortecimento  $\zeta$  e da frequência angular do sistema não amortecido  $\omega_n$ , através de:

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}. \quad (4)$$

Através de métodos de otimização é possível estimar  $\omega_d$  e  $\zeta$  com base na resposta do oscilador, quer em termos de deslocamento, velocidade ou de acelerações.

## 2.2 Análise modal do tipo *input-output*

Conforme foi referido, identificação dinâmica de parâmetros modais do tipo *input-output* é baseada em dados experimentais da excitação (*input*) e da resposta estrutural (*output*) do sistema dinâmico. Desta forma, é necessário excitar a estrutura de forma controlada, para que tanto a excitação como a resposta sejam mensuráveis.

Os métodos mais usuais de aplicar a excitação recorrem a martelos e a vibradores. No primeiro caso representado na Figura 21a são utilizados martelos instrumentados com sensores (*e.g.* acelerómetros) que medem o estímulo introduzido na estrutura. Com recurso a vários tipos de pontas do martelo é possível controlar o tipo de excitação, como por exemplo a energia introduzida nas diversas frequências de interesse para a identificação, conforme exemplificado na Figura 21b.

Adicionalmente são utilizados vibradores que recorrem usualmente a massas excêntricas para a introdução de excitações verticais, habitualmente utilizadas em pontes, ver Figura 21c, e horizontais mais utilizadas em barragens, ver Figura 21d. Outra forma de excitar modelos físicos estruturais consiste no recurso a mesas sísmicas para introdução de um estímulo na sua base, conforme o exemplo apresentado na Figura 21e.

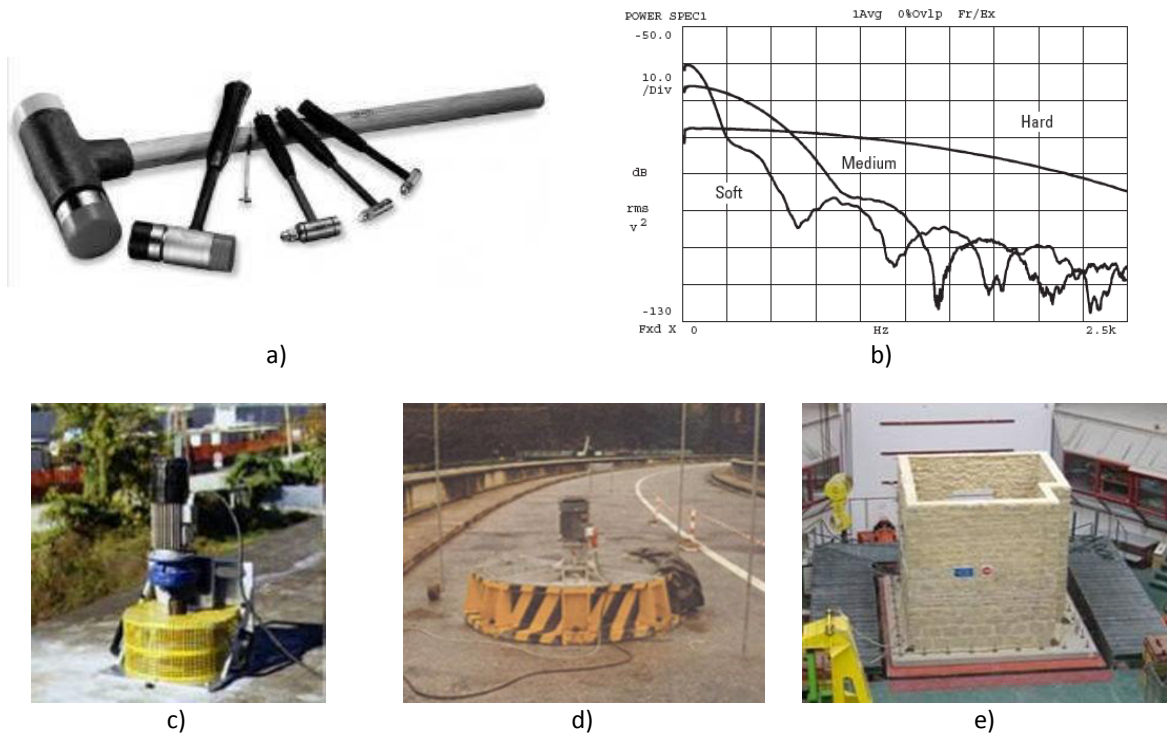


Figura 21: Métodos mais usuais de introdução de excitação numa estrutura.

Conhecendo-se a excitação e a resposta é possível estimar as denominadas *Funções de Resposta em Frequência* (FRF). Estas funções são do tipo complexo e são usualmente representadas usando:

- i. Coordenadas polares – Magnitude vs. Frequência ou Fase vs. Frequência;
- ii. Coordenadas retangulares – Parte Real vs. Frequência ou Parte Imaginária vs. Frequência;
- iii. Representação de *Nyquist* – Parte Imaginária vs. Real.

As Funções de Resposta em Frequência podem ser estimadas pela divisão da transformada de Fourier da resposta (*output*) pela transformada de Fourier da excitação (*input*). Como exemplo, a Figura 22 apresenta de a FRF obtida por Mendes *et al.*[23] num ensaio em mesa sísmica de uma estrutura de dois pisos de betão armado pré-fabricado.

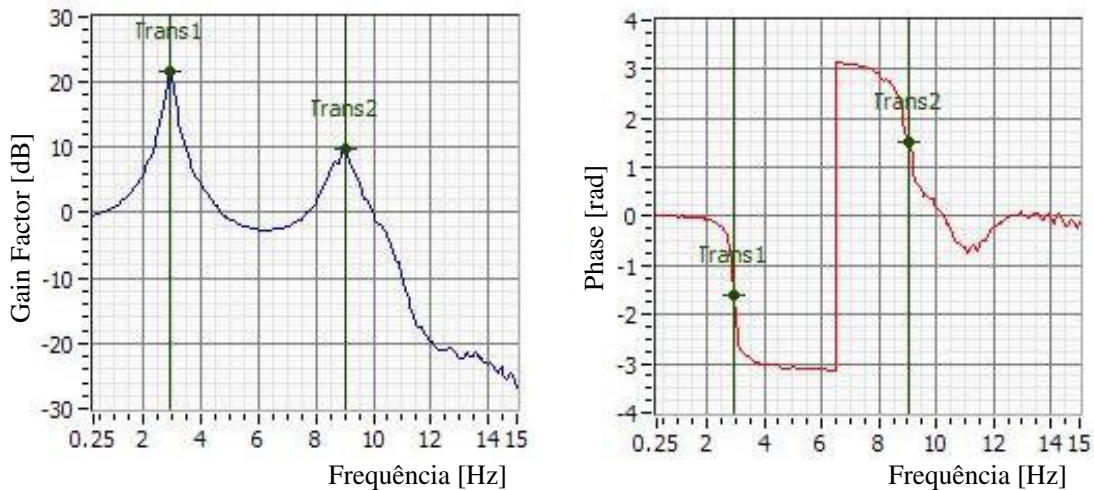


Figura 22: Exemplo de uma função de resposta em frequência [23].

Tendo-se obtido a FRF, uma estimativa para a frequência do modo de vibração pode ser obtida através dos picos desta função, também conhecido pelo método *Peak Picking*, e o amortecimento pelo método da meia potência [9]:

$$\xi_n \approx \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n}, \quad (5)$$

onde  $\omega_2$  e  $\omega_1$  representam as frequências angulares de meia potência e  $\omega_n$  a frequência de pico.

Outros métodos podem ser utilizados para a extração dos parâmetros modais, como por exemplo através do ajuste da expressão analítica da FRF recorrendo a métodos de otimização não-linear, e através do método de *Circle-Fit* onde é feito um ajuste de uma circunferência para a FRF representada num diagrama de *Nyquist*.

Uma lista completa de métodos para identificação de sistemas *input - output* pode ser consultada no trabalho de Caetano [8].

### 2.3 Análise modal do tipo *output-only*

Quando apenas se conhece a resposta estrutural utilizam-se os métodos denominados por *output-only* na literatura anglo-saxónica. Pese embora a designação do método, o sistema dinâmico terá que receber alguma forma de estímulo. Neste caso, esse estímulo não é controlado nem conhecido, pelo que, não é utilizado na identificação dos parâmetros

modais. Assume-se que a excitação compreende níveis de energia semelhantes na gama de frequências de interesse, razão pela qual, se pode assumir que as características da resposta da estrutura são um bom indicador das suas características dinâmicas.

Usualmente os métodos de identificação utilizados neste tipo de sistemas são classificados por aplicação no domínio do tempo ou da frequência. No primeiro caso, encontram-se o método do *Decremento Aleatório*, também conhecido por *Random Decrement (RD)*[10, 11], e o método de Identificação Estocástica em Subespaços, conhecido por *Stochastic Subspace Identification Method (SSI)*, e.g. Zhanget al.[31]. No que diz respeito ao métodos de identificação no domínio da frequência, os métodos mais utilizados são o das Densidades Espectrais de Potência Normalizadas e Medianizadas, também conhecido por *Averaged Normalized Power Spectral Density (ANPSD)*[14], o Método de Decomposição no Domínio da Frequência, *Frequency Domain Decomposition (FDD)*[3] e o Método Melhorado de Decomposição no Domínio da Frequência, *Enhanced Frequency Domain Decomposition (EFDD)*[6, 7].

O método ANPSD [14] consiste em obter estimativas da densidade espectral de potência, *Power Spectral Density (PSD)* na designação anglo-saxónica, recorrendo-se à expressão[29]:

$$\hat{G}_{yy}(\omega) = \frac{\text{FFT}^*[y_i] \times \text{FFT}[y_i]}{\Delta f} \quad (6)$$

Posteriormente, efetua-se a normalização dos espectros para todas as medições usando:

$$\text{NPSD}_i(\omega) = \frac{\hat{G}_{yy}(\omega)}{\sum_{m=1}^{N/2} \hat{G}_{yy}(\omega_m)}, \quad (7)$$

e combina-se esta informação num único diagrama através das suas médias:

$$\text{ANPSD}_i(\omega) = \frac{1}{n\text{NPSD}} \sum_{m=1}^{n\text{NPSD}} \text{NPSD}_m(\omega), \quad (8)$$

O resultado é um diagrama de densidade espectral de potência que combina a informação de todas as medições, tentando corrigir as diferenças de amplitudes existentes nos sinais, que levariam a que algumas repostas se sobrepusessem às de menor amplitude e escondessem informação sobre o sistema dinâmico.

O método *Frequency Domain Decomposition* (FDD) pode ser formulado de uma forma simples como indicado em Andersen *et. al*[3]. Esta descrição inicia-se na escrita da resposta estrutural utilizando coordenadas modais:

$$\mathbf{y}(t) = \phi_1 q_1(t) + \phi_2 q_2(t) + \dots = \mathbf{\Phi} \mathbf{q}(t), \quad (9)$$

Onde  $\phi_i$  representa o vetor das configurações modais do modo  $i$  e  $\mathbf{\Phi}$  a matriz que guarda as configurações modais de todos os modos.

A matriz da covariância das respostas pode ser obtida de:

$$\mathbf{C}_{yy}(\tau) = E \{ \mathbf{\Phi}(t + \tau) \mathbf{\Phi}(t)^T \}, \quad (10)$$

onde  $E \{ \cdot \}$  representa o valor esperado e  $\tau$  um incremento de tempo.

Inserindo a equação (9) em (10), obtém-se:

$$\mathbf{C}_{yy}(\tau) = E \{ \mathbf{\Phi} \mathbf{q}(t + \tau) \mathbf{q}(t)^H \mathbf{\Phi}^H \} = \mathbf{\Phi} \mathbf{C}_{qq}(\tau) \mathbf{\Phi}^H, \quad (11)$$

onde  $(\cdot)^H$  representa o transposto Hermitiano. Desta última expressão conclui-se que as covariâncias das respostas e das coordenadas modais encontram-se relacionadas pela matriz dos modos de vibração ( $\mathbf{\Phi}$ ).

Passando agora para o domínio da frequência recorrendo à transformada de Fourier, a expressão equivalente à equação (10) é:

$$\mathbf{G}_{yy}(\omega) = \mathbf{\Phi} \mathbf{G}_{qq}(\omega) \mathbf{\Phi}^H. \quad (12)$$

A matriz das densidades espectrais de potência das respostas estruturais fica definida por:

$$\mathbf{G}_{yy}(\omega) = \begin{bmatrix} \hat{G}_{11}(\omega) & \dots & \hat{G}_{1n}(\omega) \\ \vdots & \ddots & \\ \hat{G}_{n1}(\omega) & & \hat{G}_{nn}(\omega) \end{bmatrix}. \quad (13)$$

Caso as coordenadas modais não se encontrem correlacionadas, a matriz  $\mathbf{G}_{qq}$  torna-se diagonal. Adicionalmente, se os modos de vibração presentes em  $\mathbf{\Phi}$  forem ortogonais, então  $\mathbf{\Phi} \mathbf{G}_{qq}(\omega) \mathbf{\Phi}^H$  corresponde à decomposição em valores singulares da matriz  $\mathbf{G}_{yy}$ :

$$\text{SVD}(\mathbf{G}_{yy}) = \mathbf{\Phi} \mathbf{G}_{qq}(\omega) \mathbf{\Phi}^H, \quad (14)$$

pelo que, se conclui que a matriz dos valores singulares ( $\mathbf{G}_{qq}$ ) apresentará picos coincidentes com as frequências dos modos de vibração, e as matrizes dos vetores singulares ( $\Phi$ ) apresentará estimativas das configurações modais nas suas colunas:

$$\mathbf{G}_{qq} = \begin{bmatrix} s_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \\ 0 & & s_n \end{bmatrix}, \quad (15)$$

$$\Phi = [\{\phi_1\} \cdots \{\phi_n\}]. \quad (16)$$

A Figura 23 apresenta o diagrama dos primeiros seis valores singulares e a representação gráfica das estimativas dos modos de vibração, de um edifício de betão armado com 13 pisos.

O método *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD) [6, 7] consiste numa versão melhorada do método FDD no sentido de obter melhores estimativas para as frequências de vibração e obter estimativas também para o amortecimento. Para tal, são escolhidos um conjunto de pontos na vizinhança dos picos dos valores singulares através do coeficiente MAC, *Modal Assurance Criterion* na designação anglo-saxónica, que varia entre 0 e 1 e é definido por:

$$\text{MAC}(i, j) = \frac{|\varphi_i^T \varphi_j|^2}{(\varphi_i^T \varphi_i)(\varphi_j^T \varphi_j)}. \quad (17)$$

A escolha dos pontos é feita definido um limite mínimo para este coeficiente, por exemplo 0,80. Todos os pontos com coeficientes MAC inferior são rejeitados. A título de exemplo, a Figura 24 apresenta a escolha dos pontos baseada neste critério em torno de dois picos. Como se pode verificar, são escolhidos apenas os pontos cujas configurações modais se assemelham à do valor de pico, ou seja, que estejam ainda relacionados de forma satisfatória ao mesmo modo de vibração.

De seguida é estimada a função de auto-correlação recorrendo à transformada de Fourier inversa com base nos pontos escolhidos do espectro. Por último, os parâmetros modais, frequência e amortecimento, são estimados usando o ajuste da resposta analítica de um oscilador de um grau de liberdade com amortecimento viscoso e sub-crítico, tal como representado na Figura 20.

