

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE TORRES DE GERADORES EÓLICOS

LUÍS FILIPE MARQUES PEDREIRA DE OLIVEIRA

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

Orientador: Professor Doutor Filipe Manuel Rodrigues Leite de Magalhães

Co-Orientador: Professor Doutor Álvaro Alberto de Matos Ferreira da Cunha

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

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

Aos meus pais e irmão

Ninguém é tão sábio que nada tenha para aprender, nem tão tolo que nada tenha para ensinar.

Blaise Pascal

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos aqueles que, de uma forma ou de outra, contribuíram com a amizade, o apoio e os ensinamentos que me permitiram completar este percurso. Em especial, queria agradecer:

- Ao meu orientador, o Professor Filipe Magalhães, pela capacidade de trabalho que depositou em mim, pela disponibilidade que sempre me concedeu, pelos conhecimentos que me ajudou a adquirir e pelo empenho com que me acompanhou;
- Ao Professor Álvaro Cunha, à Professora Elsa Caetano e a todos os elementos do ViBest/FEUP pela disponibilização do equipamento necessário ao ensaio e pela ajuda no mesmo;
- Às diversas entidades envolvidas (Repower, Cavalum e INEGI), em particular ao Engenheiro Miguel Marques (INEGI), ao Engenheiro José Saraiva e ao Engenheiro Pedro Santiago (Repower) e ao Engenheiro Frederick Saborano (Cavalum);
- A Charalambos Baniotopoulos, professor na Universidade de Tessalónica, na Grécia, e autor do artigo “Analysis and Design of the Prototype of a Steel 1-MW Wind Turbine Tower”, pelos dados detalhados que cedeu;
- Aos colegas Aires Colaço, Cristiano Moreira e ao Engenheiro Gustavo Oliveira pelo tempo que disponibilizaram sempre que necessitei da ajuda deles;
- Aos meus amigos e colegas de trabalho Agostinho Rocha, António Barbosa, Dany Rocha, Nuno Bouça, Pedro Lopes, Pedro Ramos, Pedro Silvestre, Vítor Pinheiro e também ao meu irmão José Oliveira e ao meu primo João Oliveira, tanto pelo convívio que proporcionaram, como pelo apoio e ajuda que me deram;
- Aos meus pais pelos esforços que realizaram para que eu chegasse onde estou hoje, pela sua preocupação incessante e pelo apoio que nunca deixaram de me dar.

RESUMO

O presente trabalho teve como principal objetivo o estudo e a análise do comportamento dinâmico de uma torre de gerador eólico, com vista a encontrar um modelo numérico que a represente do modo mais real.

O trabalho inicia-se com a apresentação do estado de arte relativo a torres de geradores eólicos, no qual são descritos os diferentes tipos de geradores eólicos e as respetivas estruturas de suporte e fundação. Nele é também feita uma sinopse dos seus aspetos mais relevantes, tal como dos impactes ambientais e das informações relativas à sua monitorização.

De seguida, são apresentados os conceitos teóricos necessários para a compreensão e realização da análise modal de uma estrutura e são explicados os aspetos mais relevantes da modelação numérica das torres de geradores eólicos e consequente análise dinâmica.

Por último, retrata-se o ensaio dinâmico realizado à torre em estudo, descrevendo o tratamento dos resultados conseguidos. Também se explica o ajuste efetuado ao modelo de elementos finitos que melhor representa a estrutura, para o estudo das suas propriedades dinâmicas e consequente monitorização.

PALAVRAS-CHAVE: torres de geradores eólicos, análise modal, ensaio dinâmico, frequências próprias, modos de vibração

ABSTRACT

The present work aims to study and analyse the dynamic behaviour of a wind tower, in order to find a numerical model that represents, in a realistic way, this structure.

The study begins with the presentation of a state of art about wind towers, in which the different types of wind generators, their support structures and foundations are described. A synopsis of their environmental aspects and impacts and some information regarding their monitoring is also presented.

Afterwards, several theoretical concepts required to understand and to perform a modal analysis of a structure, as well as the important features of numerical modelling of wind towers, and the consequent dynamic analysis, are described and explained.

Finally, the dynamic test performed on the tower is presented, describing the results achieved and explaining the adaptation performed in the finite element model that best represents the structure, for the study of its dynamic properties and monitoring.

KEYWORDS: wind tower, modal analysis, dynamic test, modal frequency, modal shapes

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. TORRES DE GERADORES EÓLICOS – ESTADO DA ARTE	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. APROVEITAMENTO DA ENERGIA DO VENTO	6
2.3. OS GERADORES EÓLICOS	7
2.3.1. TURBINAS DE EIXO VERTICAL (VAWT)	9
2.3.2. TURBINAS DE EIXO HORIZONTAL (HAWT)	9
2.3.3. MODELOS COM DIFERENTES NÚMEROS DE PÁS	10
2.3.4 GERADORES EÓLICOS OFFSHORE	12
2.4. TORRES DE GERADORES EÓLICOS	13
2.4.1. TORRES TUBULARES	13
2.4.2. TORRES RETICULADAS	13
2.4.3. TORRES ESPIADAS	14
2.4.4. TORRES DE GERADORES OFFSHORE	14
2.5. FUNDAÇÕES DE GERADORES EÓLICOS	16
2.5.1. FUNDAÇÕES EM LAJE	16
2.5.2. FUNDAÇÕES MONO-ESTACA	17
2.5.3. FUNDAÇÕES MULTI-ESTACAS	17
2.6. MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO DE TORRES DE GERADORES EÓLICOS	18
2.7. ASPETOS AMBIENTAIS E IMPACTES DE TORRES EÓLICAS	19
2.8. PARQUES EÓLICOS EM PORTUGAL E NA EUROPA	20

3. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE TORRES DE GERADORES EÓLICOS	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.2. CONCEITOS TEÓRICOS DE ANÁLISE DINÂMICA	24
3.2.1. A AÇÃO DINÂMICA	24
3.2.2. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	24
3.2.3. AS FREQUÊNCIAS NATURAIS E O FENÓMENO DE RESSONÂNCIA.....	25
3.2.4. ANÁLISE MODAL	27
3.2.4.1. Movimento Livre Não Amortecido	27
3.2.4.2. Ortogonalidade	29
3.2.4.3. Movimento Livre Amortecido.....	30
3.3. TRABALHOS REALIZADOS NO ÂMBITO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TORRES EÓLICAS	31
3.3.1. ANÁLISE E PROJETO DE UM PROTÓTIPO DE UMA TORRE EÓLICA DE 1 MW.....	32
3.3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE TORRES DE AÇO PARA SUPORTE DE TURBINAS EÓLIAS	33
3.4. MODELAÇÃO DA TORRE DE UM GERADO EÓLICO DE 1 MW	35
3.4.1. CARACTERÍSTICAS DA TORRE.....	35
3.4.2. MODELAÇÃO DA TORRE NO ROBOT.....	38
3.4.2.1. Modelo de Barras Encastrado.....	39
3.4.2.2. Modelo de Casca Encastrado	40
3.4.2.3. Modelo de Casca com Sapata	42
3.4.3. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL DA TORRE	46
3.4.3.1. Resultados do Modelo de Barras Encastrado.....	46
3.4.3.2. Resultados do Modelo de Casca Encastrado	47
3.4.3.3. Resultados do Modelo de Casca com Sapata	51
3.4.3.4. Conclusões.....	53
4. TORRE EÓLICA REPOWER DE 2 MW NO PARQUE EÓLICO DO TORRÃO	57
4.1. INTRODUÇÃO	57
4.2. DESCRIÇÃO DA TORRE	57
4.3. MODELAÇÃO EM ROBOT	62
4.3.1. MODELO DE BARRAS ENCASTRADO	62
4.3.2. MODELO DE CASCA ENCASTRADO.....	63
4.3.3. MODELO DE CASCA COM SAPATA.....	64

4.4. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL	66
4.4.1. RESULTADOS DO MODELO DE BARRAS ENCASTRADO	66
4.4.2. RESULTADOS DO MODELO DE CASCA ENCASTRADO	67
4.4.3. CONCLUSÕES	69
5. ENSAIO DINÂMICO DE UMA TORRE DE GERADOR EÓLICO	71
5.1. INTRODUÇÃO	71
5.2. TRABALHOS EXPERIMENTAIS ANTERIORES	71
5.3. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL.....	75
5.3.1. CARATERIZAÇÃO DO ENSAIO	75
5.3.2. TRATAMENTO DOS DADOS.....	77
5.3.2.1. Determinação das Frequências Naturais – Peak Picking.....	78
5.3.2.2. Determinação das Configurações Modais - Peak Picking.....	83
5.3.2.3. Resultados	85
5.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	86
5.4.1. AJUSTE DO MODELO DE SAPATA AOS RESULTADOS DO ENSAIO	88
5.4.2. CONCLUSÕES	90
6. CONCLUSÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	91
6.1. CONCLUSÕES.....	91
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	92

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 - TORRES DE GERADORES EÓLICOS – ESTADO DA ARTE	
Fig. 2.1 – Distribuição dos ventos predominantes	5
Fig. 2.2 – Modelo Dinamarquês	6
Fig. 2.3 – Principais componentes de um gerador eólico	7
Fig. 2.4 - Esquema de todos os componentes de uma torre eólica.....	7
Fig. 2.5 - Exemplo da curva energética de uma turbina	8
Fig. 2.6 - Turbina de Eixo Vertical	9
Fig. 2.7 - Comparação entre turbinas com rotor a contravento e a favor do vento	10
Fig. 2.8 - Modelos de uma e de duas pás	10
Fig. 2.9 - Diferentes modelos de turbinas de eixo horizontal	11
Fig. 2.10 - Diferentes modelos de turbinas de eixo vertical	11
Fig. 2.11 - Gerador Eólico <i>Offshore</i>	13
Fig. 2.12 – Os diferentes tipos de torres eólicas: a) torre tubular em aço; b) torre tubular em betão; c) torre reticulada; d) torre em tripé; e) torre espiada	14
Fig. 2.13 - Três modelos diferentes de torres para turbinas <i>offshore</i> , e respetivos componentes estruturais.....	14
Fig. 2.14 - a) Modelo <i>Monopile</i> ; b) Modelo em Tripé; c) Modelo <i>Jacket</i>	15
Fig. 2.15 - Plataformas flutuantes para torres eólicas offshore, respetivamente o Modelo de Boia Ancorada, <i>Spar Buoy</i> , e <i>Tension Leg Platform</i>	16
Fig. 2.16 - Tipos de fundações em laje: a) laje plana; b) fundação em pedestal; c) laje cónica; d) laje ancorada.....	17
Fig. 2.17 - Esquema dos modelos de fundação: a) multi-estaca; b) mono-estaca sólida; c) mono-estaca oca	18
Fig. 2.18 - Construção de uma fundação circular em laje, e de uma fundação octogonal em laje cónica, respetivamente	18
Fig. 2.19 - Crescimento da capacidade geradora de base eólica na Europa e no Mundo.....	20
Fig. 2.20 - Capacidade geradora de base eólica nos países da Europa	20
Fig. 2.21 - Capacidade geradora acumulada em Portugal	21
Fig. 2.22 - Capacidade geradora acumulada por distritos e regiões autónomas	21
Fig. 2.23 - Localização dos parques eólicos em Portugal	22
CAPÍTULO 3 - MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE TORRES DE GERADORES EÓLICOS	
Fig. 3.1 - Exemplo de um dos modos de vibração de um edifício	25
Fig. 3.2 - Diferentes vistas do modo de vibração torsional do tabuleiro da ponte	26

Fig. 3.3 - Ruína da ponte.....	26
Fig. 3.4 - Estrutura exemplo e respetivo modo de vibração	28
Fig. 3.5 - a) Desenho da torre estudada; b) Modelo de casca; c) Modelo de casca com sapata; d) Modelo de barras	32
Fig. 3.6 - a) Torre de gerador eólico da <i>Repower</i> ; b) Altura e diâmetro de cada secção da torre	33
Fig. 3.7 - Primeiros 6 modos de vibração da torre	34
Fig. 3.8 - a) Configuração da torre eólica; b) Torre em pormenor	38
Fig. 3.9 - Pormenor do topo da torre onde mostra a barra infinitamente rígida onde foi incluída a passa da turbina.....	39
Fig. 3.10 - a) Modelo de Barras Encastrado; b) Pormenor da discretização do círculo e do apoio encastrado.....	39
Fig. 3.11 - a) Modelo de Casca Encastrado; b) Pormenor dos elementos finitos e da divisão da torre nas várias secções	41
Fig. 3.12 - Pormenor do encastramento linear na base da torre	41
Fig. 3.13 - Esquema de um anel de rigidez	42
Fig. 3.14 - a) Os 14 níveis dos anéis de rigidez; b) Pormenor de um dos anéis de rigidez discretizado em barras	42
Fig. 3.15 - Esquema da sapata e dimensões.....	43
Fig. 3.16 - a) Disposição das molas na sapata; b) Pormenor das molas na zona de bordo	45
Fig. 3.17 - Modelo de Casca com Sapata.....	45
Fig. 3.18 - Pormenor da laje e do pedestal da sapata	46
Fig. 3.19 - a) Modo de vibração 1 na direção X; b) Modo de vibração 2 na direção Y.....	47
Fig. 3.20 - Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo 5; f) Modo 6 em Y; g) Modo 7 em X.....	48
Fig. 3.21 - a) Modo 20 em Y; b) Modo 21 em X.....	49
Fig. 3.22 - Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y; c) Modo 3; d) Modo 4 em Y; e) Modo 5 em Y; f) Modo 6; g) Modo 7.....	50
Fig. 3.23 – a) Modo 10 em Y; b) Modo 11 em X.....	51
Fig. 3.24 - Exemplos de modos de oscilação oval encontrados na análise desta torre	51
Fig. 3.25 - Exemplo de rotação da sapata	52
Fig. 3.26 - Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo 5; f) Modo 6 em Y; g) Modo 7 em X.....	53
Fig. 3.27 - a) Configuração do 1º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 2º modo de vibração em cada um dos modelos	54
Fig. 3.28 - a) Configuração do 3º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 3º modo de vibração em cada um dos modelos	54

CAPÍTULO 4 - TORRE EÓLICA REPOWER DE 2 MW NO PARQUE EÓLICO DO TORRÃO

Fig. 4.1 - Curva energética da Torre <i>Repower</i>	57
Fig. 4.2 - Modelo MM82 da <i>Repower</i>	58
Fig. 4.3 - a) Base da torre; b) Topo da torre; c) Esquema das 3 secções de montagem da torre	59
Fig. 4.4 - a) Esquema de uma flange média; b) Corte de uma flange média	59
Fig. 4.5 - Interior da torre eólica onde foi realizado o ensaio, e onde é possível observar uma das plataformas e a flange média aparafusada	60
Fig. 4.6 – Flange do fundo aparafusada	60
Fig. 4.7 - Esquema do conjunto <i>nacelle</i> +gerador+rotor.....	61
Fig. 4.8 - a) Esquema do rotor; b) Esquema de uma pá [34].....	61
Fig. 4.9 – Esquema da planta e alçado da fundação da torre	62
Fig. 4.10 - a) Modelo de Barras Encastrado; b) Pormenor do topo da torre que mostra a barra infinitamente rígida onde foi incluída a massa da turbina. Também é possível verificar a maior espessura da flange do topo em relação à anterior secção	63
Fig. 4.11 – Pormenor da torre que evidencia a maior espessura da flange da base em relação às restantes secções	63
Fig. 4.12 – a) Modelo de casca encastrado; b) Pormenor da modelação de uma flange média	64
Fig. 4.13 – Pormenor do encastramento linear na base da torre	64
Fig. 4.14 – Disposição das molas na sapata	65
Fig. 4.15 – Modelo de casca com sapata	66
Fig. 4.16 – a) Modo de vibração 1, em Y; b) Modo de vibração 2, em X; c) Modo de vibração 3, em X; d) Modo de vibração 4, em Y	67
Fig. 4.17 – Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo1, em Y; b)Modo 2, em X ; c) Modo 3, em X; d) Modo 4, em Y; e) Modo 5; f) Modo 6; g) Modo 7	68
Fig. 4.18 – a) Configuração do 1º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 2º modo de vibração em cada um dos modelos	69
Fig. 4.19 - a) Configuração do 3º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 4º modo de vibração em cada um dos modelos	70

CAPÍTULO 5 - ENSAIO DINÂMICO DE UMA TORRE DE GERADOR EÓLICO

Fig. 5.1 – Sistema de comunicação dentro da torre	72
Fig. 5.2 – Esquema do sistema SHM usado nos ensaios e monitorização do parque eólico	73
Fig. 5.3 – Torre VAWT ensaiada onde é possível observar o sistema de <i>step-relaxation</i>	74
Fig. 5.4 – Sismógrafos dispostos ao longo do tabuleiro da ponte	74
Fig. 5.5 – Disposição dos sismógrafos ao longo da torre	75
Fig. 5.6 – Um dos sismógrafos instalados na torre.....	76
Fig. 5.7 – Instalação dos sismógrafos na torre	76

Fig. 5.8 – Série temporal das acelerações medidas em X pelo sismógrafo 2	77
Fig. 5.9 – Sobreposição de janelas de <i>Hanning</i>	79
Fig. 5.10 – Densidade de potência espectral do sinal detetado pelo sismógrafo 2 na direção X	80
Fig. 5.11 – a) Disposição dos sismógrafos ao longo da torre; b) Modo de vibração hipotético	81
Fig. 5.12 – Sobreposição dos gráficos dos 8 espectros e da respetiva média	82
Fig. 5.13 – Pormenor dos picos do 2º modo de vibração	83
Fig. 5.14 – Sobreposição dos gráficos dos espectros médios em X e Y	83
Fig. 5.15 – Configurações dos 3 primeiros modos de vibração: a) Modo1; b) Modo 2; c) Modo 3	86
Fig. 5.16 – Configuração do modo de vibração 1 resultante do ensaio dinâmico, da análise modal do modelo de barras e do modelo de casca, respetivamente	87
Fig. 5.17 - Configuração do modo de vibração 2 resultante do ensaio dinâmico, da análise modal do modelo de barras e do modelo de casca, respetivamente	87
Fig. 5.18 - Configuração do modo de vibração 2 resultante do ensaio dinâmico, da análise modal do modelo de barras e do modelo de casca, respetivamente	87
Fig. 5.19 – Configurações dos primeiros 4 modos de vibração da estrutura, determinadas pela análise modal do modelo de casca com sapata: a) Modo 1; b) Modo 2; c) Modo 3; d) Modo 4.....	89
Fig. 5.20 – Exemplos de modos de oscilação oval encontrados na análise do modelo de casca com sapata	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Emissões nocivas na produção de energia elétrica em 2002	19
Quadro 2 - Frequências fundamentais.....	34
Quadro 3 – Lista de materiais	36
Quadro 4 – Massas das diferentes partes da torre.....	37
Quadro 5 – Cálculo da rigidez das molas	44
Quadro 6 – Primeiras 21 frequências próprias do modelo de barras	46
Quadro 7 – Frequências dos primeiros 100 modos de vibração da torre.....	48
Quadro 8 – Frequências dos 100 primeiros modos de vibração do modelo de casca com os anéis de rigidez.....	50
Quadro 9 – Frequências dos 100 primeiros modos de vibração do modelo de casca com sapata	52
Quadro 10 – Comparação entre as frequências dos 4 primeiros modos de vibração de cada modelo estudado.....	53
Quadro 11 – Primeiras 19 frequências próprias do modelo de barras	67
Quadro 12 – Primeiras 100 frequências próprias do modelo de casca.....	68
Quadro 13 - Comparação entre as frequências dos 4 primeiros modos de vibração de cada modelo estudado.....	69
Quadro 14 – Frequências próprias da estrutura resultantes do ensaio.....	82
Quadro 15 – Comparação dos resultados do ensaio dinâmicos com os resultados da modelação.....	86
Quadro 16 – Frequências próprias da estrutura para uma rigidez média de kN/m^3	88

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- \dot{u} - resposta da estrutura em velocidade [m/s]
- C_n^{crit} - amortecimento crítico [N.s/m]
- $F_{T,r}$ - Transformada de Fourier
- c – amortecimento [N.s/m]
- c' – coesão [MPa]
- d – campo de deslocamentos [m]
- E – módulo de elasticidade [GPa]
- F – força [kN]
- f – frequência [Hz]
- $H(w)$ – matriz das funções de resposta em frequência
- K – fator de multiplicação
- k – rigidez [kN/m]
- K_s – rigidez do solo [kN/m³]
- m – massa [kg]
- M – massa modal [ton]
- \ddot{y}_n – resposta modal da estrutura em aceleração
- \dot{y}_n – resposta modal da estrutura em velocidade
- $S_{x_1 \times x_2}$ – função densidade espectral cruzada
- $S_y(w)$ – matriz dos espectros de resposta
- t – tempo [segundo]
- $T_{j,ref}$ – função de transferência
- \ddot{u} – resposta da estrutura em aceleração [m/s²]
- u – resposta da estrutura em deslocamento [m]
- v_s – velocidade das ondas de cisalhamento [m/s]
- w – frequência angular [rad/s]
- $X(w)$ – transformada discreta de Fourier
- y_n – resposta modal da estrutura em deslocamento
- α – parâmetro independente
- β – parâmetro independente
- δ_d – ângulo de atrito mínimo entre o solo e a fundação [°]
- $\sigma_{RD,s}$ – tensão admissível [MPa]
- ν – coeficiente de Poisson
- Φ – modo de vibração

ϕ' – ângulo de atrito de um solo [°]

ξ_n – coeficiente de amortecimento modal

ANPSD – *Average Normalized Power Spectral Density*

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

GPS – *Global Positioning System*

HAWT – *Horizontal Axis Wind Turbine*

HISTWIN - *High-strength steel tower for wind turbines*

NExT - *Natural Excitation Technique*

NPSD – *Normalized Power Spectral Density*

OMA – *Operational Modal Analysis*

PSD – *Power Spectral Density*

SHM - *Structural Health Monitoring*

SSI-COV - *COVariance-driven Stochastic Subspace Identification*

SSI-DATA - *DATA-driven Stochastic Subspace Identification*

VAWT – *Vertical Axis Wind Turbine*

ViBest – Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estrutura

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

As torres de geradores eólicos são estruturas às quais se tem dado um uso cada vez maior, graças à sua eficiência na produção de energia elétrica e à abrangência geográfica da sua fonte de energia - o vento.

O seu funcionamento expõe-nas a cargas dinâmicas que tanto atuam diretamente na torre, como provocam a vibração contínua do gerador. Estas cargas e consequentes oscilações, com frequências dentro da gama das frequências próprias da estrutura, podem provocar a fadiga das subestruturas de suporte do gerador ou provocar a ressonância da estrutura - o que, em ambos os casos, pode levar ao colapso total. Como tal, a previsão e a medição experimental das frequências modais da estrutura são de extrema importância para uma construção e funcionamento eficientes.

A modelação numérica de uma estrutura e a posterior análise modal experimental revelam ser um método eficiente para a caracterização dos parâmetros modais da estrutura. Para tal, existem diversos *softwares* capazes de realizar esta modelação e esta análise, designadamente aqueles cujo cálculo assenta no Método dos Elementos Finitos. Este método numérico, que se baseia na resolução de equações diferenciais parciais, é hoje em dia, a ferramenta mais utilizada no dimensionamento e na análise de estruturas de Engenharia Civil. Deste modo, foi utilizado o *software* de elementos finitos *Autodesk Robot Structural Analysis* [1] para a modelação e análise modal da torre de gerador eólico *Repower*, cujas propriedades dinâmicas se pretende conhecer.

Contudo, a análise numérica de um modelo computacional não pode ser tida, por si só, como o melhor método de caracterização da estrutura, já que carece da verificação que só um estudo do comportamento da estrutura real pode garantir. Logo, para uma análise completa do comportamento dinâmico de uma estrutura, é necessário complementar o estudo do modelo numérico com a realização de ensaios dinâmicos na estrutura. Será então possível comparar os resultados do ensaio dinâmico com aqueles provenientes da análise numérica, encontrando um modelo numérico capaz de caracterizar a estrutura.

Existem vários tipos de ensaios dinâmicos passíveis de ser realizados em torres de geradores eólicos para a determinação dos parâmetros modais da estrutura com a eficiência que lhes é exigida. Convém referir os ensaios tradicionais, nos quais se mede a resposta da estrutura a excitações artificiais controladas e os ensaios de vibração ambiental, que caracterizam a resposta da estrutura às ações a que se submeterá durante o seu período normal de funcionamento. Conforme será explicado durante a presente dissertação, este último tipo de ensaio goza de uma maior facilidade de execução, em relação ao primeiro. Não só por esta razão, como também pelo facto de não condicionar a normal utilização da estrutura, foi este o ensaio escolhido e realizado na torre eólica em estudo.

A verificação dos resultados da análise do modelo numérico, por comparação com os parâmetros modais obtidos no ensaio dinâmico, permite encontrar o tipo de modelo que melhor descreve o

comportamento da estrutura. Essa verificação e ajuste à realidade podem ser efetuados na fase de receção da estrutura, período de maior “saúde” estrutural.

É ainda possível a implementação de sistemas de monitorização estrutural das torres de geradores eólicos que, devidamente automatizados, forneçam com relativa regularidade as características dinâmicas atualizadas da estrutura. Assim, verificando a constância (ou não) dessas características, em relação às do modelo ajustado, será possível constatar atempadamente a ocorrência de fenómenos indesejados. A ressonância, a fadiga e a encurvadura local são fenómenos que podem ser, deste modo, facilmente encontrados. A perda de rigidez da estrutura (fenómeno que é possível verificar na estrutura no caso de uma diminuição do valor das frequências próprias) pode ser, nesse caso, acautelada com recurso a certos dispositivos, como anéis ou nervuras de rigidez.

1.2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivos a análise dos principais parâmetros dinâmicos de uma torre de gerador eólico *Repower*, no Parque Eólico do Torrão, tanto com o recurso à análise modal de um modelo numérico, como através realização de um ensaio de vibração ambiental à estrutura. Posteriormente, pretende-se efetuar o ajuste de um modelo de elementos finitos que caracterize, do modo mais completo e real possível, a resposta da torre às ações ambientais a que estará submetida durante o seu período de funcionamento. A torre eólica em estudo está inserida nas investigações em curso no Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas (ViBest – www.fe.up.pt/vibest) do Departamento de Engenharia Civil da FEUP.

A aquisição de conhecimento e experiência na modelação em elementos finitos, na realização de ensaios dinâmicos e nas técnicas de processamento de sinal e de tratamento de dados também estão nos objetivos principais deste trabalho.

Para tal, foram realizadas as seguintes tarefas:

- Compreensão dos aspetos gerais relativos às estruturas de suporte das torres de geradores eólicos;
- Estudo detalhado dos diferentes métodos numéricos de análise modal das estruturas de Engenharia Civil;
- Aquisição da experiência necessária à construção célere e eficaz de modelos de elementos finitos e compreensão da dependência que os resultados exibem, relativamente a determinados fatores e condições;
- Estudo de projetos e teses realizadas anteriormente, a fim de compreender todos os passos da realização de ensaios de vibração ambiental;
- Compreensão dos principais métodos de identificação estocásticos baseados na resposta da estrutura a ações ambientais, nomeadamente o *Peak Picking* (Método da Seleção de Picos;
- Desenvolvimento de algoritmos em MATLAB e rotinas em EXCEL para automatização destes métodos e destas tarefas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos.

No primeiro capítulo são apresentados alguns dos problemas associados ao funcionamento das torres de geradores eólicos, o interesse pelos modelos de elementos finitos e a importância dos ensaios dinâmicos na verificação e na monitorização das estruturas de Engenharia Civil. Também são mencionados os principais objetivos deste trabalho, as tarefas a cumprir e é caracterizada a organização deste documento.

No segundo capítulo é fornecida uma breve explicação dos fenómenos meteorológicos que intervêm na produção do vento e um resumo de toda a informação relativa às torres de geradores eólicos. É apresentada uma síntese da história do aproveitamento da energia do vento e a caracterização dos diferentes tipos de geradores eólicos e dos diferentes tipos de estruturas de suporte. Também são expostas informações relativas à monitorização e à manutenção das torres, a caracterização dos seus impactos e a distribuição dos parques eólicos por Portugal e pela Europa.

No terceiro capítulo é dada uma explicação dos conceitos teóricos da análise dinâmica de estruturas e são expostos alguns trabalhos realizados anteriormente no âmbito da modelação de torres de geradores eólicos. É também descrita a modelação de uma torre eólica no *software* de elementos finitos, efetuando a respetiva análise modal e discutindo os resultados.

O quarto capítulo retrata a modelação e a análise modal da torre de gerador eólico *Repower*, objetivo principal deste trabalho.

No capítulo 5 são descritos alguns trabalhos realizados anteriormente no âmbito dos ensaios dinâmicos de estruturas e são expostos todos os aspetos relativos ao ensaio realizado à torre em estudo, acompanhados pela explicação dos métodos de tratamento dos dados e pela análise dos resultados obtidos. No final é feito um ajuste a um modelo de elementos finitos que permita caracterizar a torre da mais autêntica forma possível.

Por último, o sexto capítulo inclui as conclusões finais e os temas que merecem ser aprofundados em futuros projetos.

2

TORRES DE GERADORES EÓLICOS – ESTADO DA ARTE

2.1. INTRODUÇÃO

Os fenômenos meteorológicos, como o vento, são fenômenos produzidos pela energia do Sol. Contudo, o aquecimento da Terra e as subsequentes transferências de energia são muito desiguais. Nas zonas equatoriais, a superfície da Terra recebe o Sol diretamente, ao passo que, nas regiões polares, os raios solares são tangenciais, e a energia recebida nessa área é inferior. Do mesmo modo, continentes, oceanos, montanhas, desertos, glaciares, rios e florestas causam grandes disparidades locais nas transferências de energia. Estas variações espaciais da transferência de calor criam flutuações na pressão, as quais estão na gênese do movimento do ar em resposta a forças direcionadas das altas para as baixas pressões. Na direção vertical essas pressões são anuladas devido à força da gravidade, logo os ventos sopram predominantemente no plano horizontal, em resposta a gradientes de pressão horizontal.

As massas de ar da atmosfera, devido às suas diferentes pressões e temperaturas, misturam-se ao longo da superfície terrestre. Este processo cria cerca de mil milhões de megawatts de energia cinética, propiciada pelos ventos. Na figura 2.1 é possível observar um esquema da distribuição dos ventos predominantes.

O entendimento destes conceitos e a previsão destes fenômenos é de grande importância na utilização do vento para produção de energia elétrica [2].

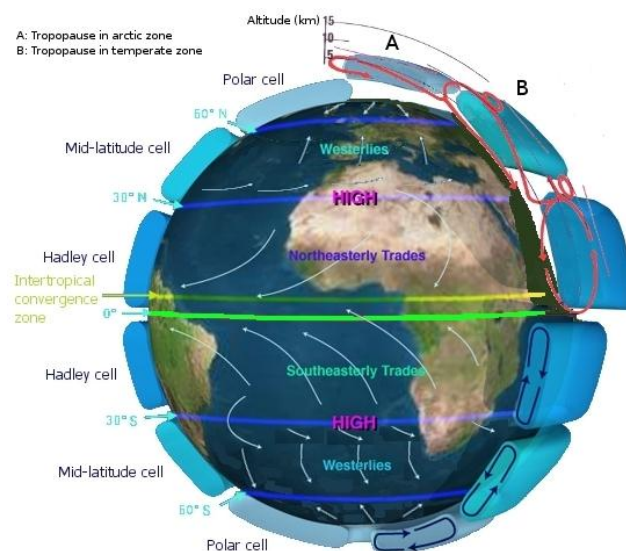


Fig.2.1 - Distribuição dos ventos predominantes [3]

2.2. APROVEITAMENTO DA ENERGIA DO VENTO

O aproveitamento do vento para a produção de energia não é uma ideia recente. Data de há mais de 3000 anos o primeiro registo de moinhos de vento para a moagem de cereais e bombeamento de água, mas muito antes disso já o vento era a principal força motriz dos barcos à vela. De facto, a partir do século XIII, os moinhos de vento de eixo horizontal começaram a ser parte integral da economia rural, caindo em desuso apenas devido ao advento dos combustíveis fósseis e à eletrificação das zonas rurais.

É desde os finais do século XIX que aparecem as primeiras turbinas eólicas a gerar eletricidade, nomeadamente uma turbina com capacidade para gerar 12 KW, nos EUA, e alguns estudos levados a cabo na Dinamarca, apesar do fraco interesse que a energia eólica suscitou, ao longo do século XX.

O ponto de viragem foi a súbita subida dos preços do petróleo, que desencadeou um financiamento estatal a programas de estudo e desenvolvimento, aparecendo então uma série de protótipos na América do Norte e na Europa.

Por ser um campo inexplorado, surgiram muitas incertezas acerca da arquitetura, dos modelos estruturais e da engenharia a usar, de modo a garantir um equilíbrio entre segurança e economia. Existiam também poucos conhecimentos na conceção de turbinas duráveis e capazes de aproveitar ao máximo a capacidade do vento.

Contudo, os programas de pesquisa e desenvolvimento financiados tanto pelos estados como por privados produziram um bom desenvolvimento científico na área, e foram surgindo, durante as décadas de 70 e 80, melhores modelos em instalações com elevados números de turbinas eólicas, apesar das baixas capacidades de geração de energia à época (<100 kW). Os vários protótipos desenvolvidos incluíam turbinas de eixo vertical (VAWT – *Vertical Axis Wind Turbine*) ou horizontal (HAWT – *Horizontal Axis Wind Turbine*), vários diâmetros diferentes e também rotores com número variado de pás. Estes diferentes modelos serão aprofundados no subcapítulo seguinte.

Foi então que, em meados da década de 80, apareceu o chamado Modelo Dinamarquês, com um rotor de três pás e uma transmissão de velocidade fixa (figura 2.2). Um modelo aparentemente simples que provou ser bem sucedido e que foi implementado em turbinas de grande diâmetro e com capacidade para gerar até 1.5 MW.

Atualmente os grandes tamanhos comerciais disponíveis estão mais próximos dos protótipos que foram estudados na década de 80 e dos modelos testados na altura, com velocidade de operação variável e controlo total das pás, sendo agora usados graças aos conhecimentos atuais e ao uso de melhores materiais [4].



Fig.2.2 - Modelo Dinamarquês [5]

2.3. OS GERADORES EÓLICOS

Um Gerador Eólico, tal como o nome indica, é um engenho que converte a energia cinética do vento em energia elétrica. A figura 2.3 esquematiza os componentes principais do gerador, estando os constituintes de torre eólica na sua totalidade evidenciados na figura 2.4 [6].

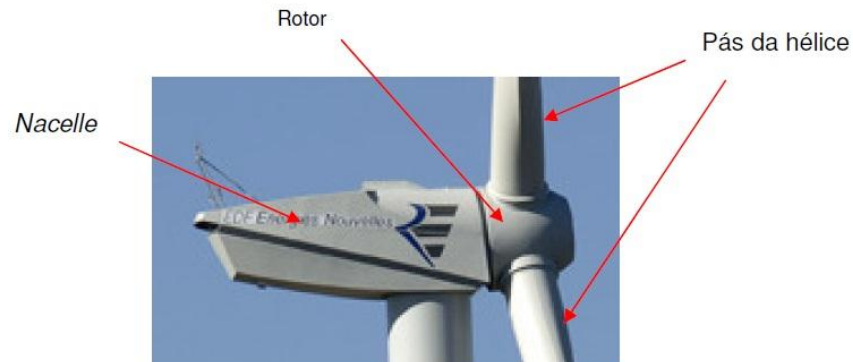


Fig.2.3 – Principais componentes de um gerador eólico [7]

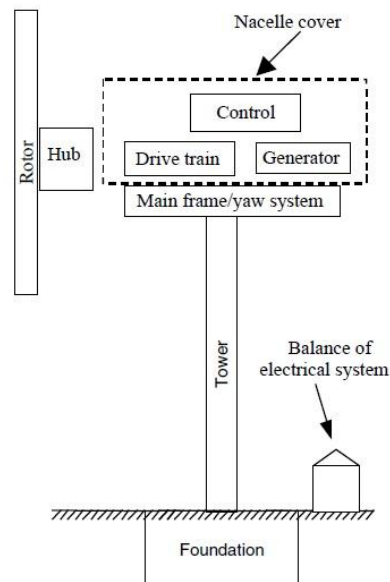


Fig.2.4 – Esquema de todos os componentes de uma torre eólica [6]

Os constituintes principais de um gerador eólico de eixo horizontal são os seguintes:

- O rotor, constituído por um cubo que suporta as pás;
- A transmissão, que inclui as partes giratórias da turbina (eixo, caixa de velocidades, as ligações, travões e o gerador);
- A *nacelle*, estrutura de alojamento da turbina, onde está inserido o sistema de orientação;
- A torre e fundações;
- A casa das máquinas;
- Todo o sistema de transformação da energia, onde estão incluídos os cabos, transformadores, o retificador e outros aparelhos [6].

