



Sistemas estruturais para torres eólicas

Dissertação submetida para a obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

por

Diogo Alexandre Correia Pestana

Orientador

José Manuel Martins Neto dos Santos

Coorientador

Patrícia Carlota Costa Escórcio

Outubro 2016

Título: Sistema estruturais para torres eólicas

Palavras-chave: Energia eólica, vento, torre *onshore*, torre *offshore*, sistemas estruturais

Keywords: Wind energy, wind, *onshore* tower, *offshore* tower, structural systems

Autor: Diogo Alexandre Correia Pestana

FCEE – Faculdade de Ciências Exatas e da Engenharia

Campus Universitário da Penteada

9020 - 105 Funchal – Portugal, s/n

Telefone + 351 291 705 230

Correio eletrónico: secretariado.cccee@uma.pt

Funchal, Madeira

Para a minha família

RESUMO

A produção da energia eólica tem vindo a subir exponencialmente ao longo dos anos em todo o mundo, devido ser a energia renovável com menor impacto ambiental. Para tal são necessárias torres eólicas de altura elevada que suportam os geradores, dependendo de diversos parâmetros como a altura da torre, local de implantação (*onshore* ou *offshore*) e tipo de sistemas estruturais a utilizar.

Esta dissertação tem como intuito avaliar qual o sistema estrutural mais adequado para diferentes alturas, ambientes distintos (terra e mar) e tipo de material.

As ações impostas nas torres no seu dimensionamento foram a ação do vento, a ação da onda do mar e a ação sísmica. O processo de dimensionamento foi desenvolvido no programa *Microsoft Excel*, respeitando sempre os pressupostos expostos nos Eurocódigos e RSA.

Quanto à modelação das torres, foi adotada uma geometria definida pelo autor, de modo a que cada uma verificasse a segurança. A modelação das 20 torres foi feita no programa de cálculo *SAP2000 - Structural Analysis Program*.

Depois de cada torre ter sido modelada e dimensionada, passou-se à fase da análise e comparação entre elas, diferenciando estas pelo local em que estão colocadas, chegando assim a uma conclusão de qual o sistema estrutural mais vantajoso de ser contruído tanto a nível económico como estrutural nos dois meios distintos.

Concluiu-se que nas torres *onshore*, as torres treliçadas de aço são mais vantajosas para uma construção com alturas superiores aos 100 metros enquanto as torres tubulares em aço são mais vantajosas abaixo dessa mesma altura, pois são mais económicas do que as de betão. Quanto às torres *offshore*, apenas as torres tubulares de aço são as mais indicadas, independentemente da sua altura.

ABSTRACT

Throughout the years the production of energy provided by wind has risen substantially, due to the fact that it is the renewable energy with less environmental impact. For this, wind towers with considerable height that can withstand the generators are necessary, depending on diverse factors such as the height of the towers, the place of implementation (onshore or offshore) and the type of structural systems used.

This dissertation has the intention of evaluating which structural system is the most appropriate for different heights, distinct environments (land and sea) and types of material.

The loads imposed on the towers during the design were the wind load, wave load and seismic load. The design process was developed on *Microsoft Excel*, always respecting and taking into account the rules established by the Eurocodes and RSA.

The model of the towers, a geometry defined by the author was adopted, so that each one verified its safety. The modelling of the 20 towers was developed on the software *SAP2000 – Structural Analysis Program*.

After each tower being modelled and designed, the analysis and comparison phase between them started, comparing them by their area where they were placed, arriving then at a conclusion of which structural system had more advantages of being constructed both economically and structurally in the two different environments.

It was concluded that in the onshore towers, the lattice tower is more advantageous for a construction higher than 100 meters while the tubular towers in steel are more advantageous for constructions lower than 100 meters, as they are more economical than the concrete towers. In relation to the offshore towers, only the tubular towers are the most appropriate, whatever their height may be.