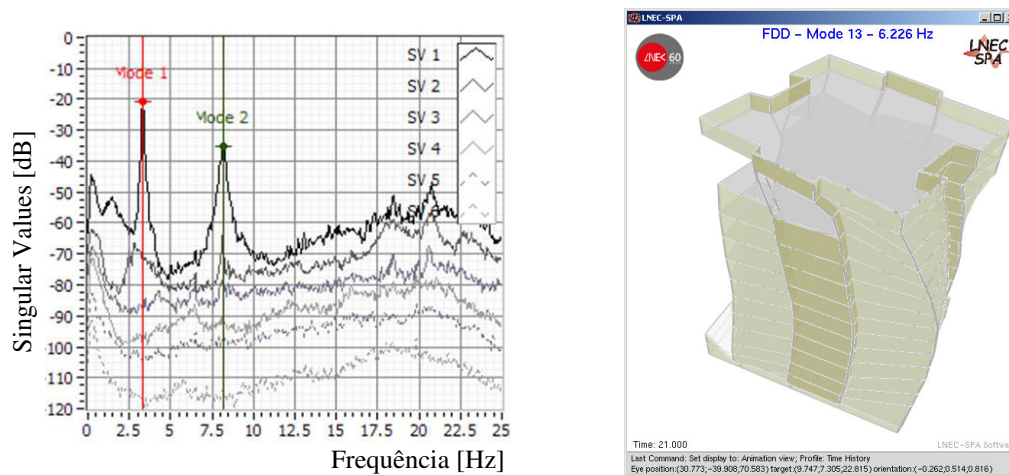


Figura 23: Exemplo de uma análise pelo método FDD.

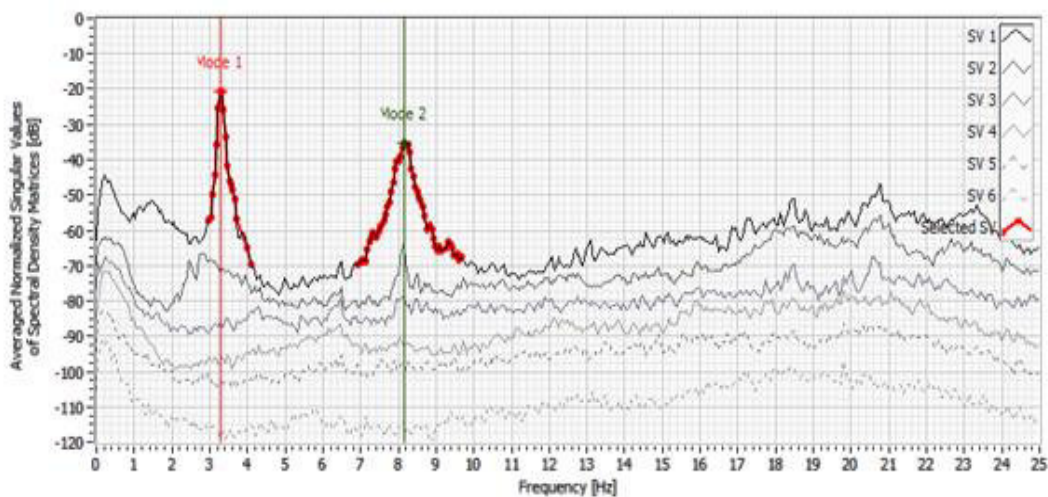


Figura 24: Exemplo de uma análise pelo método EFDD.



# Capítulo V

## Ensaio de Vibração Ambiente

### 1 Introdução

A resposta estrutural medida nos ensaios irá ser utilizada para estimar as propriedades dinâmicas relevantes da estrutura em análise, em particular as configurações dos modos de vibração, assim como as respectivas frequências. Para tal, foram utilizados sensores de alta sensibilidade e os locais das medições foram escolhidos onde se entendiam ser as zonas em que os modos de vibração apresentassem maiores amplitudes e por esta mesma razão não foram considerados alguns pontos de medição justificados à frente.

Adicionalmente, os sensores disponíveis não se revelaram suficientes para que todas as medições desejadas fossem realizadas numa única medição e, por conseguinte, foi necessário mover sensores utilizando várias medições, de forma a cobrir todos os pontos que iriam ser utilizados na identificação modal. Ao longo de todos os ensaios foram tidos cuidados de modo que fossem garantidas todas as condições para o sucesso/viabilidade dos resultados.

## 2 Descrição dos Ensaios

Os ensaios foram realizados ao longo de um único dia (30 de Maio de 2012), tendo como excitação as vibrações ambientais *in-situ* que são não controladas nem conhecidas. Para a sua concretização, utilizaram-se oito acelerómetros piezoelétricos ICP de alta sensibilidade (PCB modelo 393B12, 10 V/g), cujas especificações técnicas se encontram listadas no Anexo C, e o sistema Pimento LMS para a aquisição de dados.

Foram realizados ensaios em 4 dos 5 pisos existentes, tendo o piso térreo sido excluído das medições pois os movimentos seriam de baixa amplitude, e provavelmente, os sinais apresentariam má qualidade em termos da relação de sinal vs.ruído.

Foram realizadas cinco séries de medições, com os oito sensores disponíveis em cada ensaio sendo que dois deles foram instalados perto do topo da torre e mantiveram-se fixos em todas medições para posteriormente serem usados como referência. Os restantes sensores mudaram de posição em cada ensaio e no total foram medidos dezasseis pontos de acordo com o indicado na Figura 25. Em cada piso, foram escolhidos quatro locais para seis sensores de modo a registar as vibrações segundo os sentidos horizontais. Adicionalmente, cada ensaio teve um período de registo de dados de 20 minutos.

Conforme referido anteriormente, foram colocados dois acelerómetros de referência no Piso 3, *i.e* sensores 1 e 2 conforme Figura 26, a fim de ajustar a fase das vibrações de todos os pontos de medição que foram medidos nas cinco medições efetuadas. A localização destes sensores foi estrategicamente escolhida, de modo a que pudesse registar os máximos deslocamentos, sendo o ideal no topo da torre e junto ao contorno exterior desta. A hipótese de colocar os sensores de referência ou colocar a unidade de aquisição de sinais no terraço não se mostrou um princípio viável devido a condicionalismos relacionados com o equipamento disponível e com o fornecimento de energia. Por essa razão, os sensores de referência e aquisição de dados foram colocados no ponto mais alto possível e pelo interior, sendo a sua localização definida no piso inferior ao terraço, Piso 3 - Sala dos Sinos, a cerca de três quartos (3/4) da altura da torre.

É sabido ainda que ao colocar os sensores neste ponto, haveria o risco de coincidir com um nodo de um dos modos superiores e que resultaria em registos com baixa amplitude nessas bandas de frequência. Adicionalmente, sendo neste piso que os sensores de referência

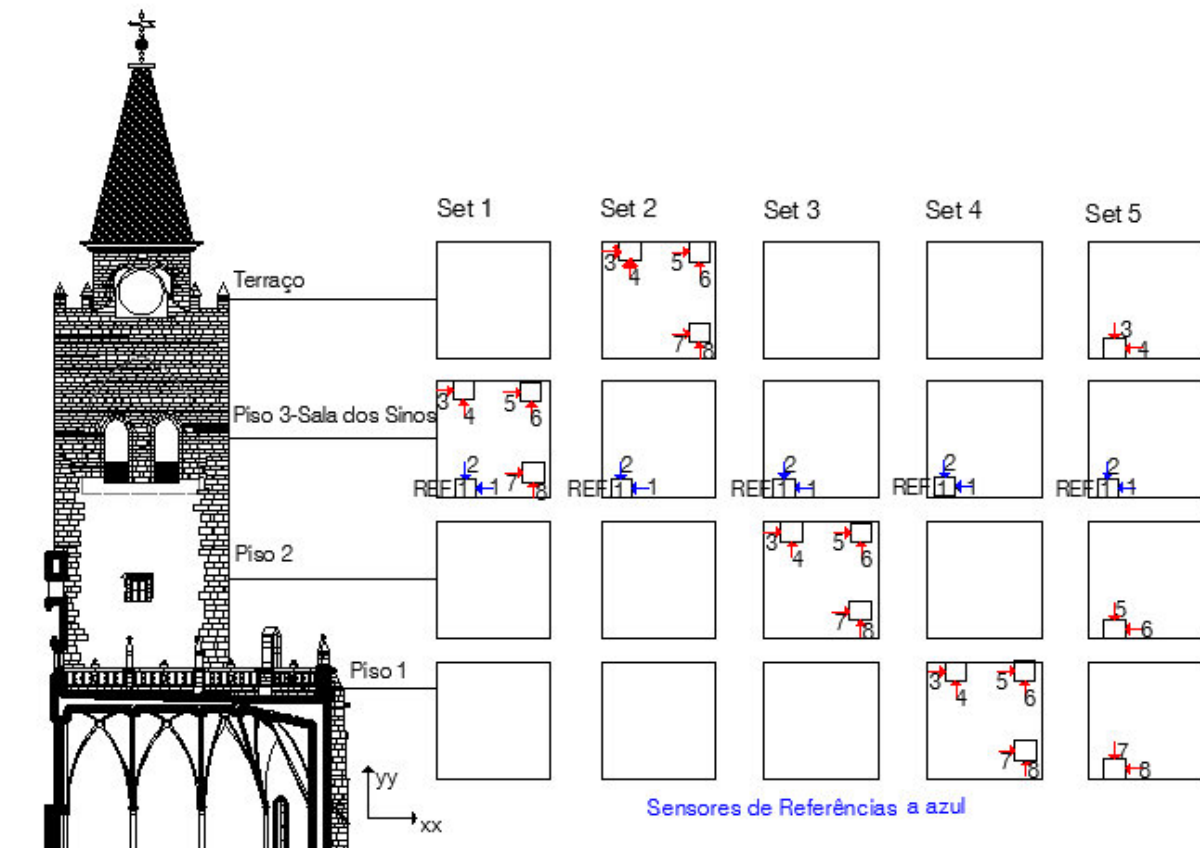


Figura 25: Esquema da série de ensaios.

foram colocados, nesse caso a compatibilização das fases seria mais difícil e de pior qualidade. Por outro lado, a localização do sistema de aquisição de dados perto da meia altura da torre permitiu reduzir o comprimento dos cabos necessário para ligar este sistema aos sensores.

O primeiro andar, onde se encontra a sacristia, está muito travado pelo restante corpo da igreja, sendo plausível que o restante corpo da igreja reduza consideravelmente a amplitude das vibrações a esse nível da torre. Consequentemente, a amplitude das vibrações seria muito baixa, pelo que, optou-se por não colocar sensores neste piso.

## 2.1 Metodologia de ensaio

As características dinâmicas da torre foram avaliadas utilizando a técnica da Análise Modal Operacional, designada por *Operational Modal Analysis* (OMA). Nesta técnica, as vibrações geradas pelas fontes de tráfego, vento e outras forças *in-situ* não controladas são usadas

para caracterizar as propriedades dinâmicas da estrutura. Medindo apenas a resposta da estrutura submetida às excitações ambiente, é possível extrair os parâmetros modais assumindo algumas hipóteses sobre as propriedades de excitação e usando técnicas de análise modais apropriadas.

Esta abordagem apresenta duas vantagens muito significativas em relação às técnicas tradicionais de entrada e saída de técnicas de análise modal. Em primeiro lugar, não requer a imposição de restrições significativas para o uso dado à estrutura durante os testes. Em segundo, não é necessário aplicar forças controladas, o que para estruturas muito grandes pode tornar-se num desafio ou até mesmo inviável.

Além disso, para estruturas frágeis ou históricas, a aplicação de forças sobre a estrutura pode introduzir danos não aceitáveis na estrutura. Este é o caso da Catedral do Funchal. Seriam necessárias fontes de excitação poderosas e dispendiosas para introduzir uma excitação controlada e que produzisse uma resposta mensurável na estrutura. Além disso, devido à combinação da importância histórica da estrutura e da sua fragilidade, seria difícil de aplicar técnicas de identificação modal do tipo *input-output* com a garantia de não danificar a Catedral.

Como foi mencionado anteriormente, a excitação é desconhecida na técnica OMA e, por conseguinte, não pode ser definida como um valor determinístico e deve ser considerada como um processo estocástico, nos quais são definidos por um conjunto de parâmetros estatísticos, como o desvio padrão, o valor esperado, entre outros. Usualmente, a excitação é considerada como um processo de ruído branco Gaussiano, resultando que todos os modos são excitados com igual energia. No entanto, esta suposição é sempre uma aproximação pois a excitação pode apresentar bandas de frequências com a energia concentrada e que se refletem diretamente na resposta da estrutura (por exemplo, como picos nos espectros) e, portanto, deve ser identificada como não estruturais. Tal facto, representa um aspeto chave dos métodos de identificação modal baseados apenas na resposta da estrutura.

A Figura 27 ilustra o cuidado tido em conta quando considerado que se tratava de equipamento extremamente sensível e de modo a evitar flexibilidades indesejadas na fixação dos sensores, o equipamento foi fixado a uma argola metálica e esta por sua vez foi



Figura 26: Sensores: a) Nivelamento para a colocação dos sensores; b) Sensores de referência (1 e 2), colocados no Piso 3- Sala dos Sinos



Figura 27: Fixação do acelerómetro à parede através de argola metálica.

fixada à parede através de um parafuso, evitando deste modo qualquer movimento adicional indesejado.

Um outro cuidado tido em conta e ilustrado na Figura 28a, foi a suspensão dos cabos. Sempre que estes ficavam suspensos e sujeitos a ligeiros movimentos, foram presos de modo a reduzir/eliminar esta suspensão que poderia introduzir vibrações no sensor e respetivo sistema de fixação à parede.

Como é visível na Figura 28b, nem todas as situações tornaram possível este cuidado da amarração dos cabos. Nos dois últimos ensaios, foi estipulado colocar os sensores no primeiro piso. Contudo o comprimento dos cabos não permitia o percurso pelo interior, razão pela qual tiveram de ser passados pelo exterior, sujeitos a ação do vento.

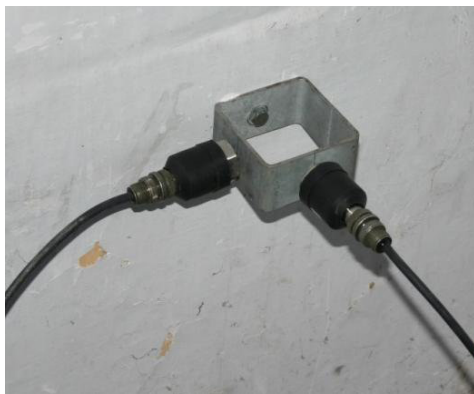


a)



b)

Figura 28: Pormenores: a) Amarração dos cabos; b) Passagem dos cabos pelo exterior da torre.



a)



b)

Figura 29: Equipamento utilizado. a) Sensores- acelerómetros Piezoelétricos; b) Equipamento LMS Pimento com 8 canais ativos

## 2.2 Equipamento de medição

Para as medições, de acordo com a Figura 29a, foram usados acelerómetros Piezoelétricos - ICP Piezotronics, muito usados na Análise Modal Operacional de grandes e complexas estruturas de engenharia civil, sendo cumpridores das mais exigentes especificações técnicas, com um tamanho e massa reduzida (210gramas), sendo capazes de medir frequências muito baixas com grande sensibilidade (pode medir de 0.10 Hz a 60 kHz) e com baixo nível de ruído. Os sinais foram medidos e condicionados pelo equipamento Pimento LMS, Figura 29b.