O processo de conversão de energia é simples: inicia-se quando a força do vento empurra as pás (aerodinamicamente desenhadas para o efeito), gerando o seu movimento ascendente e giratório em torno do eixo de rotação do rotor, provocando a rotação deste e, conseqüentemente, a da transmissão. Nesta fase a energia do vento é transformada em energia mecânica que de seguida é convertida em energia eléctrica, por uma bobine de grande escala que constitui o gerador. Esta energia pode ser gerada em corrente alternada e depois convertida em corrente contínua por um retificador, ou pode ser gerada directamente em corrente contínua, podendo assim ser usada na rede eléctrica [6].

O grande problema da energia eólica reside no facto de ter uma produção muitas vezes descontínua e passiva face à inconstância do vento. Não é possível armazenar o vento para usar mais tarde, como a água nas barragens, logo o rendimento das turbinas eólicas é dependente do estado do vento no momento. Se não há vento, a eólica não produz, ao passo que uma barragem pode produzir continuamente com alguma regularidade, armazenando nos meses de maior pluviosidade para utilizar nos meses mais secos.

Cada gerador eólico tem uma curva característica da performance energética (figura 2.5), com a qual é possível prever a sua produção energética, sem ter em conta todos os detalhes da turbina. A curva energética faz uma previsão da produção energética em função da relação entre tamanho do rotor e a velocidade do vento [6].

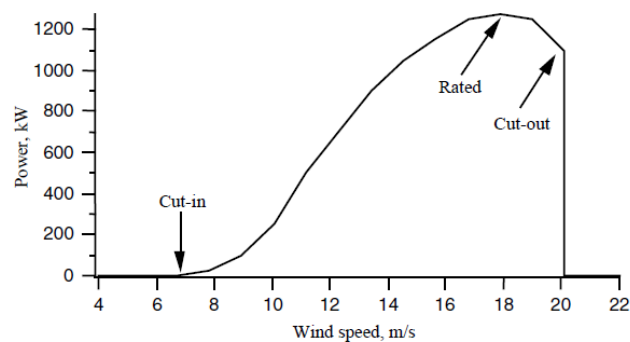


Fig.2.5 – Exemplo da curva energética de uma turbina [6]

A performance energética de um dado gerador pode ser relacionada com 3 pontos-chave encontrados no eixo da velocidade:

- *Cut-in speed*: a velocidade mínima do vento capaz de produzir energia utilizável;
- *Rated wind speed* (velocidade nominal): a velocidade do vento que permite a produção de energia à capacidade máxima do gerador;
- *Cut-out speed*: A velocidade máxima do vento a que a turbina pode trabalhar, limitada por razões de segurança.

Estas curvas são obtidas mediante testes *in situ* normalizados e apenas podem ser adquiridas através dos fabricantes das turbinas [6].

2.3.1. TURBINAS DE EIXO VERTICAL (VAWT)

As turbinas de eixo vertical foram um dos modelos desenvolvidos e testados durante o século XX. Com as pás em forma de C, estas turbinas foram concebidas para operar com a correspondente direção do vento, e não perpendicularmente, como as de eixo horizontal [8]. Na figura 2.6 é possível observar um exemplo deste tipo de turbinas.

A principal vantagem deste tipo de turbinas prende-se com o facto de o gerador e a engrenagem serem facilmente acessíveis, por se encontrarem junto ao solo, e também com o facto de não ser necessário nenhum mecanismo de orientação do rotor com o vento. Contudo, as turbinas de eixo vertical têm enormes desvantagens, a saber: a necessidade de desmantelamento total apenas para substituir o rolamento principal do rotor; a baixa altitude do rotor em relação ao solo, onde o vento é escasso; e, conseqüentemente, a baixa eficiência deste tipo de turbinas, o que as torna obsoletas, comparativamente às turbinas de eixo horizontal [8].



Fig.2.6 – Turbina de Eixo Vertical [9]

2.3.2. TURBINAS DE EIXO HORIZONTAL (HAWT)

O modelo mais comum de turbinas eólicas em utilização são as de eixo horizontal, como a do modelo Dinamarquês. Neste tipo de turbinas já é estritamente necessário um sistema de orientação com a direção do vento. O eixo posiciona-se paralelamente à direção do vento e as pás operam perpendicularmente [8].

Nas turbinas de eixo horizontal podem ser usados dois tipos de rotores: a favor do vento ou contra o vento (figura 2.7). Os primeiros são colocados a sotavento da torre, o que acaba por ser inadequado, pois o rotor encontra-se na *wind shade* (a torre torna-se um obstáculo ao vento criando uma zona a sotavento onde há uma redução acentuada da velocidade, chamada “sombra do vento”). Para além da diminuição da eficiência devida a essa redução da velocidade, outro problema surge, pois esse lado da torre está sujeito a maiores tensões de compressão devido ao momento criado pela força do vento. Se a essas tensões de compressão se acrescentar a compressão criada pelo peso do rotor, cria-se uma grande desvantagem estrutural em relação aos rotores a contravento que, estando posicionados a barlavento, acabam por usar o seu peso para equilibrar melhor as compressões/trações da parede da torre. Em teoria, estes rotores que funcionam a favor do vento não necessitam de mecanismo de orientação – deixam-se orientar passivamente pelo vento. Contudo, quando a *nacelle* se deixa orientar sempre para a mesma direção durante um longo período de tempo, acaba por provocar a torção dos cabos elétricos

no interior da torre, pelo que torna imprescindível o uso de um sistema de orientação, tal como nos rotores a contravento [8].



Fig.2.7 – Comparação entre turbinas com rotor a contravento e a favor do vento [10]

2.3.3. MODELOS COM DIFERENTES NÚMEROS DE PÁS

Desde os primeiros modelos de geradores eólicos que se desenvolveram turbinas com um variadíssimo número de pás. Com o passar do tempo, os modelos com elevado número de pás revelaram-se menos eficientes e tornaram-se obsoletos em relação ao atual modelo de três pás [8]

Outros modelos desenvolvidos usam um rotor com duas ou apenas uma pá, tendo como benesses um menor peso e um custo inferior comparativamente às turbinas de três pás. Porém, para garantir a mesma eficiência na produção energética, é exigida uma maior velocidade de rotação. Não obstante este facto, existem ainda grandes variações de inércia consequentes da posição das pás durante a rotação, o que torna obrigatória a instalação de um eixo oscilatório que regularize essas variações na inércia e as cargas flutuantes não equilibradas. As turbinas de apenas uma pá exigem ainda um contrapeso para equilibrar a única pá durante a rotação. Estes motivos tornam as turbinas de uma ou duas pás menos eficientes em todos os aspetos que as turbinas de três pás, relegando-lhes um uso muito menor [8]. Estes modelos de uma ou duas pás podem observar-se na figura 2.8.



Fig.2.8 – Modelos de uma [11] e de duas pás [12]

Existem ainda muitos outros modelos que caíram em desuso ou nem foram desenvolvidos. Entre as características destes modelos encontram-se diferentes tipos e diferentes números de pás, o número de

rotores, ou até a capacidade de condução do vento. As figuras 2.9 e 2.10 enunciam bem essas diferentes turbinas eólicas criadas, para eixo horizontal e para eixo vertical, respectivamente [6].

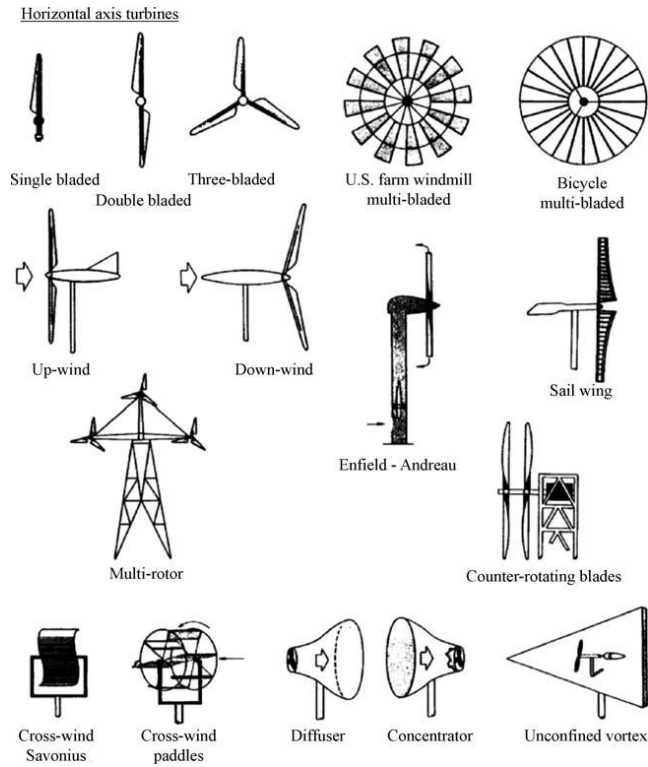


Fig.2.9 – Diferentes modelos de turbinas de eixo horizontal [6]

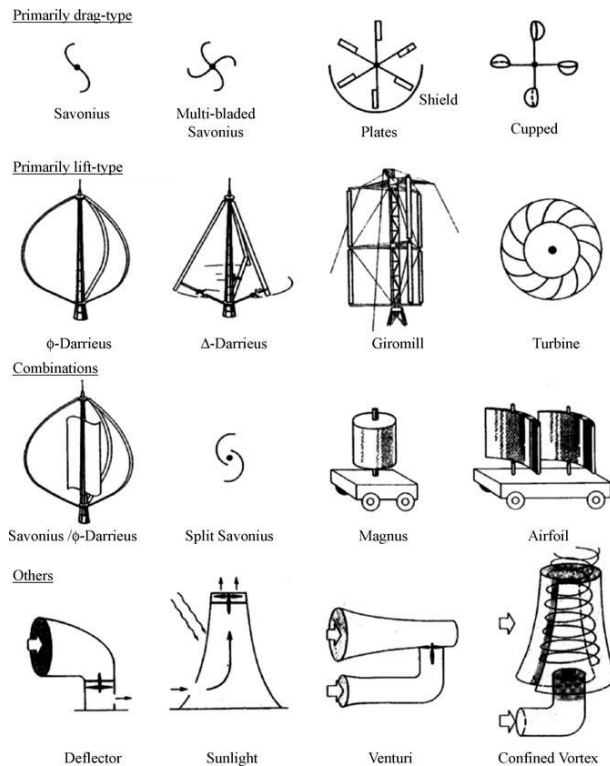


Fig.2.10 – Diferentes modelos de turbinas de eixo vertical [6]

Atualmente as opções à escolha para o desenho e construção de uma turbina eólica incluem os seguintes aspetos em resumo:

- O número de pás (usualmente 3 ou 2);
- O desenho, material e métodos de fabrico das pás;
- A orientação do rotor: a favor do vento ou a contravento;
- O tipo de cubo rotor: oscilatório, rígido ou rotulado;
- A velocidade do rotor fixa ou variável;
- *Nacelle* com orientação passiva ou ativa;
- O tipo de gerador: síncrono (velocidade fixa) ou de indução (velocidade variável e com binário de arranque);
- Caixa de velocidades ou transmissão direta [6].

2.3.4. GERADORES EÓLICOS *OFFSHORE*

A localização do gerador eólico também condicionará a sua classificação, portanto, a presente dissertação não poderia deixar de parte os geradores *offshore* (figura 2.11). Tal como o nome indica, as turbinas *offshore* estão instaladas no oceano ou em lagos, zonas às quais tem sido dada alguma atenção nos últimos 20 anos. A motivação deste interesse é inerente à falta de zonas continentais com bons recursos eólicos, principalmente nos países do norte da Europa [4].

Hermann Honnef, pioneiro na investigação da energia eólica, desenvolveu o primeiro modelo de turbinas *offshore* na Alemanha nos anos 30, e houve um projeto improficuo de construção de um parque eólico *offshore* em Massachussets, EUA, na década de 70. Só em 1991 é que foi instalada a primeira turbina eólica *offshore* na Suécia e, em 1992, um parque eólico *offshore* na Dinamarca, constituído por 11 geradores de 450 kW de capacidade a 3 km da costa. Desde aí, têm sido instaladas turbinas eólicas *offshore* em vários países, como a Holanda, o Reino Unido, a Suécia, a Irlanda, a Alemanha e a China. Só em 2002 e 2003 é que apareceram os primeiros parques eólicos *offshore* de grande escala, com capacidades superiores aos 100 MW, até que, no final de 2008 já havia uma capacidade de 1000 MW de energia eólica *offshore*, maioritariamente na Europa [4].

Entre as principais vantagens das turbinas eólicas *offshore* encontra-se:

- As maiores áreas para a implementação dos parques eólicos;
- A possibilidade de instalar estes parques próximo das cidades ou outras zonas de maior consumo energético;
- As maiores velocidades que o vento offshore normalmente atinge, produzindo mais energia;
- Os menores momentos provocados pelo vento na torre, resultando em menores tensões de corte [4].

Por outro lado, as maiores desvantagens são:

- Os custos bem mais elevados, devidos à necessidade de instalações específicas, de serviços especializados, de embarcações e equipamento e estruturas de suporte bem mais caras;
- As condições de trabalho mais difíceis;
- A construção difícil e cara;
- O limitado acesso para manutenção [4].

A principal diferença entre os geradores eólicos *offshore* e *onshore* encontra-se na estrutura de suporte e fundação, ponto que será abordado no capítulo 2.4.



Fig.2.11 – Gerador Eólico *Offshore* [13]

2.4. TORRES DE GERADORES EÓLICOS

A torre de um gerador eólico é a estrutura que suporta a *nacelle* e o rotor, e que, ao mesmo tempo, garante a elevação necessária ao aproveitamento máximo do vento. Atualmente, o material mais usado é o aço, embora tenham sido erigidas torres em betão, que, pelo seu peso, pela menor resistência e pela morosidade na construção, lhes é atribuído um menor uso. Apesar da maioria das torres eólicas construídas serem tubulares, também é dado algum uso a torres espiadas (para alturas mais pequenas), torres reticuladas, e até torres mistas, um híbrido de tubulares e reticuladas, como a torre em tripé [8]. Nas figuras 2.12 a), b), c), d) e e) é possível observar exemplos destes tipos de torres enunciados.

2.4.1. TORRES TUBULARES

As torres tubulares representam o tipo de estrutura mais usado na construção de turbinas eólicas. São constituídas por secções cónicas de 20 a 30 m de altura que são aparafusadas no local. Este comprimento máximo das secções é regido pelos limites afetos ao transporte. O diâmetro aumenta do topo para a base, onde as tensões de compressão e o momento gerado pela força do vento são maiores. Apesar de haver igualmente um aumento de espessura do topo para a base, o aumento do diâmetro, por si só, já atenua esse aumento da espessura, permitindo reduzir o consumo de aço e, como tal, reduzir o custo. A grande vantagem das torres tubulares em comparação, com as de outro tipo, está na segurança e conforto conferidos ao acesso à torre e à *nacelle* [8]. A análise dinâmica deste tipo de torre em aço constitui o objetivo da presente dissertação.

2.4.2. TORRES RETICULADAS

As torres reticuladas são constituídas por perfis de aço soldados, geralmente com secções em L. A grande vantagem destas torres é o custo reduzido, uma vez que necessitam de cerca de metade das quantidades de aço usadas nas torres tubulares, para além da menor resistência que oferecem ao vento, não estando sujeitas a cargas horizontais da mesma ordem de grandeza que as torres tubulares. Porém, o aspeto visual deste tipo de torres sempre foi uma desvantagem e acabou por ditar o seu desuso [8].

2.4.3. TORRES ESPIADAS

Para alturas mais reduzidas, houve algum recurso a este tipo de torres, constituídas por um mastro de diâmetro reduzido equilibrado por cabos de aço presos ao solo. O baixo custo consequente do reduzido peso da torre é a única vantagem das torres espiadas, mas tem como desvantagem a dificuldade de acesso [8].

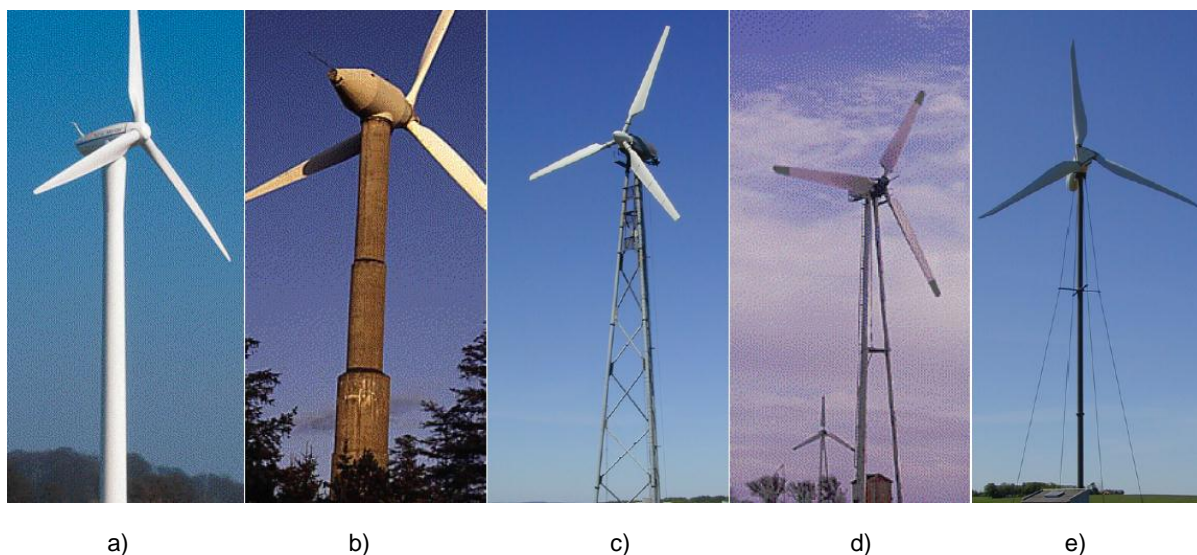


Fig.2.12 – Os diferentes tipos de torres eólicas: a) torre tubular em aço; b) torre tubular em betão; c) torre reticulada; d) torre em tripé; e) torre espiada [8]

2.4.4. TORRES DE GERADORES OFFSHORE

A estrutura de suporte de um comum gerador *offshore* é constituída por 3 partes (figura 2.13):

- A torre: parte da estrutura de suporte que liga a subestrutura à *nacelle*;
- A subestrutura: estrutura que liga a torre à fundação;
- A fundação: Estrutura que transmite todas as cargas para o fundo do oceano [6].

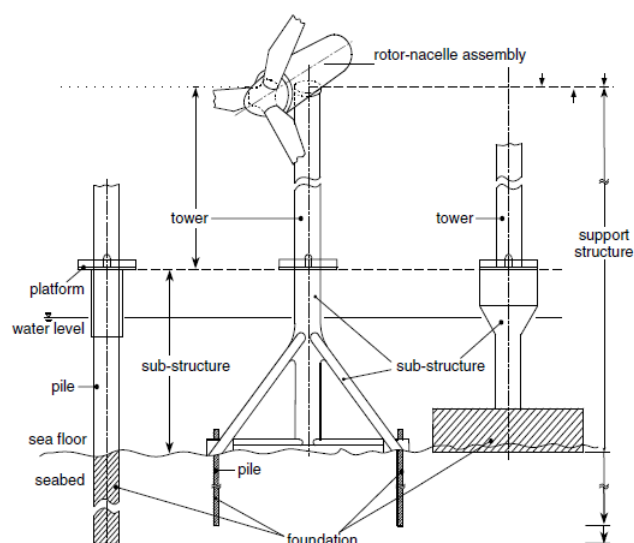


Fig.2.13 – Três modelos diferentes de torres para turbinas *offshore*, e respetivos componentes estruturais [4]

O modelo mais comum de torres de geradores *offshore* é o modelo *monopile* (mono-estaca), que consiste num tubo de aço com diâmetros entre os 2.5 e os 4.5 m, e que é fundado 10 a 20 m abaixo do fundo oceânico. Este tipo de torre necessita de máquinas de perfuração, principalmente para solos rochosos, e de máquinas de cravação de estacas de grande escala. Por estas razões, as torres *monopile* não são adequadas em terrenos muito rochosos com rochas de grandes dimensões [6].

Também muito usada em torres *offshore* é a Estrutura de Gravidade, mais correntemente em betão armado, mas podendo também ser feita em aço. Estas estruturas usam o seu peso próprio (que inclui o lastro) e uma base de grande área, para se estabilizarem. Essa base, com um diâmetro que pode ir dos 12 aos 18 m e um peso que vai das 500 às 1000 toneladas, ajuda ainda a resistir ao momento de derrube provocado pelo vento, pois acaba por permitir a distribuição das cargas transmitidas ao fundo oceânico. Normalmente é feito um enrocamento em torno da base, para a proteger da erosão das correntes, e também se pode construir a estrutura acima de uma base com forma cónica para dispersar gelo flutuante. O peso total já balastrado da estrutura de gravidade em betão armado acabar por ser bem superior às 1000 toneladas, mas é sempre dependente do tipo de gerador e também do local. Quanto maior a profundidade da zona, maior é o peso requerido, o que, aliado à necessidade de nivelar e uniformizar o fundo oceânico naquela zona, torna a Estrutura de Gravidade num modelo pouco adequando a zonas muito profundas. Nesse caso pode recorrer-se a Estruturas de Gravidade feitas em aço. Sendo o aço um material mais leve que o betão, o seu transporte é facilitado e as estruturas não têm um incremento de peso com a profundidade tão elevado como as de betão. Contudo, sendo mais leves, teriam de ser preenchidas com lastro denso para manter a sua estabilidade [6].

Entre outros modelos usados, principalmente em zonas de grande profundidade encontra-se o modelo em tripé (semelhante ao análogo *onshore*), o modelo com fundação *Jacket* (um pouco semelhante às torres reticuladas *onshore*), e também as turbinas flutuantes. Estas turbinas flutuantes podem ser plataformas ou tubos flutuantes, cuja estabilidade se faz contrabalançando o peso da torre com o lastro, ou com cabos ancorados no fundo oceânico, o que também evita que andem à deriva [6]. Estes tipos de modelos são exemplificados nas figuras 2.14 a), b) e c) e na figura 2.15.

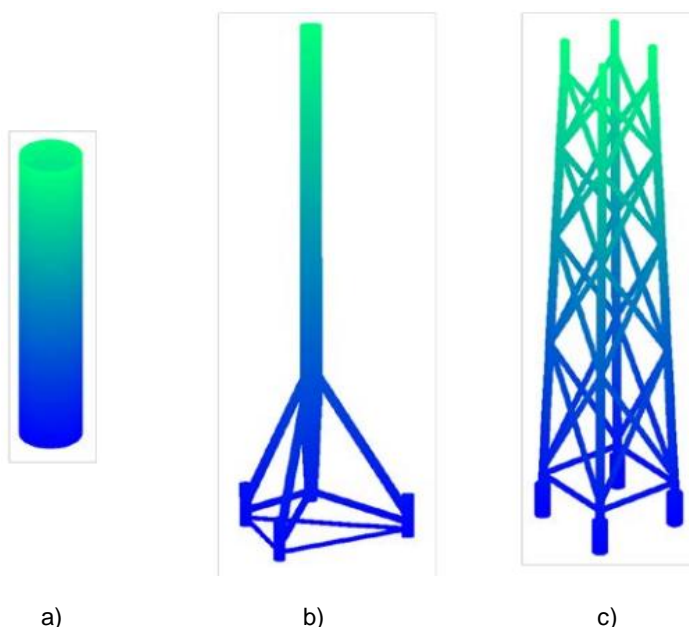


Fig.2.14 – a) Modelo *Monopile*; b) Modelo em Tripé; c) Modelo *Jacket* [6]



Fig.2.15 – Plataformas flutuantes para torres eólicas offshore, respetivamente o Modelo de Boia Ancorada, Spar Buoy, e Tension Leg Platform [14]

2.5. FUNDAÇÕES DE GERADORES EÓLICOS

As fundações das torres de geradores eólicos são dimensionadas em função do momento causado pela força do vento, tendo como principal objetivo evitar o derrube da torre. No presente subcapítulo serão abordados os três tipos principais de fundações de torres eólicas: laje, mono-estaca e multi-estacas. [4].

2.5.1. FUNDAÇÕES EM LAJE

Este tipo de fundação usa-se quando a *bedrock* se encontra a poucos metros da superfície, não havendo a necessidade de recorrer a estacas. As cargas da torre são descarregadas na laje da sapata, que por sua vez é resistida pelo solo de fundação. A reação do solo de fundação cria um momento que irá equilibrar o momento de derrube criado pelo vento, embora essa reação esteja limitada à capacidade resistente do solo, o que por sua vez, dita as dimensões da laje de fundação [4].

A figura 2.16 mostra os 4 tipos de fundações em laje utilizados.

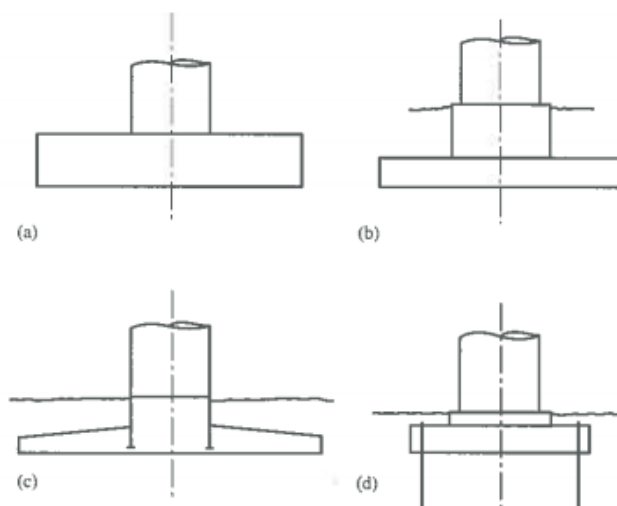


Fig.2.16 – Tipos de fundações em laje: a) laje plana; b) fundação em pedestal; c) laje cônica; d) laje ancorada [4]

As fundações em laje (a) são utilizadas nos casos em que a *bedrock* está perto da superfície, e como tal apresenta uma espessura uniforme e a face superior acima da superfície das terras. A laje é suficientemente espessa para que não seja necessária armadura de esforço transversal, logo apenas se usa armadura de flexão no topo e na base. A fundação em pedestal (b) consiste numa laje encimada por um pedestal, usado quando a *bedrock* está a profundidades maiores que a espessura da laje. Como a laje fica soterrada, o peso das terras acima dela ajudam na estabilização o que permite reduzir a área da laje. O tipo de fundação com laje cônica (c) é usado em condições semelhantes às que requerem o uso da fundação em pedestal, mas o uso de uma laje cônica permite poupar no material, apesar da maior dificuldade de execução. A utilização de uma laje ancorada (d) dispensa o uso de peso adicional para equilíbrio da estrutura, permitindo reduzir as dimensões da laje [4].

Na presente dissertação fez-se uma análise dinâmica a duas torres eólicas, a primeira com fundação em pedestal (b) e a segunda com fundação de laje cônica (c). Exemplos de fundações em laje podem ser observados na figura 2.18.

2.5.2. FUNDAÇÕES MONO-ESTACA

A fundação em mono-estaca consiste numa única estaca cilíndrica de grande diâmetro em betão armado que resiste ao derrube através da resistência lateral do solo [4]. Essa resistência pode ser calculada tanto pela teoria de Rankine, como pela de Coulomb.

Este tipo de fundação é adequado em zonas onde o nível freático é baixo e onde as características do terreno permitem escavar a grandes profundidades sem que as paredes colapsem. Apesar de simples, este modelo é caro, devido à quantidade considerável de material necessário, o que levou ao desenvolvimento de uma variante oca [4].

2.5.3. FUNDAÇÕES MULTI-ESTACAS

Solos pouco resistentes exigem a substituição da comum fundação em laje por estacas, que evitam o derrube da torre com recurso a reações tanto verticais como horizontais, estas últimas provocadas pelo momento na base da torre [4].

Os 3 tipos de fundações em estaca são exemplificados nas figuras 2.17 a), b) e c).

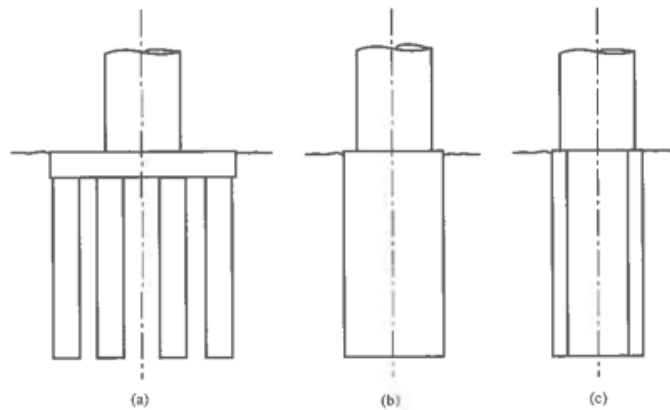


Fig.2.17 – Esquema dos modelos de fundação: a) multi-estaca; b) mono-estaca sólida; c) mono-estaca oca [4]

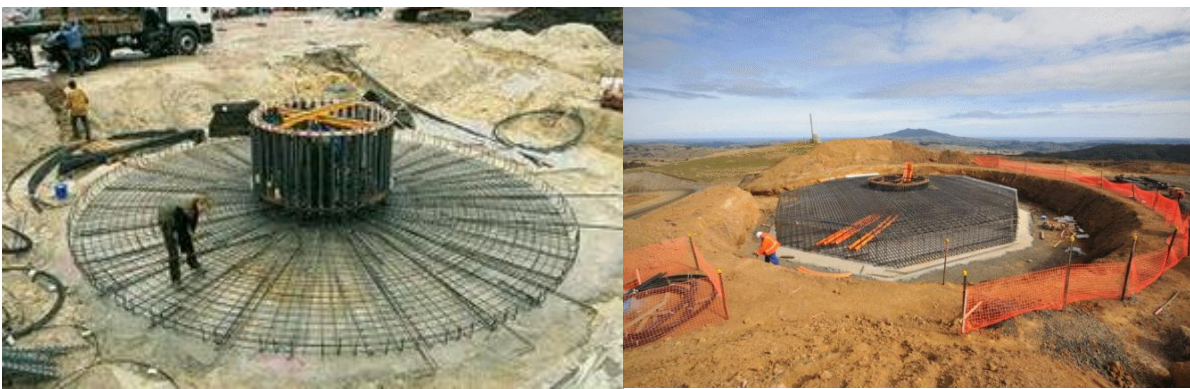


Fig.2.18 – Construção de uma fundação circular em laje [15], e de uma fundação octogonal em laje cônica, respectivamente [16]

2.6. MONITORIZAÇÃO E MANUTENÇÃO DE TORRES DE GERADORES EÓLICOS

Para um funcionamento e segurança efetivos e duradouros de uma torre eólica ou parque eólico, é desejável a instalação de sistemas de monitorização e informação que informem acerca dos fatores negativos que possam afetar a torre e que indiquem as medidas convenientes à resolução destes problemas e à maximização da eficiência do sistema.

Do mesmo modo que a operação contínua e automática da turbina requer um sistema de vigilância, também a manutenção da torre e a sua verificação contínua podem ser realizadas com recurso a um sistema de aparelhos que forneça constantemente os dados necessários. Durante o seu período de vida, a torre eólica estará sempre sujeita a uma interação estática e dinâmica entre os seus componentes, pelo que é necessário desenvolver técnicas de monitorização tanto nas fases de teste, a par da instalação, como já na fase de uso. Acelerações em vários níveis, extensões do perímetro na base, topo e ligações, extensões dos parafusos, variações de temperatura e inclinações da torre são algumas das informações passíveis de se extrair com a devida instrumentação - acelerómetros, extensómetros e inclinómetros. Estando o tema desta dissertação inserido no âmbito da manutenção, é importante abordar estes aspetos. A instalação de acelerómetros permite extrair a resposta da estrutura às vibrações e, a partir daí, identificar as características dinâmicas da estrutura, tais como as frequências naturais e respetivos modos de vibração, ou o amortecimento. Também as ações dinâmicas às quais a estrutura está sujeita constituem uma parte da informação que é possível identificar, o que, para este tipo de estrutura permanentemente excitada por ações dinâmicas, é de suma importância [17].

No final da década de 70 foram iniciados os primeiros testes modais para a vibração provocada pelas pás e pela turbina, apelidados de *Operational Modal Analysis (OMA)*. Estes testes foram cruciais para a monitorização dinâmica de estruturas elevadas e flexíveis sujeitas a excitação contínua [17].

2.7. ASPETOS AMBIENTAIS E IMPACTES DE TORRES EÓLICAS

O *Global Wind Energy Council* (Conselho Global para a Energia Eólica) foi um grupo criado, em 2005, com o propósito de prover representação credível a todo o sector internacional da energia eólica que, em 2006, enfatizou a importância da expansão da energia eólica como melhor medida para combater as mudanças climáticas. Apesar de todas as vantagens e razões que levam ao seu crescente uso, a energia eólica também tem aspetos negativos que devem ser debatidos e estudados. É da responsabilidade de todos os intervenientes na produção de energia eólica maximizar os impactos positivos e minimizar os negativos.

Encontrar os valores do custo ambiental e social das emissões de cada meio de produção energética é difícil e tem dado que debater, embora a determinação das emissões de gases evitadas seja um bom método para calcular os benefícios ambientais da energia eólica [6]. O Quadro 1 resume as emissões nocivas na produção de energia elétrica em 2002. Essas emissões podem não ser relativas diretamente à produção de eletricidade, podendo estar associadas ao fabrico e transporte dos equipamentos necessários.

Quadro 1 – Emissões nocivas na produção de energia elétrica em 2002 [6]

Poluente	Carvão	Gás	Vento
Enxofre (kg/GWh)	630 – 1370	45 – 140	2 - 8
Óxidos de Azoto (kg/GWh)	630 – 1560	650 – 810	14 – 22
Dióxido de Carbono (t/GWh)	830– 920	370 – 420	10 – 17

Como se verifica no Quadro 1, uma das principais vantagens é a menor emissão de gases nocivos para a atmosfera (enxofre, óxidos de azoto e dióxido de carbono), comparando com os modos convencionais de produção de energia elétrica (carvão e gás).

Contudo têm-se notado aspetos negativos na instalação de torres eólicas, muitos deles relativos à produção e utilização do material necessário, bem como as desvantagens que advêm da construção de parques eólicos próximos das populações [6].

Existem outros aspetos negativos muito usuais na produção de energia eólica, pertencentes às seguintes categorias:

- Interação aviária com as turbinas;
- Impacte visual das torres eólicas;
- Ruído provocado pelas turbinas;
- Interferências eletromagnéticas [6].

2.8. PARQUES EÓLICOS EM PORTUGAL E NA EUROPA

O presente subcapítulo tem como único objetivo a divulgação de informação resumida acerca da produção de energia eólica, não só em Portugal, como também na Europa e no Mundo.

O gráfico da figura 2.19 mostra quanto a produção de energia a partir do vento tem aumentado em todo o mundo, nos últimos 20 anos. Nota-se que, até 2004, era a Europa quem produzia a maior parte da energia de origem eólica e que a partir daí aumentou muito a produção em países de todo o Mundo. Contudo atualmente a Europa ainda produz quase metade da energia eólica mundial.