ÍNDICE

Resumo.....	i
Abstract	iii
Índice.....	v
Índice de figuras	ix
Índice de tabelas.....	xiii
Nomenclatura.....	xv
Agradecimentos.....	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2. ESTADO DA ARTE.....	5
2.1 Evolução da produção da energia eólica	5
2.1.1 O que é a energia eólica.....	5
2.1.2 História da produção da energia eólica	6
2.1.3 Energia eólica em Portugal	7
2.1.4 Vantagens e Desvantagens da energia eólica	8
2.2 Fatores de influência no regime dos ventos.....	9
2.2.1 Variação da velocidade do vento com altura.....	9
2.2.2 Rugosidade do terreno.....	11
2.2.3 Obstáculos do terreno	12
2.2.4 Efeito colina.....	13
2.2.5 Condições marítimas.....	13
2.3 Aeroogeradores	14
2.3.1 Turbinas de eixo vertical	14
2.3.2 Turbinas de eixo Horizontal	15
2.3.3 Componentes de um aerogerador	16
2.3.4 Números de pás de um aerogerador	16
2.3.5 Aeroogeradores offshore	17
2.4 Esquemas estruturais de torres eólicas.....	18
2.4.1 Diferentes tipos de estruturas de uma torre	18
2.4.1.1 Torres tubulares.....	20

2.4.1.2 Torres treliçadas.....	22
2.4.1.3 Torres atirantadas.....	23
2.4.1.4 Torres em betão.....	24
2.4.2 Materiais.....	25
2.5 Parques eólicos.....	28
2.6 Fundações de torres eólicas.....	28
2.6.1 Torres onshore.....	28
2.6.2 Torres offshore.....	30
2.7 Casos de aplicação.....	32
3. PROJETO DE TORRES EÓLICAS.....	37
3.1 Ações.....	37
3.1.1 Caracterização da ação do vento.....	37
3.1.2 Forças exercidas do vento.....	40
3.1.2.1 Coeficiente de força.....	41
3.1.2.2 Coeficiente estrutural.....	42
3.1.2.2.1 Fator de pico.....	43
3.1.2.2.2 Coeficiente de resposta quase estática.....	44
3.1.2.2.3 Coeficiente de ressonância.....	44
3.1.2.2.4 Decremento logarítmico de amortecimento.....	45
3.1.2.3 Outras considerações.....	46
3.1.3 Caracterização da ação sísmica.....	47
3.1.4 Caracterização da ação marítima.....	50
3.2 Estados limites.....	52
3.2.1 Estado Limite Último.....	53
3.2.1.1 Encurvadura.....	53
3.2.1.2 Fundação.....	55
3.2.2 Estado Limite de Serviço.....	56
3.2.2.1 Deformação.....	57
3.2.2.2 Vibração.....	57
3.3 Projeto geotécnico.....	59
4. PROPOSTA E MODELAÇÃO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS.....	63
4.1 Torres modeladas.....	63
4.2 Geometria e secções das torres.....	64
4.2.1 Torre tubular em aço <i>onshore</i>	64
4.2.2 Torre tubular em betão.....	67