### 2.3 Resultados experimentais

Para a extração modal foram utilizados dois *softwares* de análise modal: LNEC-SPA [22, 24] e PolyMax LMS [19]. O primeiro foi desenvolvido no LNEC e tem sido utilizado como ferramenta de análise de testes dinâmicos de ensaios em mesa sísmica e em ensaios dinâmicos *in-situ*. O segundo *software* referenciado, foi apenas utilizado para confirmar os resultados obtidos. Todos os dados e visualizações apresentados neste trabalho foram obtidos com a ferramenta LNEC-SPA.

O diagrama dos valores singulares médios das campanhas de medição resultantes da aplicação da decomposição em valores singulares das matrizes de densidade espectral de potência das respostas estruturais (13) é apresentado na Figura 30. Na Figura 31 apresenta-se um exemplo do cálculo de uma estimativa para o amortecimento modal recorrendo ao método EFDD descrito no Capítulo IV.

Os resultados da análise dinâmica permitiram identificar claramente os três modos de vibração principais: os modos de translação (1º e 2º modo) e o modo de torção (3º modo), conforme ilustrado da Figura 32 à Figura 34.

Uma vez que a torre é aproximadamente simétrica e apresenta configurações planas semelhantes (*e.g.* as dimensões, a espessura da parede, as distribuições do material, entre outros) seria de esperar que os primeiros modos tivessem frequências muito próximas (1,83Hz e 1,95Hz), onde apenas 0,12Hz separam ambos os modos.

As frequências dos três primeiros modos e os respetivos coeficientes de amortecimento encontram-se listados na Tabela 7.

No que diz respeito aos modos de translação, a forma destes revelaram uma configuração diagonal segundo os eixos ortogonais das paredes. Tal facto não era esperado à partida. Embora as configurações em planta sejam praticamente simétricas, para além da escada

Tabela 7: Resultados da identificação modal.

<b>Modo ID</b>	<b>Frequência (Hz)</b>	<b>Amortecimento (%)</b>
<b>Mode #1</b>	1.82	1.20
<b>Mode #2</b>	1.95	1.16
<b>Mode #3</b>	4.39	1.20

localizada perto de um canto da torre e algumas aberturas e arranjo espacial, poderá no entanto ser explicando pela condição de contorno da torre, isto é, a interação com o corpo principal da Catedral.

Os níveis de amortecimento, estimados pela técnica EFDD referida no Capítulo 4, eram relativamente uniformes e baixos (cerca de 1,20%). Isto era esperado considerando as amplitudes de vibração geradas pelas vibrações ambientais.

A informação obtida nestes ensaios revelou-se extremamente útil para ajustar as técnicas de modelação utilizadas nas simulações numéricas apresentadas na seção seguinte.

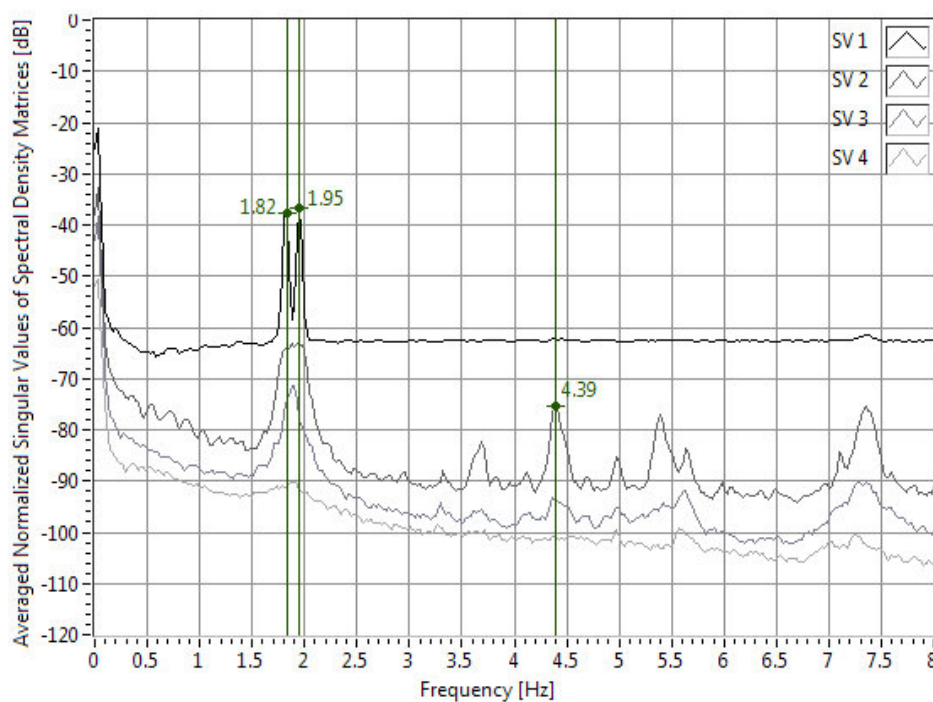


Figura 30: Diagrama de valores singulares médios de campanhas.

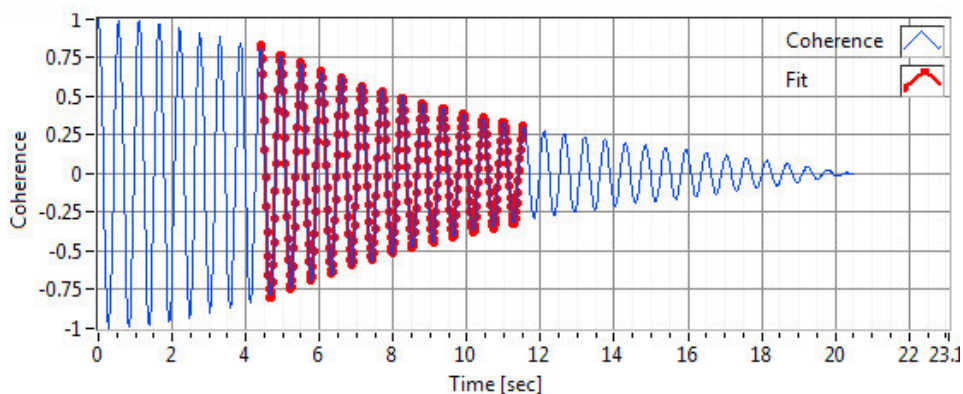


Figura 31: Identificação do amortecimento modal: Modo #1.

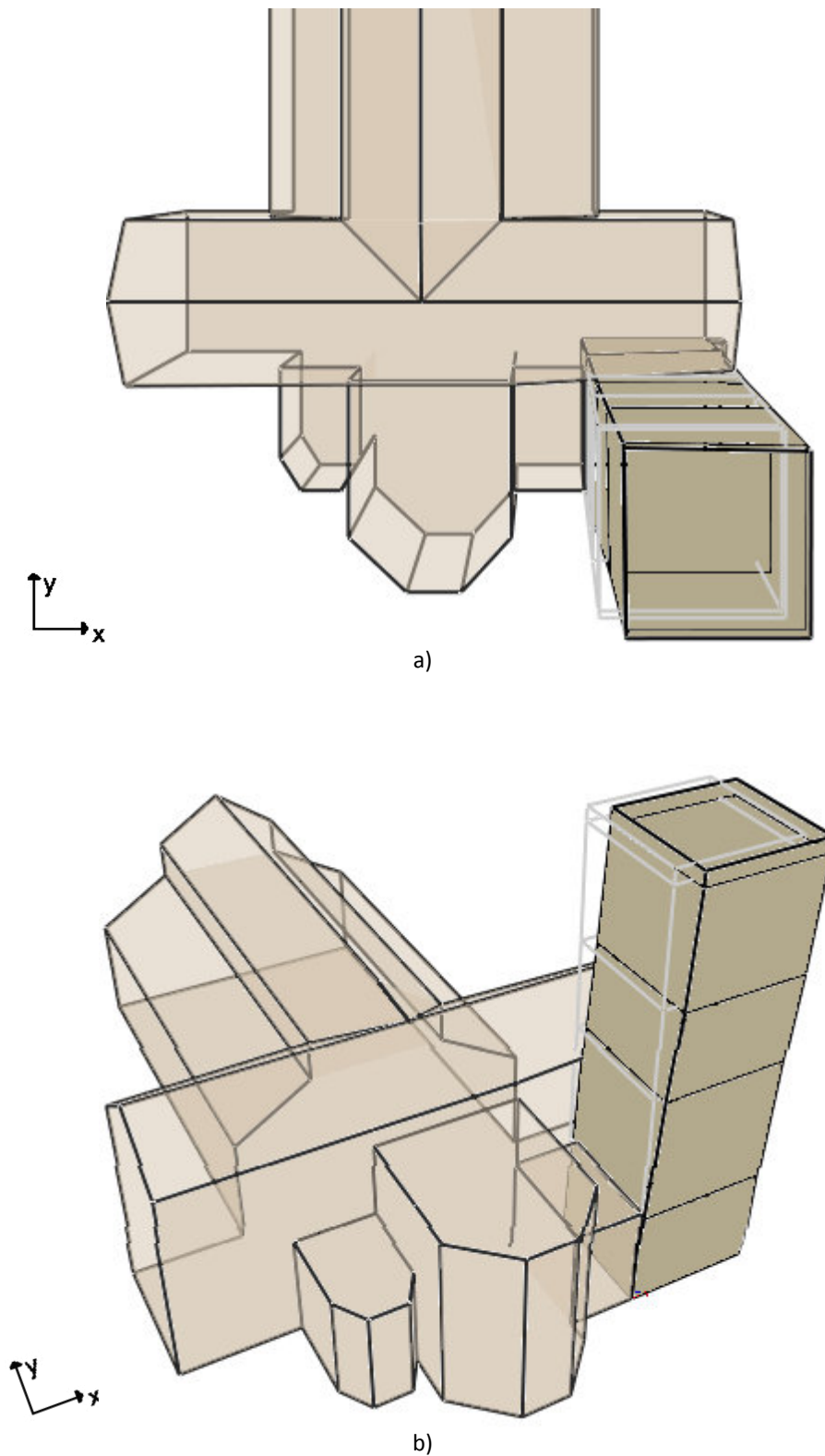


Figura 32: Configuração modal do Modo #1 – 1.83Hz a) Vista de topo; b) Vista lateral.

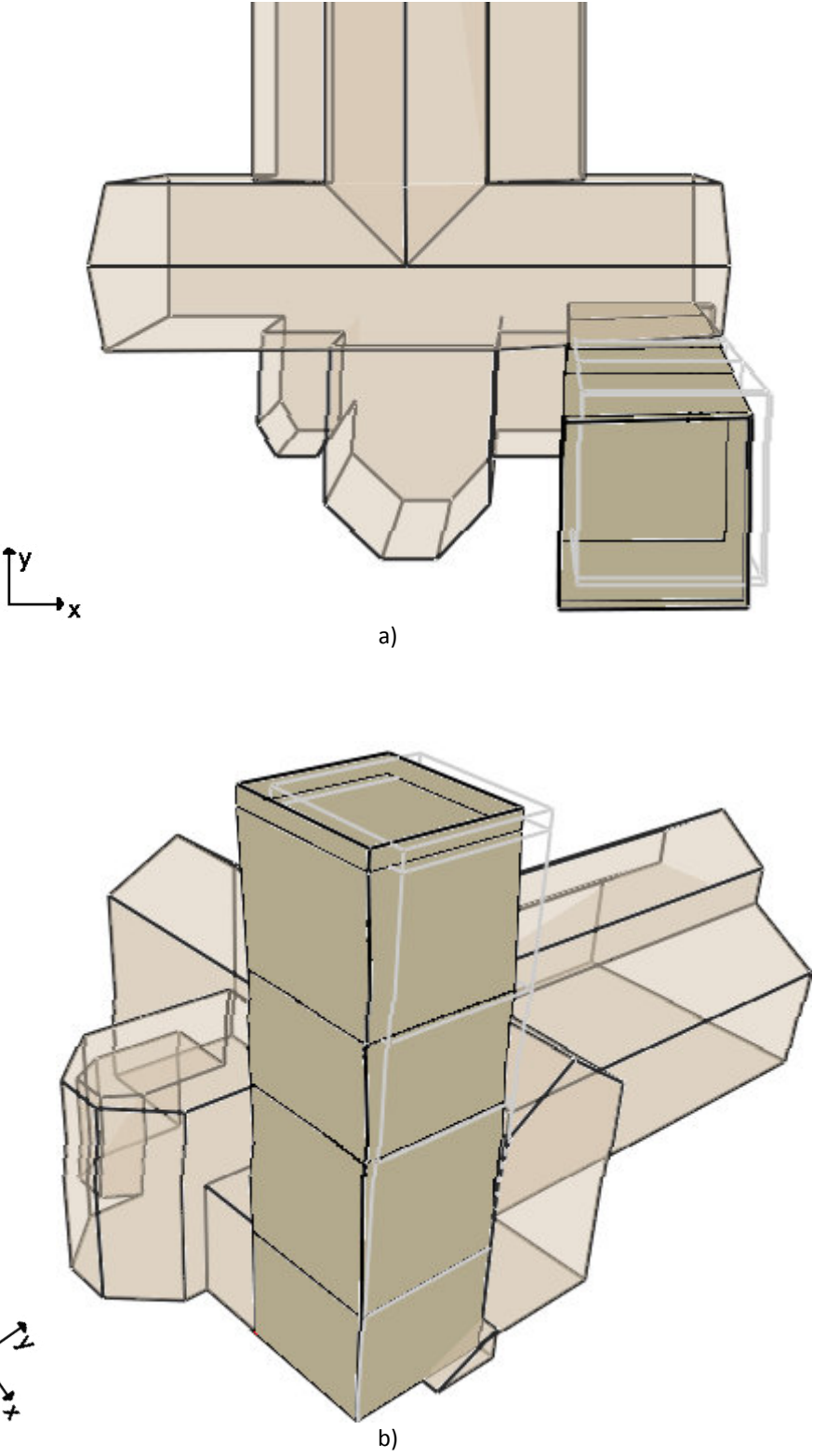


Figura 33: Configuração modal do Modo #2 – 1.95Hz a) Vista de topo; b) Vista lateral.