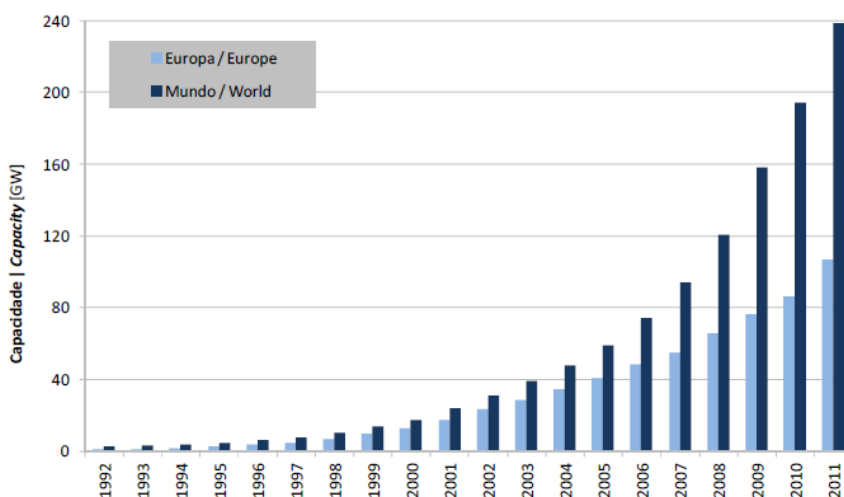


Fig.2.19 – Crescimento da capacidade geradora de base eólica na Europa e no Mundo [18]

Na figura 2.20 facilmente se identifica a Alemanha e a Espanha como os dois maiores produtores de energia eólica na Europa. Portugal é o sexto maior produtor de energia de origem eólica entre os países europeus.

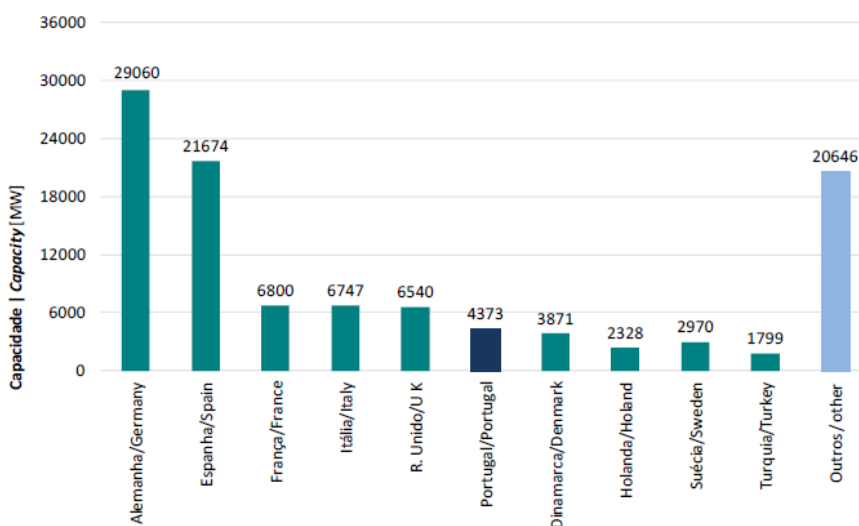


Fig.2.20 – Capacidade geradora de base eólica nos países da Europa [18]

A figura 2.21 mostra o crescimento da capacidade geradora de base eólica em Portugal. A capacidade acumulada, tal como no resto do Mundo, começou a crescer acentuadamente em 2004. Apesar de não ser visível neste gráfico, é representada alguma capacidade geradora em construção, para o ano 2011.

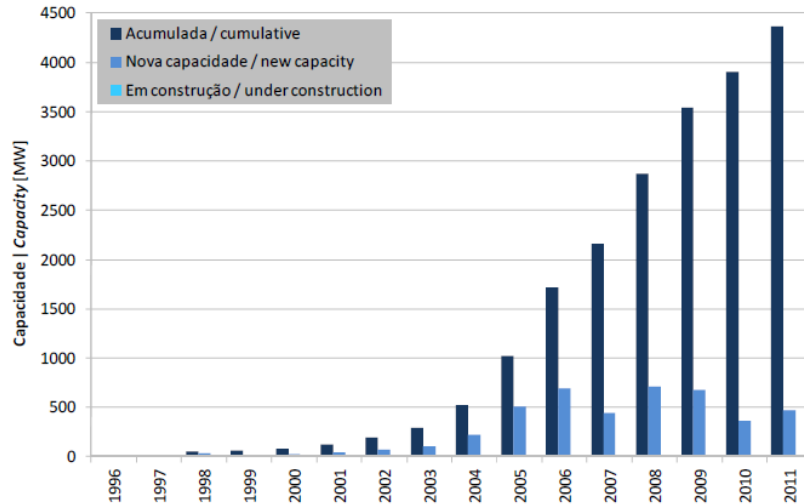


Fig.2.21 – Capacidade geradora acumulada em Portugal [18]

As figuras 2.22 e 2.23 mostram a capacidade geradora em cada distrito e a localização dos parques eólicos em Portugal. É evidente que a maioria da produção se concentra nas regiões centro e norte, zonas mais montanhosas de Portugal.

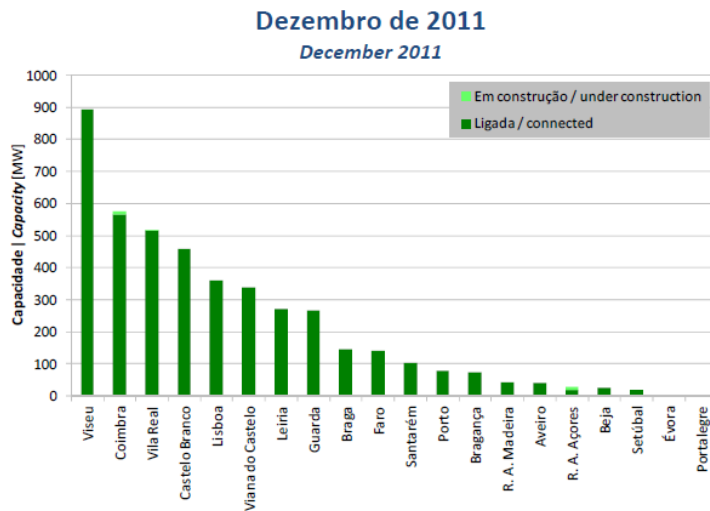


Fig.2.22 – Capacidade geradora acumulada por distritos e regiões autónomas [18]

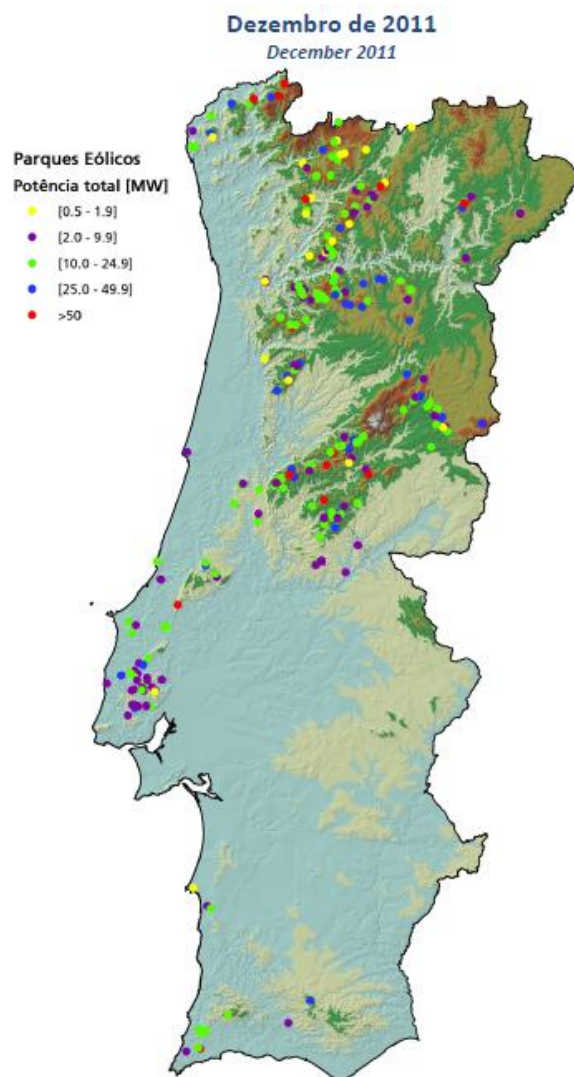


Fig.2.23 – Localização dos parques eólicos em Portugal [18]

3

MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE TORRES DE GERADORES EÓLICOS

3.1. INTRODUÇÃO

Para uma análise dinâmica completa de uma estrutura, é necessário complementar os ensaios levados a cabo, com o estudo das propriedades modais através da modelação da estrutura num *software* de elementos finitos adequado. O método dos elementos finitos é, atualmente, uma ferramenta indispensável em engenharia civil que permite efetuar o cálculo estrutural tanto para dimensionamento como para análise, e é a base sobre a qual assentam a maioria dos *softwares* de cálculo estrutural existentes. Convém referir o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012* [1] que, por ser muito útil na área da Engenharia Civil, foi o programa usado nesta dissertação para a modelação do comportamento dinâmico da torre eólica. Finda a modelação da estrutura e a consequente análise computacional, as frequências próprias e respetivos modos de vibração conseguidos através do *Robot* permitirão validar os resultados extraídos do ensaio dinâmico.

A realização dos ensaios tem como objetivo a concretização de um ajuste entre os resultados do ensaio e os do modelo computacional. Assim, obter-se-á um modelo em elementos finitos capaz de caracterizar a estrutura com a eficácia necessária para ser usado como referência em ensaios de manutenção, realizados a longo prazo por um eventual sistema de monitorização contínua. Se, ao longo do tempo, os resultados dos ensaios dinâmicos começarem a diferir dos resultados do modelo computacional, verifica-se que a estrutura tem sofrido degradações e alterações que devem ser controladas.

Os objetivos principais deste capítulo residem na aprendizagem dos conceitos teóricos e do cálculo das propriedades modais de uma estrutura, bem como no conhecimento dos métodos da sua modelação numérica. Assim, este capítulo subdivide-se em 4 subcapítulos. No subcapítulo seguinte serão apresentados os conceitos teóricos de análise dinâmica necessários ao bom entendimento das características dinâmicas e das propriedades modais de uma estrutura, bem como os cálculos sobre os quais o *software* de elementos finitos assenta. No terceiro subcapítulo serão discutidos os trabalhos anteriores de modelação numérica de torres de geradores eólicos, através dos quais foram adquiridos alguns conhecimentos na matéria. No último subcapítulo serão apresentados todos os passos da modelação de uma torre eólica, caracterizando os diferentes modelos analisados, e discutindo os resultados dessa análise.

3.2. CONCEITOS TEÓRICOS DE ANÁLISE DINÂMICA

Serve o presente subcapítulo para expor alguns dos conceitos teóricos relativos à análise dinâmica de estruturas, imprescindíveis para o bom entendimento da matéria e dos temas discutidos nesta dissertação.

3.2.1. A AÇÃO DINÂMICA

Conforme foi lecionado nas cadeiras de Teoria de Estruturas e Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica, uma ação dinâmica compreende uma grandeza, uma direção e um ponto de aplicação variáveis ao longo do tempo. Consequentemente, as respostas dinâmicas tais como as tensões, os deslocamentos, as velocidades e as acelerações, têm também valores dependentes do tempo [19].

Idealizar adequadamente as ações, a par com o conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas dos elementos estruturais, permite caracterizar o comportamento dinâmico de uma estrutura e obter as principais características da resposta da estrutura, em função das características da excitação.

Estas ações variáveis no tempo podem ser caracterizadas e analisadas de duas formas: determinística – a lei de variação da ação com o tempo é conhecida – ou estocástica – a variação temporal da ação não é totalmente conhecida, sendo de natureza aleatória e podendo ser caracterizada através de conceitos probabilísticos, obtendo-se então a resposta mediante o estabelecimento de relações estocásticas excitação-resposta [20].

Os modelos matemáticos usados numa análise dinâmica devem ser capazes de simular os comportamentos dinâmicos do sistema, mesmo com as simplificações que lhes é necessário aplicar para diminuir a complexidade do sistema. Como simplificações pode admitir-se que o comportamento da estrutura é linear e que as suas características são invariantes no tempo, o que não é totalmente condizente com a realidade.

A análise dinâmica pode estudar tanto Vibrações Livres – a vibração existente após a remoção da perturbação original – e Vibrações Forçadas – a vibração que ocorre devido à existência de forças de perturbação contínua.

3.2.2. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Com base nas principais características da estrutura – rigidez k , massa m e amortecimento c - é possível estabelecer as equações de equilíbrio dinâmico (equação 3.1) inerentes a cada modelo.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F(t) \quad (3.1)$$

As equações de equilíbrio dinâmico podem ser determinadas de forma contínua ou discreta no tempo, das quais se retiram modelos contínuos ou discretos e respostas contínuas ou discretas, respetivamente

Dependendo do tipo de estrutura, estas equações podem ser determinadas aplicando as Leis de *Newton* ou o Princípio dos Trabalhos Virtuais.

As equações de equilíbrio dinâmico são correntemente utilizadas na determinação da resposta a ações dinâmicas para qualquer tipo de estrutura: amortecida ou não, de 1 grau de liberdade, e até com mais de 1 grau de liberdade, mediante a utilização de métodos de conjugação, como o Método da Sobreposição Modal. A generalização da equação 3.1 para osciladores de n graus de liberdade será explicada no subcapítulo 3.2.4.3. (equação 3.20) [19].

3.2.3. AS FREQUÊNCIAS NATURAIS E O FENÓMENO DA RESSONÂNCIA

Qualquer objeto ou estrutura sólida possui uma certa vibração natural, uma frequência própria na qual “gosta” de vibrar. Corretamente, define-se como o período natural de vibração da estrutura em que se observa um movimento oscilatório em torno da posição de equilíbrio a cada $\frac{2\pi}{w}$ segundos, num sistema sem amortecimento em vibração livre. A frequência angular, w , mede a taxa de variação temporal de um ângulo, em radianos por segundo. Esta vibração com uma frequência própria acontece porque os átomos possuem uma energia de agitação apelidada, pelos físicos, de Energia Térmica. É uma propriedade explicada pela mecânica quântica e pela termodinâmica e que está associada à sua temperatura. A combinação das frequências de todos os átomos cria um “padrão de vibração” característico de cada corpo. A frequência natural de uma estrutura é determinada pela sua massa e rigidez, logo, aumentar a sua massa leva à diminuição da sua frequência natural, ao passo que aumentar a rigidez dos elementos estruturais provoca um incremento da frequência natural.

A cada frequência natural está associado um modo de vibração, que permite visualizar os deslocamentos experimentados pelo objeto aquando da sua oscilação, não sendo mais do que o deslocamento relativo entre graus de liberdade. No caso de objetos simples, como um pêndulo ou uma corda, há apenas uma frequência natural e o respetivo modo de vibração, mas no caso de estruturas complexas como os edifícios estudados em engenharia civil, existe um número elevado de modos de vibração e respetivas frequências naturais. Na figura 3.1 é possível observar um exemplo de um modo de vibração de um edifício.

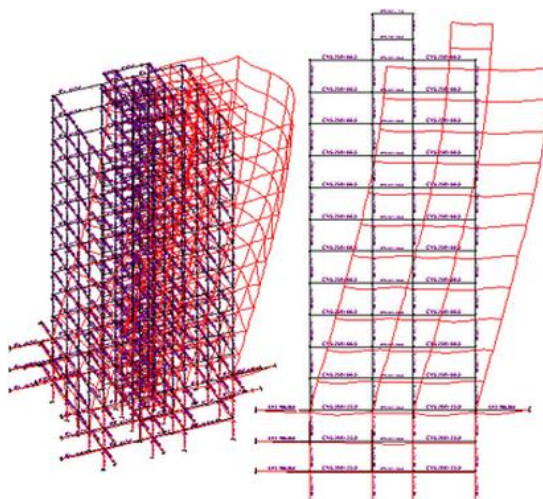


Fig.3.1 – Exemplo de um dos modos de vibração de um edifício [21]

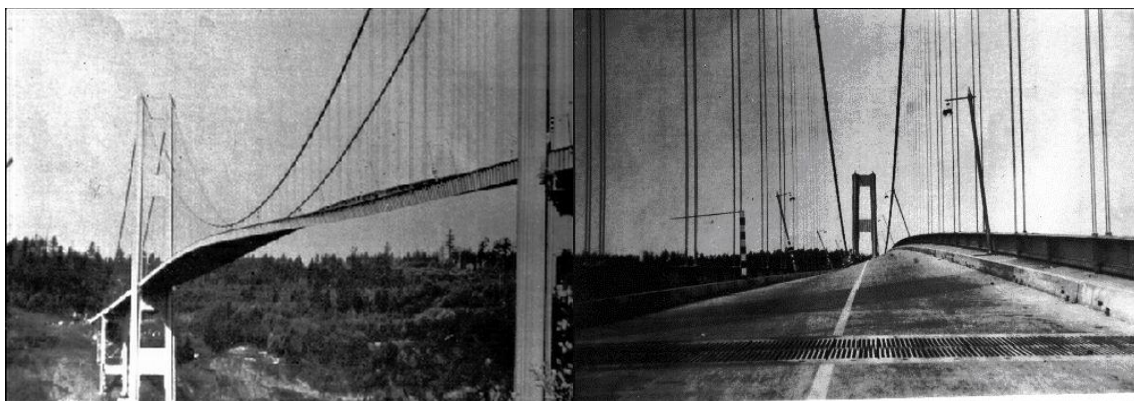
Quando ocorre uma vibração excessiva cuja frequência coincide com a frequência natural da estrutura, dá-se o fenómeno conhecido como Ressonância.

Na física, a ressonância descreve-se como uma tendência que um sistema tem de oscilar a grandes amplitudes para determinadas frequências, chamadas frequências ressonantes. Atingidas estas frequências, até pequenas excitações periódicas podem produzir oscilações de grande amplitude, funcionando a ressonância como um amplificador mecânico. Este fenómeno deve-se à capacidade que os sistemas têm de absorver, armazenar e transferir a energia da vibração. A massa da estrutura armazena energia cinética e a rigidez da estrutura armazena energia potencial. Quando a excitação que lhes induziu essas energias cessa, tanto a massa como a rigidez transmitem a energia armazenada aos elementos estruturais, transmissão essa que se dá com uma frequência igual às frequências naturais da estrutura.

Um fator importante deste fenômeno é o modo como foi aplicada a força que gerou a oscilação. Uma analogia que permite compreender este fator é a do balanço: não é necessário que o impulso seja cada vez maior, mas sim que seja aplicado no momento certo para que a oscilação seja maior; deste modo vai-se introduzindo energia no sistema com a frequência necessária.

O outro fator relevante é o amortecimento da estrutura. Quando o amortecimento é baixo, a frequência ressonante está muito próxima da frequência natural do sistema. Contudo, quando o amortecimento da estrutura é significativo, há uma dissipação em cada ciclo de parte da energia armazenada. Como a força de amortecimento é dependente da velocidade, quanto maior o deslocamento mais energia é dissipada. Como tal, será atingido um ponto em que a energia dissipada iguala a energia que alimenta o sistema. Neste ponto o sistema atinge a amplitude máxima, com a qual continuará a oscilar desde que a força aplicada se mantenha constante. Se não houver amortecimento, não há nada que dissipe a energia que entra no sistema, o que, teoricamente, faz com que o movimento continue a aumentar até ao infinito.

Um caso que exemplifica bem o fenômeno da ressonância é o da ponte de Tacoma. Sob o efeito de ventos a 70 km/h, a ponte entrou em ressonância atingindo amplitudes de 0.9 m e frequências de 0.6 Hz. A ponte oscilou então segundo modos de vibração torsionais (figura 3.2 a) e b)), o que aumentou a amplitude da vibração e acabou por provocar a ruína do tabuleiro (figura 3.3). Uma das causas foi também a falta de rigidez transversal e torsional do tabuleiro [22].



a)

b)

Fig.3.2 – Diferentes vistas do modo de vibração torsional do tabuleiro da ponte [23]



Fig.3.3 – Ruína da ponte [23]

O estudo do fenómeno da ressonância é de extrema importância para garantir a integridade estrutural das torres eólicas. Para além do vento – carga horizontal a atuar continuamente na torre – existe ainda a excitação que o conjunto rotor+gerador provoca no topo da torre quando em operação, bem como as vibrações localizadas geradas aquando da passagem das pás junto à parede da torre. Sendo, então, uma estrutura sujeita continuamente a vibrações, urge evitar que as frequências que lhe são induzidas coincidam com as frequências naturais da torre, para impedir que ocorra a ressonância, e os danos que daí advenham.

3.2.4. ANÁLISE MODAL

A análise modal, como o próprio nome indica, consiste no estudo dos modos de vibração e correspondentes frequências naturais de uma estrutura sujeita a uma excitação externa. Este tipo de análise pode ser realizado com recurso a métodos experimentais ou numericamente. A análise modal numérica realiza-se calculando numericamente os parâmetros modais da estrutura, neste caso recorrendo a modelos de elementos finitos. Na análise modal experimental é efetuada a identificação dos parâmetros modais a partir dos registos das suas respostas. A estimação experimental destes parâmetros pode ser efetuada diretamente a partir dos sinais medidos ou após o seu processamento e pode ser feita no domínio do tempo ou no domínio da frequência.

Em engenharia de estruturas, na análise modal é utilizada toda a massa da estrutura, bem como a rigidez dos elementos estruturais, com a finalidade de encontrar as várias frequências naturais de vibração e respetivos períodos em que pode naturalmente entrar em ressonância. É de extrema importância analisar esses resultados com vista a evitar que a frequência esperada das ações dinâmicas passíveis de atuar na estrutura – sismos, veículos e, no caso das torres eólicas, o vento – não coincida com as frequências próprias da estrutura.

De seguida serão apresentados os fundamentos teóricos que estão na base de uma análise modal numérica.

3.2.4.1. Movimento Livre Não Amortecido

A determinação das frequências próprias e respetivos modos de vibração pode ser feita através de uma análise modal e das equações de equilíbrio dinâmicos.

Num sistema em movimento livre não amortecido, a equação de equilíbrio dinâmico fica sem a parcela do amortecimento, tal como se verifica na equação 3.2.

$$M \cdot \ddot{u} + K \cdot u = 0 \quad (3.2)$$

Na análise modal, as variáveis das equações de equilíbrio dinâmico são substituídas por matrizes e por vetores de n elementos, em que n é o número de graus de liberdade. O caso exemplo que será mostrado em seguida serve perfeitamente para compreender todos os passos de uma análise modal.

Seja u uma deformada cuja grandeza varia sinusoidalmente com o tempo, e ϕ os modos de vibração que caracterizam a deformada da estrutura (figura 3.4) [24].

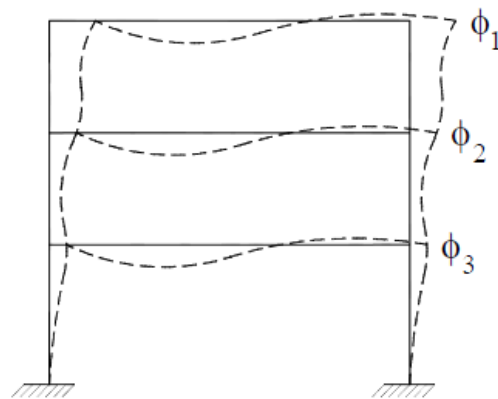


Fig.3.4 – Estrutura exemplo e respetivo modo de vibração [24]

$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

$$u = \phi \cdot \sin wt \quad (3.4)$$

Derivando u e substituindo ambas as variáveis na equação de equilíbrio dinâmico, chega-se à equação 3.5.

$$-Mw^2\phi \sin wt + K\phi \sin wt = 0 \quad (3.5)$$

A equação 3.5 é válida para qualquer instante, podendo então ser resolvida como demonstrado nas equações 3.6 e 3.7.

$$(K - w^2M)\phi = 0 \quad (3.6)$$

As frequências angulares w de cada um dos modos de vibração podem ser encontradas recorrendo à assunção de que o sistema terá soluções não nulas se o seu determinante for nulo.

$$\det(K - w^2M) = 0 \quad (3.7)$$

Gera-se assim um problema de valores e vetores próprios, sendo os primeiros as frequências angulares w^2 . Numa estrutura com N graus de liberdade, a condição de determinante nulo conduz a uma equação polinomial de grau N nos w^2 , chamada Equação Caraterística do Sistema. Substituindo na equação 3.6 os valores das frequências angulares w encontradas na equação 3.7, facilmente se extraem os N modos de vibração, e, recorrendo à equação 3.8 encontram-se as frequências naturais do sistema. A equação 3.6 resolve-se, por exemplo, tornando unitária uma das componentes do vetor, o que faz com que o valor das outras componentes seja determinado em relação a 1.

$$f = \frac{w}{2\pi} \quad (3.8)$$

O sistema de $N-1$ equações em ordem às componentes não nulas de ϕ permite determinar os valores do vetor dos modos de vibração, exposto na equação 3.9 como um vetor próprio que caracteriza a deformada do n -ésimo modo de vibração.

$$\phi_n = \begin{bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \vdots \\ \phi_{Nn} \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

A determinação de valores e vetores próprios pode ser feita recorrendo a vários métodos numéricos, como os métodos de Jacobi, de Stodola, as sequências de Sturm, ou iterações por sub-espacos. O próprio *software* de cálculo estrutural *Robot Structural Analysis* recorre a estes métodos no cálculo destes vetores [24].

3.2.4.2. Ortogonalidade

As propriedades de ortogonalidade são um ótimo recurso no cálculo das massas e rigidezes generalizadas, na resolução de sistemas com N graus de liberdade, bem como na resolução das equações de equilíbrio desligadas, para aplicação do método da sobreposição modal.

Sejam dois modos de vibração ϕ_n e ϕ_m . As forças de inércia criadas com essa vibração são dadas pelas equações 3.10 e 3.11.

$$K\phi_n = w_n^2 M\phi_n = f_n \quad (3.10)$$

$$K\phi_m = w_m^2 M\phi_m = f_m \quad (3.11)$$

O Teorema de Maxwell-Betti explica que, numa estrutura com comportamento elástico-linear, considerando dois sistemas de forças f_{Fi} e f_{Gi} a provocar dois campos de deslocamentos d_{Fi} e d_{Gi} , o produto das forças do sistema F com os deslocamentos dos pontos de aplicação das forças obtido no sistema G é igual ao produto das forças do sistema G com os deslocamentos dos pontos de aplicação das forças obtidos no sistema F :

$$\sum f_{Fi} \cdot d_{Gi} = \sum f_{Gi} \cdot d_{Fi} \quad (3.12)$$

Aplicando este teorema às forças de inércia expostas nas equações 3.10 e 3.11, temos:

$$f_n^T \cdot \phi_m = f_m^T \cdot \phi_n \quad (3.13)$$

Substituindo as equações 3.10 e 3.11 na equação 3.13 e resolvendo, teremos:

$$(w_n^2 - w_m^2) \cdot \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_m = 0 \quad (3.14)$$

Se $w_n^2 \neq w_m^2$, então:

$$\phi_n^T \cdot M \cdot \phi_m = 0 \quad \text{para } m \neq n \quad (3.15)$$

Analogamente, para a matriz de rigidez tem-se:

$$\phi_n^T \cdot K \cdot \phi_m = 0 \quad \text{para } m \neq n \quad (3.16)$$

As equações 3.15 e 3.16 designam-se por Condições de Ortogonalidade dos modos de vibração em relação à matriz de massa e à matriz de rigidez [24].

3.2.4.3. Movimento Livre Amortecido

Pode-se determinar o coeficiente de amortecimento induzindo uma vibração no sistema e registando a diminuição da sua amplitude com o tempo.

Na maioria das situações não é necessário obter de forma explícita a matriz e amortecimento, porém, caso seja necessário, é definida por proporcionalidade às matrizes de massa e de rigidez, como se pode ver pela equação 3.17.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.17)$$

Em que α e β são parâmetros independentes convenientemente definidos. A esta matriz chama-se Matriz de Amortecimento de Rayleigh.

Em estruturas amortecidas também é fácil o cálculo das equações de equilíbrio dinâmico desligadas pelo Método da Sobreposição Modal. Admite-se a ortogonalidade dos modos de vibração em relação à matriz de amortecimento:

$$\phi_n^T C \phi_m = 0 \quad \text{para } m \neq n \quad (3.18)$$

E define-se C_n o amortecimento generalizado para o modo n :

$$C_n = \phi_n^T C \phi_n \quad (3.19)$$

Logo a equação do equilíbrio dinâmico de um sistema amortecido é:

$$M_n \ddot{y}_n + C_n \dot{y}_n + K_n y_n = F_n(t) \quad (3.20)$$

O amortecimento é dado pela equação 3.21.

$$C_n = \xi_n 2M_n w_n \quad (3.21)$$

Em que ξ_n é o coeficiente de amortecimento do modo n e é dado por:

$$\xi_n = \frac{C_n}{C_n^{crit}} \quad (3.22)$$

O amortecimento crítico C_n^{crit} é o valor do amortecimento que marca o limite entre a oscilação do sistema e a não oscilação. Substituindo em 3.20 e dividindo tudo pela massa generalizada M_n obtém-se então a equação de equilíbrio desligada de um sistema amortecido [24]:

$$\ddot{y}_n + 2\xi_n w_n \dot{y}_n + w_n^2 y_n = \frac{F_n(t)}{M_n} \quad (3.23)$$

Em que:

$$w_n^2 = \frac{K_n}{M_n} \quad (3.24)$$

O conhecimento destes métodos de análise dinâmica é fundamental para a compreensão das bases sob as quais o *software Robot* assenta. Assim, os erros e as incertezas durante a modelação são evitados, bem como os resultados incoerentes que não correspondam ao esperado.

3.3. TRABALHOS REALIZADOS NO ÂMBITO DA MODELAÇÃO NUMÉRICA DE TORRES EÓLICAS

No presente capítulo é relatada a aprendizagem que se fez no campo da modelação estrutural em *Robot*, após a apresentação de dois trabalhos de modelação de torres eólicas apresentados por outros autores.

Existem vários trabalhos e estudos de modelação de torres de geradores eólicos e consequente análise estática e dinâmica. Contudo, no presente capítulo serão apenas descritos dois desses trabalhos, por serem os de maior utilidade e os que melhor se enquadram no tema desta dissertação. Serão descritos os trabalhos de Lavassas et al [25] e Sirqueira [7], sendo que o primeiro descreve e analisa a primeira torre eólica modelada nesta dissertação e discutida no subcapítulo 3.4. A comparação entre os resultados de Lavassas et al e os que foram obtidos por modelação em *Robot* no âmbito da presente dissertação foi fulcral para a acumulação de experiência no uso do *software* e também para melhor

compreender o funcionamento de uma torre eólica, as suas características geométricas e o comportamento dinâmico, em função do tipo de estrutura adotada e elementos considerados.

3.3.1. ANÁLISE E PROJETO DE UM PROTÓTIPO DE UMA TORRE EÓLICA DE 1 MW

Em 2003, *Lavassas et al* [25], com o objetivo de avaliar o efeito da forma geométrica de uma torre, analisou o comportamento estrutural de um protótipo de uma torre eólica, cujo desenho se pode ver na figura 3.5.

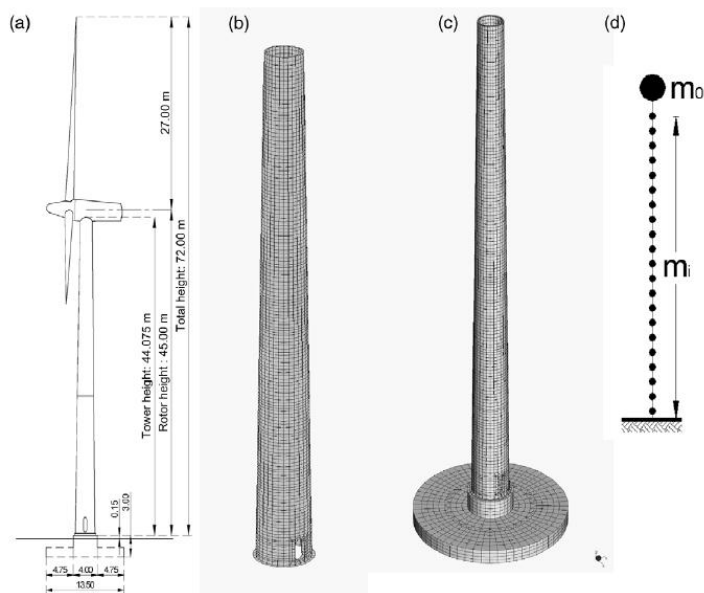


Fig.3.5 - a) Desenho da torre estudada; b) Modelo de casca; c) Modelo de casca com sapata; d) Modelo de barras [25]

Com uma elevação de 44 m e uma geometria em tronco no qual a secção e a rigidez variam com a altura, esta torre foi analisada com recurso a três modelos diferentes: o primeiro, cuja configuração se pode ver na figura 3.1 b) é um modelo de casca encastrado na base, sem considerar a sapata, ao passo que o segundo (figura 3.1 c)) considera a sapata e as características do solo. Já o modelo exemplificado na figura 3.1 d) não utiliza elementos de casca, mas sim elementos de barras encastrados na base.

Os autores não fizeram apenas a análise dinâmica da estrutura, mas também uma análise estática dos primeiros dois modelos com as recomendações prescritas no Eurocódigo 3, e com a qual concluíram que a geometria da parte inferior da torre é condicionada pelo estado limite de plastificação e na parte superior é o estado limite de encurvadura que condiciona o dimensionamento.

Na análise dinâmica utilizaram também o modelo de barras, numa tentativa de descobrir se seriam necessários modelos com o detalhe dos elementos de casca, ou se um modelo simplificado de barras assegura resultados precisos. A interação solo-estrutura foi um ponto importante a estudar, que também será abordado no subcapítulo 3.4. da presente dissertação, bem como a presença de certos elementos particulares a esta estrutura, nomeadamente os anéis de rigidez existentes ao longo do interior da torre, cuja função é limitar o efeito de oscilação oval e efeitos e instabilidade das chapas.

Após esta análise estática e dinâmica dos três modelos estruturais Lavassas et al tirou as seguintes conclusões:

- A frequência relativa ao primeiro modo de vibração, única fornecida no artigo, tem o valor de 0.60 Hz;
- A introdução da sapata e correspondente modelação elástica do solo para o estudo da interação solo-estrutura alterou pouco os resultados da análise dinâmica;
- O modelo de barras foi suficiente para determinação das frequências próprias e respetivos modos de vibração, apesar de não fornecer informação acerca dos modos de oscilação oval nem dos modos de torção;
- Apenas se a torre for construída em zonas de alta atividade sísmica se considera que as suas características dinâmicas são insuficientes [25].

As características desta eólica, a sua modelação, a análise dinâmica (e os consequentes resultados) serão de novo abordados e discutidos no subcapítulo 3.4.

3.3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE TORRES DE AÇO PARA SUPORTE DE TURBINAS EÓLICAS

Em 2008, Sirqueira [7] estudou a torre eólica de um modelo MM92 da *Repower* com o objetivo de encontrar um modelo computacional que representasse de forma satisfatória o comportamento estrutural da torre.

É uma torre com 76.15 m, e uma capacidade de 2 MW. É usada em vários países da Europa, como Portugal, Espanha e Alemanha. Atualmente, é o modelo com a melhor tecnologia de produção de energia eólica, começando a produzir a partir da velocidade de 3 m/s e parando ao atingir os 24 m/s. A torre tem um formato cónico cujo diâmetro varia entre 4300 mm no base e 2955 mm no topo, variando a sua espessura entre os 30 mm na base até aos 12 mm no topo. Está dividida em três troços para facilitar o transporte e montagem (figura 3.6).

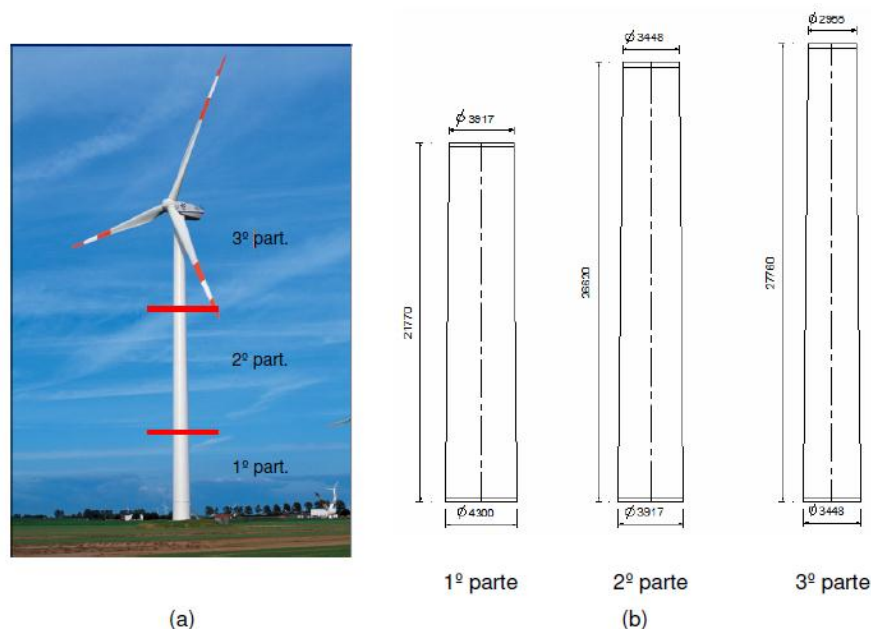


Fig.3.6 – a) Torre de gerador eólico da *Repower*, b) Altura e diâmetro de cada secção da torre [7]

Previamente à modelação, o autor realizou ensaios experimentais numa torre eólica de tamanho reduzido, para posterior comparação. Na modelação da torre foi utilizado o *software Ansys 10.0*, que também assenta no método dos elementos finitos. A torre foi apenas modelada com encastramento, sem introdução da sapata nem características do terreno. As malhas de elementos finitos foram sendo refinadas com testes de validação dos resultados do programa com os resultados experimentais, até atingir uma densidade de malhas que não produzisse variações significativas relativamente aos resultados experimentais. As pás, rotor e *nacelle* foram representados também por elementos de casca com uma densidade equivalente aos respetivos pesos.