4.2.3 Torre tubular em aço <i>offshore</i>	68
4.2.4 Torre treliçada em aço <i>onshore</i>	68
4.2.5 Torre treliçada em aço <i>offshore</i>	69
4.3 Ações	70
4.3.1 Peso próprio	71
4.3.2 Ação do vento na torre	71
4.3.3 Ação sísmica	73
4.3.4 Ação marítima	75
4.4 Combinação de ações.....	76
4.5 Verificação da segurança.....	77
4.5.1 Torres tubulares em aço	77
4.5.2 Torres tubular em betão	80
4.5.3 Torre treliçada.....	81
4.6 Ovalização de secções	81
5. ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS.....	83
5.1 Frequências naturais	83
5.1.1 Comparação das frequências naturais obtidas	84
5.1.2 Modos das Frequências no programa <i>SAP2000</i>	85
5.2 Deslocamentos	85
5.3 Comparação a nível económico.....	86
5.4 Transporte das torres.....	89
5.5 Seleção dos sistemas estruturais mais adequados	89
6. CONCLUSÕES	91
BIBLIOGRAFIA	93
ANEXOS	97
Anexo 1: Dimensões das torres.....	97
Anexo 2: Verificação de segurança das torres tubulares onshore e offshore	101
Anexo 3: Dimensionamento das sapatas de fundação	107
Anexo 4: Torres modeladas no <i>SAP2000</i>	109
Anexo 5: Força do vento nas torres.....	111
Anexo 6: Força da onda nas torres offshores	115
Anexo 7: Modos e Frequências naturais das torres	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Mecanismo de geração dos ventos [6].....	5
Figura 2 - Moinho de vento [7]	6
Figura 3 - Crescimento da indústria eólica a nível Europeu e Mundial [10]	7
Figura 4 - Impacte ambiental das diferentes energias elétricas [10]	8
Figura 5 – Evolução da velocidade do vento em altura [12].....	10
Figura 6 - Teoria de Betz [13].....	11
Figura 7 - Variação da força do vento devido á influência da rugosidade [11]	12
Figura 8 - Variação do vento com variação de altura do terreno [11].....	13
Figura 9 - Turbina de eixo vertical [16]	15
Figura 10 - Tipos de turbinas horizontais (adaptada de [17])	16
Figura 11 - Componentes principais de um aerogerador (adaptada de [18])	16
Figura 12 - Diferentes modelos de uma torre horizontal [19]	17
Figura 13 - Construção de um aerogerador <i>offshore</i> [14]	18
Figura 14 - Diferentes alturas de torres eólicas [3]	19
Figura 15 - Diferentes tipos de torres: a) torre tubular em aço; b) torre em betão; c) torre treliçada; d) torre em tripé; e) torre atirantada [15].....	19
Figura 16 - Torre eólica com secção tubular	20
Figura 17 - Constituintes de uma torre tubular [21].....	21
Figura 18 - Torre eólica com secção treliçada	22
Figura 19 - Aerogerador de uma torre atirantada.....	23
Figura 20 - Içamento de uma torre atirantada [22].....	24
Figura 21 - Torre híbrida com 2.3 MW fabricada pela Advanced Tower Systems [21].....	25
Figura 22 - Diferentes alternativas de materiais para torres com 3 MW (Adaptado [21]).....	26
Figura 23 - Custo para torres de materiais distintos com 125m e um aerogerador de 3MW (Adaptado [21]).....	26

Figura 24 - Torre de madeira com um aerogerador de 1.5 MW [21]	27
Figura 25 - Espaçamentos mínimos entre torres eólicas [26]	28
Figura 26 - Tipos de fundações por laje: a) sapata superficial; b) sapata com pedestal; c) casca embebida; d) sapata ancorada [3].....	29
Figura 27 - Tipos de soluções por estacas: a) multi-estacas; b) mono-estacas sólidas; c) mono-estaca oca [3]	29
Figura 28 - Fundações de uma torre eólica [28]	30
Figura 29 - Diferentes tipos de fundações <i>offshore</i> fixas [26].....	31
Figura 30 - Tipos de fundações flutuantes: Balastro; Cabos de ancoragem; Flutuação [26]	31
Figura 31 - Países com maior rendimento de energia eólica a nível Mundial [29]	32
Figura 32 - Capacidade geradora em Portugal [10].....	33
Figura 33 - Maiores parques de Portugal.....	33
Figura 34 - Protótipo da turbina <i>offshore</i> portuguesa <i>Windfloat</i> [30]	34
Figura 35 - Coeficiente de força, cf, o , para cilindros de base circular sem livre escoamento e para diferentes valores de rugosidade equivalente k/b [32]	41
Figura 36 - Definição do índice de cheios (φ) [32].....	42
Figura 37 - Formas gerais das construções abrangidas pelo método de cálculo [32].....	43
Figura 38 - Zonamento sísmico em Portugal Continental e Região Autónoma da Madeira [33]	47
Figura 39 - Forma do espectro de resposta elástica [33]	49
Figura 40 - Definição de uma onda harmónica simples [26].....	51
Figura 41 - Comportamento das secções transversais á flexão [38].....	54
Figura 42 - Espectro e respetiva frequência de uma torre <i>offshore</i> [44].....	58
Figura 43 - Zonas de corte e forças que se opõem á rotura [45]	60
Figura 44 - Sapata retangular atuando carga vertical e momentos	62
Figura 45 - Força do vento e do aerogerador.....	66
Figura 46 - Modelação da sapata.....	67
Figura 47 - Monopilar em <i>SAP2000</i>	68
Figura 48 - Deslocamentos bloqueados.....	68