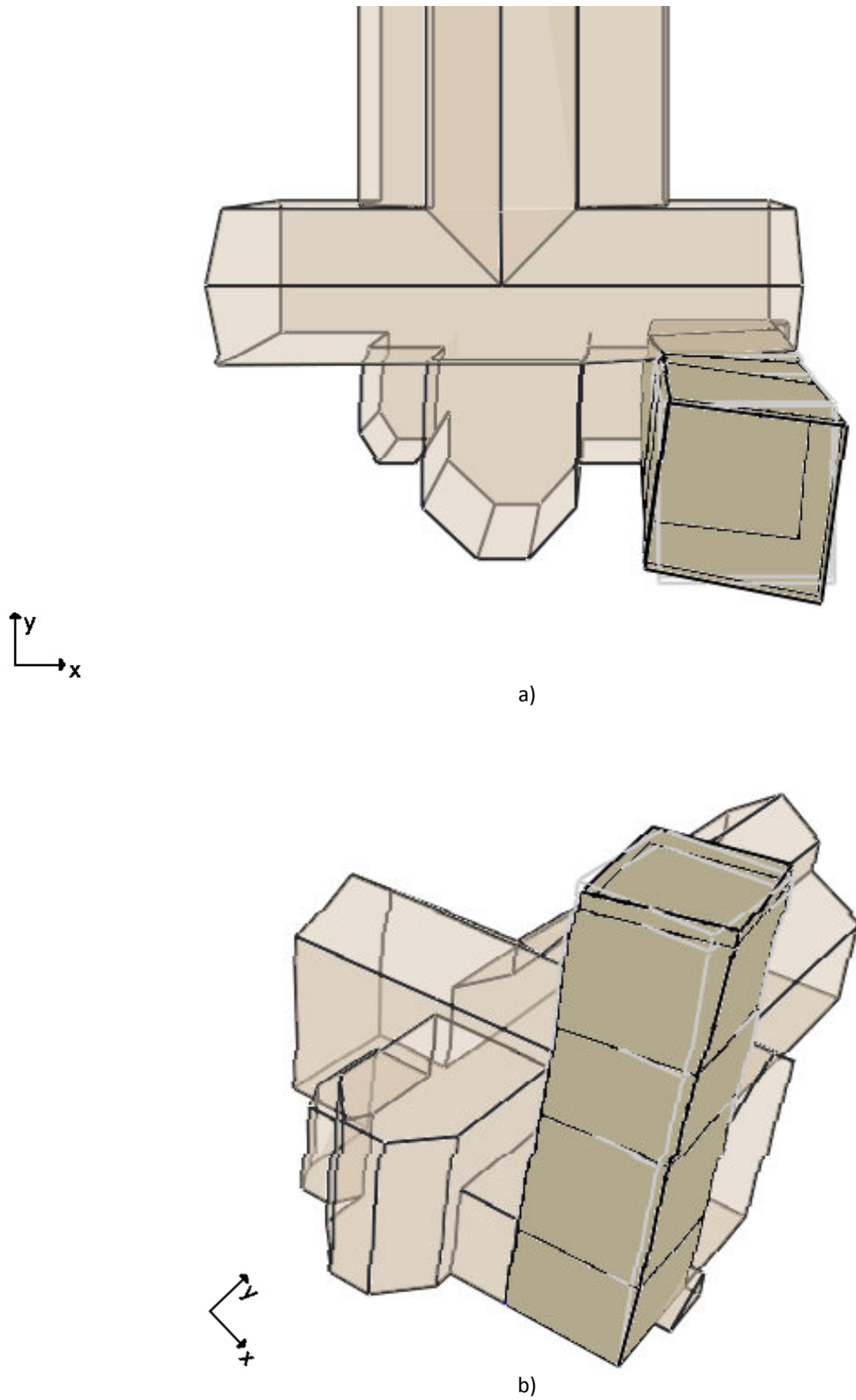


Figura 34: Configuração modal do Modo #3 – 4.39Hz a) Vista de topo; b) Vista lateral.



# Capítulo VI

## Modelação Numérica

### 1 Introdução

A validade e a representatividade dos resultados obtidos em análise será proporcional ao rigor e qualidade empregues ao modelo. Deste modo, as hipóteses consideradas, embora por aproximação, deverão refletir o comportamento real da estrutura, sendo o objetivo final comparar os resultados obtidos entre as duas abordagens, experimental e numérica. Dito isto e como ponto de partida, foram usados os resultados experimentais de modo a calibrar as premissas de modelação e os parâmetros dos materiais.

Neste capítulo, com o intuito de calibrar o modelo e em parte por se desconhecer ao certo todas as realidades da estrutura em análise, serão testadas várias hipóteses sobre o comportamento estrutural, assim como diferentes características mecânicas dos materiais.

A modelação foi efetuada com recurso ao *software* comercial de elementos finitos SAP2000 [12]. Este programa foi utilizado em virtude da sua facilidade de utilização e por ter

implementado tipo de análise e modelos de materiais que permitem simular o comportamento da estrutura para o nível da excitação aplicado.

## 2 Metodologia

De um modo geral, a organização das modelações considerou duas hipóteses principais:

- i. Torre isolada do restante corpo da igreja;
- ii. Torre com ligação ao corpo da igreja através de molas.

A primeira hipótese, torre isolada, faz sentido quando o objetivo é compreender o comportamento da torre. A esta hipótese juntar-se-ão outras, com o intuito de perceber quais as condições de fronteiras, os materiais e os elementos estruturais responsáveis pela configuração dos modos obtidos experimentalmente. Desde modo, para a mesma situação foram adotadas duas variações, com escada e sem escada.

Para a segunda hipótese, torre com ligação ao corpo da Igreja, foram estudadas diversas situações em que as condições de fronteiras eram definidas por molas, considerando para tal vários valores para a rigidez das molas assim como a sua disposição/localização ao longo da torre.

Foi também testado a conjugação de molas e encastramentos, que não são mais do que molas de rigidez infinita, mas esta informação não é apresentada por não terem melhorado os resultados das simulações anteriormente referidas.

Nos dois casos referidos, foram consideradas quatro variações para os materiais constituintes da torre:

- i. Alvenaria nas paredes, desde a sacristia até ao Piso 2, incluindo cunhais, assumindo que nestes pisos as pedras visíveis de cantaria teriam apenas função decorativa (pedras de forro), sendo que a cantaria apresenta-se apenas nos panos de parede e cunhais do Piso 3, Sala dos Sinos, até ao terraço - à frente designada como **Tipo I**, ver Figura 35a;
- ii. A segunda hipótese, **Tipo II**, é uma variação da estrutura anterior em que assume uma maior rigidez na zona da escada sendo portanto admitida cantaria neste elemento e respetivo cunhal. A esta situação será designada como **Tipo II**, ver Figura 35b;

- iii. A terceira hipótese baseou-se num caso semelhante ao anterior, variando apenas nos cunhais, ou seja, foi admitida cantaria em todos os cunhais. A cantaria foi colocada a partir de cotas diferentes, conforme é perceptível pela realidade. Em suma, os cunhais são constituídos por cantaria, sendo os panos de parede constituídos por alvenaria desde a sacristia até ao Piso 2 e de cantaria desde o Piso 3 até ao terraço - à frente designada como **Tipo III**, ver Figura 35c;
- iv. Por último, e apresentando uma variação em relação ao Tipo III. Considerou-se que todos os cunhais de cantaria têm início no piso térreo culminando no terraço. A alvenaria encontra-se nos mesmos sítios que no Tipo III. A esta situação será designada como **Tipo IV**, ver Figura 35d.

Os valores obtidos com a variação das características dos materiais são muito próximos, inviabilizando a representação gráfica de todos esses valores, uma vez que tornaria a leitura extensa e exaustiva. Deste modo, serão apresentados graficamente os resultados mais significativos, e os restantes apresentados em tabelas.

A comparação dos resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais é materializada através dos valores das frequências modais, e respetivo erro relativo, e das respetivas configurações modais.

### **3 Modelação Numérica e Resultados**

No modelo numérico foram tidos em conta os seguintes elementos estruturais: i) as paredes de alvenaria e de cantaria; ii) os pavimentos dos pisos; iii) os tirantes de aço que ligam as paredes; e por último, iv) o terraço.

As paredes, o terraço e os pavimentos dos pisos, por possuírem espessuras superiores a 0,50m, foram modelados no SAP 2000[12] como elementos do tipo *Thick Shell*. Numa tentativa de reproduzir fielmente a estrutura, as espessuras admitidas para as paredes modeladas correspondem à espessura real conforme indicado na Tabela 8, de acordo com os desenhos e a nomenclatura apresentados no Anexo B. No que diz respeito às fundações estas foram consideradas encastradas.

No que diz respeito ao material empregue nas paredes, foi considerado alvenaria de pedras de grande dimensão e argamassa de cal bem consolidadas e endurecidas, assim como cantaria de pedra. A alvenaria representa um desafio no que diz respeito à sua correta caracterização, uma vez que se caracteriza por ser um material heterogéneo, irregular, descontínuo e anisotrópico, quando considerado a grande variabilidade das linhas de rotura e desenvolvimento de esforços. Considerando que as pedras são originárias de diversas zonas do país, e que se desconhece a capacidade resistente da argamassa aplicada (no caso da ausência de ensaios), assim como as técnicas construtivas empregues à data da sua construção, todos estes factores dificultam o sucesso da caracterização das propriedades resistentes da alvenaria. Considerando esta realidade torna-se portanto difícil caracterizar este material mesmo com o auxílio da bibliografia da especialidade.

Numa situação ideal, deveriam ser efetuados ensaios *in-situ* e ensaios com amostras recolhidas do local de modo que a partir desses fossem obtidas respostas conclusivas sobre as propriedades mecânicas do material. Como mencionado anteriormente, a execução destes ensaios não terá sido possível devido à falta de meios e por não se inserir no âmbito deste trabalho, contudo, o recurso à bibliografia foi essencial e indispensável por forma a concluir entre que valores estes parâmetros poderão variar e quais os que se adequam mais ao caso em estudo.

No que diz respeito aos elementos estruturais, e desta feita as abóbadas, devido à sua complexidade geométrica, foram reduzidas a um elemento plano. Estas possuem espessuras variáveis, no sentido de melhor reproduzir a abóbada real. A espessura admitida corresponde à diferença entre a cota do piso e a cota da chave das nervuras da abóbada do piso inferior. Falta ainda referir que o material admitido nos pisos foi a alvenaria, sendo o

Tabela 8: Espessura das paredes da Torre Sineira.

Localização	Cota (m)	Espessura das paredes Torre (m)				Espessura das paredes Escadas (m)			
		P1	P2	P3	P4	E1	E2	E3	E4
Piso 0	0 – 7.35	1.65	1.65	1.65	1.85	0.70	0.70	0.75	0.70
Piso 1	7.35 – 17.22	1.80	1.75	1.50	1.85	0.70	0.70	0.75	0.70
Piso 2	17.22 – 24.20	1.80	1.90	1.60	1.85	0.70	0.70	0.75	0.70
Piso 3	24.20 – 32.74	1.60	1.60	1.55	1.60	0.70	0.70	0.75	0.70
Terraço	>32.74	0.53	0.53	0.53	0.53	0.70	0.70	0.75	0.70

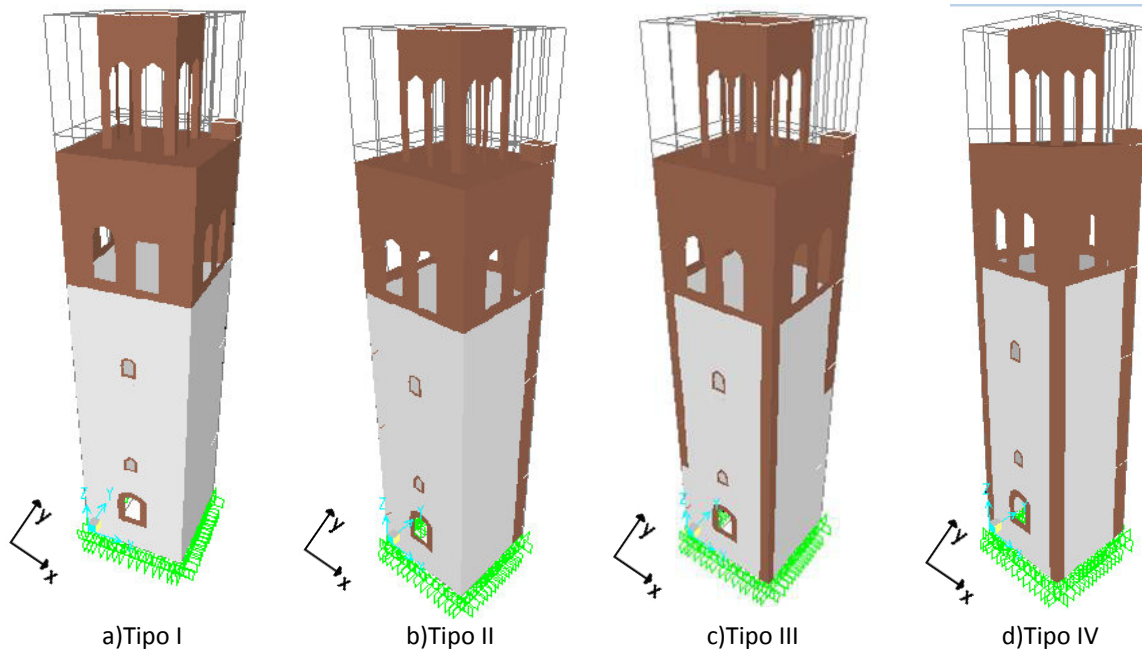


Figura 35: Hipóteses consideradas na modelação segundo disposição dos materiais.

material mais próximo ao que foi empregue nos enchimentos das abóbadas.

A cobertura, embora apresente 1,25m de espessura, constituída por cantaria e enchimento da abóbada com material semelhante à alvenaria, por simplificação foi admitida com espessura de 0,60m constituída por cantaria.

Os tirantes existentes no piso 1 e as nervuras das abóbadas foram discretizados no SAP200 por elementos tridimensionais do tipo *Frame*. No que diz respeito aos tirantes, estes foram considerados de ferro forjado e na modelação foi-lhe atribuída as características conservativas do aço Fe 360 e um módulo de elasticidade de 210GPa.

No que diz respeito ao coeficiente de Poisson, é usual variar entre 0,20 e 0,30. Neste trabalho foi adotado o valor de 0,20 para a alvenaria e para a cantaria, apesar de existir sugestões empíricas para a avaliação deste parâmetro, por exemplo no trabalho de Pena[26].

O pináculo, devido à carência de informação sobre a sua estrutura e porque não possui uma função estrutural relevante não foi modelado. Apesar destes factos, a massa do pináculo foi determinada de modo a verificar a sua relevância no todo da estrutura. Assumindo valores admissíveis é possível constatar que o pináculo representa apenas 2,4% da massa da torre. Pelas razões mencionadas o pináculo não foi modelado.

De forma a verificar se a massa introduzida no modelo numérico está de acordo com o valor esperado para a torre, esta foi calculada tendo em consideração os parâmetros dos materiais correntes. Após comparação dos valores calculados da massa do modelo numérico com a realidade, é possível constatar que a variação foi em média de apenas 0,76%.

### **3.1 Torre isolada**

Como mencionado, a configuração dos modos obtidos experimentalmente não foram exatamente os esperados inicialmente e por esta razão, numa tentativa de melhor compreender o seu comportamento, a torre será inicialmente estudada considerando-a isolada, sem qualquer ligação ao corpo da igreja, simulando ou não a escada. Considerando estas hipóteses, e porque se desconhece a constituição da torre a nível de materiais, serão estudadas as hipóteses relativamente aos materiais descritos anteriormente, nomeadamente Tipo I, Tipo II, Tipo III e Tipo IV, conforme ilustrado na Figura 35.

#### **3.1.1 Sem escadas**

Considerando as hipóteses acima referidas, para o estudo da torre sem escada, foram analisadas várias modelações considerando diversas variações nas características dos materiais, tendo sido possível extrair as conclusões apresentadas nos parágrafos seguintes.

Nas modelações considerando a hipótese Tipo I, e dentro de valores admissíveis no que diz respeito às propriedades dos materiais, os modos de vibração apresentam uma configuração modal ortogonal em planta, sendo o terceiro modo de torção. Estas configurações são espectáveis uma vez que a torre sem a escada torna-se praticamente simétrica em planta assim como ao nível da distribuição dos materiais.