Numa primeira fase da análise dinâmica foram identificadas as frequências naturais e os modos de vibração da torre. Posteriormente, foi determinada a resposta da estrutura a cargas cíclicas, verificando os valores passíveis de gerar ressonância. A contribuição dos modos que participam na resposta da estrutura para cada tipo de carregamento foi identificada calculando a resposta da estrutura para várias frequências, obtendo um gráfico de resposta em função da frequência. No final foi também identificada a resposta da estrutura a carregamentos dependentes do tempo, estáticos e também dinâmicos.

O quadro 2 indica as frequências fundamentais determinadas pela análise numérica, em comparação com as resultantes dos ensaios experimentais e o respetivo erro.

Quadro 2 – Frequências fundamentais [7]

Frequências	Análise Numérica (Hz)	Experimental (Hz)	Erro (%)
F01	0.36	0.34	6.54
F02	0.36	0.34	6.18
F03	2.59	2.77	6,42
F04	2.64	2.79	5.43
F05	2.89	-	-
F06	7.9	-	-

Observa-se que os resultados obtidos experimentalmente estão muito próximos dos obtidos pela modelação, o que prova a coerência e a eficácia do modelo concebido. Contudo, um erro de 6% é significativo, o que existe um ajuste melhor entre o modelo numérico e o real. Na figura 3.7 é possível identificar os modos de vibração (flexão) associados a cada frequência.

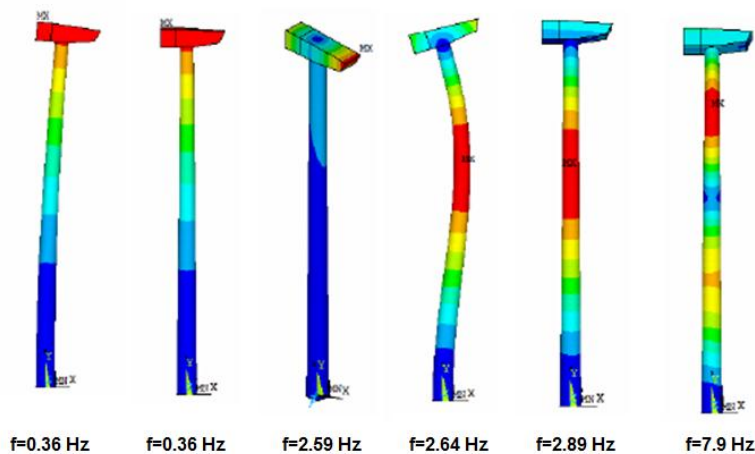


Fig.3.7 – Primeiros 6 modos de vibração da torre e respetivas frequências [7]

No capítulo 4 será estudada uma torre de um gerador eólico MM82 da *Repower*, de dimensões muito semelhantes a esta, e cuja modelação e análise dinâmica são o alvo principal da presente dissertação.

3.4. MODELAÇÃO DA TORRE DE UM GERADOR EÓLICO DE 1 MW

Neste subcapítulo é apresentada a torre eólica que foi modelada na fase inicial da presente dissertação. Tal como foi explicado no subcapítulo 3.2.1., a análise desta estrutura teve como objetivo conhecer as características estruturais de uma torre eólica, perceber o seu comportamento dinâmico e compreender os fatores e as variáveis que influenciam esse comportamento.

Ao contrário do trabalho desenvolvido por Lavassas et al [25], a análise dinâmica aqui desenvolvida não inclui a análise das vibrações do sistema rotor+gerador, nem o estudo das ações do vento, pois ambos se desviam do âmbito do trabalho, que apenas se debruça sobre o estudo das frequências naturais e dos respetivos modos de vibração.

Como também foi referido no subcapítulo 3.3.1., a torre eólica em questão é a que Lavassas et al estudou em 2003, e, como tal, todos os dados necessários foram retirados do seu artigo [25]. As características geométricas da torre, dos materiais construtivos e do solo de fundação, bem como os aspetos construtivos particulares desta torre e os aspetos intrínsecos à sua modelação foram reproduzidos na análise descrita nesta dissertação. Com isto foi possível, no final, fazer a comparação entre os resultados desta análise e os obtidos por Lavassas et al, conseguindo perceber se a modelação foi bem efetuada.

Numa primeira parte deste subcapítulo será apresentada a geometria e as características estruturais e mecânicas da torre e do gerador, bem como as propriedades do terreno onde está fundada. De seguida, será exposta a modelação em *Robot* que foi feita desta torre, descrevendo os três modelos utilizados (modelo de barras encastrado, modelo de casca encastrado e modelo de casca com sapata), as suas diferenças e as dificuldades encontradas. Os resultados da análise dinâmica serão discutidos numa última parte, fazendo a comparação com a análise de Lavassas. O estudo efetuado neste subcapítulo funcionou como ponto de partida para a análise de uma torre da *Repower*, objetivo principal da presente dissertação, que será descrita no capítulo 4.

3.4.1. CARATERÍSTICAS DA TORRE

Esta torre eólica era um protótipo de um grupo de geradores que estava em construção no parque eólico do Monte Kalogerovouni, na Grécia. Pode ser classificada como um Modelo Dinamarquês, com um gerador de eixo horizontal e rotor de 3 pás a contra-vento. O fabricante desenhou o gerador com 1 MW de capacidade, bem como o rotor, as pás e todos os outros constituintes da *nacelle*. As pás são feitas de um poliéster reforçado com fibra de vidro.

A torre é do tipo tubular em aço, tem uma altura total de 44.075 m e um diâmetro que vai dos 3.30 m, na base, até aos 2.10 m, no topo. Devido às dificuldades no transporte, a torre está dividida em duas seções, que são unidas por flanges duplas aparafusadas, acessíveis por dentro para efeitos de monitorização e manutenção. Do mesmo modo se procedeu à união da flange do topo com o anel de orientação da *nacelle*, ao passo que a flange da base foi ancorada à fundação.

A espessura da torre varia entre 18 mm, na base, e os 10 mm, no topo. Com vista a evitar fenómenos de *Buckling* (instabilidade recorrente em estruturas de casca de aço) a torre foi construída em aço da melhor qualidade. Foram ainda instalados 14 anéis de rigidez, dispostos ao longo da torre, cujas consequências para a análise dinâmica serão também estudadas.

Para evitar a concentração local de tensões junto à porta, a abertura foi desenhada com os cantos arredondados e foi reforçada com uma armação de rigidez local. Contudo, a análise de tensões também não é um dos objetivos desta dissertação.

O acesso à *nacelle* faz-se por uma escada de alumínio interna, interrompida a cada 6.05 m por plataformas de madeira aparafusadas.

A fundação da torre classifica-se como fundação em pedestal, descrita no subcapítulo 2.5.1, e consiste numa laje circular com um diâmetro de 13.50 m e uma espessura de 1.30m. O pedestal cilíndrico onde a torre está ancorada tem 4 m de diâmetro e 1.64 m de altura [25].

O artigo não disponibiliza as características do terreno, no entanto, o autor, quando contactado, forneceu os seguintes dados:

- Terreno rochoso, constituído por calcário e dolomite;
- Módulo de Elasticidade: $E=2.35$ a 5.50 GPa;
- Coeficiente de *Poisson*: $\nu=0.52$ a 0.86 ;
- Peso unitário: 27.60 a 26.30 kN/m³;
- Ângulo de atrito: $\phi'=30^\circ$ a 38° ;
- Ângulo de atrito mínimo entre o solo e a fundação: $\delta d=25^\circ$;
- Coesão: $c'=10$ a 50 MPa;
- Tensão admissível: $\sigma_{RD,s}=1.00$ MPa;
- Rigidez do solo: $K_s= 240000$ a 1600000 kN/m³.

O autor forneceu ainda o peso da turbina (pás+rotor+nacelle+gerador), que corresponde a 70.46 toneladas, e a posição do centro de massa do conjunto, a 0.50 m do eixo da torre - dados que também não são disponibilizados no artigo.

O Quadro 3 contém a descrição dos materiais usados nos elementos estruturais da torre.

Quadro 3 – Lista de materiais [25]

Descrição	Classificação	código
aço da torre	S 355 J2G3	EN 10025
parafusos	10.9	ISO 7411
ancoragens	8.8	ISO 7411
porcas	-	ISSO 4775

O Quadro 4 mostra as massas das diferentes partes da torre.

Quadro 4 – Massas das diferentes partes da torre [25]

Descrição	Peso (kg)
Casca: espessura=10 mm	3561
Casca: espessura=11 mm	1483
Casca: espessura=12 mm	6538
Casca: espessura=13 mm	7741
Casca: espessura=14 mm	2290
Casca: espessura=15 mm	5070
Casca: espessura=16 mm	5640
Casca: espessura=17 mm	3089
Casca: espessura=18 mm	3921
Anéis de rigidez	1891
Armação de rigidez da porta	397
Flange do topo	238
Flange do meio	1281
Flange da base	2038
Anel de ancoragem	1456
Parafusos	343
Ancoragens	1623
Outros	1400

Contudo, nem todas estas massas foram consideradas na análise dinâmica. Por não estarem a uma altura suficiente para tornar a massa importante na determinação das frequências, ou por terem massa que se pode considerar desprezável face a outras bem maiores, as massas da armação da porta, do anel de ancoragem, dos parafusos e das ancoragens não foram consideradas.

A figura 3.8 a) mostra a configuração da totalidade da torre eólica, com as suas alturas e dimensões da sapata, enquanto que na figura b) está representada a torre em pormenor, com as alturas e espessuras de cada secção, a variação do diâmetro e a posição dos anéis de rigidez ao longo da torre.

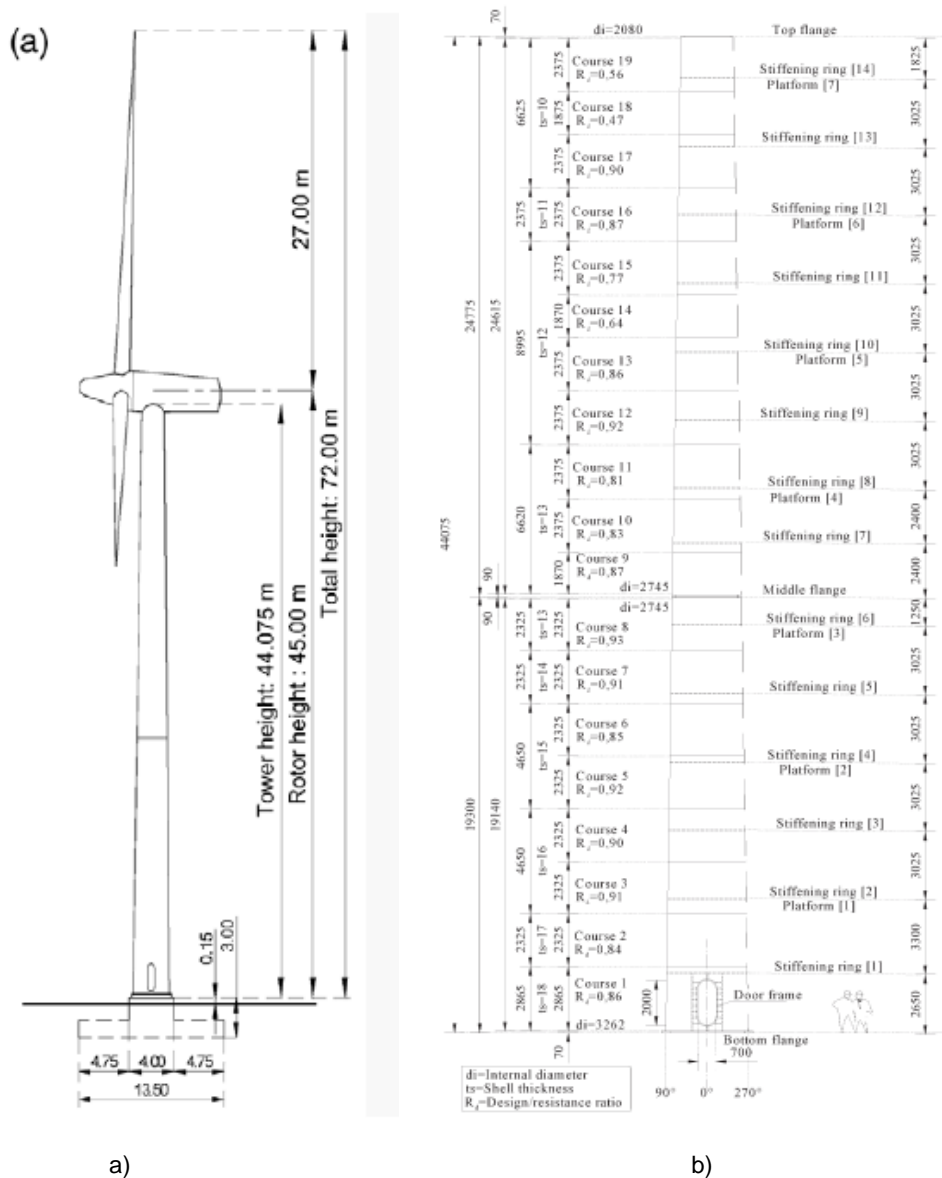


Fig.3.8 –a) Dimensões da torre eólica; b) Torre em pormenor [25]

3.4.2. MODELAÇÃO DA TORRE NO ROBOT

Efetuiu-se a modelação da torre com recurso ao *software* de elementos finitos *Autodesk Structural Anaysis Professional* 2012 [1], com o objetivo de obter os resultados da análise modal da torre, nomeadamente as suas frequências naturais e os modos de vibração.

A análise dinâmica computacional foi efetuada em três modelos diferentes da torre. O primeiro foi um modelo de barras encastrado, cuja função era verificar se a sua simplicidade permitia obter resultados coerentes.

De seguida analisou-se um modelo de elementos de casca encastrado, bem mais preciso que o primeiro e que, serviu de referência na comparação com os outros dois. Foi também neste modelo que se estudou a existência ou não dos anéis de rigidez nos modelos computacionais e os seus efeitos na análise dinâmica.

O último modelo a ser analisado é igual ao anterior, sendo-lhe acrescentada a sapata em betão armado, com vista a estudar a dependência dos resultados da análise dinâmica face às características do terreno.

3.4.2.1. Modelo de Barras Encastrado

A introdução deste modelo no *software* foi efetuada de acordo com os seguintes aspetos:

- As barras foram modeladas como cones truncados, de modo a ter em conta a variação do diâmetro da torre com a maior aproximação possível à realidade;
- A divisão da torre em barras foi feita segundo a variação da espessura da casca da torre. Como tal, secções consecutivas com a mesma espessura foram consideradas como sendo uma única barra (figura 3.10);
- Na definição das massas a contribuir para a análise dinâmica, apenas foram introduzidas a massa do gerador (pás, rotor, *nacelle*) e as massas dos anéis de rigidez. Pelas razões explicadas no subcapítulo 3.4.1., desprezaram-se as massas de alguns elementos. Nos comandos da análise dinâmica, o Robot já inclui a densidade do material para a inclusão da massa da estrutura, pelo que apenas foram introduzidas as massas nodais da contribuição do gerador e dos anéis;
- Neste modelo de barras, a inclusão dos anéis de rigidez não faz sentido, pois o modelo, não tendo casca, não faz a análise da encurvadura local nem das oscilações ovais, pelo que foram apenas introduzidas as 14 massas nodais de cada anel de rigidez;
- Segundo indicações de Lavassas et al, o centro de massa da turbina situa-se a 0.50 m do eixo da torre, pelo que foi criada no topo da torre uma barra infinitamente rígida de material sem peso volúmico, que dá suporte à massa nodal associada à *nacelle*, rotor e pás (figura 3.9).

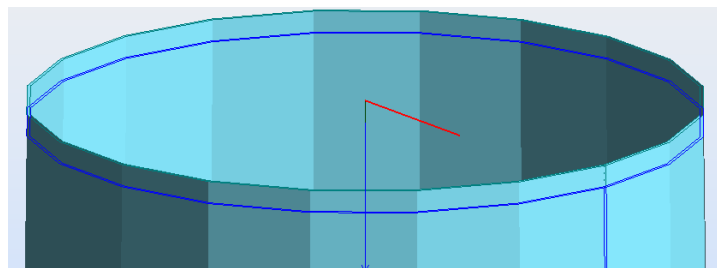


Fig.3.9 –Pormenor do topo da torre onde se mostra a barra infinitamente rígida onde foi incluída a massa da turbina

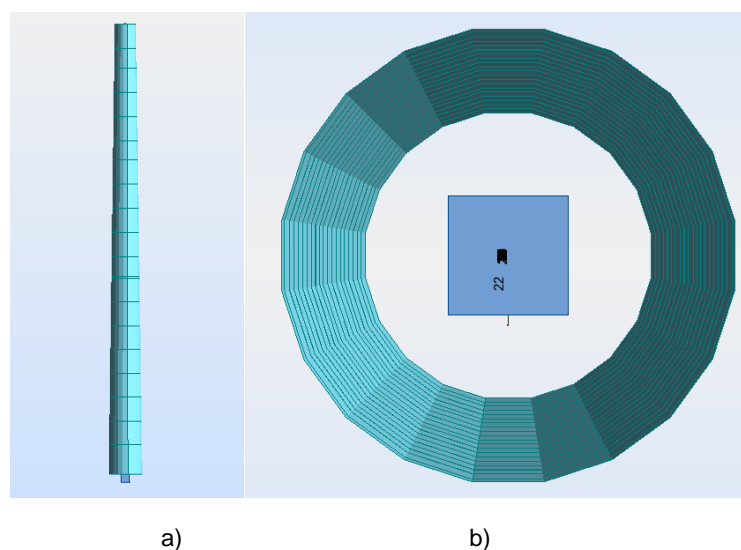


Fig.3.10 – a) Modelo de barras encastrado; b) Pormenor da discretização do círculo e do apoio encastrado

No total, este modelo é constituído por 22 barras e 37 nós, sendo que um deles, o da base, é encastrado [1].

3.4.2.2. Modelo de Casca Encastrado

Embora a introdução deste modelo no *Robot* tenha compreendido alguns aspetos semelhantes à do modelo anterior, foram necessários certos cuidados relativos à sua maior complexidade.

Esta modelação foi feita em duas fases diferentes. Numa primeira fase apenas foram introduzidas as massas dos anéis de rigidez, não considerando a sua contribuição para a rigidez local. Na segunda fase, para além dessas massas nodais, também foram inseridos os 14 anéis de rigidez ao longo do interior da torre, por meio de circunferências discretizadas em barras. A comparação dos resultados de cada uma destas fases permitirá tirar algumas conclusões acerca dos efeitos destes anéis de rigidez na análise dinâmica.

A modelação foi levada a cabo mediante os seguintes aspetos:

- A torre foi modelada com elementos de casca, através da utilização do comando REVOLVE numa linha do contorno da torre em torno do eixo. Deste modo foi garantida a linearidade da variação do diâmetro, ao mesmo tempo que se criavam as secções cónicas;
- Ao efetuar o comando REVOLVE, são gerados os cones truncados que constituem as secções componentes da torre. Na criação dessas secções, o programa requer a discretização das faces dos cones circulares em figuras geométricas regulares com vários lados num contorno circular. Quanto mais lados forem considerados, mais próxima a figura fica de um círculo, e, como tal, mais precisa se torna a secção. Contudo, quantas mais faces esta tiver, mais elementos finitos serão gerados e mais pesada se torna a análise. Por conseguinte, foram feitas algumas iterações de análise modal variando o número de faces da figura, até que os valores das frequências fossem estáveis. Começou-se por uma divisão da figura em 20 lados, tirando os respetivas frequências próprias. Depois, foi-se iterando um número de lados cada vez maior e efetuando a respetiva análise. Acabou por se verificar que os valores das frequências pouco ou nada se alteraram ao passar dos 30 lados para os 35. Modelaram-se então os cones, discretizando as secções em figuras regulares de 35 lados;
- Ao passo que a introdução das massas dos anéis de rigidez no modelo de barras foi feita com recurso a 14 nós, neste modelo tal não seria possível, pois em cada um dos 14 níveis existem 35 nós, pelo que a massa total dos anéis foi dividida por 490 nós, 35 massas nodais a cada um dos 14 níveis. Assim, a massa dos anéis foi introduzida do modo mais próximo possível à realidade;
- Ao contrário do que foi feito no modelo de barras, a parede da torre não pôde ser dividida apenas em função da variação da espessura, pois a existência dos 14 níveis de nós para abrigar as massas nodais - e, posteriormente, as barras dos anéis de rigidez - obrigou à divisão da torre num número ainda maior de secções (figura 3.11);
- Mais uma vez, apenas foram introduzidas as massas dos anéis e a massa do gerador, aviltando as restantes massas que não têm contribuição significativa para a análise dinâmica.

Na figura 3.12 é possível observar o encastramento linear na base da torre.

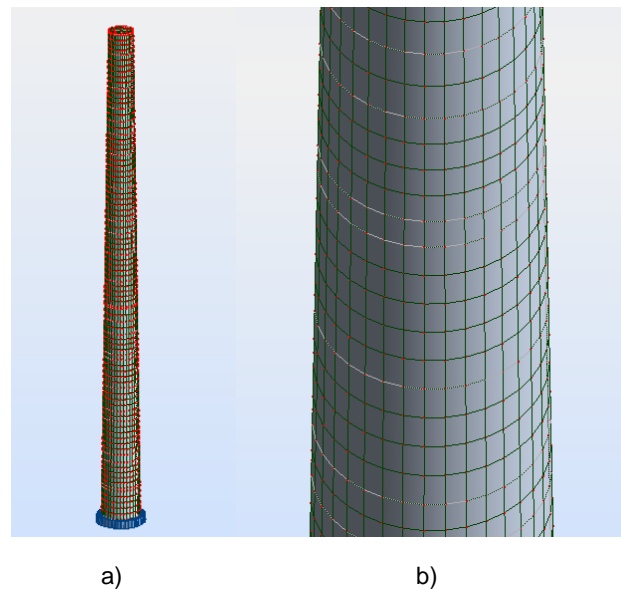


Fig.3.11 – a) Modelo de Casca Encastrado; b) Pormenor dos elementos finitos e da divisão da torre nas várias secções

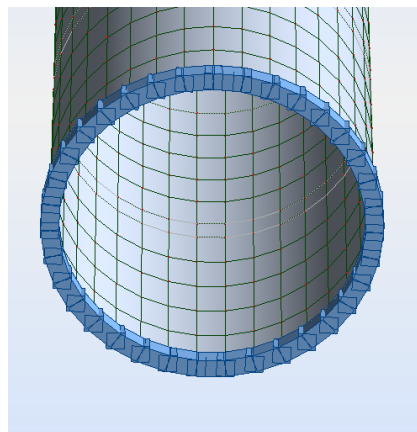


Fig.3.12 – Pormenor do encastramento linear na base da torre

Este modelo é constituído por 3348 nós, 26 painéis e uma barra.

Após a análise deste modelo, passou-se para uma segunda fase, na qual foram introduzidos os anéis de rigidez (figura 3.14).

Estes anéis foram instalados na torre para acautelar fenómenos de encurvadura local, como o *Buckling*, e foram estudados por Lavassas et al apenas durante a análise estática das tensões. Contudo, nesta dissertação estudou-se o modo como estes elementos influenciam o comportamento dinâmico da estrutura.

A introdução dos anéis foi feita com recurso a círculos discretizados em barras, unindo as barras nos 35 nós de cada nível, criados anteriormente para a introdução das massas nodais dos anéis. Como Lavassas et al apenas fornecia a massa dos anéis e as respetivas posições ao longo da torre, e não as suas dimensões totais (diâmetro interior, e altura), o seu dimensionamento discretizado em barras foi feito de um modo um pouco expedito. Considerou-se para os anéis o mesmo material da torre, aço S355, e utilizou-se a densidade deste material para dimensionar os anéis de acordo com o diâmetro

externo fornecido, para que o volume de cada anel fosse corretamente relacionado com o seu peso. A figura 3.13 mostra o esquema de um anel de rigidez fornecido no artigo de Lavassas et al [25].

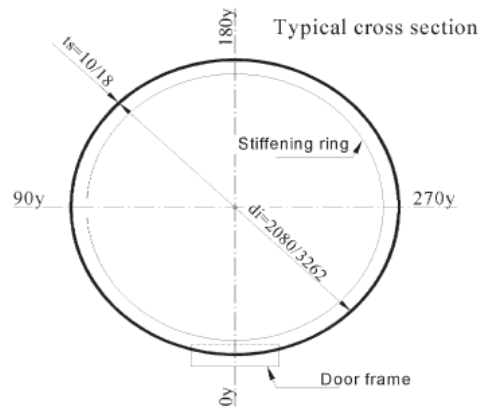


Fig.3.13 – Esquema de um anel de rigidez [25]

Este modelo contém 3348 nós, 491 barras, e 26 painéis.

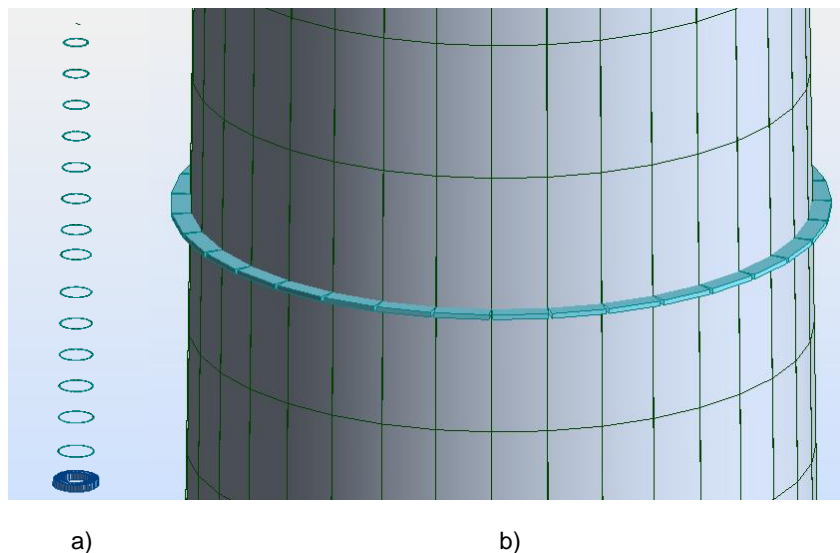


Fig.3.14 – a) Os 14 níveis dos anéis de rigidez; b) Pormenor de um dos anéis de rigidez discretizado em barras

3.4.2.3. Modelo de Casca com Sapata

O estudo de um modelo da torre e respetiva fundação teve como objetivo analisar a influência que as características do solo têm no comportamento dinâmico da torre. Uma vez que as frequências próprias e os respetivos modos de vibração de uma estrutura dependem tanto da massa como da rigidez, é de esperar que solos com alta rigidez também confirmam maior rigidez à estrutura, variando a sua resposta dinâmica.

A modelação da sapata foi feita com relativa facilidade. Dois elementos de volume cilíndricos, um para a laje e outro para o pedestal, compõem a sapata, cujas dimensões podem ser consultadas na figura 3.15. Ambos os cilindros foram discretizados com 35 faces, tal como a torre. Lavassas et al não informa, no seu artigo, qual o tipo de betão usado na fundação, pelo que foi usado um betão C35 da base de dados do *Robot*. O modelo de sapata pode ser observado na figura 3.18.

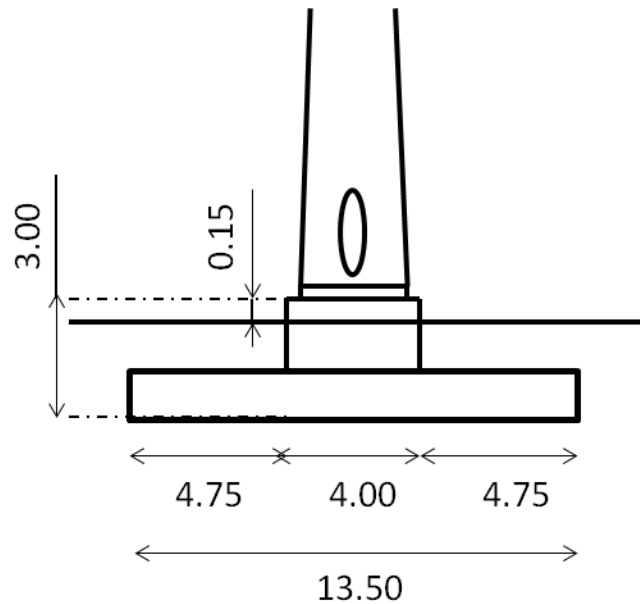


Fig.3.15 – Esquema da sapata e dimensões [25]

A dificuldade residiu na modelação do comportamento do solo, que é a parte mais importante. Para tal, foi necessário criar apoios elásticos, que o *Robot* gera como molas, aos quais se atribuiu a rigidez do solo.

Os problemas começaram com a disposição desses nós. Segundo *Foundation Analysis and Design* de Bowles et al [26], numa fundação de laje circular uniformemente carregada os assentamentos não ocorrem de forma uniforme. Por estas razões, Bowles et al aconselha a considerar as molas na periferia da sapata com 1.5 a 2 vezes a rigidez das do centro, modelando a rigidez das molas intermédias com uma variação linear a aumentar com a distância ao centro. Para isto foi utilizado um fator K de multiplicação das rigidez das molas, a variar linearmente entre 1, no centro, e 1.5, na periferia. Contudo, este aspeto exige uma disposição regular para as molas e, sendo a sapata circular, uma disposição radial.

Quando se gera uma malha de elementos finitos, o *Robot* cria automaticamente todos os pontos resultantes da interseção dos elementos. Com isto, foi gerada uma malha inicial, para tentar modelar as molas nesses pontos criados no processo. Contudo o processo de geração dessa malha de elementos finitos com uma disposição radial e regular foi uma tarefa impossível. Foram tentados todos os tipos de malhas, de disposições e de refinamentos que o programa oferece, mas mesmo assim não se conseguiu encontrar a modelação pretendida. Desconhecendo as razões da ineficácia do programa na modelação desta malha, especula-se que tal se deva à ligação da laje com o pedestal na face superior. O programa refina automaticamente a zona da ligação, o que o deverá ter impedido de gerar uma malha regular. A correspondência entre a malha da face superior e a da face inferior, poderá ter impedido a disposição pretendida para tal face.

À medida que se foi tentando as várias disposições fornecidas pelo programa, verificou-se que, para além da incapacidade de multiplicar as rigidezes pelo fator K , sempre que se alterava a disposição ou o número de molas, ocorriam ligeiras alterações nos resultados da análise modal, nomeadamente variações dos valores das frequências próprias, ou o aparecimento de modos de vibração não orientados com os eixos. Este facto exigiu, portanto, a modelação dos nós com uma distribuição radial e regular.

A solução encontrada para ultrapassar este obstáculo, consistiu em modelar manualmente os pontos de introdução das molas. Foram criadas 35 barras a unir o centro aos 35 vértices, e 9 círculos com um espaçamento de 0.75 m entre eles. Os nós gerados pela interseção dos círculos com as barras foram os pontos considerados para a introdução das molas. De seguida, foram apagadas as barras e os círculos, mantendo os pontos. Após a introdução das molas, já foi possível gerar a malha de elementos finitos da sapata, sem a preocupação de a falta de regularidade da malha poder interferir na performance do modelo de molas.

Como Lavassas et al apenas forneceu os valores máximos e mínimos da rigidez do solo, foi calculada uma rigidez média para o solo, de 920000 kN/m³. De seguida, foi usado o *software Autodesk Autocad* 2012 [27] para calcular a área de influência de cada mola. O último passo consistiu em multiplicar, através do *software EXCEL* [28] a rigidez (que foi fornecida em kN/m³) pela área de influência de cada mola e pelo respetivo fator *K*, como se pode verificar pelo quadro 5.

Quadro 5 – Cálculo da rigidez das molas

Mola	Distância (m)	<i>K</i>	Área (m ²)	Rigidez (kN/m)
K1	0.00	1.000	0.439	404248.00
K2	0.75	1.056	0.100	97499.55
K3	1.50	1.111	0.201	205364.44
K4	2.25	1.167	0.301	323395.33
K5	3.00	1.222	0.402	451801.77
K6	3.75	1.278	0.502	590363.99
K7	4.50	1.333	0.603	739189.32
K8	5.25	1.389	0.703	898405.54
K9	6.00	1.444	0.804	1067762.20
K10	6.75	1.500	0.439	606372.00

Na figura 3.16 a), é possível visualizar a disposição regular e radial conferida às molas, bem como a distribuição irregular de pontos gerados com a malha de elementos finitos. A figura 3.16 b) mostra em pormenor as molas na zona de bordo da sapata. Na figura 3.17 pode observar-se todo o modelo de casca com sapata.

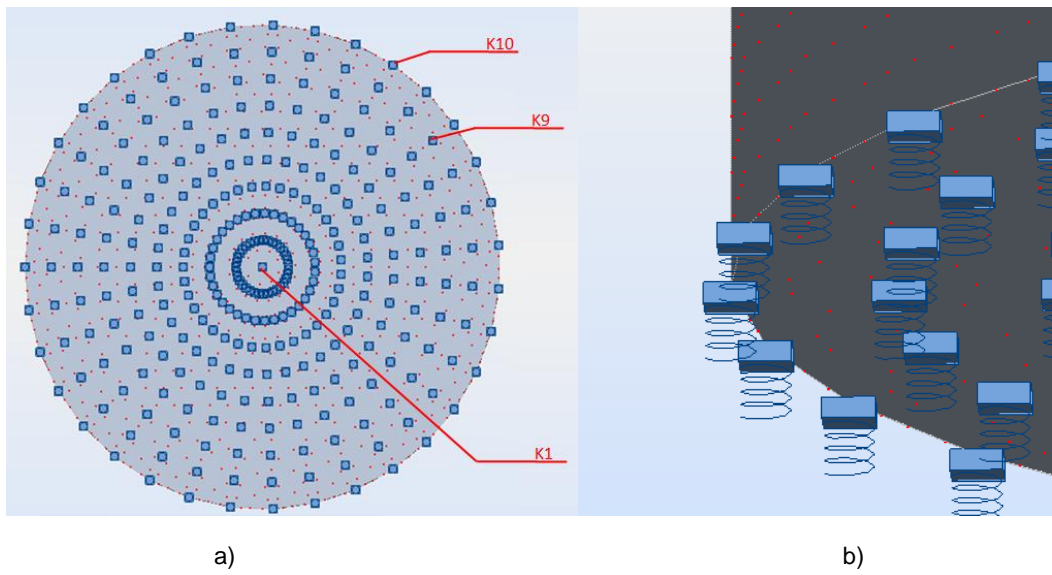


Fig.3.16 – a) Disposição das molas na sapata; b) Pormenor das molas na zona de bordo

Este modelo contém 9353 nós, uma barra, 27 painéis e 2 elementos de volume.

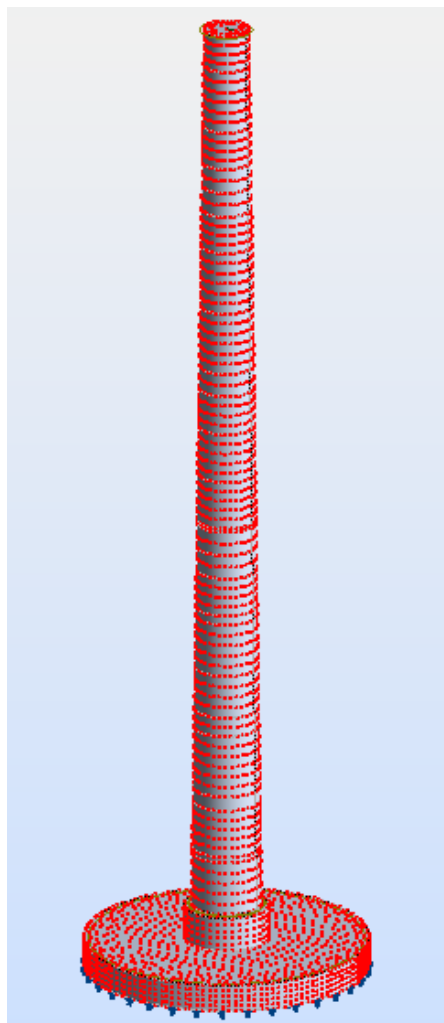


Fig.3.17 – Modelo de Casca com Sapata

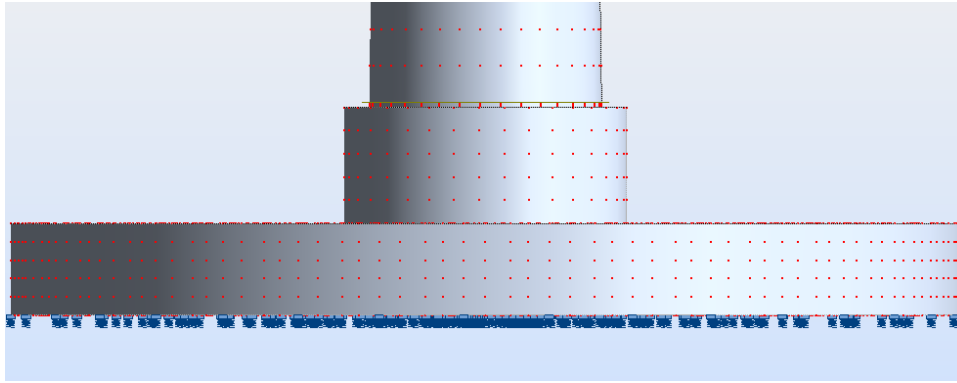


Fig.3.18 – Pormenor da laje e do pedestal da sapata

3.4.3. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL DA TORRE

O programa *Robot Structural Analysis* [1] permite efetuar uma análise modal à estrutura, calculando as suas frequências próprias e determinando os seus modos de vibração.

De entre as várias opções de cálculo fornecidas pelo software para este tipo de estudos, foi selecionada uma análise modal com uma tolerância de 0.0001, uma matriz de massa consistente e ativa nas direções de cada um dos eixos, escolhendo-se o método das iterações por sub-espacos, com 40 iterações.

3.4.3.1. Resultados do Modelo de Barras Encastrado

Para a análise modal foram pedidos 21 modos de vibração, cujas frequências podem ser verificadas no quadro 6 [1]. Ao longo desta dissertação, excepto nos casos especificados, os modos de vibração apresentados são apenas modos de flexão. Os modos de torção não foram aqui estudados.

Quadro 6 – Primeiras 21 frequências próprias do modelo de barras

Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.60	12	57.96
2	0.60	13	67.48
3	6.72	14	68.25
4	6.77	15	91.82
5	11.56	16	99.78
6	19.76	17	100.69
7	20.23	18	105.75
8	25.86	19	127.82
9	40.19	20	138.67
10	40.34	21	140.16
11	52.83	-	-

Como é sabido, dificilmente a estrutura encontra vibrações que atinjam todas estas frequências, e terá como modos principais apenas os 4 ou 5 primeiros, conforme será comprovado nos capítulos seguintes.

Verificou-se que o Robot fornece os modos de vibração aos pares, separando-os em direções. Por exemplo, os dois primeiros modos de vibração têm praticamente a mesma configuração, segundo direções ortogonais. O modo de vibração 1, na direção X, tem uma frequência de 0.59 Hz, muito próxima da frequência de 0.60 Hz do modo 2 na direção Y. Esta pequena diferença provavelmente deve-se à existência da barra infinitamente rígida que alberga a massa do gerador na direção X.

Pelas figuras 3.19 a) e b) facilmente se verifica a semelhança entre o modo de vibração 1 e 2.

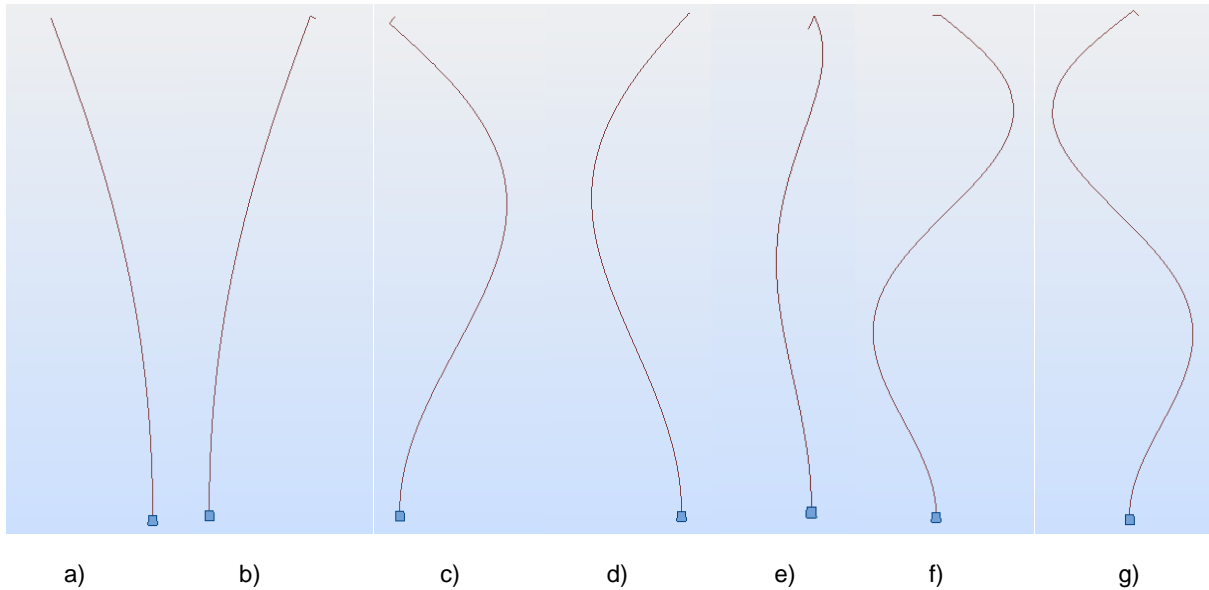


Fig.3.19 – Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em Y; b) Modo 2 em X; c) Modo 3 em X; d) Modo 4 em Y; e) Modo 5 em Y; f) Modo 6 em Y; g) Modo 7 em X

Contudo, foram aparecendo modos de vibração sem par, provavelmente relativos à vibração da barra que aloja a massa do gerador.

3.4.3.2. Resultados do Modelo de Casca Encastrado

Para a análise deste modelo, tentou-se, no início, extrair os mesmos 21 modos de vibração extraídos do modelo de barras. Contudo, a capacidade que o modelo de casca tem para determinar os modos de oscilação ovais tornou esta tarefa mais complicada, uma vez que, à medida que o programa vai fornecendo os modos de vibração, a quantidade de modos de oscilação ovais que aparece entre os modos de vibração de flexão globais é cada vez maior. Como tal, foi efetuada uma análise modal à estrutura de 100 modos de vibração (Quadro 7), de modo a poder extrair o maior número possível de modos de flexão globais.

Quadro 7 – Frequências dos primeiros 100 modos de vibração da torre

Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.60	21	18.62	41	31.82	61	43.06	81	51.48
2	0.60	22	21.34	42	31.82	62	43.06	82	51.48
3	0.75	23	21.34	43	32.07	63	43.67	83	52.90
4	5.35	24	21.78	44	32.66	64	43.67	84	52.90
5	5.35	25	21.78	45	32.66	65	44.66	85	54.57
6	6.59	26	24.96	46	33.51	66	44.66	86	55.56
7	6.60	27	25.28	47	33.51	67	45.11	87	55.56
8	8.01	28	25.28	48	35.18	68	45.11	88	56.22
9	8.01	29	25.95	49	35.57	69	46.01	89	56.22
10	13.28	30	25.95	50	35.65	70	46.01	90	56.22
11	13.28	31	26.43	51	36.59	71	47.54	91	56.70
12	13.64	32	26.43	52	36.59	72	47.54	92	56.70
13	13.64	33	27.56	53	40.22	73	48.50	93	57.51
14	14.58	34	27.56	54	40.22	74	48.50	94	57.75
15	14.58	35	28.96	55	40.25	75	49.12	95	57.75
16	15.79	36	28.96	56	40.25	76	49.12	96	58.41
17	15.79	37	30.12	57	41.48	77	49.73	97	58.50
18	17.59	38	30.12	58	41.48	78	49.73	98	58.50
19	17.59	39	31.17	59	41.72	79	50.31	99	61.49
20	18.47	40	31.17	60	41.72	80	50.31	100	61.49

Mais uma vez, o programa forneceu os modos de vibração aos pares. Cada par tem um modo de vibração para cada eixo com frequências muito próximas, como pode ver-se pela figura 3.20.

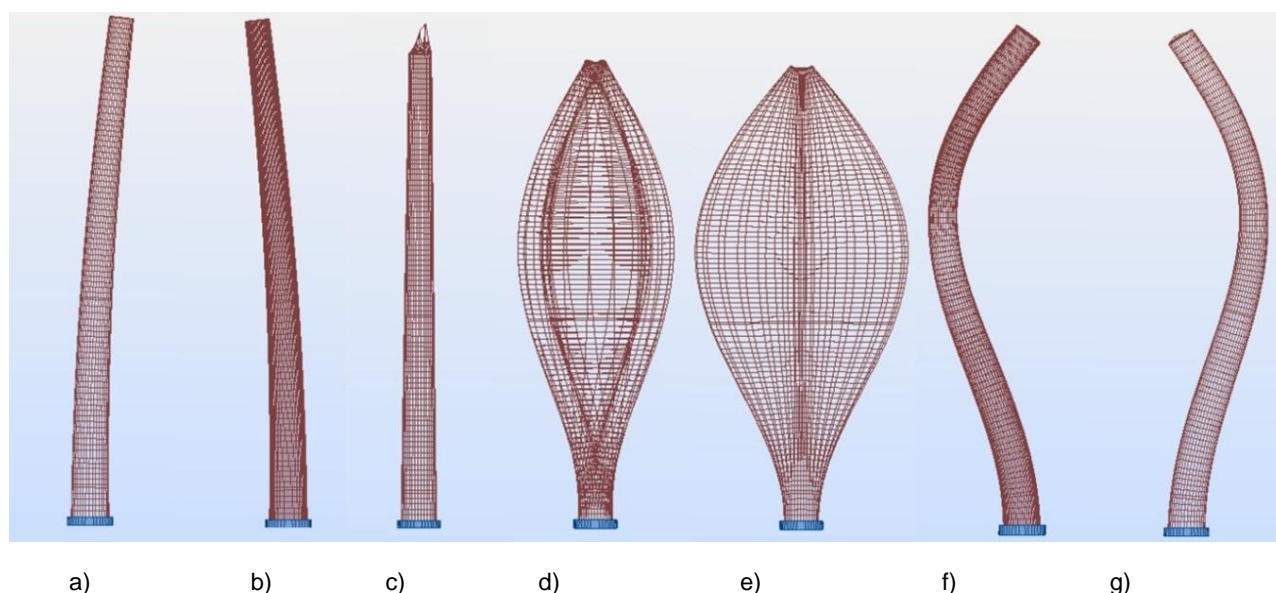


Fig.3.20 – Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo 5; f) Modo 6 em Y; g) Modo 7 em X

Os modos de vibração 1 e 2 (em X e Y, respetivamente) têm exatamente o mesmo valor de frequência e iguais configurações, para cada um desses eixos. Em 3º lugar aparece, um modo de vibração na direção Z, provavelmente associado à vibração da massa nodal do gerador. Os modos de vibração 4 e 5 são os primeiros modos de oscilação oval (ou modos de ovalização) a aparecer nesta estrutura. Este par também tem a mesma frequência e a mesma configuração modal, diferenciando-se apenas no eixo para o qual se orienta essa configuração. Este tipo de modos de oscilação surge devido à reduzida espessura das paredes da torre. Em seguida aparecem os modos 6 e 7 (em Y e X, respetivamente), com frequências ainda praticamente iguais.

Depois do 7º modo, apareceram mais 6 pares de modos de oscilação oval, e só ao chegar aos modos 20 e 21 é que se extraiu mais um par de modos de vibração pretendidos, com as configurações exibidas na figura 3.21.

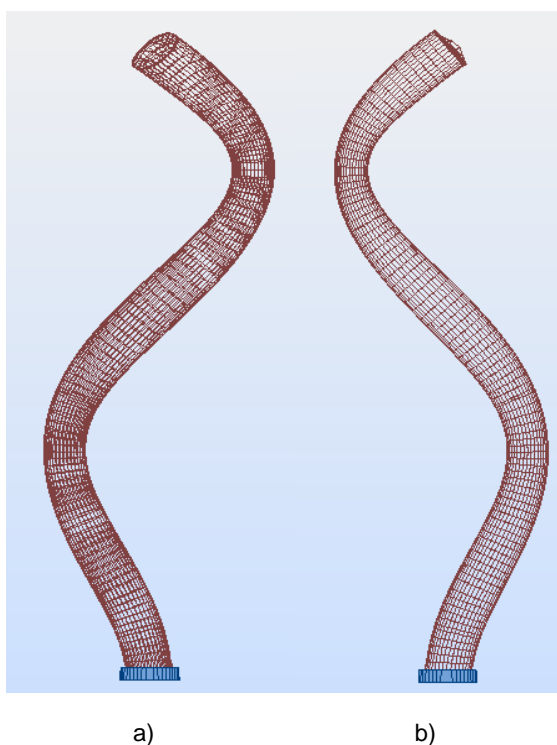


Fig.3.21 – a) Modo 20 em Y; b) Modo 21 em X

Na segunda fase da análise deste modelo de casca, agora com os anéis de rigidez modelados na torre, foi pedido ao *Robot* que fornecesse, tal como na análise anterior, os 100 primeiros modos de vibração, cujas frequências podem ser consultadas no Quadro 8.

Os resultados dos 7 primeiros modos de vibração extraídos deste modelo podem ser consultados na figura 3.22, para comparação com os resultados deste modelo na figura 3.20.

Quadro 8 – Frequências dos 100 primeiros modos de vibração do modelo de casca com os anéis de rigidez

Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.60	21	31.26	41	46.75	61	61.28	81	70.70
2	0.60	22	31.26	42	46.75	62	61.28	82	70.70
3	0.75	23	32.06	43	48.83	63	62.18	83	71.50
4	6.59	24	34.56	44	48.83	64	62.18	84	71.50
5	6.60	25	34.56	45	51.63	65	62.91	85	71.58
6	10.26	26	35.03	46	51.63	66	62.91	86	71.58
7	10.26	27	35.50	47	54.25	67	65.47	87	71.91
8	14.70	28	35.58	48	55.58	68	65.48	88	71.91
9	14.70	29	36.25	49	55.58	69	65.54	89	74.53
10	18.45	30	36.25	50	56.03	70	65.54	90	75.07
11	18.60	31	37.89	51	57.08	71	67.47	91	75.07
12	19.47	32	37.89	52	57.08	72	67.48	92	75.36
13	19.47	33	41.57	53	57.50	73	68.03	93	75.36
14	21.98	34	41.57	54	57.55	74	68.03	94	75.64
15	21.98	35	42.70	55	57.55	75	68.84	95	75.64
16	24.83	36	42.70	56	57.96	76	68.84	96	75.88
17	25.74	37	45.45	57	57.96	77	69.08	97	75.88
18	25.74	38	45.45	58	58.19	78	69.08	98	76.75
19	26.05	39	46.04	59	61.18	79	69.70	99	76.75
20	26.05	40	46.04	60	61.18	80	69.70	100	76.85

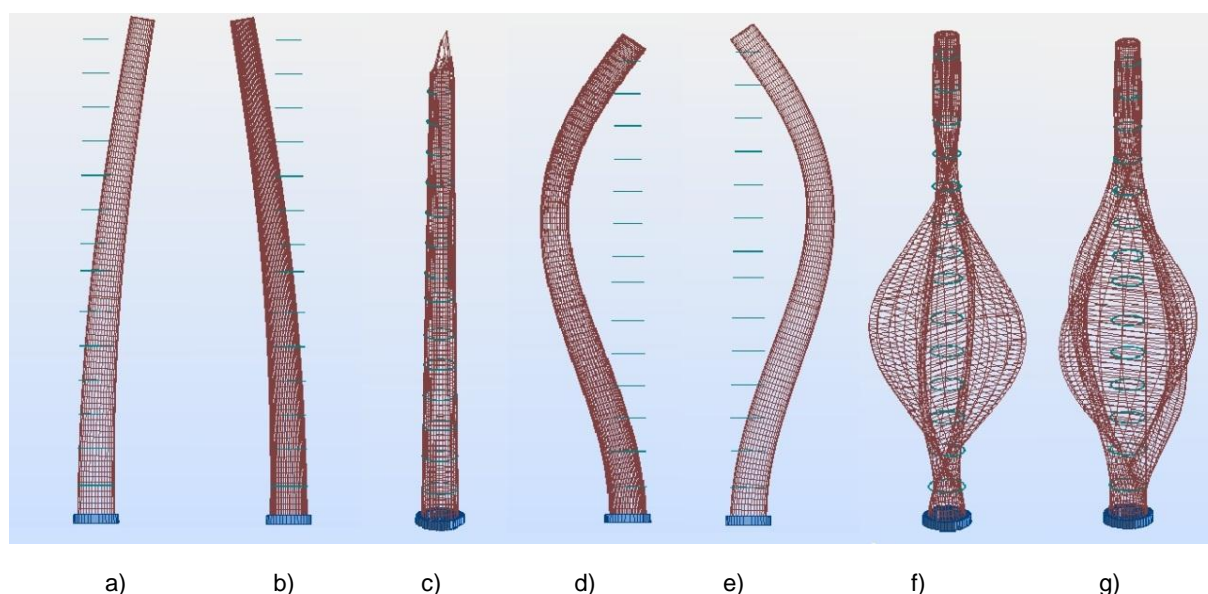


Fig.3.22 - Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y; c) Modo 3; d) Modo 4 em Y; e) Modo 5 em Y; f) Modo 6; g) Modo 7

Analisando o Quadro 8 e a figura 3.22, verifica-se que a existência dos anéis de rigidez na torre alterou, de facto, a resposta dinâmica da estrutura. Desapareceram alguns modos de oscilação oval, como os modos 4 e 5. As frequências dos modos de ovalização aumentaram, saindo da gama em

estudo. Estes resultados mostram que os anéis de rigidez conferem alguma rigidez local à estrutura acautelando as vibrações locais. Nas figuras 3.23 a) e b) pode observar-se as configurações modais dos modos de vibração 10 e 11, correspondentes ao terceiro modo de vibração real da estrutura.

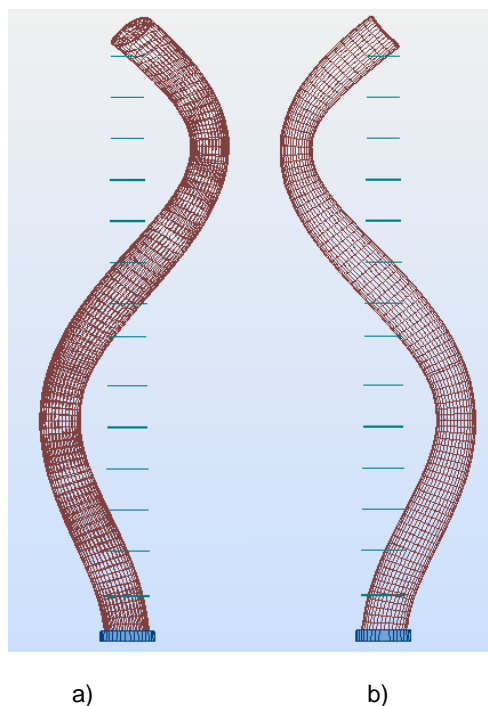


Fig.3.23 – a) Modo 10 em Y; b) Modo 11 em X

Enquanto um modo de vibração de flexão global apenas compreende deslocamento segundo um único eixo, nos modos de oscilação ovais (figura 3.24) há deslocamento da casca segundo os dois eixos ao mesmo tempo. Contudo, estes modos de vibração não vão ser aqui estudados, pois os ensaios dinâmicos realizados nas torres não os conseguem identificar.

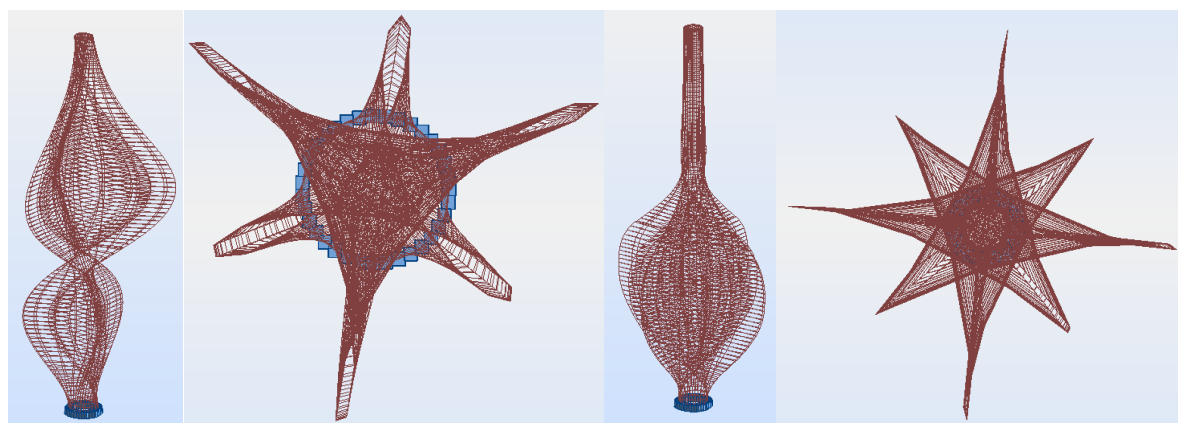


Fig.3.24 – Exemplos de modos de oscilação oval encontrados na análise desta torre

3.4.3.3. – Resultados do Modelo de Casca com Sapata

Antevendo já o tipo de comportamento dinâmico que esta estrutura iria apresentar, foi requerido ao programa que fizesse a análise modal para 100 modos de vibração. Os resultados obtidos foram semelhantes aos do modelo sem sapata, como pode comprovar-se pelo Quadro 19.

Quadro 9 – Frequências dos 100 primeiros modos de vibração do modelo de casca com sapata

Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.56	21	17.33	41	30.72	61	42.24	81	49.52
2	0.56	22	20.89	42	30.91	62	42.24	82	50.55
3	0.75	23	20.89	43	30.91	63	42.94	83	51.12
4	5.29	24	20.98	44	31.78	64	42.95	84	51.13
5	5.29	25	20.98	45	31.78	65	44.15	85	51.13
6	5.92	26	21.92	46	32.25	66	44.15	86	52.33
7	5.93	27	24.46	47	32.39	67	44.57	87	52.33
8	7.80	28	25.25	48	32.44	68	44.57	88	54.74
9	7.80	29	25.25	49	33.13	69	45.92	89	54.74
10	13.16	30	25.76	50	33.13	70	45.92	90	54.97
11	13.16	31	25.76	51	35.99	71	47.13	91	54.97
12	13.23	32	25.85	52	35.99	72	47.13	92	54.99
13	13.23	33	25.85	53	39.11	73	47.28	93	54.99
14	14.48	34	27.46	54	39.11	74	47.28	94	55.88
15	14.48	35	27.46	55	39.46	75	47.94	95	56.24
16	15.68	36	28.79	56	39.46	76	49.04	96	56.24
17	15.68	37	28.79	57	41.43	77	49.05	97	57.28
18	16.64	38	30.03	58	41.43	78	49.13	98	57.28
19	16.75	39	30.03	59	41.71	79	49.13	99	57.59
20	17.33	40	30.72	60	41.71	80	49.52	100	60.11

Observou-se que as frequências próprias deste modelo são mais baixas que no modelo anterior. A razão principal para esta ocorrência estará relacionada com as condições de apoio da sapata. Apesar de se ter conferido às molas uma rigidez elevada, estas não possuem as características de um encastramento perfeito, o que torna a estrutura menos rígida, baixando o valor das suas frequências. Outro motivo poderá ser a adição da sapata que, contribuindo com uma massa de valor elevado, é natural que diminua o valor das frequências, embora o facto de se situar nas cotas mais baixas também impeça que a sapata provoque uma diminuição acentuada dessas frequências. Fica então comprovado que, efetuando um incremento da massa, ou uma diminuição da rigidez, ocorrerá uma diminuição das frequências próprias da estrutura

Também devido à menor rigidez das condições de apoio, ocorreu alguma rotação da sapata em alguns modos de vibração, ainda que pequena. A figura 3.25 mostra, exageradamente, um exemplo dessa rotação da sapata.

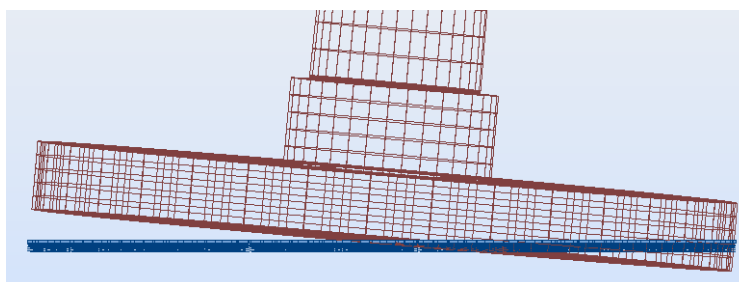


Fig.3.25 – Exemplo de rotação da sapata

Os sete primeiros modos de vibração podem ser vistos na figura 3.26, onde se verifica, mais uma vez, a igualdade entre pares de modos consecutivos, em direções diferentes. Mais uma vez aparecem as configurações de oscilação oval, que obrigam a mais uma filtragem para determinar os modos a estudar.

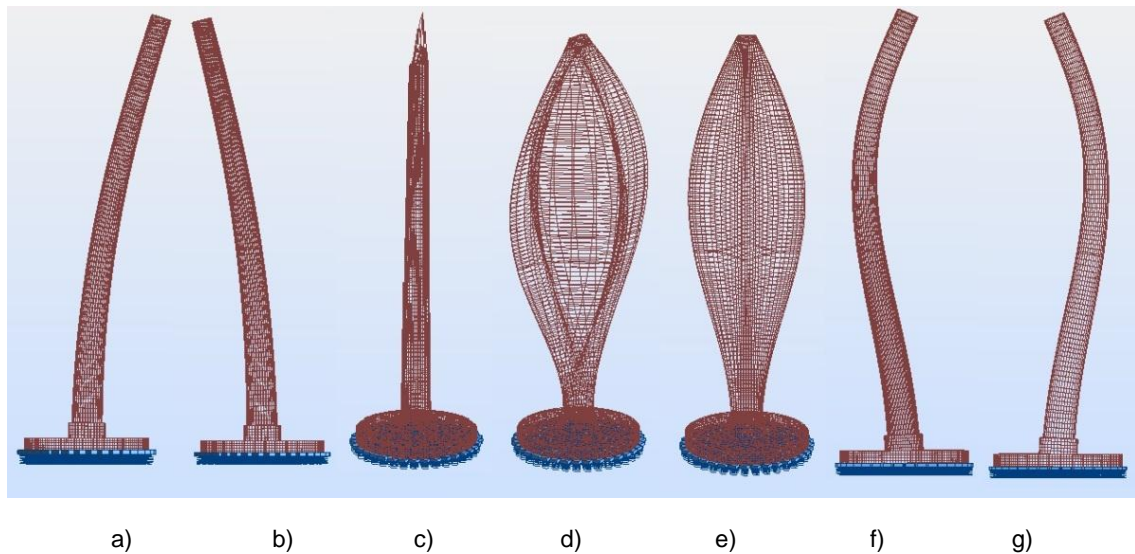


Fig.3.26 – Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo 5; f) Modo 6 em Y; g) Modo 7 em X

3.4.3.4. Conclusões

O Quadro 10 resume as 4 primeiras frequências próprias determinadas para cada modelo numérico utilizado para a análise modal. As figuras 3.27 e 3.28 mostram as configurações modais dos quatro primeiros modos de vibração real da estrutura para cada um dos modelos estudados.

Quadro 10 – Comparação entre as frequências dos 4 primeiros modos de vibração de cada modelo estudado [1]

Modelo	Frequências (Hz)			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Modelo de Barras	0.600	6.745	19.995	40.265
Modelo de Casca	0.600	6.595	18.545	35.610
Modelo de Casca com Anéis de Rigidez	0.600	6.595	18.525	35.540
Modelo de Casca com Sapata	0.560	5.925	16.695	32.415

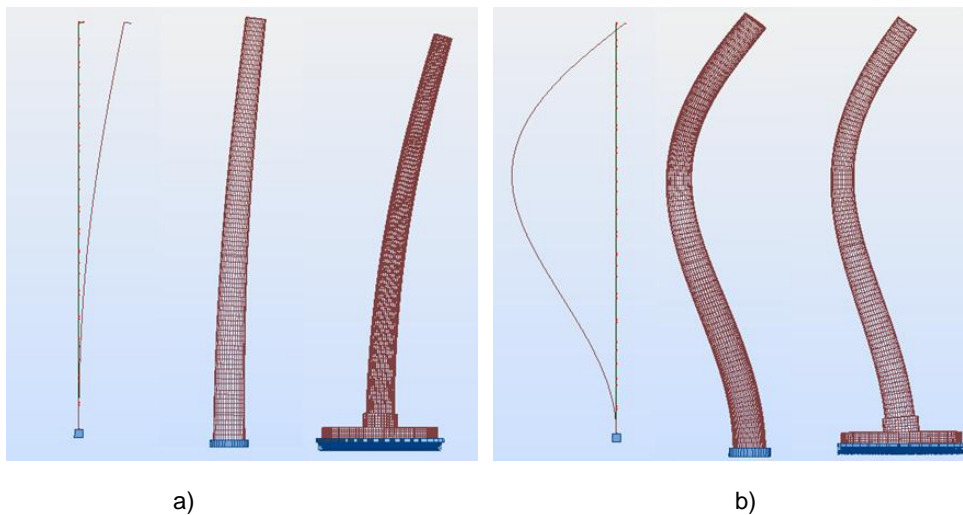


Fig.3.27 – a) Configuração do 1º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 2º modo de vibração em cada um dos modelos

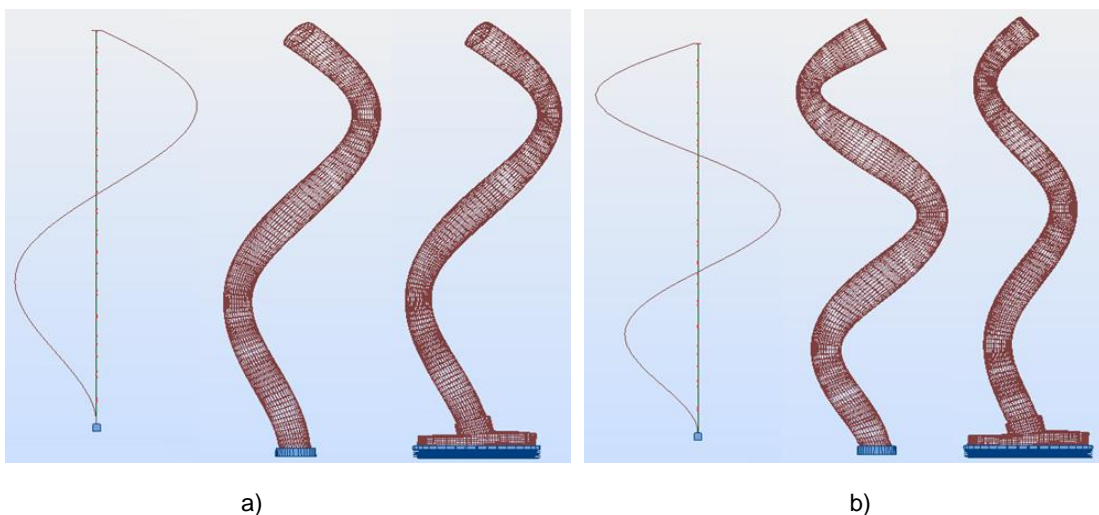


Fig.3.28 – a) Configuração do 3º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 4º modo de vibração em cada um dos modelos

O facto de Lavassas et al apenas fornecer o valor da frequência para o primeiro modo de vibração, torna um pouco difícil validar a eficiência destes modelos estudados. Os resultados do *Robot* aparentam ser mais coerentes para os primeiros modos de vibração. À medida que se vai avançando de modo em modo, mais díspares se tornam os valores das frequências de modelo para modelo.

Contudo, algumas conclusões podem ser tiradas acerca da análise numérica destes modelos:

- O Modelo de Barras apresenta um valor para a 1ª frequência natural da estrutura exatamente igual ao de Lavassas et al. Contudo, para os modos de vibração seguintes, este modelo apresenta algumas diferenças em relação aos outros modelos. No entanto, é um modelo que, de forma muito rápida, permite a determinação de boas estimativas dos parâmetros modais. Como já foi referido atrás, não tem a capacidade para representar os modos de oscilação oval;
- O Modelo de Casca foi o que apresentou um excelente resultado para frequência do modo 1, pois apresentou um valor exatamente igual ao do autor. Permitiu ainda perceber o

comportamento da estrutura em oscilação oval, e validar uma solução – os anéis de rigidez – para atenuar esse comportamento;

- O Modelo de Casca com Sapata apresentou um resultado próximo do valor de comparação, apesar de ser o mais distante dos 4 modelos estudados. Contudo, Lavassas et al não especifica em que modelo conseguiu a frequência de 0.6 Hz. Caso essa frequência seja resultante de um dos modelos sem sapata, não é descartada a hipótese de que este modelo esteja muito próximo do real. Tal como o modelo de casca, permite representar os modos de oscilação oval.

Quanto aos fatores e variáveis inerentes a cada modelo, retiraram-se as seguintes conclusões:

- Como era de esperar, os modelos com malhas de elementos finitos são bem mais eficientes que os modelos de barras, e, quanto melhor discretizados e refinados, melhores serão os resultados;
- A modelação das condições de apoio da sapata é um fator muito sensível para a análise dinâmica. Pequenas alterações como a disposição e o número de molas, ou a rigidez atribuída a cada uma leva, a variações nos resultados da análise modal. Uma boa caracterização do solo de fundação é informação importante para a obtenção de resultados corretos.

4

TORRES EÓLICA REPOWER DE 2 MW DO PARQUE EÓLICO DO TORRÃO

4.1. INTRODUÇÃO

Serve o presente capítulo para introduzir, caracterizar e analisar uma torre eólica *Repower* MM82, objetivo principal desta dissertação.

No subcapítulo 4.2 será efetuada uma descrição detalhada da torre e a sua modelação será feita no subcapítulo 4.3. Os resultados da análise modal posteriormente realizada aos modelos construídos no programa *Robot Structural Analysis* [1] serão depois comparados e validados no Capítulo 5 com os resultados do ensaio dinâmico que foi realizado à torre no parque eólico do Torrão.

Como já foi descrito na introdução do Capítulo 3, essa comparação entre os resultados da análise do modelo numérico e os do ensaio dinâmico realizado permitirá determinar qual o modelo de elementos finitos que melhor caracteriza a estrutura. O modelo será posteriormente utilizado para comparação e verificação da integridade da estrutura real durante o seu período de vida.

4.2. DESCRIÇÃO DA TORRE

Esta torre é muito semelhante à torre *Repower* estudada por Sirqueira em 2008 [7], diferenciando-se dela no facto de se tratar de um modelo MM82.

A torre localiza-se no Parque Eólico do Torrão, em Penafiel, e também pode classificar-se como um Modelo Dinamarquês, com um gerador de eixo horizontal e rotor de 3 pás a contra-vento, com uma capacidade de 2 MW e de velocidade variável. Como pode verificar-se pela curva energética presente na figura 4.1, o gerador desta torre eólica tem uma cut-in speed de 3.5 m/s, velocidade nominal de 14.5 m/s e uma cut-out speed de 25 m/s [29].