A segunda hipótese adotada foi a denominada Tipo III. Nestas modelações foi possível observar que os dois primeiros modos, de translação, passam a apresentar configuração diagonal segundo os eixos ortogonais das paredes, pese embora, com direções trocadas relativamente aos modos obtidos experimentalmente, sendo que, o terceiro modo é novamente um modo de torção. A configuração obtida é plausível, no sentido em que o cunhal onde se situa a escada é o que apresenta menor espessura quando comparado com os outros cunhais. Ao ser retirada a escada manteve-se as espessuras exteriores reais na

zona das escadas, ou seja, 0,75m, enquanto que os restantes cunhais apresentam variações de espessura e por sua vez mais elevadas, fazendo deste modo com que a torre vibre segundo as direções diagonais aos planos das paredes.

Embora estas situações não apresentem resultados próximos aos experimentais, no entanto mostram-se importantes no sentido de perceber alguns dos elementos com influência sobre a estrutura. Tendo em conta os resultados obtidos, é possível concluir que considerando a ausência da escada o que provoca a configuração diagonal dos dois modos de translação são os cunhais de cantaria.

### 3.1.2 Com escadas

Uma vez estudada a torre com uma simetria mais simplificada em planta, tendo sempre como intuito uma melhor compreensão do seu comportamento estrutural, tornou-se necessário avaliar a influência das escadas no comportamento da torre. Desde modo, foram consideradas as mesmas disposições dos materiais ao longo da torre, ilustradas na Figura 35, apenas com a diferença da inclusão das escadas na estrutura.

Após o estudo de diversas hipóteses de modelação, foram obtidos vários resultados, sendo que, para simplificar a leitura desta dissertação, apenas são listadas as análises que mais se assemelham aos resultados experimentais, em termos das frequências e de configurações modais. Na Tabela 9 são apresentadas as frequências dos três modos principais, bem como, os parâmetros utilizados para definir os materiais adotados.

De forma a ser perceptível a proximidade dos valores obtidos com os experimentais, são apresentadas na Figura 36 as duas situações que apresentam os valores mais aproximados em termos de frequência, sendo portanto a Análise 1 e Análise 7, segundo a Tabela 9. Esta figura ilustra a variação das frequências quando a modelação é submetida à variação do módulo de elasticidade da alvenaria, assim como algumas variações nas modelações, Tipo II e III, respetivamente. Em ambos os casos, as características da cantaria foram mantidas constantes (peso volúmico  $25,0 \text{ KN/m}^3$  e módulo de elasticidade  $10,0 \text{ GPa}$ ).

Tabela 9: Frequência dos modos de vibração para o caso da torre isolada com escadas.

Análise	Designação	$E_{alv}$ (GPa)	$\gamma_{alv}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E_{cant}$ (GPa)	$\gamma_{cant}$ (KN/m <sup>3</sup> )	Modo #1 (Hz)	Modo #2 (Hz)	Modo #3 (Hz)
1	Tipo II	4,70	22,0	10,00	25,0	1,83	1,92	6,05
2	Tipo II	4,90	22,0	12,00	27,0	1,83	1,94	6,10
3	Tipo II	4,90	20,0	12,00	27,0	1,83	1,95	6,16
4	Tipo II	4,50	20,0	12,00	27,0	1,83	1,96	6,12
5	Tipo III	3,00	20,0	10,00	27,0	1,57	1,60	4,99
6	Tipo III	3,00	22,0	10,00	27,0	1,55	1,58	4,91
7	Tipo III	3,00	20,0	10,00	25,0	1,61	1,64	5,11
8	Tipo III	3,00	22,0	10,00	25,0	1,60	1,63	5,03

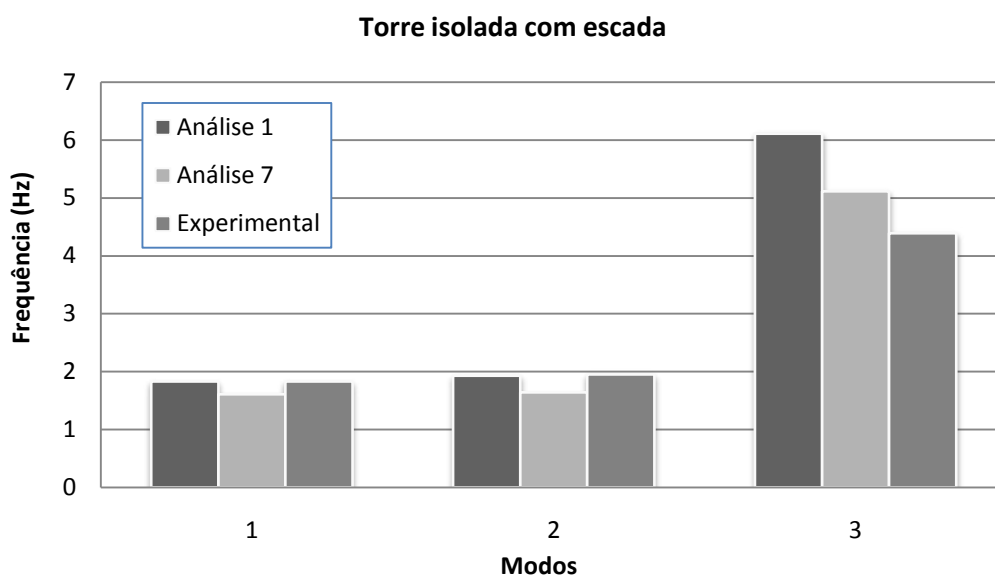


Figura 36: Comparação das frequências obtidas numericamente com as obtidas experimentalmente para o caso da torre isolada com escada

Os valores apresentados na Tabela 9, como referido anteriormente correspondem a modelações com as configurações dos modos semelhantes aos experimentais, ou seja, configurações diagonais segundo os eixos ortogonais das paredes, para os dois primeiros modos de translação, e torção para o terceiro modo. Para estes valores as frequências são satisfatórias quando comparadas com as pretendidas, à exceção do 3º modo em alguns casos. Os valores obtidos para o módulo de elasticidade aparentam ser elevados, pelo que seria esperado uma gama de valores entre 1,5GPa e 3,0GPa.

É importante referir que nos casos das modelações do Tipo III, à medida que o módulo de elasticidade ultrapassava os 3,0GPa as configurações tornavam-se praticamente ortogonais, razão pela qual não são apresentados valores superiores a  $E_{alv} = 3,0GPa$  para o Tipo III. Caso semelhante verificou-se para o Tipo IV para qualquer valor admitido para o módulo de elasticidade da alvenaria.

### 3.2 Torre com ligação à igreja

Nesta subsecção considera-se as diversas hipóteses em que a torre está ligada ao restante corpo da igreja. Desta feita, foi estudada a possibilidade da ligação ser unicamente constituída por molas ou por encastramentos, *i.e.* molas de rigidez infinita. Em todas as hipóteses foi considerada a escada, uma vez que esta opção é mais realista e conforme verificado anteriormente a que permite obter melhores resultados. Desta forma, não faria sentido excluí-la nesta fase, assim como as quatro disposições de materiais consideradas até então.

#### 3.2.1 Ligação apenas por molas

Nesta análise foram adotadas molas para fazer a ligação da torre com a restante igreja e foram considerados vários valores para a rigidez das molas. Foram adotados vários tipos de ligações de forma a avaliar quais as hipóteses de modelação que melhor simulavam os resultados experimentais, sem esquecer que essas ligações terão de ser plausíveis tendo em conta a configuração dos elementos estruturais do corpo principal da igreja.

De forma simplificada, estas ligações vistas em planta encontram-se ilustradas na Figura 37, e algumas destas numa vista em perspetiva tridimensional na Figura 38. Nas zonas com indicação de molas, estas foram colocadas ao longo dos cunhais até à cota onde termina a ligação da torre com a igreja.

No que diz respeito às modelações Tipo I e Tipo II, os valores obtidos encontram-se listados na Tabela 10.

Em todos os casos apresentados a configuração dos modos de vibração é idêntica às configurações obtidas experimentalmente.

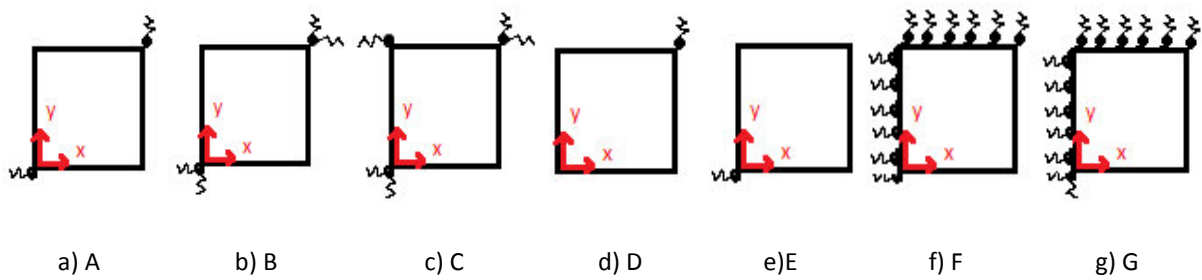


Figura 37: Ilustração das ligações da torre ao corpo principal da igreja através de molas.

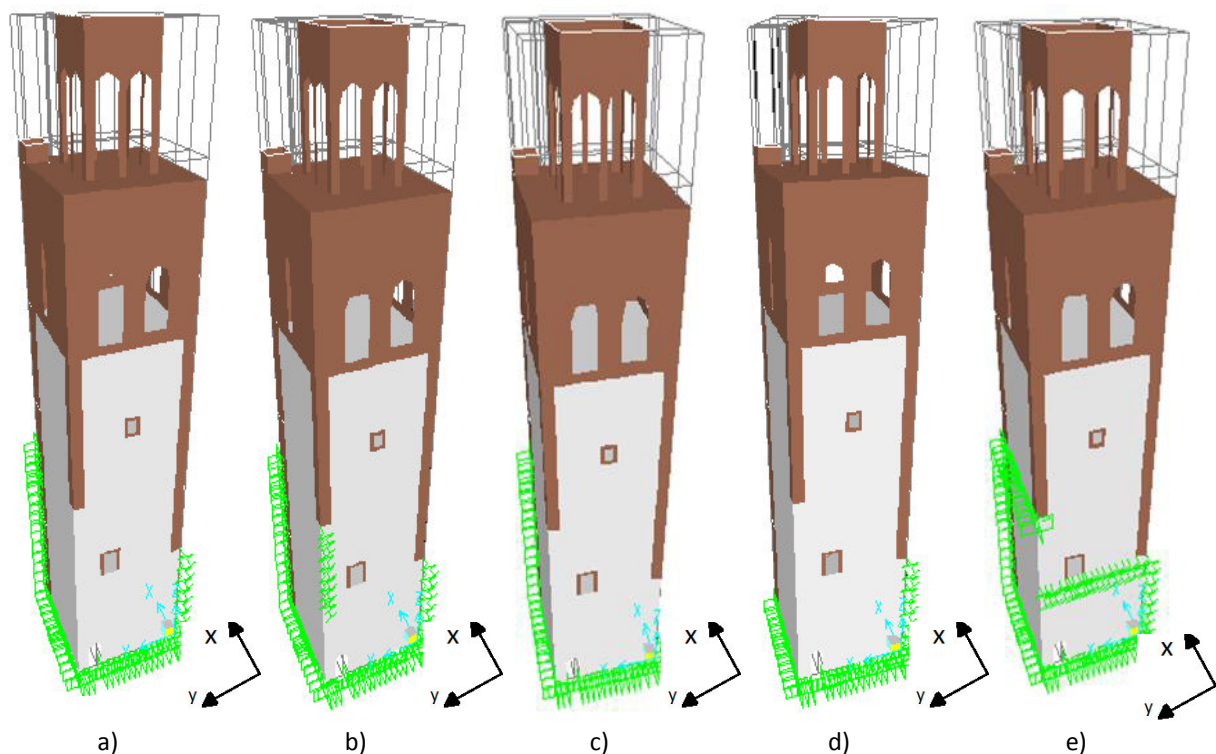


Figura 38: Ilustração da localização das ligações de fronteiras referentes à Figura 37: a) situação A e B; b) situação C; c) situação D; d) situação E; e) situação F e G.

Dos dados recolhidos, as Análises 14 e 16 são as que mais se aproximam do pretendido, estando apresentadas na Figura 39, para fácil comparação destas com as experimentais.

Em ambas as análises é mantido constante o peso volúmico da alvenaria,  $20 \text{ KN/m}^3$ , assim como as características da cantaria, peso volúmico  $27 \text{ KN/m}^3$  e módulo de elasticidade  $10,0 \text{ GPa}$ , variando apenas o módulo de elasticidade da alvenaria.

Tabela 10: Frequência dos modos de vibração da torre (Tipo I e Tipo II) para o caso da torre com ligação ao restante corpo da igreja através de molas.

Análise	Designação	K (KN/m)	$E_{alv}$ (GPa)	$\gamma_{alv}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{cant}$ (GPa)	$\gamma_{cant}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Modo #1 (Hz)	Modo #2 (Hz)	Modo #3 (Hz)
9	Tipo II - A	6000	4,65	22,0	10,00	25,0	1,83	1,92	6,03
10	Tipo II - E	10000	4,80	22,0	11,00	26,0	1,83	1,94	6,08
11	Tipo II - F	80000	3,85	22,0	15,00	26,0	1,83	2,13	5,79
12	Tipo II - G	80000	3,85	22,0	15,00	26,0	1,83	2,13	5,81
13	Tipo I - B	200000	3,50	20,0	10,00	27,0	1,83	1,97	5,91
14	Tipo I - C	200000	3,50	20,0	10,00	27,0	1,83	2,06	5,76
15	Tipo I - C	100000	4,10	20,0	10,00	27,0	1,84	1,96	5,88
16	Tipo I - E	6000	4,50	20,0	10,00	27,0	1,84	1,96	6,03

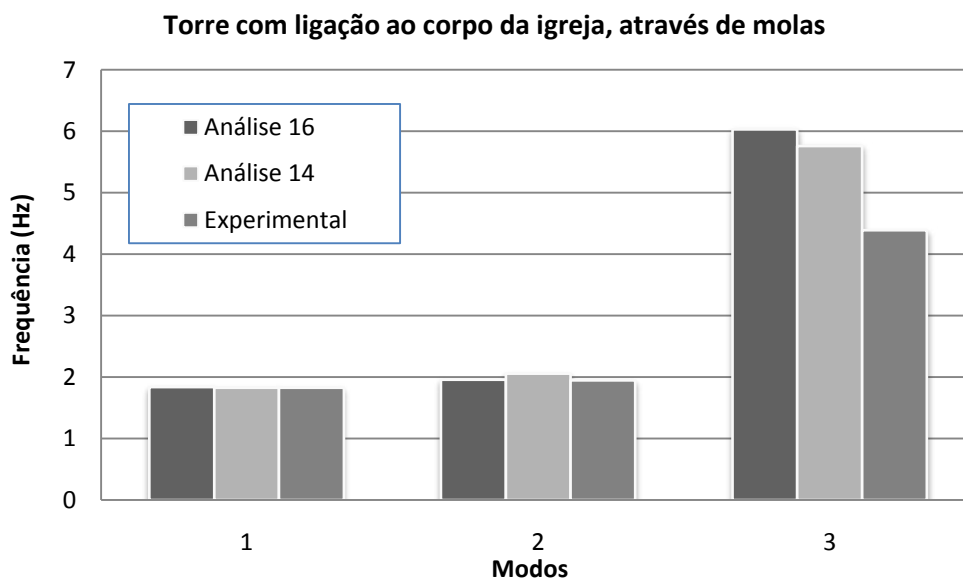


Figura 39: Comparação das frequências dos três primeiros modos, para as Análises 14 e 16 e obtidas experimentalmente.