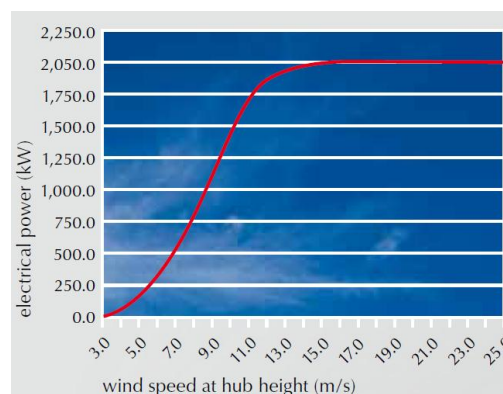


Fig.4.1 – Curva energética da Torre Repower [29]

Isto significa que começa a produzir energia à velocidade do vento de 3.5 m/s, atinge a capacidade máxima de produção aos 14.5 m/s e interrompe a sua produção aos 25 m/s. Na figura 4.2 pode observar-se um exemplo do modelo MM82 aqui estudado.



Fig.4.2 – Modelo MM82 da Repower [30]

Quanto às dimensões da turbina, cada pá tem 40 m de comprimento, conferindo ao conjunto rotor+pás um diâmetro de 82 m. A *nacelle* tem um comprimento total de 10.20 m e uma largura de 3.725 m.

Esta torre em estudo também é do tipo tubular em aço S355, com uma altura de 76.15 m, e diâmetro a variar entre os 4.30 m na base, e os 2.955 m no topo [31]. A torre está dividida em 3 secções, por razões inerentes ao seu transporte e, tal como na torre estudada por Lavassas et al, as secções são unidas com recurso a flanges duplas aparafusadas, cuja monitorização e manutenção pode ser feita por dentro, graças à relativa facilidade de acesso. De igual modo se efetuou a união da flange do topo com o anel de orientação da *nacelle*, enquanto a flange da base é ancorada à fundação. A espessura da torre varia entre 28 mm na base, e os 12 mm da antepenúltima secção, a partir da qual a penúltima secção aumenta a sua espessura para os 14 mm, e a última para os 18 mm. Esta variação da espessura é feita por meio de uma divisão das secções, cuja espessura varia de 2 em 2 mm, e pode ser consultada na figura 4.3 [32].

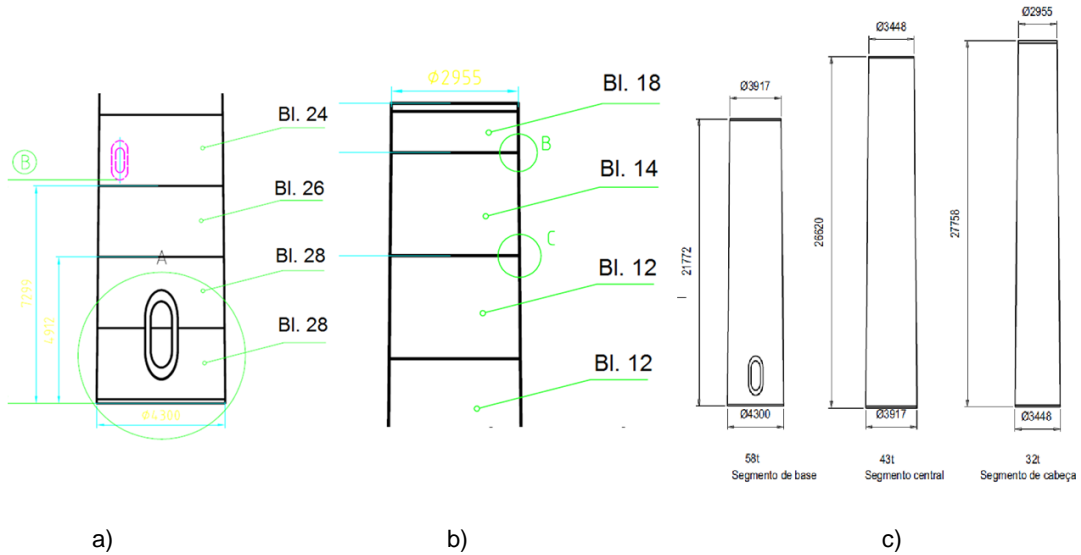


Fig.4.3 – a) Base da torre; b) Topo da torre; c) Esquema das 3 secções de montagem da torre [32]

Como foi já acima mencionado, a ligação da torre com a *nacelle* faz-se por meio de uma flange de topo, com uma espessura de 97 mm, enquanto a ancoragem da torre à fundação se faz por meio de uma flange de base com 195 mm de espessura. As flanges médias que unem as três partes que constituem a torre têm as espessuras de 141 mm (a flange média de baixo) e de 120 mm (a flange média de cima). Estas flanges e os respectivos cortes transversais podem ser visualizados na figura 4.4, 4.5 e 4.6.

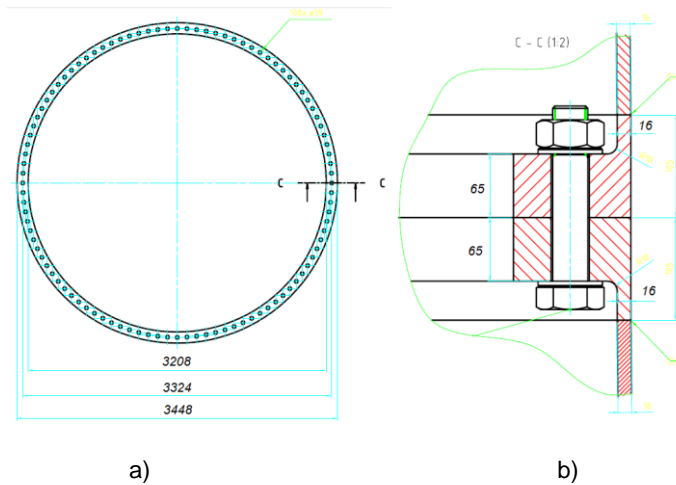


Fig.4.4 – a) Esquema de uma flange média; b) Corte de uma flange média [32]



Fig.4.5 – Interior da torre eólica onde foi realizado o ensaio, e onde é possível observar uma das plataformas e a flange média aparafusada



Fig.4.6 – Flange do fundo aparafusada

Ao contrário da torre de 1 MW estudada no capítulo anterior, esta torre não possui anéis de rigidez nem estruturas para efeitos semelhantes. Uma das razões será a elevada espessura que a parede tem, que deverá ter sido assim dimensionada com o propósito de acautelar os fenómenos de encurvadura local. A espessura ainda maior das flanges médias também terá efeitos atenuantes nestes fenómenos de encurvadura.

Tal como na torre de 1 MW, esta estrutura também possui uma armação de reforço da porta de cantos arredondados, para evitar uma concentração local de tensões e para conferir mais rigidez.

Mais uma vez, o acesso a esta torre é feito por uma escada metálica que é interrompida por duas plataformas ao nível das flanges médias.

No conjunto da turbina eólica temos as seguintes partes com os respectivos pesos:

- *Nacelle* (figura 4.7): 16 toneladas;
- Gerador: 30 toneladas;
- Rotor (figura 4.8 a)): 16 toneladas;
- 3 pás (figura 4.8 b)): $3 \times 6 = 18$ toneladas.

No total, este conjunto pesa cerca de 95 toneladas. O seu centro de gravidade do conjunto está a 0.45 m do eixo da torre [31].

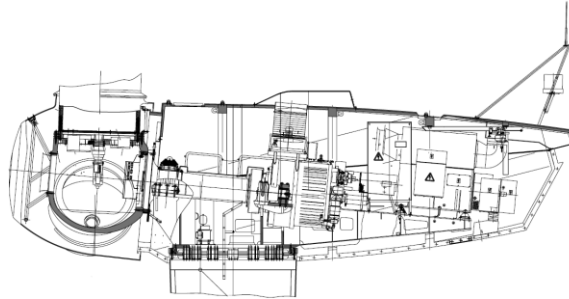


Fig.4.7 – Esquema do conjunto *nacelle*+gerador+rotor [31]

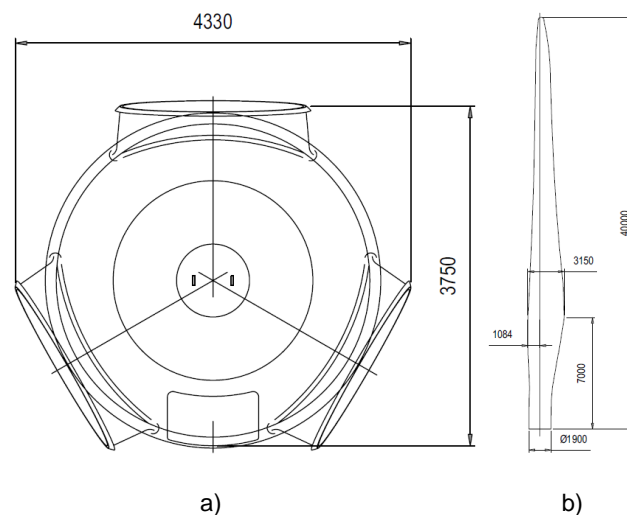


Fig.4.8 – a) Esquema do rotor; b) Esquema de uma pá [31]

A fundação desta torre (figura 4.9) pode classificar-se como fundação em laje cónica com pedestal, descrita no subcapítulo 2.5.1. A laje tem uma forma octogonal e uma parte cónica na união com o pedestal. Cada lado do octógono tem cerca de 5.60 m, cobrindo um diâmetro de 13.50 m. A laje tem, aproximadamente, 2.10 m de espessura e o pedestal tem uma altura de 1.55 m [33].

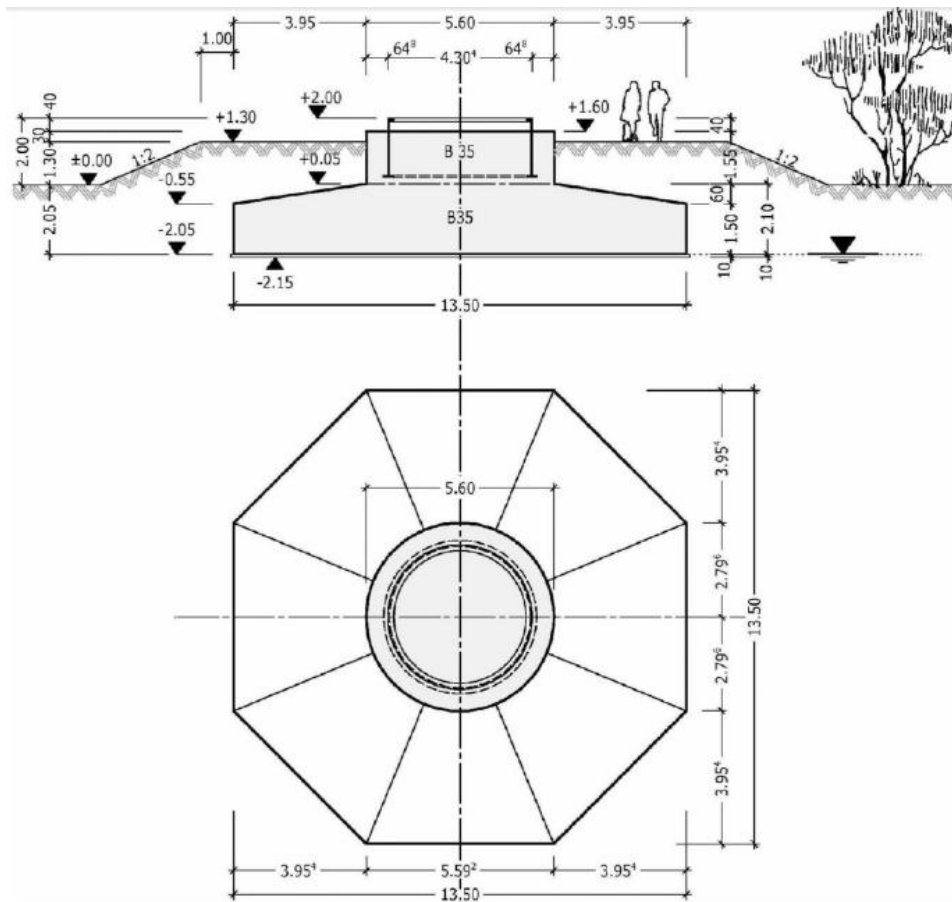


Fig.4.9 – Esquema da planta e alçado da fundação da torre [33]

Não foram fornecidos nenhuns dados acerca do solo de fundação. Apenas se observou no local que o solo à superfície era maioritariamente constituído por xisto.

4.3. MODELAÇÃO EM ROBOT

A modelação desta torre no *software Robot Structural Analysis* [1] foi feita nos mesmos moldes que a da torre estudada no subcapítulo 3.4. O objetivo era fazer uma análise modal aos 3 modelos estruturais considerados: modelo de barras encastrado, modelo de casca encastrado e modelo de casca com sapata. Contudo, a ausência de dados sobre o terreno de fundação torna impossível a análise do modelo de sapata com a rigidez do terreno. Assim, neste subcapítulo serão introduzidos os três modelos, realizando a análise modal apenas aos dois primeiros no subcapítulo seguinte. O modelo de casca com sapata será apenas analisado no capítulo 6. Conseguídos os resultados do ensaio dinâmico realizado à torre, será iterada a rigidez do terreno ao modelo com sapata, até que as frequências próprias resultantes da análise numérica coincidam com os resultados do ensaio. Deste modo será possível encontrar de forma aproximada os valores da rigidez do terreno.

4.3.1. MODELO DE BARRAS ENCASTRADO

Para a introdução deste modelo no Robot, foram considerados os mesmos aspetos de modelação da torre estudada no capítulo anterior.

Entre as poucas diferenças encontra-se a inexistência de anéis de rigidez nesta torre. Como tal, não foi necessário criar os respetivos nós nem introduzir as massas

Mais uma vez, houve massas que não foram consideradas, por não terem uma contribuição significativa para a análise modal. Como tal, apenas foi considerado o peso volúmico do material da torre e as 95 toneladas do conjunto da turbina, introduzidos num nó a 0.45 m do eixo da torre, com recurso a uma barra infinitamente rígida sem peso volúmico (figura 4.10).

Este modelo é constituído por 21 nós e 20 barras.

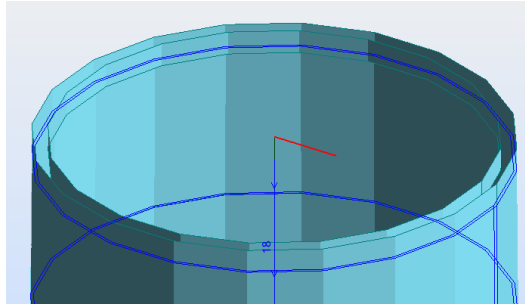


Fig.4.10 - Pormenor do topo da torre que mostra a barra infinitamente rígida onde foi incluída a massa da turbina. Também é possível verificar a maior espessura da flange do topo em relação à anterior secção

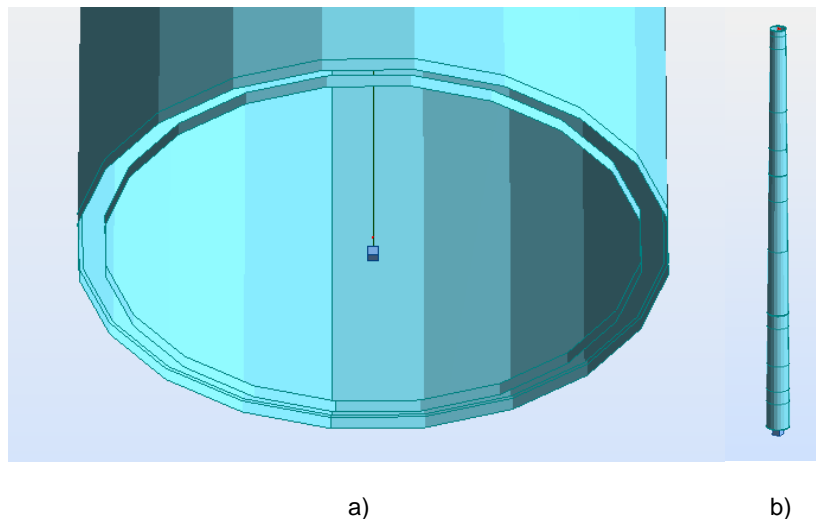


Fig.4.11 – a) Pormenor da torre que evidencia a maior espessura da flange da base em relação às restantes secções; b) Modelo de Barras Encastrado

4.3.2. MODELO DE CASCA ENCASTRADO

A introdução deste modelo no programa também foi efetuada tendo em conta as mesmas considerações utilizadas no modelo análogo da torre estudada no capítulo anterior.

Verificou-se não haver necessidade de discretizar ainda mais o círculo da secção da torre, ficando como uma figura regular com 35 lados.

Tal como no modelo de barras, não havendo anéis de rigidez para modelar, a única massa considerada foi a do conjunto da turbina, introduzido a 0.45 m do eixo da torre por uma barra de rigidez infinita e massa nula. Na Figura 4.12 é possível observar o modelo de casca encastrado na sua totalidade, bem

como um pormenor de uma das flanges médias de ligação. Na figura 4.13 pode observar-se o encastramento linear considerado para o apoio.

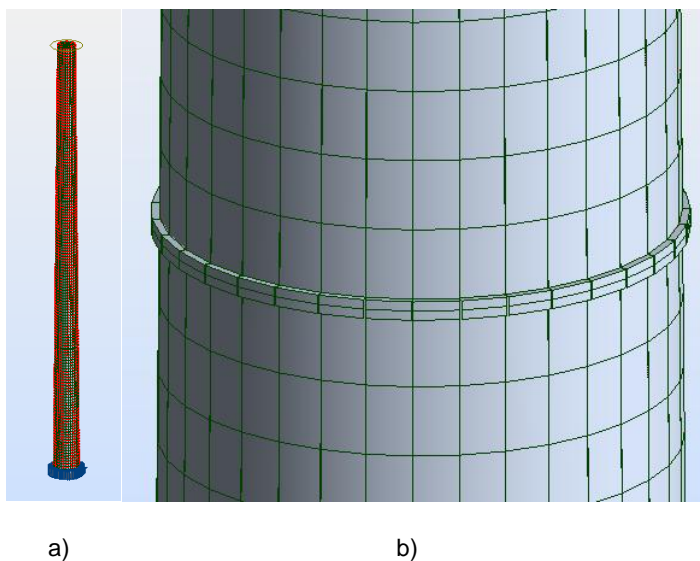


Fig.4.12 – a) Modelo de casca encastrado; b) Pormenor da modelação de uma flange média [1]

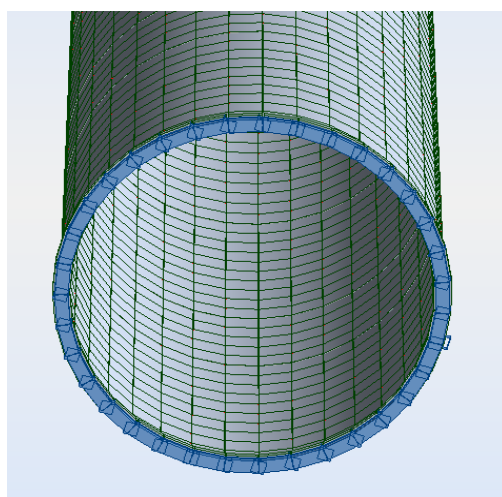


Fig.4.13 – Pormenor do encastramento linear na base da torre

Este modelo contém 5728 nós, uma barra e 20 painéis.

4.3.3. MODELO DE CASCA COM SAPATA

A sapata desta torre foi modelada da mesma maneira que a torre de 1 MW estudada no capítulo anterior.

Foram criados dois elementos de volume octogonais para a laje e um elemento circular para o pedestal, em betão C35 da base do Robot. Foi modelado um prisma octogonal para a parte regular da laje e de seguida uma pirâmide octogonal para a parte cónica.

Pelas razões explicadas em 3.4.2.3., para a distribuição da rigidez ao longo da base da sapata, foi necessário modelar à mão a disposição das molas. O esquema escolhido foi muito semelhante ao da torre de 1 MW, mas, neste caso, com uma disposição octogonal, como pode comprovar-se pela figura 4.14. Foi necessário desenhar 32 barras e 10 octógonos discretizados em barras, para a criação dos pontos de inserção das molas. Estas ficam dispostas em cada um dos eixos de molas, com um espaçamento de 0.75 entre elas e 0.56 entre a mola do bordo. Para atender às dimensões da sapata, cada eixo tem 10 molas, sem contar com a mola central, o que resulta em mais uma mola do que na sapata da eólica de 1 MW. Assim, a modelação das condições de apoio desta sapata requer 11 valores diferentes para a rigidez, dependentes da área de influência de cada mola e do fator de multiplicação K , referido no subcapítulo 3.4.2.3.

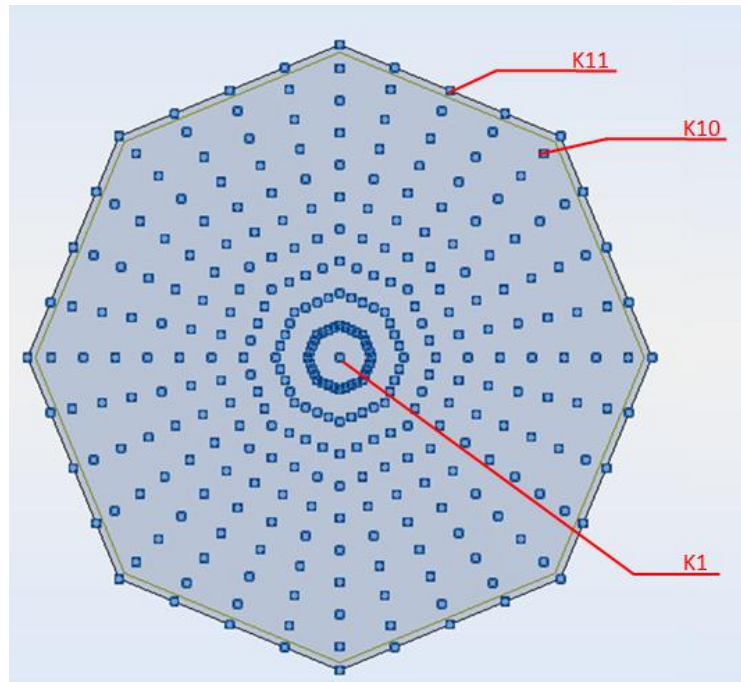


Fig.4.14 – Disposição das molas na sapata

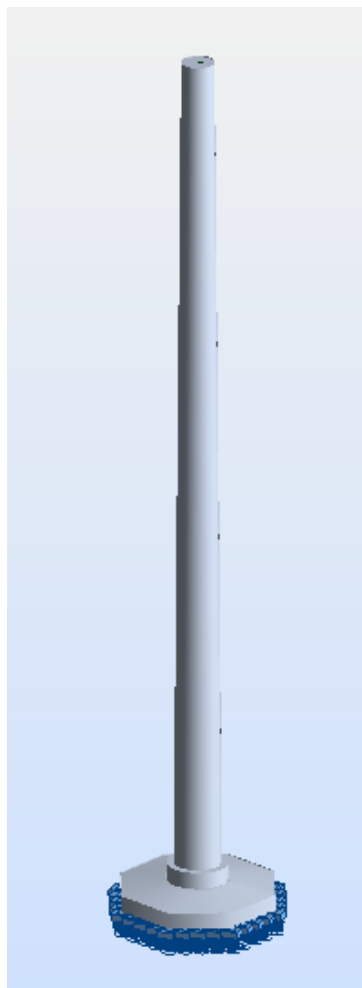


Fig.4.15 – Modelo de casca com sapata

Na figura 4.15 pode observar-se todo o modelo de casca com sapata. Este modelo contém 6051 nós, uma barra, 21 painéis e 3 elementos de volume.

Não tendo acesso aos valores da rigidez do terreno, foi impossível concretizar este modelo nesta fase. As iterações da rigidez feitas para o modelo, os resultados da análise modal e a sua correspondência com os resultados do ensaio serão descritos no capítulo 5.

4.4. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL

A análise modal a cada um destes modelos foi feita através do *software Robot Structural Analysis* [18], determinando as frequências próprias e os respetivos modos de vibração da estrutura.

Foi requerido ao programa a realização da análise modal com uma tolerância de 0.0001, matriz de massa consistente e ativa nas 3 direções dos eixos principais, usando o método das iterações por sub-espacos, com 40 iterações.

4.4.1. RESULTADOS DO MODELO DE BARRAS ENCASTRADO

Para a análise modal deste modelo foram requeridos 19 modos de vibração, que podem ser consultados no quadro 11 [1].

Quadro 11 – Primeiras 19 frequências próprias do modelo de barras

Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.4	11	31.39
2	0.4	12	31.53
3	3.18	13	33.31
4	3.18	14	33.83
5	9.2	15	47.94
6	9.33	16	48.45
7	10.15	17	52.54
8	14.71	18	64.79
9	18.89	19	65.58
10	18.92	-	-

Mais uma vez, verifica-se que o *Robot* fornece os resultados da análise modal em pares de frequências iguais, para eixos diferentes. É possível observar as configurações destes modos na figura 4.16.

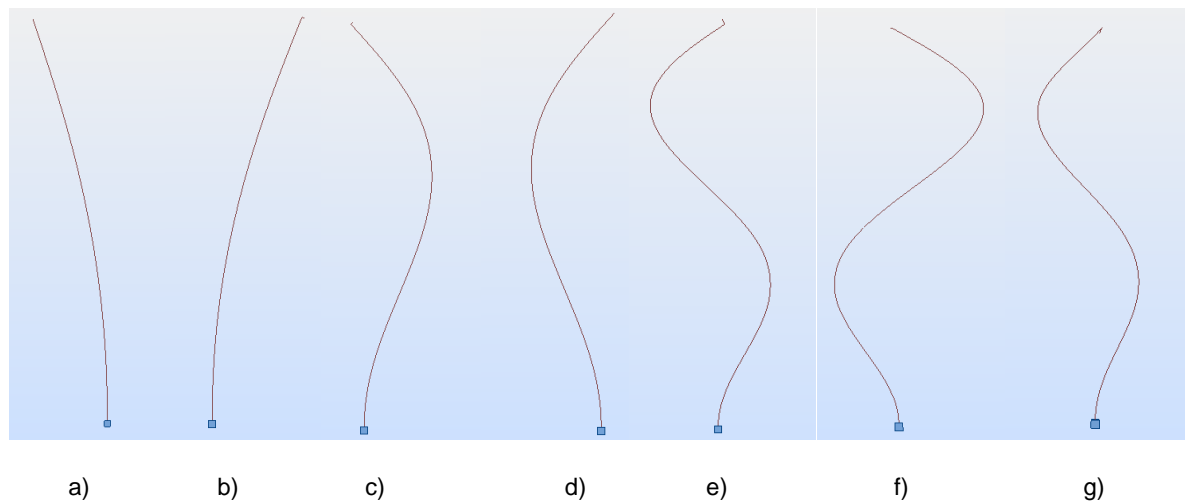


Fig.4.16 – Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo 1 em Y; b) Modo 2 em X; c) Modo 3 em X; d) Modo 4 em Y; e) Modo 5 em X; f) Modo 6 em Y; g) Modo 7 em X

Também para esta torre foram aparecendo modos de vibração sem par, que deverão estar associados à vibração vertical da barra criada para alojar a massa da *nacelle*.

4.4.2. RESULTADOS DO MODELO DE CASCA ENCASTRADO

Conhecendo já de antemão o comportamento dinâmico de uma estrutura deste género, foi requerida diretamente uma análise modal com 100 modos de vibração. Como esperado, surgiram de novo os modos de oscilação oval. As frequências próprias dos 100 primeiros modos de vibração fornecidos

pelos modos de vibração podem ser consultadas no Quadro 12. As configurações modais dos sete primeiros modos de vibração podem ser observadas na figura 4.17.

Quadro 12 – Primeiras 100 frequências próprias do modelo de casca [1]

Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.39	21	12.84	41	21.49	61	28.16	81	34.67
2	0.39	22	13.31	42	21.49	62	28.92	82	34.67
3	3.12	23	13.31	43	21.60	63	28.92	83	35.08
4	3.13	24	14.23	44	21.60	64	30.69	84	35.08
5	5.48	25	15.25	45	22.25	65	30.69	85	35.26
6	5.48	26	15.25	46	22.25	66	30.92	86	35.26
7	5.82	27	15.69	47	22.46	67	30.92	87	35.60
8	5.82	28	15.69	48	22.46	68	31.07	88	35.60
9	6.82	29	17.47	49	22.95	69	31.79	89	35.78
10	8.86	30	17.49	50	22.95	70	31.79	90	35.78
11	8.86	31	18.88	51	24.01	71	32.48	91	36.24
12	8.93	32	18.88	52	24.70	72	32.48	92	36.24
13	8.97	33	19.84	53	24.70	73	32.67	93	36.94
14	10.15	34	19.84	54	25.50	74	32.67	94	36.94
15	10.15	35	20.44	55	25.50	75	33.53	95	38.51
16	11.31	36	20.44	56	27.79	76	33.53	96	38.51
17	11.31	37	21.07	57	27.79	77	34.57	97	39.51
18	11.52	38	21.07	58	27.80	78	34.57	98	39.51
19	11.52	39	21.48	59	27.80	79	34.62	99	39.58
20	12.84	40	21.48	60	28.04	80	34.62	100	39.58

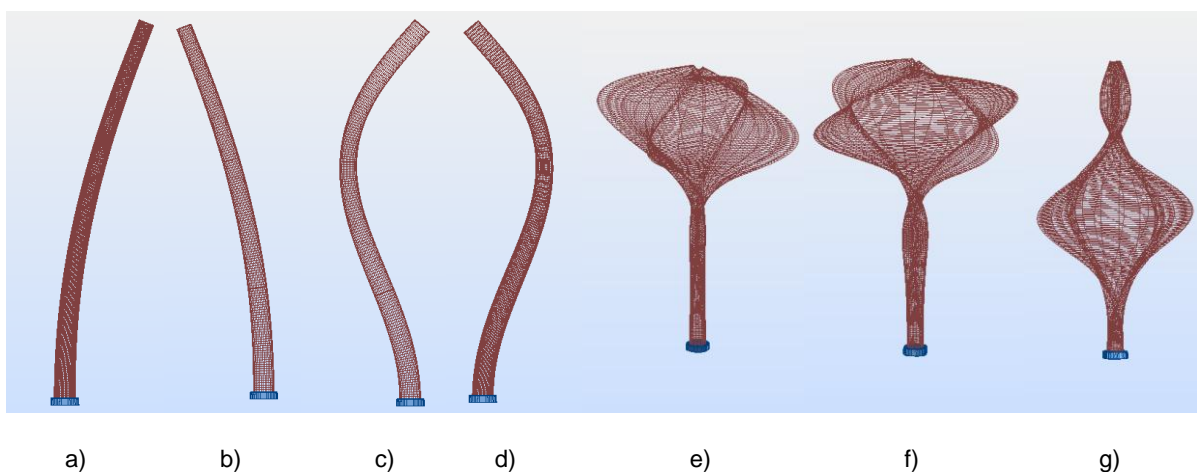


Fig.4.17 – Primeiros 7 modos de vibração: a) Modo1, em Y; b)Modo 2, em X ; c) Modo 3, em X; d) Modo 4, em Y; e) Modo 5; f) Modo 6; g) Modo 7 [1]

Comparando estes resultados com os da torre eólica de 1 MW estudada no capítulo anterior, observou-se que, nesta torre, para além de ter ocorrido uma diminuição significativa das frequências próprias, os modos de vibração normais surgiram em frequências mais baixas, o que evidencia o desaparecimento

de muitos modos de oscilação oval. Tendo esta torre quase o dobro da altura, maior massa da turbina e uma espessura maior, já era de esperar uma diminuição das frequências próprias, devido ao maior peso envolvido na análise modal. Estes fatores também poderão justificar o desaparecimento de alguns modos de oscilação oval, assim como a maior espessura da parede que deverá impedir a sua deformação.

4.4.3. CONCLUSÕES

O Quadro 13 resume as frequências dos 4 primeiros modos principais de flexão desta estrutura determinados em cada modelo, enquanto as figuras 4.18 e 4.19 resumem as configurações desses modos de vibração.

Quadro 13 - Comparação entre as frequências dos 4 primeiros modos de vibração de cada modelo estudado [1]

Modelo	Frequência (Hz)			
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4
Barras	0.400	3.180	9.265	18.905
Casca	0.390	3.125	8.950	17.480

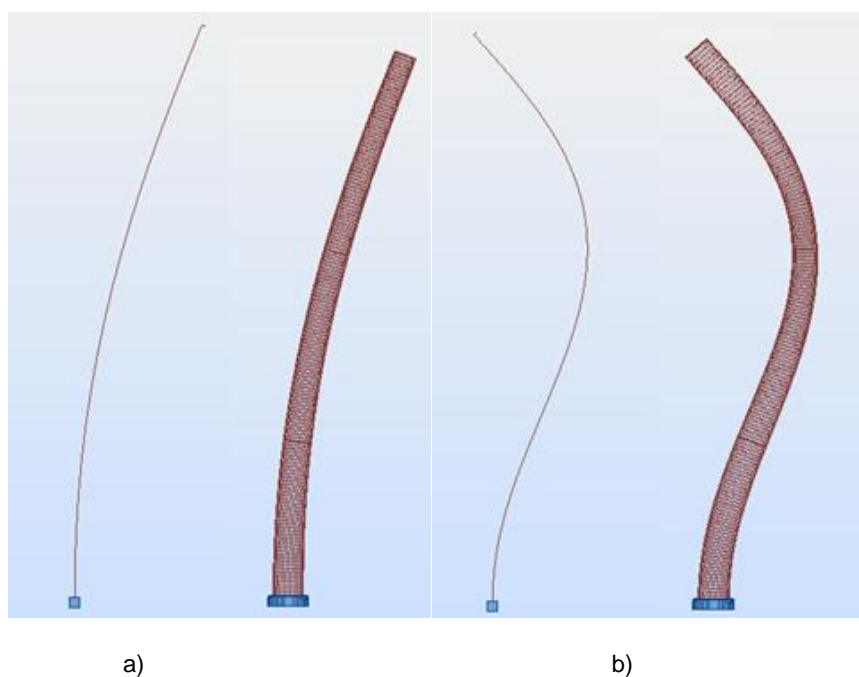


Fig.4.18 – a) Configuração do 1º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 2º modo de vibração em cada um dos modelos [1]

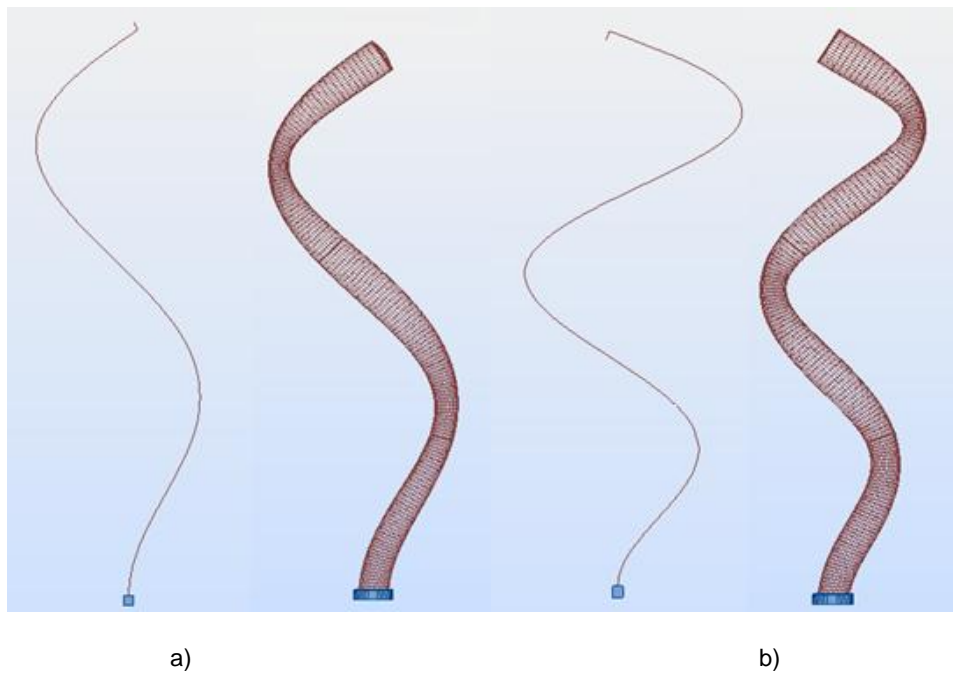


Fig.4.19 - a) Configuração do 3º modo de vibração em cada um dos modelos; b) Configuração do 4º modo de vibração em cada um dos modelos [1]

A veracidade destes dados e a eficiência dos modelos não será discutida neste capítulo, uma vez que a comparação será feita com os resultados do ensaio dinâmico, que serão discutidos e tratados no capítulo seguinte.