Por último foi estudada a hipótese dos materiais estarem dispostos segundo o Tipo III e segundo o Tipo IV. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 11. Importa referir que a Análise 22 apresenta dois valores para a rigidez das molas. A rigidez de 10000KN/m corresponde às molas colocadas na ligação do terraço à torre e do transepto à torre (ligações horizontais) e a rigidez mais elevada para a ligação dos cunhais (ligações nos elementos verticais). Na análise dos resultados é justificada esta escolha.

Na Figura 40 é possível visualizar as frequências das duas modelações mais próximas, Análise 21 e 22, e compará-las com os valores experimentais. As propriedades adotadas para os materiais encontram-se descritas na Tabela 11.

Com configurações semelhantes às experimentais, os valores das frequências no geral aproximam-se mais dos experimentais quando considerados o Tipo III e o Tipo IV no que diz respeito à disposição dos materiais.

Tabela 11: Frequências dos modos de vibração para o caso da torre com ligação ao restante corpo da igreja através de molas.

Análise	Designação	K (KN/m)	$E_{alv}$ (GPa)	$\gamma_{alv}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$E_{cant}$ (GPa)	$\gamma_{cant}$ (KN/m <sup>3</sup> )	Modo #1 (Hz)	Modo #2 (Hz)	Modo #3 (Hz)
17	Tipo III - C	80000	2,25	20,0	20,0	25,0	1,84	1,94	5,17
18	Tipo III - B	80000	3,05	20,0	12,0	25,0	1,82	1,95	5,59
19	Tipo IV - B	80000	3,00	21,0	10,0	27,0	1,83	1,88	5,37
20	Tipo IV - B	90000	2,65	22,0	11,0	27,0	1,83	1,88	5,17
21	Tipo IV - B	90000	2,00	22,0	15,0	27,0	1,88	1,94	4,80
22	Tipo IV - G	10000/ 90000	2,00	22,0	15,0	27,0	1,90	1,98	4,87
23	Tipo III - G	100000	2,60	20,0	15,0	25,0	1,83	1,93	5,38
24	Tipo IV - B	200000	2,30	20,0	15,0	25,0	1,83	1,96	5,32

Torre com ligação através de molas ao restante corpo da igreja

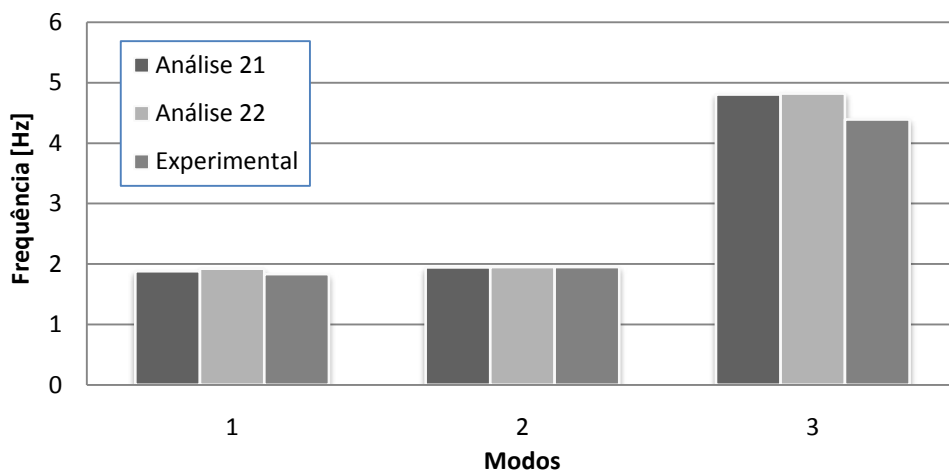


Figura 40: Comparação das frequências dos três primeiros modos, da Análise 21, 22 e obtidas experimentalmente.

## 4 Análise de Resultados

Para a situação da torre isolada sem escada, é possível constatar que a disposição dos materiais ao longo da torre, Tipo I e Tipo II, contribui para a alteração da configuração dos modos. Para o Tipo I, o seu comportamento é o esperado, tendo em conta que desta forma a torre torna-se praticamente simétrica em planta com a eliminação dos cunhais de cantaria, apresentando uma configuração segundo os eixos ortogonais paralelos às paredes.

No que diz respeito à disposição dos materiais segundo o Tipo III, agora com a existência dos cunhais de cantaria sendo elementos de maior rigidez, regista-se uma alteração das direções dos modos de translação, passando a ser aproximadamente a 45° com os eixos paralelos às paredes. Embora diagonais, são contrários às configurações dos modos experimentais, isto porque na ausência das escadas o cunhal correspondente foi modelado com a espessura real sendo menor que os restantes cunhais. Em qualquer uma das situações deixa prever a necessidade de incorporar as escadas e/ou elementos de ligação nas fronteiras de modo a obter as configurações desejadas.

No que diz respeito à torre com escada, as configurações dos modos são os esperados e os pretendidos. Considerando a distribuição de materiais do Tipo III, à medida que se aumenta o módulo de elasticidade da alvenaria, a partir de 3,0GPa, as configurações dos modos de vibração passam a se desenvolver segundo os eixos ortogonais, assim como para o Tipo IV.

De seguida procurou-se incorporar nas análises numéricas a interação da torre com o corpo principal da igreja. Tal foi feito de uma forma simplificada, através da alteração das condições de fronteira. No que diz respeito ao Tipo II, embora na literatura seja admissível considerar para módulo de elasticidade da alvenaria até 5,0GPa, no caso em estudo, considerando que a torre já resistiu a pelo menos dois terramotos com intensidade considerável, possui fissuras e apresenta degradação do material possível de constatar, não seria esperado um valor tão elevado.

No que diz respeito à ligação da torre ao corpo da igreja através de molas, para valores até 6000 KN/m os valores mantêm-se semelhantes, deixando transparecer que a rigidez das molas é demasiado baixa não sofrendo influência. Este facto pretende-se com realidade de se tratar de uma estrutura muito pesada e rígida por si só, e estes valores para as molas

produzem efeitos pouco significativos. Perante esta situação torna-se evidente aumentar a rigidez das molas em alguns casos. Ao aumentar a rigidez das molas, aumenta por sua vez a rigidez da estrutura e conseqüentemente aumentam as frequências, resultando em alguns casos valores muito próximos dos obtidos experimentalmente para os três principais modos de vibração da torre.

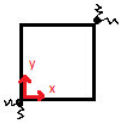
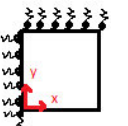
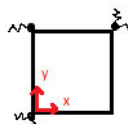
Por esta razão, como os valores determinados se aproximam dos pretendidos, afigura-se relevante apresentar os seus erros quando comparados com os experimentais.

Na Tabela 12 lista-se os valores das frequências obtidas dos modelos numéricos que mais se assemelham com os valores experimentais, assim como, os respetivos erros relativos.

Do estudo efetuado, podemos concluir que há três situações que merecem destaque:

Considerando a Análise 21, com molas de rigidez  $k=90000$  KN/m colocadas onde a torre se encontra ligada ao restante corpo da igreja, é importante referir que há um terceiro cunhal que também se encontra ligado e não foi simulado, isto porque até à cota 8,40m (a contar do piso térreo) está no interior da igreja sem qualquer ligação, sendo que dos 8,40m até aos 14,90m está ligado à igreja pelo transepto. Contudo na maioria dos casos em que a torre apresenta os cunhais de cantaria (Tipo III e Tipo IV) e tendo em conta as ligações de fronteira admitidas a representação da ligação deste cunhal mostrou-se insignificante, por sua vez

Tabela 12: Valores das frequências mais próximas as frequências obtidas experimentalmente nos ensaios e respetivos erros relativos.

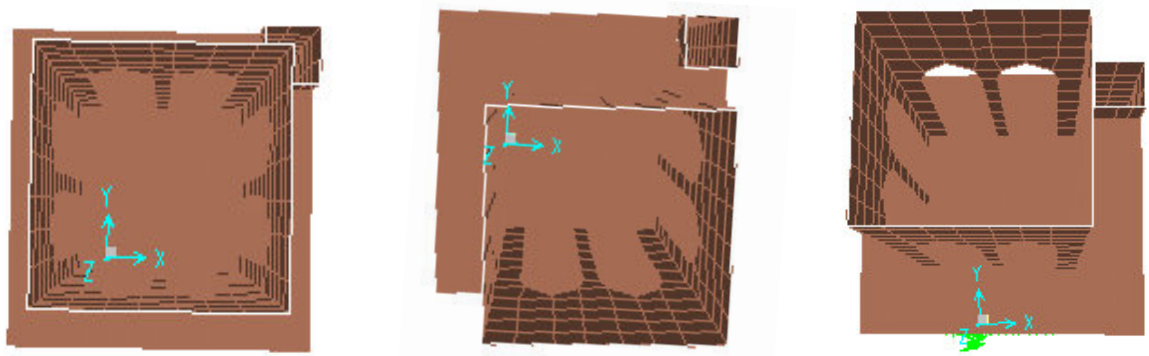
Análise	Designação	Condições de Fronteira	Modo #1	Modo #2	Modo #3
			Freq.(Hz), $e_{rel}$	Freq.(Hz), $e_{rel}$	Freq.(Hz), $e_{rel}$
21	Tipo IV - B		1.88, 2.73%	1.94, -0.50%	4.80, 9.34%
22	Tipo IV-G		1.90, 4.40%	1.98, 1.54%	4.87, 10.93%
17	Tipo III-C		1.84, 0.55%	1.94, -0.51%	5.17, 17.77%

quando considerados os Tipos I e II, a representação deste cunhal embora pequena, mostrou exercer influência sobre os valores obtidos. As restantes ligações encontram-se nas zonas onde a torre se encontra ligada à igreja.

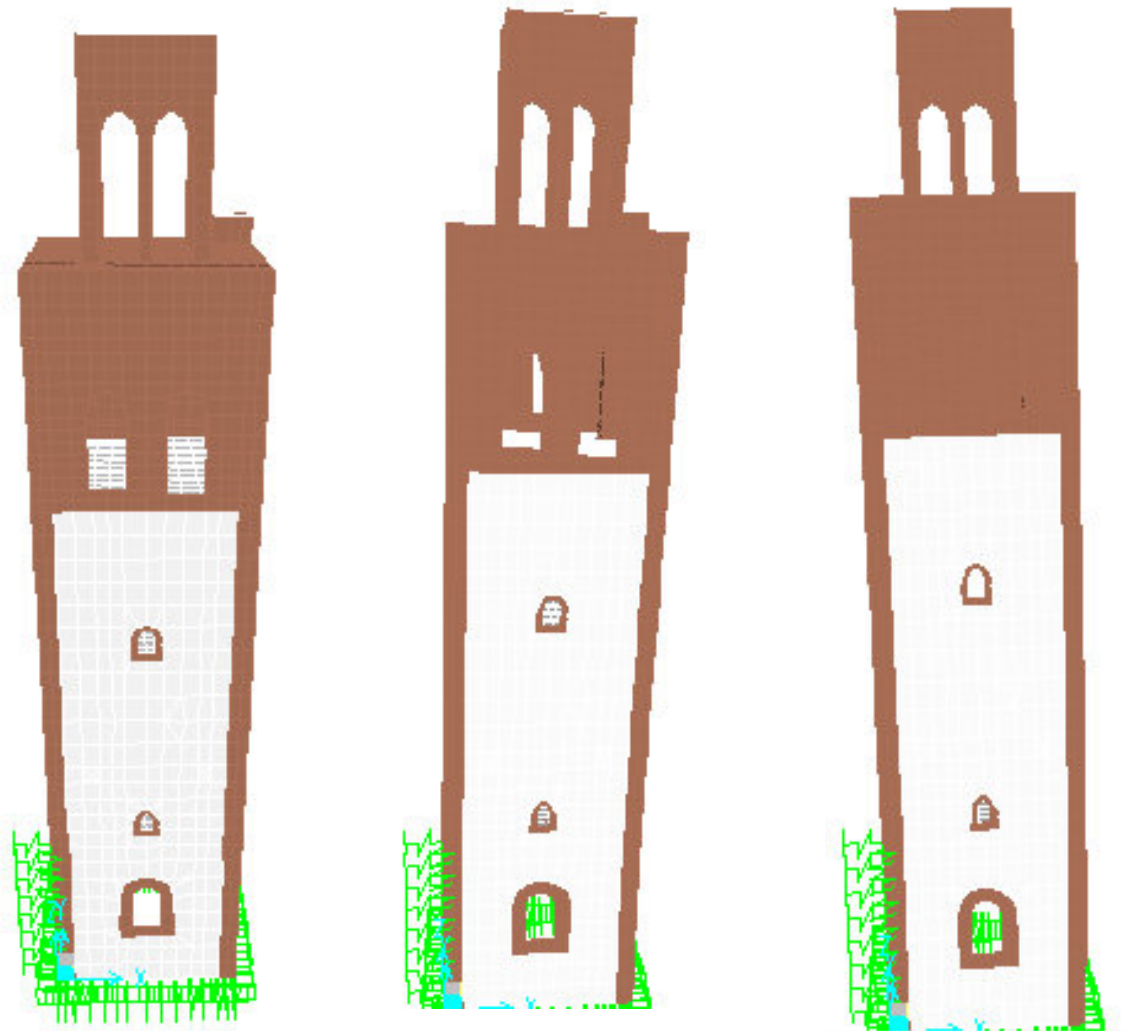
Esta análise está representada na Figura 41 até à Figura 43, ilustrado os três modos de vibração e respetivas frequências.

Na segunda modelação, Análise 22, foi considerada a ligação do terraço da capela-mor à torre, assim como a ligação do telhado do transepto à torre.

Justificadas as localizações das ligações, há necessidade de clarificar a terceira modelação, Análise 17, exposta na Tabela 12. Considerando que a zona dos cunhais é um elemento de maior rigidez, e que a ligação do terraço e do transepto não deverá ter tanta influência, logo tanta rigidez quando comparada com os cunhais, por essa razão as molas colocadas para simular a ligação do terraço da capela-mor à torre, assim como do transepto à torre foram admitidas com menor rigidez.