A análise modal da torre de 1 MW estudada no capítulo anterior permitiu concluir que os modelos de barras e casca são os mais eficientes e permitem tirar melhores resultados. Em ambas as torres, verificou-se a capacidade do modelo de casca para determinar as configurações dos modos de oscilação oval, como já era esperado de um modelo com malha de elementos finitos. Contudo a eficiência dos resultados deste modelo de casca será estudada no próximo capítulo, mediante a comparação com os resultados do ensaio.

Mais uma vez, verificou-se que, para cada par de frequências próprias resultantes, os valores de cada frequência iam tornando-se cada vez mais díspares à medida que se avançava de modo em modo, apesar de essa diferença ter sido mais evidente na torre de 1 MW. Isto também poderá ser explicado pelo maior peso introduzido.

O facto de se ter chegado a valores de frequências mais baixos, de não se ter encontrado tantos modos de oscilação oval e de os modos de vibração se encontrarem a gamas de frequências mais baixas, pode ser explicado pelo maior peso da estrutura, resultante de uma altura e de uma espessura maiores, em relação à torre de 1 MW estudada no capítulo anterior.

5

ENSAIO DINÂMICO DE UMA TORRE DE GERADOR EÓLICO

5.1. INTRODUÇÃO

De modo a caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico das estruturas, é possível recorrer a dois tipos de ensaios distintos: os ensaios tradicionais e os ensaios de vibração ambiental. O primeiro tipo consiste na medição da resposta da estrutura sujeita a uma excitação artificial controlada. Contudo, não será aprofundado na presente dissertação, pois não está compreendido nos objetivos. Num ensaio de vibração ambiental é medida a resposta da estrutura quando sujeita a ações ambientais, isto é, as ações às quais estará submetida durante o seu período normal de funcionamento.

Cada vez mais tem-se recorrido a estes tipos de ensaio, tanto para verificar a qualidade estrutural de edifícios antigos, como monitorizar novos edifícios e pontes de grande porte e ousadia estrutural.

Também a análise dinâmica de torres de geradores eólicos e a consequente obtenção das suas frequências próprias e respetivos modos de vibração pode ser efetuada com recurso a ensaios de vibração ambiental, pois estes possibilitam estimar com rigor as características dinâmicas. Pela relativa facilidade com que podem ser realizados e pelo facto de não condicionarem a utilização da estrutura, tem-se dado cada vez mais uso a este tipo de ensaio, tendo sido também efetuado na torre em estudo, conforme será descrito ao longo deste capítulo.

Este capítulo debruça-se sobre o ensaio dinâmico realizado à torre do gerador eólico *Repower* do Parque Eólico do Torrão, modelada no capítulo anterior. No subcapítulo seguinte serão apresentados alguns trabalhos e artigos escritos anteriormente no âmbito de ensaios dinâmicos a torres eólicas e outras estruturas. No terceiro subcapítulo é caracterizado o ensaio realizado à torre *Repower*, bem como uma descrição dos métodos de tratamento dos dados adquiridos, e finalmente, no último subcapítulo serão discutidos os resultados do ensaio, comparando-os com os da modelação numérica.

5.2. TRABALHOS EXPERIMENTAIS ANTERIORES

Para melhor compreender o que é um ensaio de vibração ambiental, como se realiza e quais as suas aplicações e objetivos, foram estudados alguns trabalhos realizados anteriormente, no âmbito da análise dinâmica de torres de geradores eólicos e de outras estruturas..

Entre 2008 e 2010, Simões et al [34] desenvolveu um projeto de investigação denominado “HISTWIN – Torres Eólicas em Aço de Alta Resistência”, com a intenção de criar torres eólicas mais competitivas e com um melhor desempenho estrutural. Durante o projeto, efetuou-se a instrumentação e monitorização de uma torre eólica de 80 m de altura, obtendo-se os parâmetros do seu comportamento estrutural. Foram efetuadas medições das variações de temperatura, das inclinações,

das acelerações a diferentes níveis e das extensões ao longo do perímetro interior nas seções da base, do topo e ainda junto às ligações e nos parafusos. Para tal, foram instalados vários acelerómetros, extensómetros, inclinómetros e termopares ao longo da estrutura. Estes equipamentos permitiram identificar as características dinâmicas da estrutura, para além da obtenção de informação sobre as ações dinâmicas a que a torre está sujeita. Foram também desenvolvidas aplicações informáticas para a aquisição e processamento dos dados, permitindo-lhes acesso em tempo real e possibilitando a correção de problemas que pudessem surgir [34]. A figura 5.1 representa um esquema do sistema de monitorização usado neste projeto.

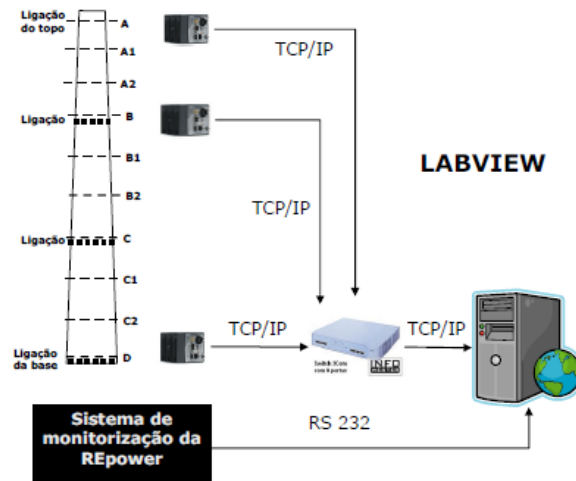


Fig.5.1 – Sistema de comunicação dentro da torre [34]

Em 2009 Rohrman et al [35] publicou um artigo no qual descrevia os ensaios de vibração ambiental efetuados em torres de geradores eólicos no primeiro parque *offshore* da Alemanha, no Mar do Norte. Foram medidos os parâmetros dinâmicos e estáticos das torres, tanto em fases de inatividade ou funcionamento normal, como em eventos transitórios (por exemplo, a ocorrência de avarias). O autor descreve todo o sistema de monitorização do parque eólico, cuja preocupação seria evitar que as vibrações da torre e do gerador provocassem a ressonância da estrutura. Esse sistema SHM (*Structural Health Monitoring*), esquematizado na figura 5.2, fornece a informação a tempo de se desenvolverem soluções para evitar problemas em qualquer um dos componentes de uma torre eólica. Baseado em diferentes cenários para a rutura da estrutura, o sistema de monitorização inclui vários sensores instalados nas fundações, na torre e no rotor do gerador. Estes sensores fornecem dados sobre as cargas estáticas e dinâmicas (e seus efeitos), sobre as acelerações das vibrações às quais a torre está sujeita e até sobre variações na inclinação. Os dados recolhidos nos ensaios dinâmicos de vibração ambiental são tratados por métodos estocásticos tal como será explicado neste capítulo, e, posteriormente, comparados com os resultados de modelações numéricas. O objetivo deste trabalho seria comparar os modos de vibração resultantes dos ensaios dinâmicos realizados a longo prazo, como os determinados pelos modelos numéricos que melhor descrevem a estrutura na sua fase mais saudável. Se forem encontrados valores das frequências naturais e modos de vibração díspares, poderá ter ocorrido algum dano à estrutura. A localização desse dano pode ser encontrada com recurso ao modelo numérico. Esta ideia também é estudada na presente dissertação e será discutida no capítulo 6 [35].

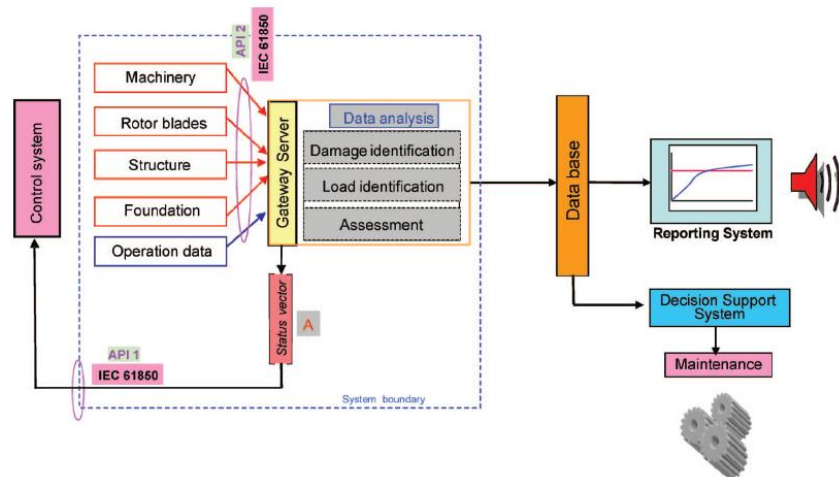


Fig.5.2 – Esquema do sistema SHM usado no parque eólico do Mar do Norte [35]

Em 2010 foi publicado o artigo *The Inception of OMA in the Development of Modal Testing Technology for Wind Turbines* [17], que descreve métodos de processamento de dados recolhidos em ensaios de vibração ambiental. O autor descreve um dos primeiros ensaios de torres de geradores eólicos, realizado numa torre do tipo VAWT - criada em 1982 apenas para o efeito e não para funcionamento normal. Foram medidas as frequências modais da torre e os respetivos modos de vibração em estado estacionário e também a sete velocidades de funcionamento diferentes, usando dois acelerómetros e sete medidores de tensões. Para excitar a turbina, foi desenvolvido um sistema *step-relaxation* que gerava uma pré-tensão numa das pás (figura 5.3), que provocava o seu movimento no momento em que era libertado. Os resultados foram bastante satisfatórios, validando o modelo matemático principalmente para as frequências mais baixas e confirmando a viabilidade do sistema *step-relaxation*. Contudo esta técnica de excitação da turbina revelou-se morosa e inviável para turbinas reais em operação. Posteriormente foram feitos ensaios semelhantes numa torre eólica VAWT em 1986. Para além do uso do dispositivo de *step-relaxation*, foram também realizados ensaios à excitação do vento. Até à data, os algoritmos para análise operacional modal eram muito rudimentares, medindo as densidades espectrais de todos os conjuntos de dados, identificando os modos de vibração a partir das densidades espectrais cruzadas. Contudo, não ofereciam os valores do amortecimento. Neste segundo, ensaio foram retirados 2 conjuntos de dados. O primeiro apenas fornecia a resposta da estrutura quando excitada pelo vento, ao passo que o segundo facultava as funções de resposta de frequência (FRF) da estrutura sujeita à excitação induzida pelo método *step-relaxation*, usando os dois conjuntos para determinar as configurações modais. A comparação entre os resultados dos dois ensaios permitiu validar o ensaio de vibração ambiental, que se assume como uma boa alternativa ao método *step-relaxation*, por ser de aplicação mais célere e mais barata [17].

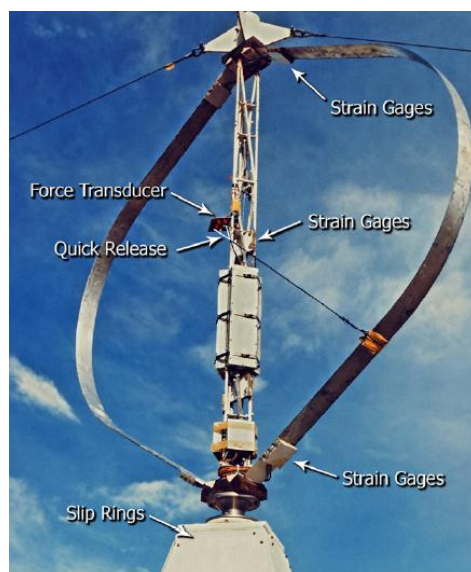


Fig.5.3 – Torre VAWT ensaiada onde é possível observar o sistema de *step-relaxation* [17]

Em 2004, Filipe Magalhães exemplificou, na sua tese de mestrado [20] um ensaio de vibração ambiental realizado numa ponte sobre o rio Vouga. O ensaio foi realizado com recurso a quatro sismógrafos com acelerómetros triaxiais e conversores analógico-digitais de 18 bit. Estes acelerómetros, do tipo *force-balance*, permitem a medição de frequências a partir de zero e os conversores asseguram a medição das acelerações entre $-0.5g$ e $+0.5g$, com uma resolução de $4 \times 10^{-6} g$. Foram considerados 27 pontos de medida sobre o tabuleiro, dispostos em correspondência com o seu eixo. Em cada *setup* posicionou-se um dos sismógrafos de forma fixa sobre um dos pontos, constituindo um sensor de referência. Os outros sismógrafos foram sucessivamente colocados ao longo dos restantes 26 pontos de medida (figura 5.4), funcionando como sensores móveis, sincronizados através do relógio interno de um computador portátil. Este tipo de ensaio fornece uma grande quantidade de dados, que têm de ser posteriormente tratados recorrendo a técnicas adequadas de análise e processamento de sinal e de identificação de sistemas. Para tal, foram desenvolvidos algoritmos em MATLAB que permitem retirar as frequências próprias e os respetivos modos de vibração, a partir das séries temporais das acelerações medidas na estrutura. O estudo deste trabalho foi crucial para o bom entendimento dos ensaios de vibração ambiental e de todos os conceitos e técnicas que lhe são inerentes [20].



Fig.5.4 – Sismógrafos dispostos ao longo do tabuleiro da ponte [20]

5.3. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Conforme observado nos exemplos dados no subcapítulo anterior, os ensaios de vibração ambiental revelam-se como a melhor solução para a identificação dos parâmetros modais de torres de geradores eólicos. A sua rapidez e facilidade de execução, bem como o facto de não exigirem métodos de transporte e de implementação muito morosos, fazem com que lhes tenha sido dado um uso cada vez maior na análise dinâmica de estruturas.

Para uma realização rápida e eficiente destes ensaios, é necessário sistematizar procedimentos e desenvolver métodos de tratamento dos dados recolhidos, de modo a retirar as melhores estimativas possíveis das características dinâmicas da estrutura. Os procedimentos de realização do ensaio e as ferramentas de análise e de tratamento da informação serão descritos neste subcapítulo.

5.3.1. CARATERIZAÇÃO DO ENSAIO

Para a obtenção dos parâmetros modais de torres de geradores eólicos, é necessária a utilização de instrumentos adequados à medição da resposta da estrutura. Verificou-se que o uso de sismógrafos é bastante apropriado para o efeito, pois contêm sensores capazes de caracterizar com precisão a resposta de uma estrutura quando excitada por vibrações ambientais. Essas vibrações podem ser induzidas por tráfego, vibrações do solo e, as mais importantes para as torres de geradores eólicos, por maquinaria e pelo vento.

Na torre eólica *Repower*, estudada no capítulo anterior, foi realizado um ensaio de vibração ambiental. Foram instalados quatro sismógrafos com a disposição descrita na figura 5.5, dois deles no topo da torre (secção A) e os outros dois foram instalados nas secções B e C, nas duas plataformas existentes ao nível das flanges médias de ligação das três partes da torre.

Os sismógrafos utilizados contêm acelerómetros triaxiais do tipo *force-balance* e conversores analógico-digitais de 24 bit. Assim foi possível fazer a leitura das acelerações para cada um dos três eixos, medindo as frequências a partir do zero e garantindo a medição de acelerações entre -0.5 g e 0.5 g com uma resolução de 4×10^{-6} g [20].

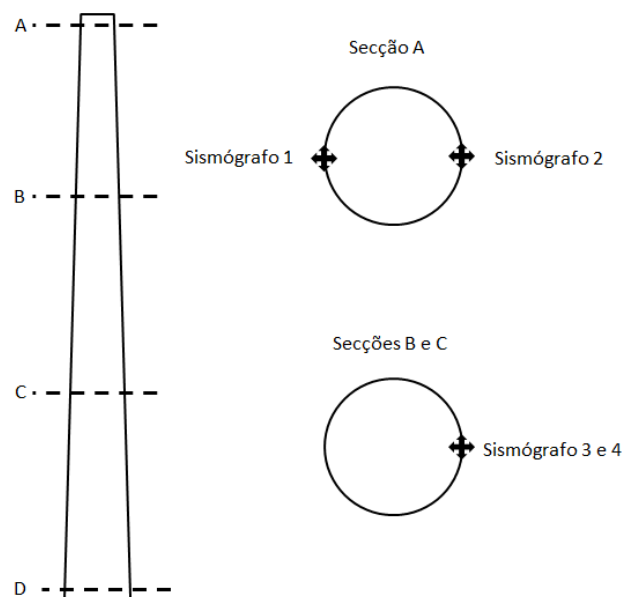


Fig.5.5 – Disposição dos sismógrafos ao longo da torre

O ensaio foi executado num único *setup*, determinando a resposta da estrutura durante um período de 16 minutos. Realizou-se com uma frequência de amostragem de 100 Hz, o que significa que em cada segundo foram feitas 100 leituras.

O uso de apenas 4 sensores e de um único *setup* deve-se à simplicidade estrutural de uma torre eólica em relação a outros tipos de estruturas mais complexas. A resposta da estrutura na direção Z não é do interesse deste estudo.

Como pode ser observado na figura 5.5, os sismógrafos 2, 3 e 4 estão posicionados segundo o mesmo eixo vertical o longo da torre, nas secções A, B e C, respetivamente. A utilização destes sensores tem como objetivo a determinação dos modos de flexão. O sismógrafo 1 foi instalado numa outra parte da secção A, com o objetivo de determinar os modos de torção desta estrutura. Contudo, a determinação destes modos não está nos objetivos da presente dissertação. Assim, a série a analisar durante o capítulo de tratamento dos dados será correspondente ao sismógrafo 2.



Fig.5.6 – Um dos sismógrafos instalados na torre

Na figura 5.6 é possível observar o posicionamento de um dos sismógrafos colocados na secção A. A figura 5.7 mostra a disposição de um dos sismógrafos na plataforma junto à ligação das flanges.



Fig.5.7 – Instalação dos sismógrafos na torre

5.3.2. TRATAMENTO DE DADOS

Estes ensaios de vibração ambiental fornecem uma grande quantidade de dados, que devem ser posteriormente tratados para se proceder à sua análise. Neste caso, os sismógrafos disponibilizaram as séries temporais das acelerações medidas na estrutura, quando sujeita a excitações ambientais. Contudo, os parâmetros que se pretende analisar são as frequências e os respetivos modos de vibração da estrutura. É, portanto, necessária a transformação das séries temporais de acelerações em espectros de frequências, o que requer um conjunto de técnicas de análise e processamento de sinal e de identificação de sistemas.

Como foi explicado no início deste capítulo, para identificar as características dinâmicas de uma estrutura pode recorrer-se a dois caminhos: relacionar a resposta da estrutura com a excitação que lhe foi induzida, ou analisar a resposta da estrutura estabelecendo hipóteses acerca da natureza da excitação ambiental. Uma vez que foi escolhido o segundo caminho, ter-se-á de recorrer aos chamados Métodos Estocásticos para a identificação modal [20].

É sabido que a excitação ambiental de torres eólicas resulta da ação simultânea de várias fontes, como o vento, a rotação das pás e rotor, e o conseqüente funcionamento do gerador. Como tal, se o sinal que os sismógrafos identificam recebe a contribuição de várias frequências, admite-se que este sinal é do tipo Ruído Branco. Por definição, um ruído branco consiste num sinal aleatório produzido pela combinação simultânea de sinais com todas as frequências, com uma densidade de potência espectral plana [20].

Na prática, o conteúdo energético do sinal não se distribui uniformemente por toda a banda de frequências. Se durante o ensaio ocorreram vibrações (do rotor, por exemplo) será adicionado aos resultados captados um sinal que, por sua vez, provocará variações na função densidade de potência espectral, que permite quantificar a distribuição do conteúdo energético do sinal ao longo das frequências [20].

O objetivo será, então, determinar a densidade de potência do sinal, de modo a identificar quais as suas frequências com o maior conteúdo energético. Estas serão as frequências próprias da estrutura.

Na figura 5.8 é possível observar o gráfico representativo da série temporal de acelerações medidas para a direção X do sismógrafo 2, desenhado através do *software* MATLAB [36].

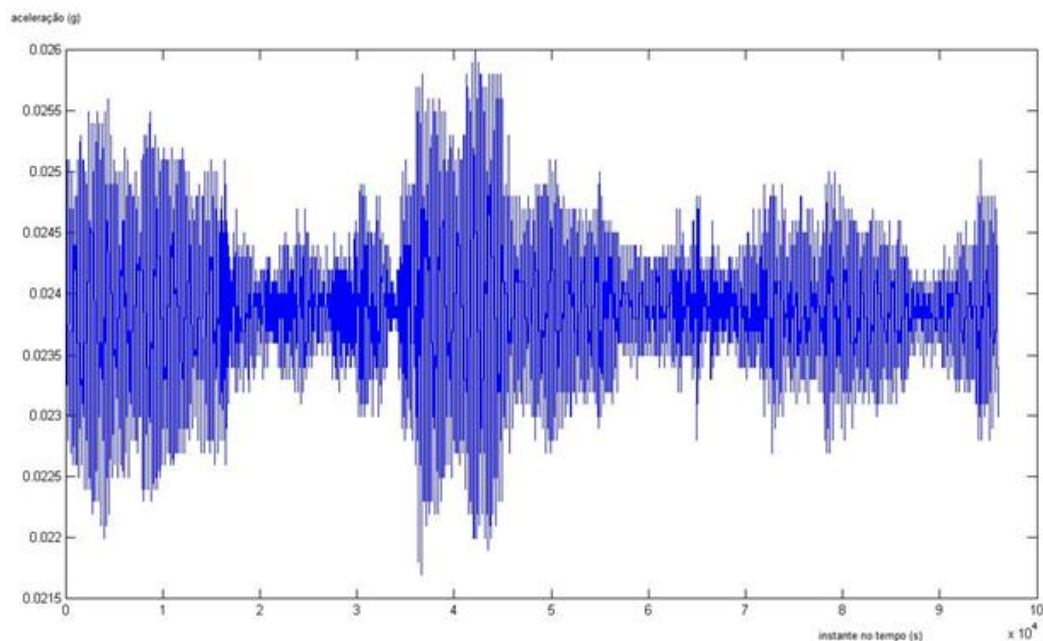


Fig.5.8 – Série temporal das acelerações medidas em X pelo sismógrafo 2 [36]

Durante este subcapítulo, serão expostos os métodos de tratamento de dados utilizados neste trabalho, acompanhados por uma explicação dos conceitos teóricos sobre os quais os métodos assentam, bem como pela respetiva aplicação nos *softwares* usados para o efeito, nomeadamente o MATLAB [36] e o EXCEL [28].

5.3.2.1. Determinação das Frequências Naturais – *Peak Picking*

Os métodos usados para a identificação dos parâmetros modais da estrutura foram descritos atrás como métodos estocásticos. Isto significa que os sinais que analisam são desconhecidas e aleatórias, por resultarem da contribuição de várias fontes. Os métodos de identificação classificam-se em função do tipo de dados analisados, que podem ser séries temporais, correlações, ou estimativas espectrais das respostas da estrutura. Como tal, os métodos que analisam estes diferentes tipos de dados podem operar no domínio da frequência ou no domínio do tempo. Os primeiros baseiam-se em estimativas espectrais das respostas da estrutura, ao passo que os segundos analisam as séries temporais da resposta da estrutura. O método a que se recorreu para a identificação dos parâmetros modais desta torre de gerador eólico, opera no domínio da frequência e inicia-se pela estimativa das densidades de potência espectral dos sinais [20].

A Transformada de Fourier é uma operação matemática com inúmeras aplicações na física e na engenharia. É uma transformada integral capaz de expressar uma função como uma soma ou integral de funções sinusoidais multiplicadas por coeficientes, chamados “amplitudes”. É muito usada para expressar a função matemática da frequência em função do tempo, conhecida como espectro de frequência [20].

A função densidade espectral cruzada pode ser calculada a partir das séries temporais, pela equação 5.1. [20].

$$S_{x_1x_2}(w) = \lim_{\substack{T \rightarrow \infty \\ n \rightarrow \infty}} \frac{1}{n} \sum_{r=1}^n \frac{F_{T,r}[x_1(t)]^* \cdot F_{T,r}[x_2(t)]}{T} \quad (5.1)$$

A parcela $F_{T,r}[x_1(t)]$ representa a Transformada de Fourier da realização r do processo estocástico $x_1(t)$ no intervalo $[-T/2; T/2]$. Esta expressão aplica-se a dois processos $x_1(t)$ e $x_2(t)$. Contudo, quando se opera num único processo, a equação 5.1 também é adequada ao cálculo dos auto-espectros, considerando $x_1 = x_2$.

Como no caso deste ensaio apenas se conhece uma realização do processo estocástico, aliado ao facto de as séries temporais não terem uma duração infinita e de apenas se conhecer o seu valor em instantes temporais afastados de Δt devido ao estado discretizado do sinal, apenas se torna possível obter uma estimativa do espectro. A expressão anterior toma a seguinte forma:

$$\hat{S}_{x_1x_2}(w) = \frac{X_1(w)^* \cdot X_2(w)}{N \cdot \Delta t} \quad (5.2)$$

Esta fórmula substituiu as Transformadas de Fourier por Transformadas Discretas de Fourier ($X(w)$), eliminou o somatório estendido a todas as realizações e analisa um segmento temporal de duração finita igual a $N \cdot \Delta t$, em que N é o número total de pontos adquiridos, dependente da duração do ensaio e da frequência de amostragem [20].

Estas transformadas discretas finitas de Fourier podem calcular-se pelo algoritmo matemático FFT (*Fast Fourier Transform*), que exige que a série tenha um número de pontos igual a uma qualquer potência de 2 ($N = 2^k$, sendo k um número inteiro). Contudo, o seu uso em sinais discretos de duração finita gera os chamados erros de *leakage* e *aliasing*. O primeiro resulta do facto de a série ser finita, gerando, conseqüentemente, uma distribuição da energia de uma frequência específica pelas frequências na sua vizinhança. O erro de *aliasing* é resultante do facto de o sinal ser discreto, levando ao aparecimento de frequências superiores a metade da frequência de amostragem, nas frequências inferiores a esta [20].

Alguns dos erros das estimativas podem ser atenuados, dividindo as séries em segmentos mais curtos e efetuando uma estimativa da função densidade espectral a partir da média das estimativas realizadas em cada um dos segmentos. Quanto maior for o número de segmentos, mais preciso será o resultado. Por outro lado, quantos mais segmentos existirem, mais curtos serão, agravando o erro de abcissa do espectro. Para colmatar esta falha, criam-se os segmentos com alguma sobreposição entre eles, o que aumenta o seu comprimento. Para esta sobreposição – *overlapping* – é habitual usar valores próximos de metade do comprimento do segmento [20].

A aplicação de janelas temporais a estes segmentos permite atenuar o erro de *leakage*. Em ensaios de vibração ambiental é usual utilizar a Janela de *Hanning* [20].

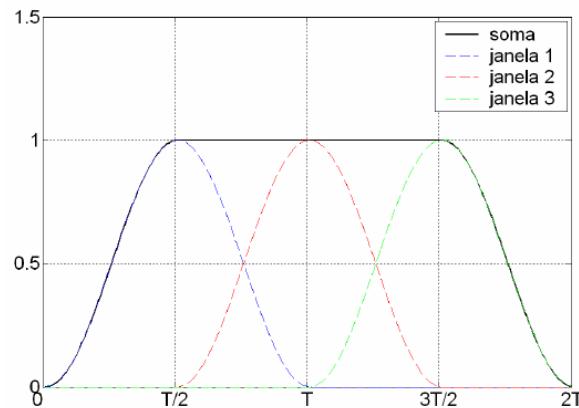


Fig.5.9 – Sobreposição de janelas de Hanning [20].

Um procedimento que permite fazer estas estimativas de um espectro por segmentos de séries temporais com recurso a janelas e a *overlapping* é o Método de Welch [37] [20]. O programa MATLAB possui uma função capaz de fazer estimativas rigorosas da densidade de potência espectral de um sinal utilizando o Método de Welch, designada PWELCH.

Foi esta a função utilizada no cálculo da densidade espectral do sinal, através do MATLAB. Contudo, foi necessário efetuar uma eliminação prévia de tendências do sinal, através do comando DETREND.

Foram então criados algoritmos em MATLAB que permitissem organizar as séries temporais dos sismógrafos por vetores, fazer a eliminação das tendências, correr a função PWELCH, e representar as densidades de potência espectral de cada um e da respetiva média, em escala logarítmica, para melhor comparação. O gráfico que representa a densidade de potência espectral para o sinal registado na direção X pelo sismógrafo 2 pode ser observado na figura 5.10.

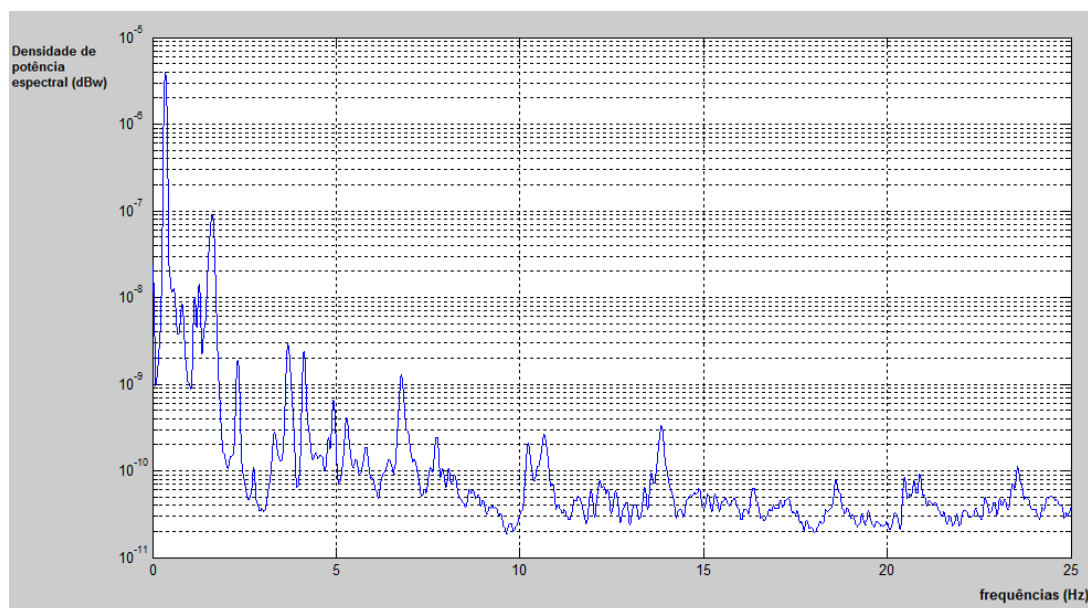


Fig.5.10 – Densidade de potência espectral do sinal registado pelo sismógrafo 2 na direção X [36]

Verifica-se que, à medida que as frequências aumentam, a sua contribuição energética é cada vez menor. Como tal, para identificar os primeiros 4 modos de vibração, foram analisadas apenas as frequências numa gama dos 0 aos 25 Hz.

O *Peak Picking*, ou Método da Seleção de Picos, permite a identificação modal de estruturas, através da medição da sua resposta a ações ambientais. Foi desenvolvido por Bendat e Piersol [38] e sistematizado e transferido para *software* por Felber [39]. A eficiência deste método ditou o seu sucesso, tendo sido amplamente usado na análise dinâmica de estruturas, tais como a Ponte 25 de Abril, a Ponte Vasco da Gama, a Ponte Luíz I e o Aeroporto da Madeira [20].

Este método assenta na suposição de que a resposta dinâmica de uma estrutura, para frequências próximas das naturais, é condicionada pela contribuição do modo ressonante. Assim, considera-se a estrutura como um oscilador de um grau de liberdade com a mesma frequência e coeficiente de amortecimento do modo ressonante. Esta hipótese só tem validade nos casos em que as frequências de cada modo de vibração estão consideravelmente afastadas. No caso contrário, o Método da Seleção de Picos não consegue separar as contribuições energéticas e os modos com frequências próximas [20].

O uso do *Peak Picking* é feito por observação direta dos valores máximos do espectro de potência do sinal. Contudo, existem algumas considerações a levar em conta.

Este espectro exhibe os seus máximos nas frequências com valor $\sqrt{1 - \xi_k^2} \cdot w_k$. Nas estruturas de engenharia civil, o coeficiente de amortecimento é substancialmente pequeno, o que torna estes máximos apresentados pelo espectro numa boa aproximação das frequências naturais da estrutura [20].

Contudo, analisar apenas o espectro de potência do sinal captado por um dos sismógrafos não é suficiente para identificar as frequências próprias de uma estrutura. Atendendo ao exemplo da figura 5.11 a), considera-se o sismógrafo colocado na secção C. Caso exista um modo de vibração com uma configuração igual ao exemplificado na figura 5.11 b), com ordenada nula exatamente na secção C onde está esse sismógrafo, o espectro de potência do sinal por ele captado não apresentará um máximo para a frequência correspondente a esse modo de vibração. Como tal, não seria possível a esse sismógrafo determinar essa frequência própria.

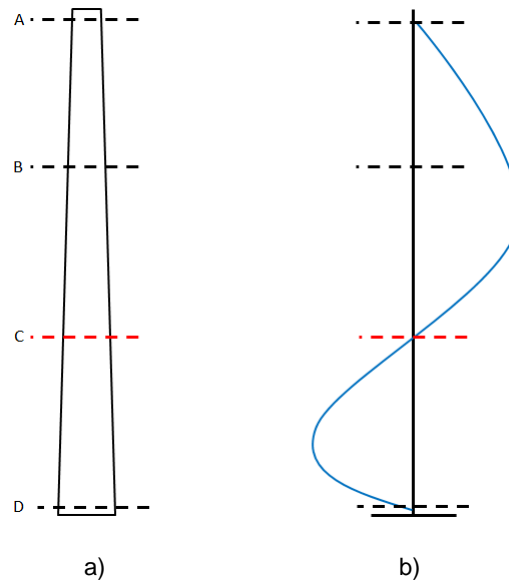


Fig.5.11 – a) Disposição dos sismógrafos ao longo da torre; b) Modo de vibração hipotético

Isto acontece porque o grau de liberdade considerado está situado sobre um nodo do modo de vibração.

Um método de ultrapassar esta limitação é efetuar a análise dos picos dos espectros de potência de todas as séries de acelerações registadas, incluindo o espectro de potência médio, sendo essa a razão pela qual se usam vários sismógrafos em vários pontos ao longo da estrutura.

Nos casos em que o ensaio é realizado em vários *setups*, é necessário normalizar os espectros, pois as séries de cada sismógrafo não são todas captadas em simultâneo, o que pode gerar diferenças na intensidade de excitação ao longo do ensaio, levando à obtenção de espectros de resposta com variações no conteúdo energético [20]. Esse espectro médio normalizado pode ser calculado pela equação 5.3:

$$ANPSD(w) = \frac{1}{l} \sum_{i=1}^l NPSD_i(w) \quad (5.3)$$

Em que l é o número de graus de liberdade considerados na instrumentação e $NPSD_i$ são os espectros normalizados, obtidos pela divisão das estimativas dos auto-espectros PSD_i pela soma das suas N ordenadas, conforme indicado na equação 5.4 [19].

$$NPSD_i(w) = \frac{PSD_i(w)}{\sum_{k=1}^N PSD(w_k)} \quad (5.4)$$

Este ensaio foi realizado num único *setup* e as 8 séries analisadas foram captadas em simultâneo.

Foi então feita uma média dos 8 espectros de potência a analisar, efetuando também a média para os 4 espectros de cada uma das direções, X e Y. A sobreposição dos gráficos foi feita com recurso ao *software* EXCEL e pode ser observada nas figuras 5.12 e 5.14.