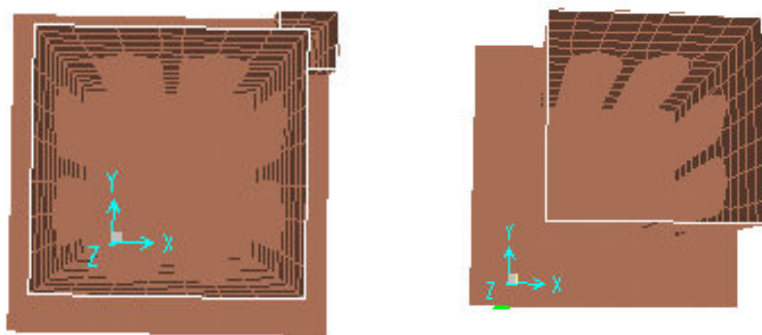


a)

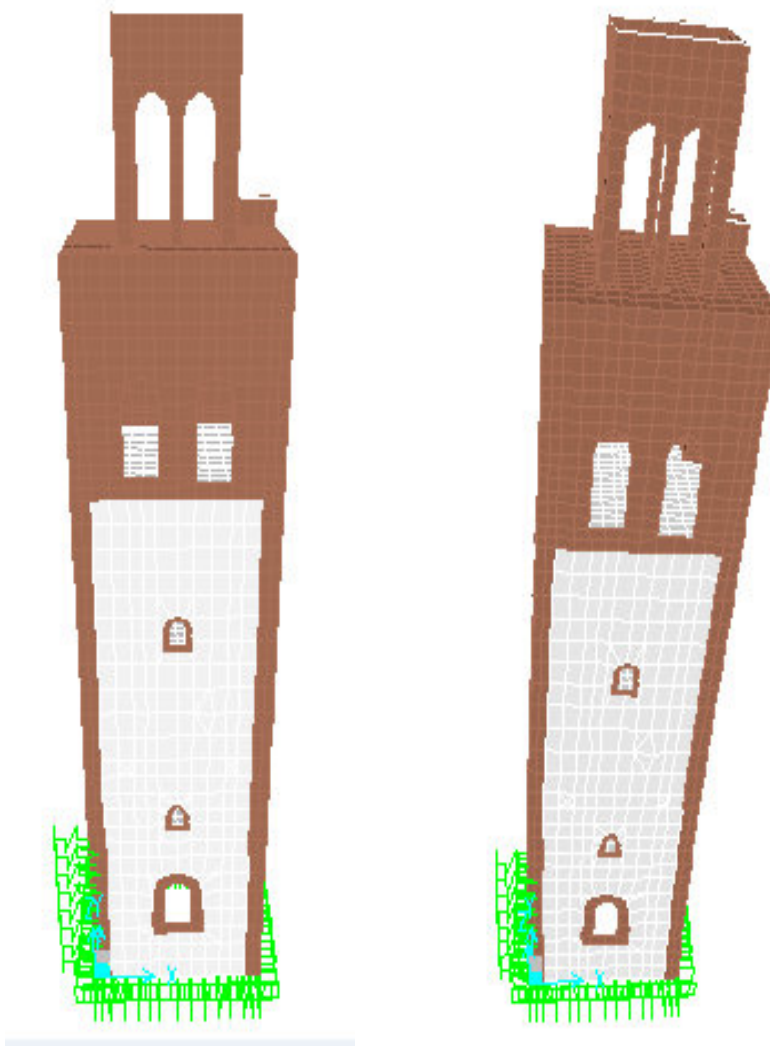


b)

Figura 41- Configuração modal da Análise 21, Modo #1 – 1.88Hz. a) Vista de topo, sem translação e com translação, respetivamente; b) Vista frontal, comparação entre estrutura estática e respetivas configurações dos deslocamentos transversais.



a)



b)

Figura 42- Configuração modal da Análise 21, Modo #2 – 1.94Hz. a) Vista de topo, sem translação para termos comparativos e ilustração do movimento de translação, respetivamente; b) Vista frontal, comparação entre estrutura estática e respetivas configurações dos deslocamentos transversais.

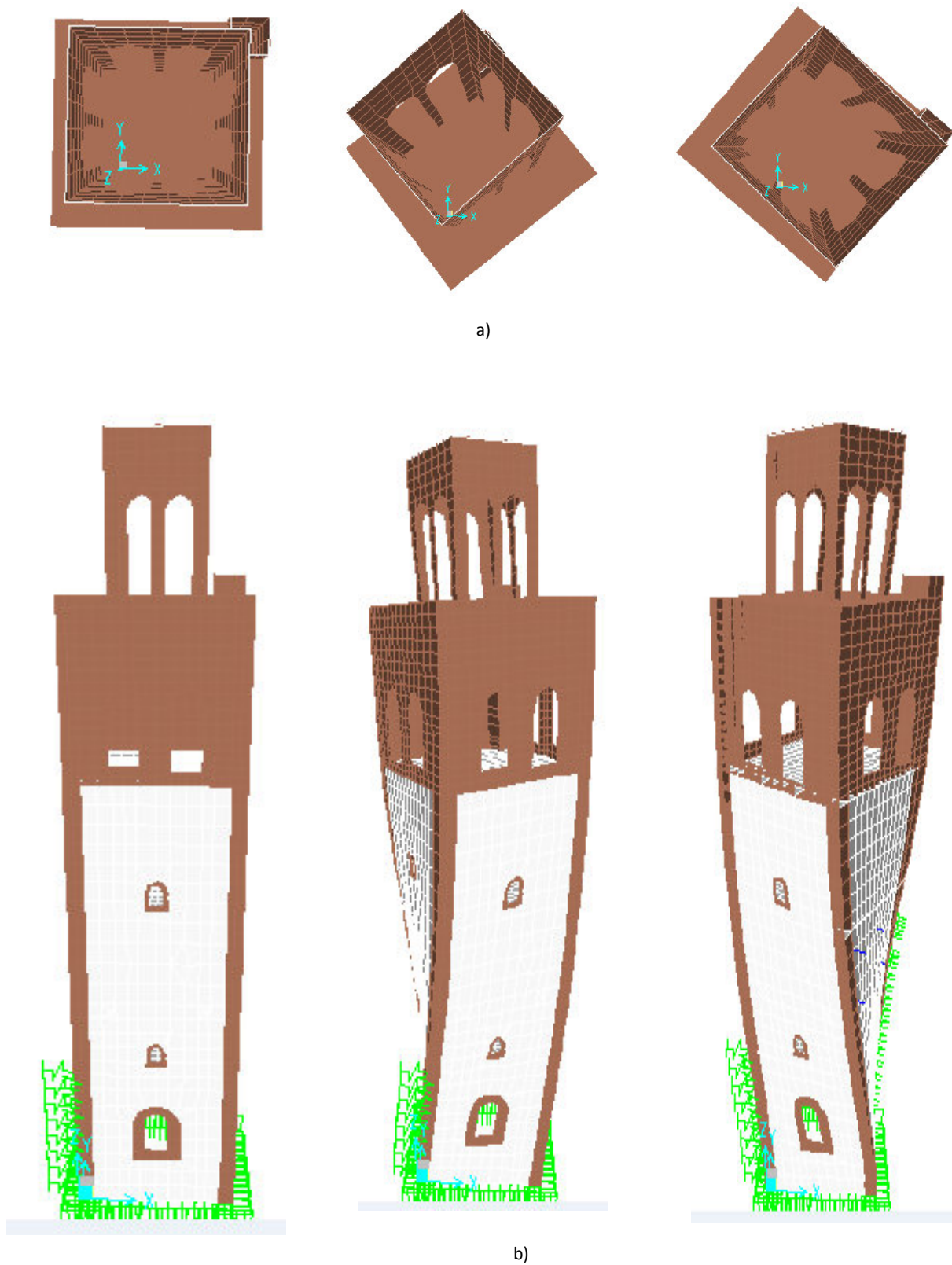


Figura 43- Configuração modal da Análise 21, Modo #3 – 4.80Hz. a) Vista de topo, sem rotação e com rotação, respetivamente; b) Vista frontal, comparação entre estrutura estática e a estrutura em movimento de rotação, respetivamente.

## **Capítulo VII**

### **Conclusões e Desenvolvimentos Futuros**

#### **1 Conclusões**

A Sé Catedral do Funchal desde a sua origem que representa um marco para a sociedade, quer pela sua grandiosidade o seu simbolismo e a sua história, assim como representou uma centralidade que ainda hoje se verifica. Erguendo-se como Monumento Nacional que deve ser preservado e sobre o qual devem ser mantidos cuidados que visem a sua continuidade no tempo.

De forma sintética e por ter noção da sua importância, esta dissertação visa fornecer informação sobre a estrutura da torre. Até à data é pouca a informação referente ao seu comportamento estrutural, sendo por isso um dos objetivos desta dissertação a apresentação de informação útil para futuros trabalhos que visem um acompanhamento/monitoramento desta estrutura no que diz respeito à sua conservação, e se necessário ao seu reforço sísmico.

A informação obtida resulta de ensaios com acelerómetros que permitiram obter novos dados sobre o comportamento dinâmico da torre, culminando na obtenção de estimativas dos parâmetros modais. Os ensaios realizados revelaram-se adequados à estrutura em estudo por vários motivos, foi célere, não impôs restrições significativas do uso da estrutura durante os ensaios e não implicou a aplicação de forças controladas. A aplicação desta força teria de ser necessariamente poderosa e dispendiosa para que resultasse numa resposta mensurável sendo impensável neste caso, uma vez que se trata de uma estrutura grande, histórica e frágil. Não seria admissível correr o risco de provocar danos adicionais à estrutura.

Após realização dos ensaios e do tratamento de dados, estes serviram de base às premissas das modelações realizadas, tendo como finalidade criar um modelo numérico que reproduzisse o mais fielmente possível a Torre Sineira.

Ao contrário da análise numérica, os dados apurados através dos ensaios representam um valioso conjunto de informações sobre a estrutura dado que reportam às condições *in-situ* desta, traduzindo que qualquer defeito, dano ou potencial estado de degradação, têm consequências nos resultados obtidos. Deste modo, os parâmetros estudados podem de princípio apresentar particularidades e/ou anomalias que permitam concluir sobre o estado e funcionamento da estrutura [20], não obstante a complementaridade de uma modelação numérica da estrutura.

Através dos ensaios foi possível compilar informação sobre os três primeiros modos de vibração, sendo os dois primeiros de translação com orientação diagonal, quando comparados com os eixos ortogonais em planta das paredes, com amortecimento na ordem dos 1.20% e 1.16%, respetivamente, e o terceiro modo de torção com um amortecimento 1.20%.

Na criação dos modelos existem aspetos de grande importância e com grande influência sobre os resultados, sendo o caso das propriedades mecânicas dos materiais que compõem a torre. A determinação das propriedades mecânicas da estrutura foi efetuada através do ajuste da resposta dinâmica numérica à resposta obtida experimentalmente.

Os valores obtidos na análise numérica, representam em alguns casos uma aproximação considerável quando comparada com valores experimentais, outros nem tanto. Dado que a

análise numérica não tem em conta factores como, a degradação, perda e desgaste do material assim como fendas, entre outros, não seria sequer espectável que os valores coincidisse na sua totalidade.

Ao longo do trabalho foi possível constatar um aumento da frequência dos modos de vibração, quando eram admitidas melhores características para a alvenaria, ou seja, quanto maior a rigidez deste material maior é a rigidez da estrutura. Através desta constatação é possível concluir, que a correta caracterização deste material é extremamente importante visto condicionar o comportamento da estrutura.

Das modelações realizadas, cinco apresentam resultados com maior qualidade, conforme Tabela 11, é ainda curioso constatar que na sua maioria os resultados mais próximos dos experimentais foram obtidos quando considerados os tipos III e IV relativamente à distribuição dos materiais, concluindo-se deste modo que os cunhais deverão portanto ser constituídos por cantaria na sua totalidade e não por pedra de forro como também era usado nos edifícios de alvenaria e cantaria. No entanto, das cinco modelações destaca-se uma, a Análise 21, com molas de rigidez 90000 KN/m, com as valores característicos dos materiais admissíveis ( $E_{alv} = 2\text{GPa}$ ;  $\gamma_{alv} = 22\text{KN/m}^3$ ,  $E_{cant} = 15\text{GPa}$ ,  $\gamma_{cant} = 27\text{KN/m}^3$ ). Esta modelação apresenta a configuração dos modos semelhante aos experimentais tendo como frequência do primeiro e segundo modo 1.88Hz e 1.94Hz, respetivamente, e o terceiro modo 4.80Hz. Por sua vez, quando comparados com os experimentais estes apresentam um erro relativo de 2.73%, -0.50% e 9.34%, respetivamente.

Não obstante o défice de informação no que diz respeito às condições de apoio e às características mecânicas dos materiais os resultados obtidos concluem que o modelo numérico traduz satisfatoriamente o comportamento dinâmico da torre para valores plausíveis dos módulos de elasticidade dos materiais, sendo ainda possível constatar que a Torre Sineira está a funcionar aparentemente como um todo.

Por último, é importante referir que os valores obtidos fazem sentidos para níveis de vibração baixos, para excitações com vibrações superiores, *e.g* sismos, estes valores não seriam representativos dessas situações.

Em suma, este trabalho mostra-se importante e releva-se uma mais-valia no sentido de ter permitido aferir as características dos materiais, as configurações modais, e as suas propriedades dinâmicas.

## **2 Desenvolvimentos Futuros**

É imperativo lembrar que as propriedades dos materiais não resultaram de ações de inspeção específicas pelo que poderão apresentar alguma variabilidade de valores e alterar de alguma forma as conclusões obtidas. Desta forma urge desenvolver a caracterização do estado de conservação dos materiais constituintes da torre bem como as suas propriedades mecânicas através de ensaios *in-situ* e laboratoriais de modo que a obter-se resultados precisos e representar fielmente o estado da Torre Sineira da Sé Catedral.

Seria interessante se em futuros trabalhos fosse simulado o pináculo, embora a percentagem de massa não represente um valor significativo nem seja um elemento estruturalmente relevante neste tipo de trabalho. Em simultâneo seria oportuno assumir o preenchimento das abobadas com terra vegetal, de acordo com a informação recolhida através de ensaios de boroscopia realizados num trabalho paralelo a esta dissertação relativo à Sé Catedral do Funchal. Além do referido, seria igualmente interessante se a interação com o restante corpo da igreja fosse mais explorado, de modo a serem conhecidas as reais interações.

Adicionalmente, dada a importância desta edificação, afigura-se como pertinente desenvolver um estudo sobre a sua vulnerabilidade sísmica deste edifício.

## Referências Bibliográficas

1. A2P (2008). "Torre Sineira da Sé do Funchal, Diagnósticos Sobre as Actuais Condições de Segurança", A2P Consult Estudos e Projetos, Lda., Relatório.
2. Andersen, P. (1997). "Identification of Civil Engineering Structures using Vector ARMA Models", PhD, Aalborg University, Denmark.
3. Andersen, P., R. Brincker, M. Goursat, and L. Mevel (2007). "Automated modal parameter estimation of civil engineering structures", Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES), Porto.
4. Appleton, J. (2011). "Reabilitação de Edifícios Antigos - Patologias e Tecnologias de Intervenção", 2ª Edição, Edições Orion.
5. Branco, M.E.M. (2007). "Reforço sísmico de edifícios de alvenaria: Aplicação a edifícios "Gaioleiros"", Tese de Mestrado. Universidade Técnica de Lisboa.
6. Brincker, R., G. Ventura, and P. Andersen (2001). "Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition", Proceedings of IMAC XIX, the 19th International Modal Analysis Conference, Kissimmee, USA.
7. Brincker, R., L. Zhang, and P. Andersen (2000). "Modal Identification from Ambient Responses Using Frequency Domain Decomposition", IMAC XVIII, San Antonio, USA.
8. Caetano, E.S. (2000). "Dynamics of Cable-stayed Bridges - Experimental Assessment of Cable-Structure Interaction", Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
9. Chopra, A.K. (1995). "Dynamic of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
10. Cole, H.A. (1968). "On-the-line Analysis of Random Vibrations", AIAA Paper No.68-288.
11. Cole, H.A. (1973). "On-Line Failure Detection and Damping Measurements of Aerospace Structures by Random Decrement Signature". NASA CR-2205.
12. CSI (2009). "SAP2000 - Structural Analysis Program", version Advanced 14.0.0, Computers & Structures Inc.