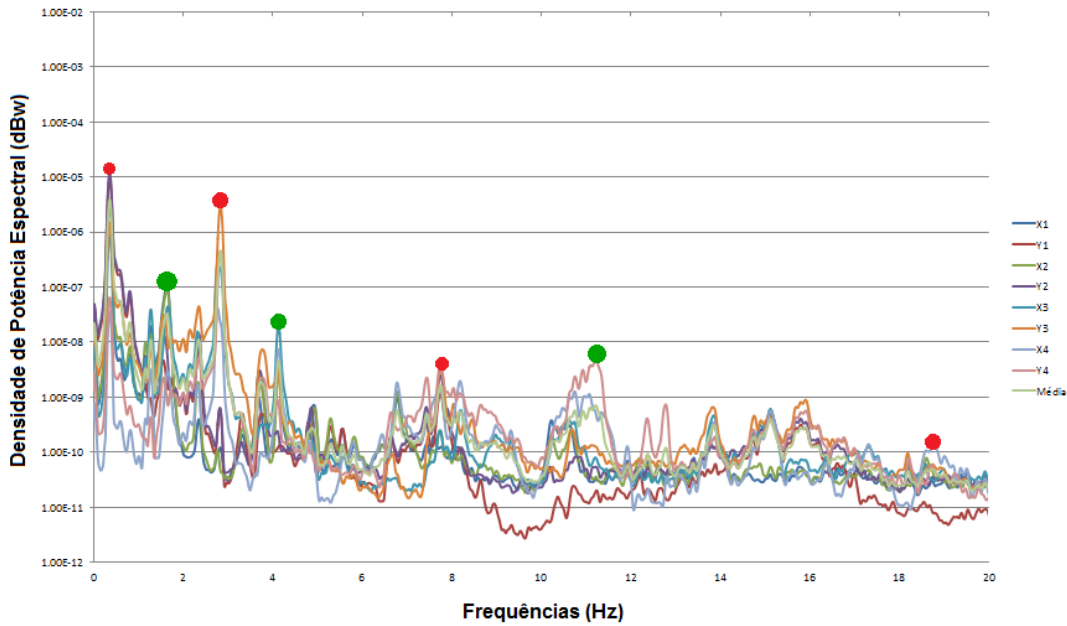


Fig.5.12 – Sobreposição dos gráficos dos 8 espectros e da respetiva média [28]

Analisando a sobreposição dos gráficos das diferentes densidades de potência espectral através do Método da Seleção de Picos, verificou-se que os picos assinalados a vermelho correspondem às 4 primeiras frequências próprias da estrutura (Quadro 14). Foram encontrados outros picos, assinalados a verde, que, pelo facto de estarem associados a configurações modais sem significado físico, não foram considerados. Estes picos poderão também associados aos modos de ovalização da estrutura. Estes picos podem estar associados a vibrações induzidas, por exemplo, pela passagem das pás junto à parede da torre. Verificou-se também que, após o segundo pico assinalado a vermelho, as frequências tomadas como frequências próprias da estrutura passam a ter um contributo energético muito menor, próximo ao das outras fontes de vibrações. Com apenas 4 sismógrafos, foi impossível seleccionar o pico associado ao 5º modo de vibração - e mesmo o 4º modo já foi difícil de encontrar.

Quadro 14 – Frequências próprias da estrutura resultantes do ensaio

Modo de vibração	1	2	3	4
Frequência (Hz)	0.350	2.823	7.743	18.478

Analisando ao pormenor o pico correspondente ao 2º modo de vibração (figura 5.13), verifica-se que existe uma grande diferença entre a contribuição energética do sinal captado pelo sensor 3 e a do sensor 1, que quase não tem contribuição. Esta discrepância poderá advir do facto de o sismógrafo 1 se encontrar instalado numa secção coincidente com um nodo do 2º modo, impedindo-o de captar esta frequência.

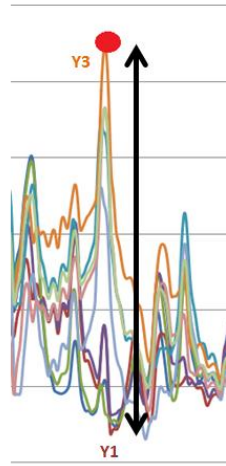


Fig.5.13 – Pormenor dos picos do 2º modo de vibração [28]

A mesma análise pode ser feita ao gráfico que contém a sobreposição das médias dos espectros em X e em Y (figura 5.13), selecionando os máximos coincidentes para cada um dos eixos. É normal que existam diferenças entre as frequências de vibração entre as direções X e Y, e devem-se, provavelmente, à orientação da *nacelle* durante o ensaio.

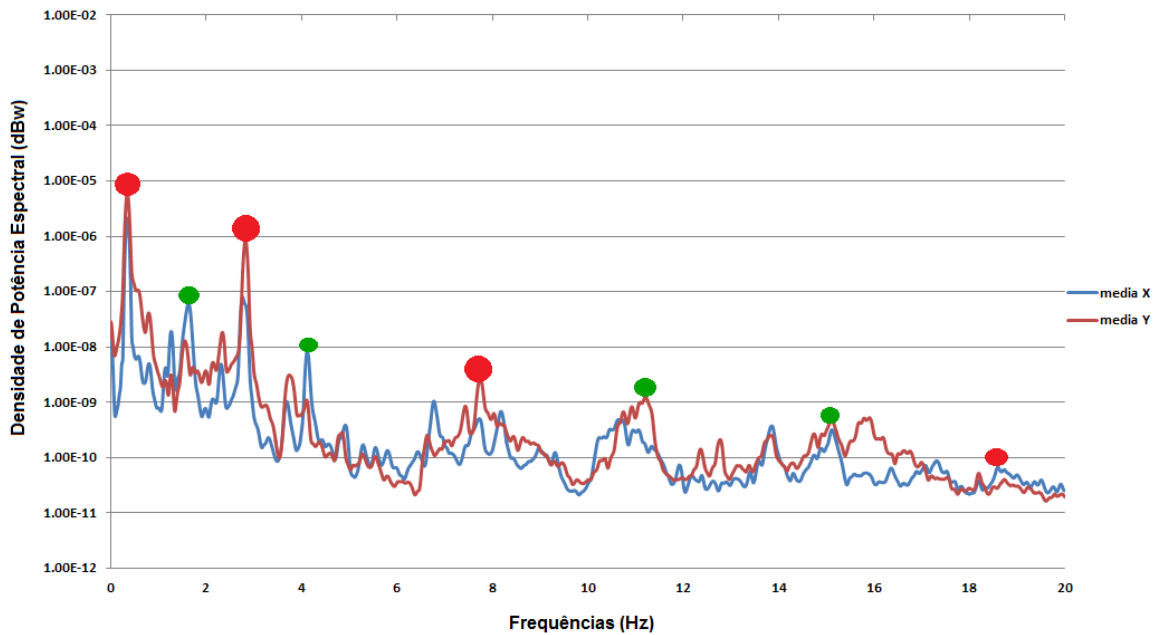


Fig.5.14 – Sobreposição dos gráficos dos espectros médios em X e Y [28]

5.3.2.2. Determinação das Configurações Modais – *Peak Picking*

As funções de resposta em frequência relacionam a resposta segundo um determinado grau de liberdade da estrutura com a ação atuante noutro. Na tese de Identificação Modal Estocástica para Validação Experimental de Modelos Numéricos [20] é apresentada a seguinte expressão, para o cálculo da matriz das funções de resposta em frequência:

$$H(\omega) = \phi \cdot H_m(\omega) \cdot \phi^T \quad (5.5)$$

Em que H_m é uma matriz diagonal, função dos parâmetros modais da estrutura:

$$H_m(w) = \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & \frac{1}{w_k^2 - w^2 + 2 \cdot i \cdot \xi_k \cdot w \cdot w_k} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

Caso os amortecimentos modais apresentem valores reduzidos e as frequências naturais estejam bem espaçadas, na vizinhança de cada uma das frequências naturais, os elementos da diagonal principal de H_m , em correspondência com essa frequência têm valores muito superiores aos restantes. Assim sendo, os elementos da matriz H que foram avaliados numa frequência coincidente com as frequências naturais w_k são obtidos apenas para a contribuição do elemento (k,k) da matriz H_m :

$$H(w_k) \approx \varphi_k \cdot \frac{1}{w_k^2 - w^2 + 2 \cdot i \cdot \xi_k \cdot w \cdot w_k} \cdot \varphi_k^T = c_1 \cdot \varphi_k \cdot \varphi_k^T \quad (5.7)$$

Em que c_1 é um escalar complexo que depende da frequência do modo k e do seu coeficiente de amortecimento e em que φ_k é um vetor coluna com as componentes desse modo.

A partir da matriz das funções de resposta em frequência, o mesmo trabalho [19] deduz, para a obtenção da matriz dos espectros das respostas, equação 5.8.

$$S_y(w) = H(w) \cdot R_u \cdot H^*(w) \quad (5.8)$$

S_y é uma matriz cuja diagonal contém os auto-espectros. Os espectros cruzados encontram-se nos restantes elementos. R_u é a matriz dos espectros constantes, que resulta quando se considera a excitação do tipo ruído branco.

Introduzindo a equação 5.7 na equação 5.8, obtém-se a seguinte equação:

$$S_y(w_k) = c_1 \cdot c_1^* \cdot \varphi_k \cdot c_2 \cdot \varphi_k^* \quad (5.9)$$

$$c_2 = \varphi_k^T \cdot R_u \cdot \varphi_k \quad (5.10)$$

Juntando todas as constantes escalares (c_1 e c_2) numa só (c_3), têm-se:

$$S_y(w_k) \approx c_3 \cdot \varphi_k \cdot \varphi_k^T \quad (5.11)$$

Conhecendo uma coluna da matriz dos espectros da resposta, é possível obter a configuração do modo de vibração associado à frequência w_k . Faz-se a associação da coluna conhecida a um grau de liberdade de referência, que é medido em todos os *setups*. Assim, o elemento da diagonal principal da coluna de referência pode ser calculado pela equação 5.12., obtendo um elemento genérico da mesma coluna pela equação 5.13.

$$S_y(w_k)_{(ref,ref)} \approx c_3 \cdot (\varphi_{ref})_k \cdot (\varphi_{ref})_k \quad (5.12)$$

$$S_y(w_k)_{(j,ref)} \approx c_3 \cdot (\varphi_j)_k \cdot (\varphi_{ref})_k \quad (5.13)$$

Para obter a relação entre a ordenada do modo de vibração no grau de liberdade de referência e a ordenada do mesmo modo num grau de liberdade genérico j , basta realizar o quociente entre as duas equações anteriores, obtendo a função de transferência entre o ponto j e o ponto ref (equação 5.14). As funções de transferência relacionam as respostas a uma excitação ambiental, segundo dois graus de liberdade da estrutura. Assim, torna-se possível a obtenção das componentes dos modos de vibração nos graus de liberdade instrumentados, através do quociente entre um espectro cruzado e um auto-espectro [20].

$$T_{j,ref} = \frac{S_y(w)_{(j,ref)}}{S_y(w)_{(ref,ref)}} \approx \frac{(\varphi_j)_k}{(\varphi_{ref})_k} \quad (5.14)$$

A determinação das configurações modais de uma estrutura, através da aplicação das funções de transferência aos resultados dos ensaios de vibração ambiental, é um processo que acarreta o cálculo de matrizes e de vetores de grande dimensão, portanto, exige a sua devida automatização. Deste modo, para determinar as configurações modais desta torre instrumentada, recorreu-se a algoritmos de MATLAB e a rotinas em EXCEL que permitem representar os modos de vibração da estrutura de uma maneira célere e eficiente.

5.3.2.3. Resultados

Analisando os picos dos espectros na gama de frequências onde se espera encontrar as primeiras frequências próprias (0 – 25 Hz), verificou-se a existência de modos de vibração globais significativos, que são apresentados no quadro 14.

Na figura 5.15 é possível conferir as configurações dos três primeiros modos de vibração, determinados no subcapítulo anterior através dos resultados do ensaio dinâmico.

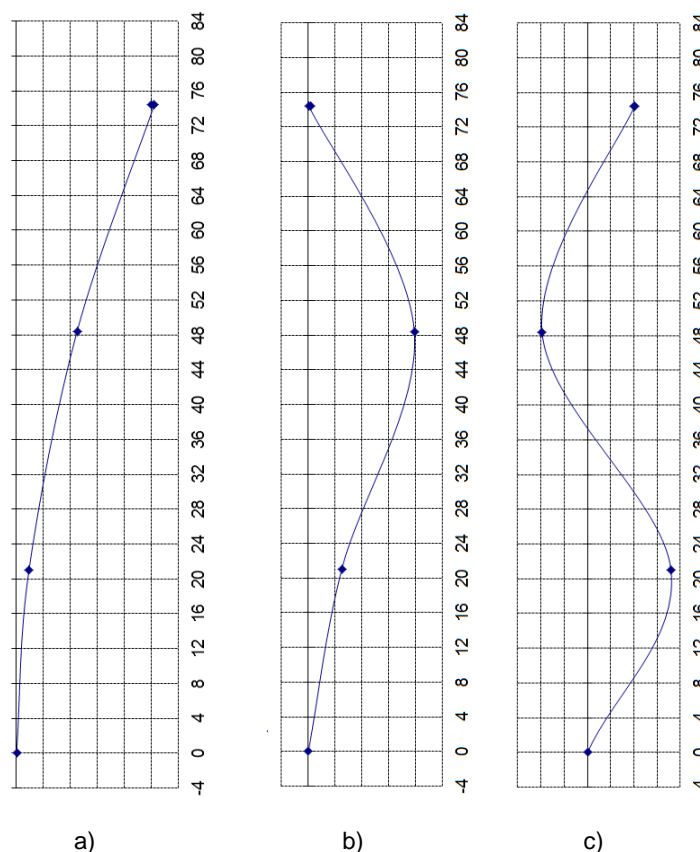


Fig.5.15 – Configurações dos 3 primeiros modos de vibração: a) Modo1; b) Modo 2; c) Modo 3 [28]

5.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

O quadro 15 resume as frequências próprias da estrutura, determinadas pelo ensaio dinâmico e pela análise modal dos modelos de barras e de casca. Também é possível identificar a diferença percentual associada à comparação dos resultados de cada um dos modelos com os resultados do ensaio.

Quadro 15 – Comparação dos resultados do ensaio dinâmicos com os resultados da modelação [28]

Modo de vibração	Frequências Próprias da Estrutura (Hz)			
	1	2	3	4
Ensaio Dinâmico	0.350	2.823	7.743	18.478
Modelo de Barras	0.400	3.180	9.300	18.905
Erro (%)	14.302	12.666	20.116	2.311
Modelo de Casca	0.390	3.130	8.950	17.480
Erro (%)	11.444	10.895	15.596	-5.401

Nas figuras 5.16, 5.17 e 5.18 é possível comparar as configurações modais dos três primeiros modos de vibração, determinadas pelos diferentes métodos de análise.

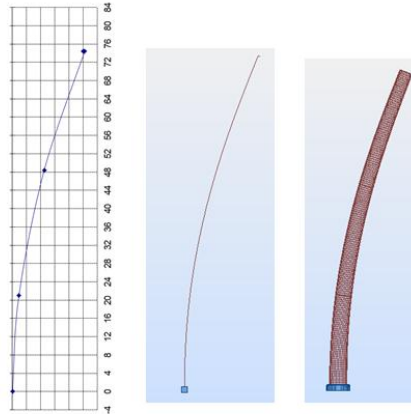


Fig.5.16 – Configuração do modo de vibração 1 resultante do ensaio dinâmico, da análise modal do modelo de barras e do modelo de casca, respetivamente

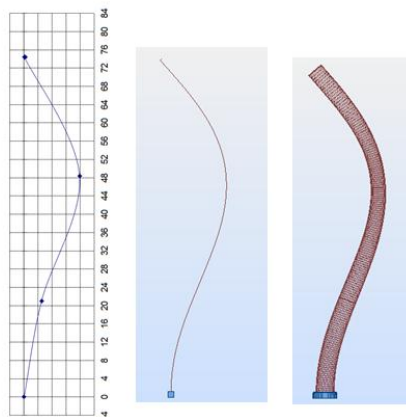


Fig.5.17 - Configuração do modo de vibração 2 resultante do ensaio dinâmico, da análise modal do modelo de barras e do modelo de casca, respetivamente

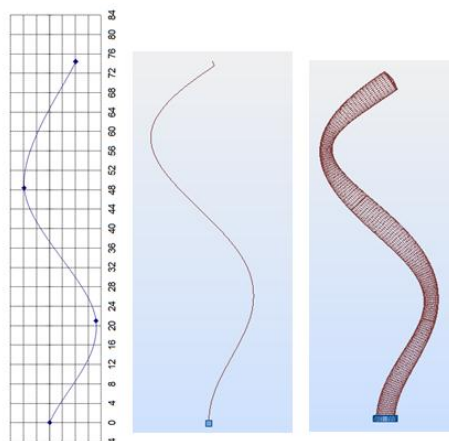


Fig.5.18 - Configuração do modo de vibração 3 resultante do ensaio dinâmico, da análise modal do modelo de barras e do modelo de casca, respetivamente

Os resultados apresentados mostram que a concordância entre os resultados numéricos e os experimentais é excelente em termos de configurações modais e bastante boa em termos de frequências naturais.

5.4.1. AJUSTE DO MODELO DE SAPATA AOS RESULTADOS DO ENSAIO

Como não foram fornecidas quaisquer características do solo de fundação da torre, decidiu-se que seria do interesse deste trabalho fazer um ajuste dos resultados do modelo de sapata com os resultados do ensaio dinâmico. Assim, foram realizadas algumas iterações da rigidez do solo, até se determinarem as frequências próprias da estrutura que mais se aproximam das resultantes do ensaio.

Utilizou-se primeiro o valor de 24000 kN/m^3 , rigidez mínima do solo de fundação estudado por Lavassas et al no seu artigo. Foi-se aumentando a rigidez do solo até 250000 kN/m^3 obtendo-se a respectivas frequências naturais para cada modo de vibração, que podem ser consultadas no Quadro 16.

Quadro 16 – Frequências próprias da estrutura [1]

Modo de vibração	1	2	3	4
Frequências (Hz)				
Ensaio	0,350	2,823	7,743	18,478
K=24000 kN/m^3	0,350	2,705	7,755	15,330
K=50000 kN/m^3	0,360	2,775	7,955	15,765
K=75000 kN/m^3	0,360	2,795	8,020	15,905
K=150000 kN/m^3	0,360	2,820	8,090	16,055
K=200000 kN/m^3	0,360	2,825	8,110	16,096
K=250000 kN/m^3	0,360	2,830	8,120	16,115

Os resultados incluídos neste quadro resultam da melhor aproximação possível aos resultados do ensaio dinâmico. Verificou-se que as frequências dos modos 1 e 3 são mais próximas às do ensaio dinâmico quando se usa uma rigidez do solo de 24000 kN/m^3 , enquanto que o melhor valor da frequência do 2º modo e vibração se encontrou para uma rigidez de 200000 kN/m^3 , apesar da proximidade encontrada para os restantes valores de rigidez. Não foi possível encontrar uma aproximação tão boa para o 4º modo, embora se verifique que, aumentando a rigidez do solo, se irá encontrar essa aproximação. Contudo, esse aumento de rigidez iria afastar os valores das frequências dos restantes modos de vibração. Estas discrepâncias podem ser explicadas pela dificuldade encontrada em determinar o valor desta frequência na fase de tratamento de dados. Assim sendo, a determinação da rigidez do solo foi feita ajustando apenas os valores das frequências dos 3 primeiros modos de vibração. Este ajuste permitiu conferir ao modelo de sapata uma aproximação bem maior do que aquela que foi conseguida com os modelos de barras e de casca, uma vez que, para os três primeiros modos de vibração, foi o modelo que garantiu um menor erro.

As configurações modais resultantes da análise dinâmica deste modelo podem ser observadas nas figuras 5.19 e 5.20.

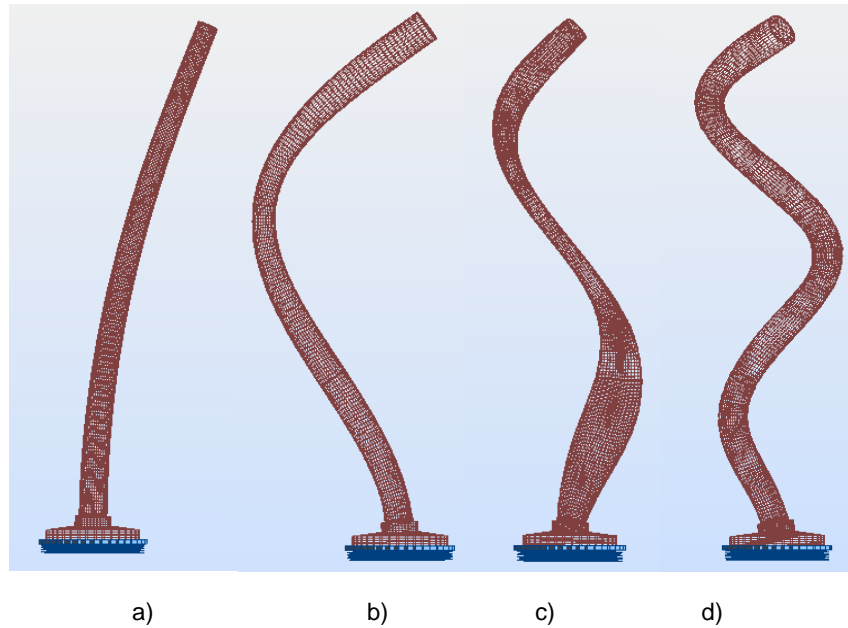


Fig.5.19 – Configurações dos primeiros 4 modos de vibração da estrutura, determinadas pela análise modal do modelo de casca com sapata: a) Modo 1; b) Modo 2; c) Modo 3; d) Modo 4 [1]

Também na análise deste modelo surgiram os modos de ovalização da estrutura, que podem ser consultados na figura 5.18.

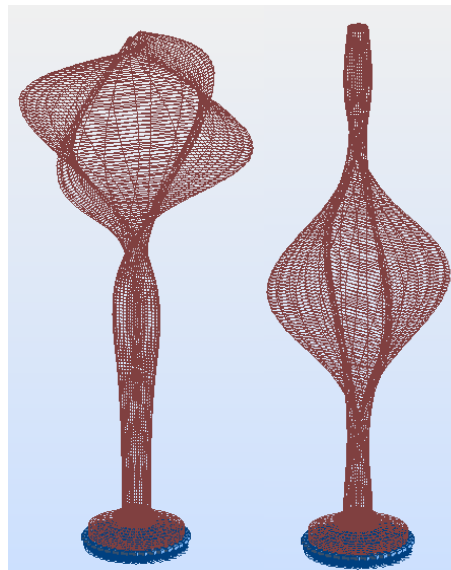


Fig.5.20 – Exemplos de modos de oscilação oval encontrados na análise do modelo de casca com sapata [1]

A classificação do solo, usando como único parâmetro a rigidez do solo introduzida no *software* de análise, não é tarefa fácil e foi realizada de modo expedito. Como foi referido anteriormente, apurou-se, por observação direta, a existência de afloramentos xistosos. Pelos valores iterados para a rigidez (24000 a 200000 kN/m³), é possível assumir que este é um solo muito rochoso, de grande resistência e muito pouco alterado.

5.4.2. CONCLUSÕES

Para além da caracterização do ensaio de vibração ambiental realizado à torre *Repower*, este capítulo também inclui a descrição dos princípios teóricos mais importantes para uma boa compreensão e uma eficaz aplicação dos métodos de identificação modal baseados na resposta da estrutura a ações ambientais, bastante recorridos atualmente.

Os ensaios de vibração ambiental constituem um método de análise dinâmica de estruturas bastante eficiente, quer pela prontidão com que podem ser realizados, como pela fidelidade dos resultados fornecidos.

O Método da Seleção de Picos constitui uma excelente forma de identificar as frequências próprias da estrutura e os respetivos modos de vibração, a partir das séries de acelerações medidas durante o ensaio de vibração ambiental.

O uso de tais técnicas permitiu tirar as seguintes conclusões:

- A escolha dos graus de liberdade a instrumentar e a correspondente instalação dos sensores são cruciais para a obtenção de resultados susceptíveis de ser corretamente analisados. Um bom método para efetuar esta escolha de modo eficiente passa por realizar, previamente, uma análise modal de um modelo numérico da estrutura. Deste modo, é possível identificar as secções da estrutura onde os modos de vibração mais relevantes passam pela origem, evitando a instalação dos sismógrafos nessas zonas. Um sensor instalado nestas secções não é capaz de identificar a frequência própria desse modo de vibração;
- A aplicação do Método da Seleção de Picos na análise dos gráficos de densidade de potência espectral é mais precisa na determinação das primeiras frequências próprias da estrutura, cujo contributo energético para o sinal é maior. Frequências naturais com menor contributo energético são difíceis de identificar, principalmente quando existem fontes parasitas de excitação com um contributo energético próximo destas frequências;
- O uso das funções de transferência para a identificação das configurações modais, apenas fornece uma relação entre as respostas observadas em diferentes graus de liberdade da estrutura. Como tal, os modos conseguidos devem ser designados Modos de Deformação Operacionais, que, não coincidindo exatamente com os modos de vibração teóricos, permitem obter uma representação da configuração que a estrutura assume, quando excitada por um harmónico puro.

Da comparação entre os resultados do ensaio de vibração ambiental e os que se extraíram da análise modal dos modelos numéricos, é possível concluir que:

- Todos os modelos numéricos permitiram chegar a resultados relativamente próximos dos do ensaio dinâmico;
- O ajuste do modelo de casca com sapata permitiu encontrar uma excelente referência da estrutura real, pois foi capaz de uma caracterização dinâmica muito próxima da conseguida através do ensaio de vibração ambiental.

As discrepâncias encontradas entre os resultados do ensaio dinâmico e os da análise numérica poderão ser explicadas por hipotéticas diferenças nos módulos de elasticidade ou nas condições fronteira consideradas na modelação da torre. A não inclusão de algumas massas na análise modal (plataformas, escadas, parafusos e outros equipamentos) também poderá gerar efeitos deste género.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação teve como primordial objetivo a análise dinâmica de uma torre de gerador eólico de 2 MW *Repower*, no Parque Eólico do Torrão. A determinação das características modais da estrutura (tanto com recurso à modelação numérica, como através do ensaio dinâmico realizado) permitiu caracterizar detalhadamente a sua resposta a ações ambientais. Assim, foi possível encontrar um modelo de elementos finitos que representasse a estrutura da forma mais real possível. Nesse sentido, com a evolução desta tese, adquiriram-se diversos conhecimentos acerca de aspetos gerais relativos à energia eólica. Sobre a análise modal, na modelação em elementos finitos e, sobretudo, sobre a realização de ensaios dinâmicos, sobre técnicas de processamento de sinal e sobre os métodos estocásticos de tratamento de dados. No presente capítulo são resumidos os principais resultados obtidos ao longo desta dissertação.

No capítulo 2 apresentou-se um estado de arte sobre as torres de geradores eólicos. Foi escrito um breve resumo da história do uso do vento na produção energética e da evolução das tecnologias usadas nas torres eólicas. Descreveram-se os diferentes tipos de torre de gerador eólico, expondo tanto a diversidade de geradores, como as várias torres e estruturas de fundação passíveis de ser usadas, mencionando os benefícios e inconvenientes de cada um. Numa parte final, foram abordados alguns aspetos relativos à monitorização e manutenção de torres de geradores eólicos, bem como as problemáticas associadas aos seus impactes ambientais. Também foram apresentados alguns dados acerca do uso da energia eólica em Portugal e na Europa, nos últimos anos.

Os capítulos 3 e 4 foram cruciais na compreensão dos fundamentos teóricos da análise modal, sobre os quais assenta o programa de elementos finitos, bem como na aprendizagem da modelação de estruturas no dito programa e consequente análise dinâmica. Através da modelação de uma torre eólica de 1 MW, no capítulo 3, percebeu-se o comportamento dinâmico deste tipo de estrutura. Determinaram-se os seus modos de vibração e correspondentes frequências próprias e estudou-se a capacidade que os anéis de rigidez têm para atenuar os modos de ovalização. Averiguou-se a maior eficiência do modelo de casca na caracterização modal da estrutura, a incapacidade que o modelo de barras tem na determinação dos modos de oscilação oval e a grande dependência de todos estes resultados face às condições de apoio atribuídas.

No início do capítulo 5 foram expostos os principais tipos de ensaios dinâmicos realizados em estruturas de Engenharia Civil. Foi comprovada a superioridade dos ensaios de vibração ambiental em relação aos tradicionais, quer pela sua celeridade e relativa comodidade, quer pela facilidade de tratamento dos dados obtidos. Fez-se uma caracterização da realização de um ensaio de vibração ambiental, em particular dos aspetos relativos à torre ensaiada. Tiraram-se, como ilações, a

importância da disposição dos sensores ao longo da estrutura e os correspondentes graus de liberdade a considerar. Uma descrição do tratamento efetuado aos dados recolhidos no ensaio permitiu expor as técnicas de processamento de sinal utilizadas e as bases teóricas que as acompanham. Explicou-se o Método da Seleção de Picos, ótimo na determinação das frequências próprias de uma estrutura, por análise dos gráficos da densidade de potência espectral e as dificuldades encontradas durante esta análise, relativas aos variados contributos energéticos do sinal captado durante o ensaio. Verificou-se que, a partir do terceiro modo de vibração, já se torna difícil a seleção dos picos energéticos do sinal e respetivas das frequências próprias da estrutura. O uso das funções de transferência na determinação das configurações modais da estrutura através dos dados recolhidos durante o ensaio também foi explicado neste capítulo. Foram representadas as configurações modais experimentais, possíveis de encontrar recorrendo à automatização destas funções. A comparação destas configurações modais com as que resultaram da análise modal dos modelos de elementos finitos descrita no capítulo 4, bem como a comparação análoga das frequências próprias da estrutura, permitiram validar os modelos numéricos construídos. Verificou-se que, mais uma vez, apesar de alguns erros mínimos já esperados, o modelo de casca permite determinar as características modais de uma estrutura com grande rigor. Contudo, o modelo de casca com sapata, ajustado aos resultados do ensaio por iterações da rigidez do solo de fundação, constitui a melhor representação da estrutura real, obtendo valores de frequências próprias muito próximos dos obtidos no ensaio dinâmico.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Atualmente, nas estruturas de Engenharia Civil de maior importância é recorrente monitorizar, de forma contínua, a resposta da estrutura às ações ambientais. As torres de geradores eólicos estão expostas a cargas dinâmicas que podem provocar a ressonância da estrutura ou a fadiga das subestruturas de suporte. Como tal, a previsão e a medição experimental das características dinâmicas da torre através da sua resposta são necessárias ao seu bom funcionamento. Modelos numéricos como o de casca com sapata (verificado no capítulo 5), quando ajustados aos resultados de ensaios dinâmicos realizados na fase de receção da estrutura, afiguram-se como uma boa representação da estrutural real, no seu período de maior “saúde” estrutural. Implementando um sistema de monitorização contínua da torre eólica devidamente automatizado, é possível obter, com relativa regularidade, os parâmetros modais atualizados da estrutura e compará-los com os que derivam do modelo ajustado. Assim, é possível verificar continuamente se ocorrem variações nas características dinâmicas da estrutura e reconhecer, a tempo, a ocorrência de fenómenos indesejados (ressonância ou fadiga) que possam por em risco a sua integridade estrutural. A comparação com o modelo ajustado permitirá, então, descobrir as causas destes fenómenos e encontrar soluções que os evitem.

A modelação de torres de geradores eólicos em *softwares* de elementos finitos pode ser efetuada com uma maior eficiência do que a que foi aqui descrita. A inclusão das massas que não foram consideradas (escadas, plataformas, parafusos, ancoragens e demais equipamentos) pode fornecer resultados com algumas diferenças e mais próximos da realidade. Também uma melhor caracterização do solo, com a descrição detalhada dos respetivos estratos, pode ser introduzida nos programas e oferecer resultados não condicionados por erros, como a variação da rigidez do solo ao longo da base da sapata.

Os ensaios dinâmicos também podem ser realizados com um maior detalhe. A utilização de mais sensores e a aquisição de um maior volume de dados será certamente mais eficiente na procura de melhores resultados. Também o recurso a métodos de tratamento de dados mais avançados (como o Método de Decomposição no Domínio da Frequência ou os métodos SSI-DATA e SSI-COV), expostos na tese de mestrado em referência [19], poderá fornecer resultados mais rigorosos. O uso destes métodos, por exemplo, em torres eólicas *offshore*, poderá ser bastante eficiente, uma vez que

este tipo de torres está sujeito a um maior número de ações ambientais, podendo dificultar a identificação das suas características modais e exigindo o uso de métodos mais detalhados e eficientes.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Autodesk Robot Structural Analysis 2012
- [2] Hiester, T. R., Pennell, W. T. *The Siting Handbook for Large Wind Energy Systems*. WindBooks, Nova Iorque, 1981.
- [3] <http://www.theresilientearth.com/?q=content/climate-models-blown-away-water-vapor> (24/05/2012)
- [4] Burton, T. *Wind Energy: Handbook*. John Wiley & Sons, Chichester, 2001.
- [5] <http://www.windschange.dk/WOC-danturb.php> (24/05/2012)
- [6] Manwell, J. F., McGowan, J. G., Rogers, A. L. *Wind Energy Explained*. John Wiley & Sons, Chichester, 2009.
- [7] Sirqueira, A. *Comportamento Estrutural de Torres de Aço para Suporte de Turbinas Eólicas*. Dissertação de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2008.
- [8] *Guidelines for Design of Wind Turbines*. Det Norske Veritas, Copenhagen, 2002.
- [9] <http://www.conserve-energy-future.com/VerticalAxisWindTurbines.php> (24/05/2012)
- [10] <http://www.power-talk.net/upwind-turbine.html> (24/05/2012)
- [11] <http://www.wind-energy-the-facts.org/en/part-i-technology/chapter-3-wind-turbine-technology/evolution-of-commercial-wind-turbine-technology/design-styles.html> (24/05/2012)
- [12] <http://www.windpowerengineering.com/design/two-blade-500-kw-turbine-to-be-manufactured-in-n-a-and-elsewhere/> (24/05/2012)
- [13] <http://www.thedailygreen.com/living-green/blogs/cars-transportation/offshore-wind-energy-new-jersey-461208> (25/05/2012)
- [14] <http://www.zoominlocal.com/bangor-daily-news/2010/06/05/#?article=900951> (25/05/2012)
- [15] <http://www.wwindea.org/technology/ch01/estructura-en.htm> (26/05/2012)
- [16] <http://www.wel.co.nz/index.asp?pageID=2145880575> (26/05/2012)
- [17] Carne, T., James, G. *The inception of OMA in the development of modal testing technology for wind turbines*. Mechanical Systems and Signal Processing. Elsevier, 25/03/2010, 14, Elsevier Ltd, Houston.
- [18] INEGI, APREN. *Parques Eólicos em Portugal*. Dezembro de 2011
- [19] Professor Raimundo Delgado, Professor António Arede. *Dinâmica de Estruturas*. FEUP – DEC - Estruturas
- [20] Magalhães, F. *Identificação Modal Estocástica para Validação Experimental de Modelos Numéricos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2004.
- [21] http://metalicas.multipius.com/Modulos/analise_estrutural.htm (06/06/2012)

- [22] <http://arcarvalho2.no.sapo.pt/Tacoma%20Narrows%20Bridge.htm> (06/06/2012)
- [23] <http://www.worsleyschool.net/science/files/tacoma/bridge.html> (08/06/2012)
- [24] Professor António Arede. *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. FEUP – DEC - Estruturas
- [25] Lavassas, I. *Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW wind turbine tower*. Elsevier, 20/02/2003, 10, Elsevier, Thessaloniki, 2003
- [26] Bowles, J. *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill, New York, 2001.
- [27] Autodesk Autocad 2012
- [28] Microsoft Excel
- [29] Repower. *The reliable 2-megawatt power plant with 82 metre rotor diameter*. Hamburg
- [30] <http://www.energies-renouvelable.com/nouvelle/dossier-eolien,repower,NUMERO10.html> (13/06/2012)
- [31] Repower. *Dimensões da central elétrica eólica*. Hamburg
- [32] Repower. *Dimensions*. Hamburg
- [33] Repower. *Fundação*. Hamburg
- [34] Simoes, R., Rebelo, C., Silva, L. *Instrumentação e Monitorização de Torres Eólicas*. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2010
- [35] Rohrmann, R., Thons, S., Rucker, W. *Integrated monitoring of offshore wind turbines – requirements, concepts and experiences*. Federal Institute for Materials Research and Testing, 2009.
- [36] Mathworks MATLAB 2010
- [37] Welch, P. *The Use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: A Method Based on Time Averaging Over Short, Modified Periodograms*. IBM, 1967
- [38] Bendat, J., Piersol, A. *Engineering Applications of Correlation and Spectral Analysis*, John Wiley & Sons, USA, 1980.
- [39] Felber, A. J.; Cantieni, Reto. *Introduction of a new Ambient Vibration Testing System: Description of the System and Seven Bridges Tests*, Relatório Técnico 156'521, EMPA, Dubendorf, Switzerland, 1996.