13. Farinha and Reis (1993). "Tabelas Técnicas".
14. Felber, A. (1993). "Development of a Hybrid Bridge Evaluation System", PhD Thesis, British Columbia, Vancouver, Canada.
15. IPQ (2000). "Eurocódigo 6: Projetos de Estruturas de Alvenaria. Parte 1-1: Regras Gerais para Edifícios. ", I.P.d.Q.N.E.-.-. 2000), Caparica, Portugal.
16. IPQ (2000). "Eurocódigo 8: Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes: Parte 1-1: Regras gerais - Acções sísmicas e requisitos gerais para estruturas", Draft No 6, Stage 49, I.P.d.Q.N.E.-.-. 2000), Caparica, Portugal.
17. IPQ (2002). "NP EN 1052-1. Método de ensaio para alvenaria. Parte 1: Determinação da resistência à compressão", Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal.
18. Lino, R. (1941). "A Propósito da Sé do Funchal: Restauração de Monumentos", Revista e Boletim da ANBA nº 9, pp. 6-15.
19. LMS (2010). "LMS PolyMAX", LMS International.
20. Lopes, V., J. Guedes, A. Arêde, J. Milheiro, E. Paupério, and A. Costa (2010). "Identificação Dinâmica de Estruturas", Congresso Património 2010. Porto.
21. Lourenço, P.B. and H. S. (2002). "Concepção e Projeto para Alvenaria", Seminário sobre Paredes de Alvenaria, Porto.
22. Mendes, L., A. Campos Costa, and E. Coelho (2006). "LNEC-SPA, Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers", Poster in the 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 3-8 September, Geneva, Switzerland.
23. Mendes, L., E. Coelho, and A.C. Costa (2006). "Shaking Table Tests of a Reinforced Concrete Precast Building System", Relatório nº97/2006 - NESDE. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
24. Mendes, L. and A.C. Costa (2007). "LNEC-SPA, Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers – Version 1.0 - Build 12", Report nº29/2007-NESDE. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
25. Mourão, S.M. (2001). "Estudo do Comportamento Sísmico do Conjunto Monumental do Mosteiro dos Jerónimos", Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho.

26. Pena, A.F. (2008). "Análise do Comportamento Sísmico de um Edifício Pombalino", Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa (IST).
27. Pinho, F. (1997). "Sistematização do Estudo sobre Paredes de Edifícios Antigos", Ingenium, Ordem dos Engenheiros.
28. Pinho, F. (2008). "Paredes de Edifícios Antigos em Portugal". Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
29. Rodrigues, J. (2004). "Identificação Modal Estocástica, Métodos de Análise e Aplicações em Estruturas de Engenharia Civil", PhD Thesis, Engineering Faculty of University of Porto, Porto, Portugal.
30. Santos, P.D. (1975). "Tecnologia de argilas - Vol.2 Aplicações", São Paulo. Editora Edgard Bluecher Lda.
31. Zhang, L., R. Brincker, and P. Andersen (2002). "A Unified Approach for Two-Stage Time Domain Modal Identification", International Conference on Structural Dynamics Modelling, Funchal, Madeira, Portugal.



## Anexo A      Dados Cronológicos da Torre

Importa salientar o desenvolvimento cronológico da Torre Sineira, que de certa forma explicitam a forma e o estado como hoje se apresenta. Em baixo são indicadas algumas datas referentes ao nosso caso de estudo, a Torre Sineira.

**1493:** Início das obras de construção da Sé. Em carta dirigida à Câmara do Funchal, D. Manuel informa ter determinado começar e meter logo mão na igreja que ordenara para serviço de Deus e bem e honra dos funchalenses.

**1514:** Realizavam-se os últimos trabalhos na torre. Não sabendo como construir o coruchéu, D. Manuel informa o vigário Frei Nuno Cão que faça de ladrilho e não de madeira e de fora com seus azulejos.

**1515:** Construção do antigo coro na sala da torre, sobre a atual capela de Nossa Senhora dos Varadouros, com a qual se liga pela escada de caracol que conduz às sineiras. Posteriormente (entre 1792 e 1794) o coro é colocado sobre a porta principal (nártex) e guarda-vento. Abertura dos janelões no frontispício, com respetiva varanda sobre o largo da Sé.

**1517:** Conclusão dos últimos trabalhos na Torre Sineira e de ornamentação no interior.

**1591:** A cobertura da capela-mor, antigamente coberta por telha, foi fortemente prejudicada pela queda do coruchéu na noite 28 de Dezembro. Verificou-se a destruição do telhado sobre a capela-mor devido ao desabamento da grimpa da torre e coruchéu, factos causados por um ciclone.

**1748:** Ocorrência de um violento terramoto, que deixou a torre da Sé fragilizada com várias fendas pela altura do antigo coro. Acudiu prontamente o cabido, segurando as paredes de cantaria rija com grossos varões de ferro e entaipando com cal a janela bipartida no lado leste. Em 1881, ao serem picadas as paredes para serem rebocadas de novo, a janela foi desentaipada.

**Dezembro de 1948:** Demolição da antiga casa dos Capelães, encostada à face norte da torre; substituição das cantarias esmagadas do cunhal da torre; calcetamento do pátio com godo (seixos rolados) em desenhos curvos.

**Mai de 1949:** Consolidação do cunhal da Torre Sineira através da substituição de cantarias e restauro da fresta geminada.

**Agosto de 1949:** Escavação e remoção de entulhos e terras em redor da torre e reboco das paredes na parte baixa da Torre Sineira.

**1974:** Obras de conservação das fachadas da torre, no valor de 220,000,00, destacando-se: Descasque de rebocos salitrados e em mau estado em paredes exteriores (751m<sup>2</sup>), incluindo limpeza de juntas das alvenarias, emboço e reboco de paredes em massa de areia afagada e fecho de juntas de cantarias dos cunhais e cimalthas, caiação de paredes exteriores e fixação, consolidação e pintura do catavento.

**Entre 1986 e 1987:** Obras de beneficiação da torre da sé do Funchal:

-Fornecimento e assentamento de barrotes c/ 2,20x0,16x0,10, assim como do soalho no teto com afastamento entre tábuas de 1 cm para arejamento.

- Picagem do reboco da cúpula da torre incluindo salpico;

- Fornecimento e colocação de pedras trabalhadas na cimaltha da Torre incluindo a retirada das partidas.

- Fornecimento e assentamento de cunhais moldados e pedra regional a 0,05 no preenchimento das pedras curcumidas pelo tempo incluindo a preparação do leito da pedra existente; Tratamento das pirâmides das ameias; Limpeza da cantaria no fecho das abóbadas; Fornecimento e colocação de pedras em falta na boca sineira.

- Picagem do teto da Sala dos Sinos; Reboco dos tetos; Caiação a três demãos de cal; Execução de soco em cimento com 0,90 de altura na Sala dos Sinos.

- Desmonte da fuga da chaminé na Torre.

- Fornecimento e colocação de gatos em latão nas pedras que atualmente estão encostadas à chaminé.

-Conservação e restauro dos azulejos do pináculo da Torre Sineira. Data de conclusão 31/12/1987. Restauro e fornecimento de azulejos de três cores (branco, azul e castanho); e posterior levantamento e recolocação dos azulejos soltos ou em falta.

## Anexo B    Desenhos Esquemáticos da Torre

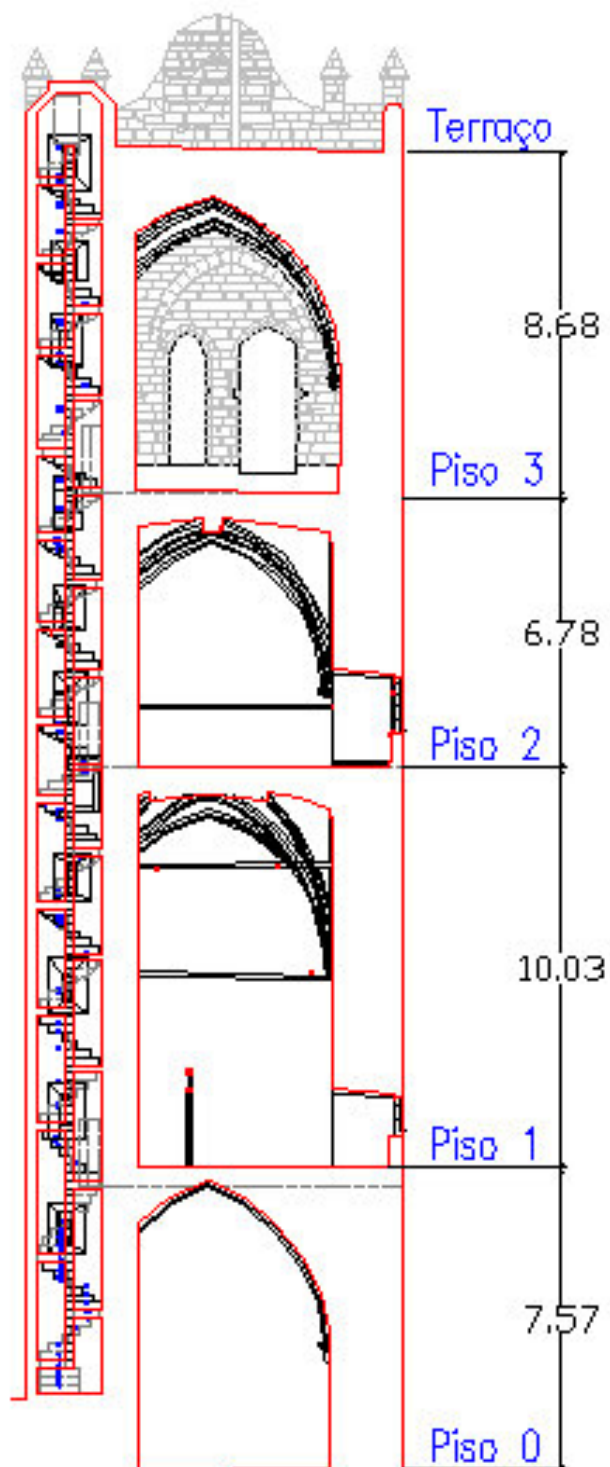


Figura 44: Vista em corte da Torre Sineira,

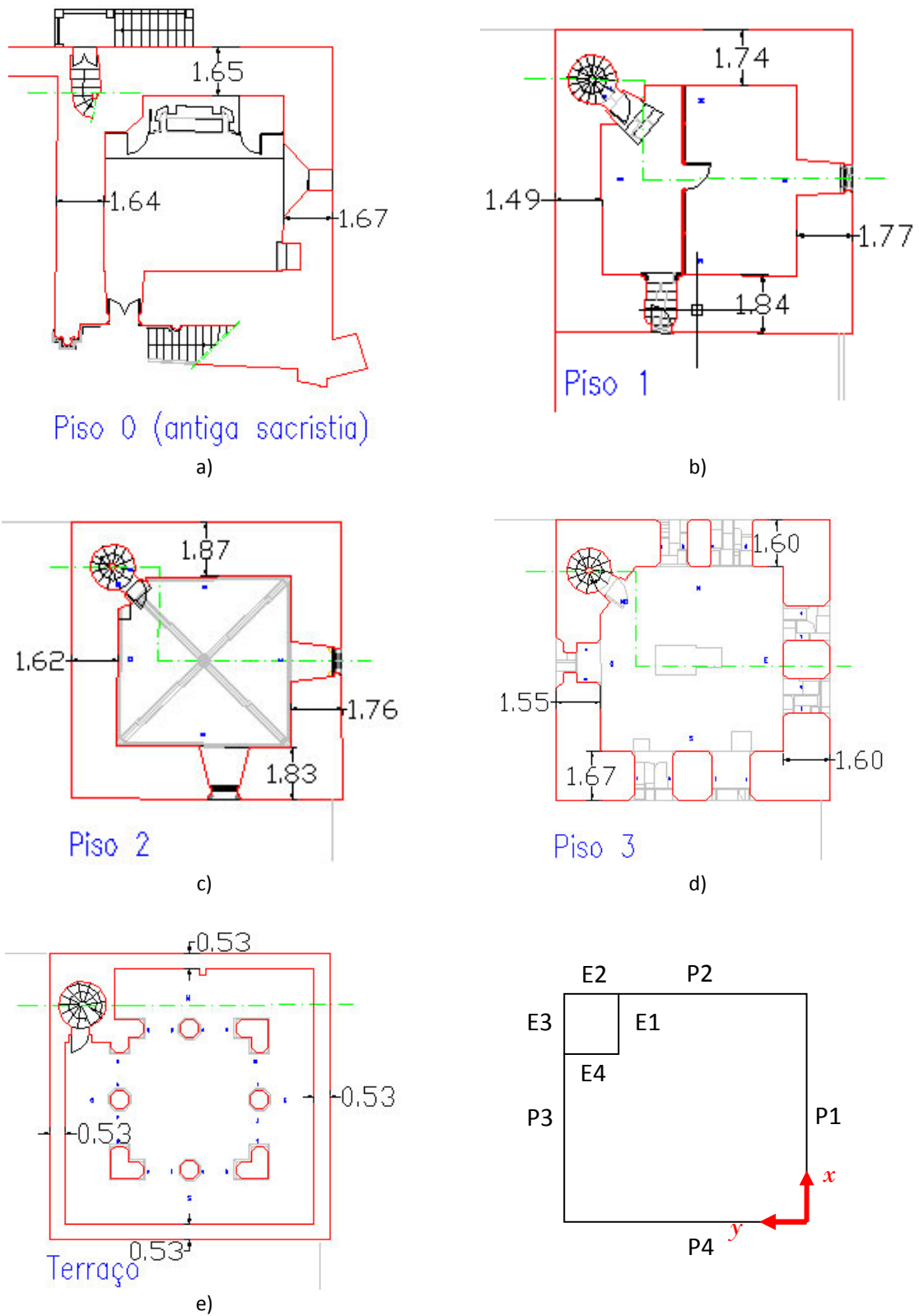


Figura 45: Planta da Torre Sineira.

## Anexo C Especificações Técnicas



Tipo: Acelerómetro piezoeléctrico ICP  
Modelo: 392B12  
Fabricante: PCB PIEZOTRONICS ([www.pcb.com](http://www.pcb.com))  
Sensibilidade: ( $\pm 10\%$ ) 10,000 mV/g (1019,4 mV/(m/s<sup>2</sup>))  
Campo de medição:  $\pm 5000$  g pk ( $\pm 49,050$  m/s<sup>2</sup> pk)  
Gama de frequências: ( $\pm 5\%$ ) 0,15-1000 Hz; ( $\pm 10\%$ ) 0,10-2000 Hz; ( $\pm 3$  dB) 0,05-4000 Hz  
Resolução de banda larga: (1 a 10000 Hz) 10  $\mu$ g rms (0,00008 m/s<sup>2</sup> rms)  
Ruído espectral:  
1 Hz – 1,30  $\mu$ g/ $\sqrt$ Hz  
10 Hz – 0,32  $\mu$ g/ $\sqrt$ Hz  
100 Hz – 0,13  $\mu$ g/ $\sqrt$ Hz  
1000 Hz – 0,10  $\mu$ g/ $\sqrt$ Hz  
Frequência de ressonância:  $\geq 10$  kHz  
Não-linearidade:  $\leq 1\%$   
Sensibilidade transversal:  $\leq 7\%$   
Peso: 210 g

Figura 46: Especificações técnicas dos acelerómetros piezoeléctricos utilizados nos ensaios.