Figura 49 - Modelação do Monopilar da estrutura Offshore.....	68
Figura 50 - Cantoneira simples	69
Figura 51 - Cantoneira dupla.....	69
Figura 52 - Torre Treliçada modelada no SAP2000	69
Figura 53 - Torre Treliçada <i>offshore</i> modelada no <i>SAP2000</i>	70
Figura 54 - Forças que simulam a peso do aerogerador.....	70
Figura 55 - Parâmetros definidos na ação sísmica	74
Figura 56 - Esboço da caracterização de uma onda	76
Figura 57 - Classificação de uma secção tubular de acordo com o EC3 - Parte 1	79
Figura 58 - Frequências naturais das torres <i>onshore</i>	84
Figura 59 - Frequências naturais das torres <i>offshore</i>	84
Figura 60 - Configurações dos 2 primeiros modos de vibração da torre tubular em aço e da torre treliçada <i>onshore</i>	85
Figura 61 - Comparação de custos entre as torres de 100 metros	88
Figura 62 - Comparação de custos entre as torres inferiores a 60 metros	88

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Capacidade geradora e número de aerogeradores [10]	8
Tabela 2 - Fator n para diferentes tipos de superfície [11].....	10
Tabela 3 - Porosidade dos obstáculos [11].....	13
Tabela 4 - Tamanho de turbinas e respetiva força [15].....	14
Tabela 5 - Influência do diâmetro e do peso da torre [12]	21
Tabela 6 – Caracteristas do Projeto Windfloat [26].....	35
Tabela 7 - Zonamento do território [32].....	38
Tabela 8 - Categorias e parâmetros de terreno [32]	39
Tabela 9 - Rugosidade superficial equivalente k [32].....	42
Tabela 10 - Decremento logarítmico de amortecimento estrutural (δ_s) [32]	46
Tabela 11 - Aceleração máxima de referência agR (m/s ²) nas várias zonas sísmicas [33].....	48
Tabela 12 - Tipos de terreno [33].....	48
Tabela 13 - Valores calculados pelo IH para os dados obtidos pela boia ondógrafo de Leixões [26]..	51
Tabela 14 - Grandezas e parâmetros da equação de Morison [35].....	52
Tabela 15 - Casos de Carga e estados correspondentes [3].....	53
Tabela 16 - Classificação das secções transversais [37]	54
Tabela 17 - Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (GEO e STR) [38].....	56
Tabela 18 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo [38].....	56
Tabela 19 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para as fundações superficiais [38]	56
Tabela 20 - Coeficientes corretivos da formulação clássica da capacidade resistente do solo [3].....	61
Tabela 21 - Torres modeladas no programa <i>SAP2000</i>	63
Tabela 22 - Dimensões das torres tubulares em aço <i>onshore</i> de 75 metros.....	65
Tabela 23 - Peso de cada aerogerador	65
Tabela 24 - Características do solo	66
Tabela 25 - Características do vento	66

Tabela 26 - Pré-dimensionamento das sapatas	66
Tabela 27 - Dimensionamento das sapatas	67
Tabela 28 - Resultados obtidos para a pressão do vento	72
Tabela 29 - Coeficientes de força (δf) [47]	72
Tabela 30 - Força do vento na torre de 75 metros	73
Tabela 31 - Frequências da torre tubular em aço <i>onshore</i> de 75 metros	74
Tabela 32 - Valores da velocidade e aceleração das partículas da água.....	75
Tabela 33 - Forças da onda na torre de 75 metros	76
Tabela 34 - Combinações de ações utilizadas no dimensionamento das torres.....	77
Tabela 35 - Esforços resultantes das combinações usadas	78
Tabela 36 - Dados auxiliares de cálculo para a verificação da flexão composta.....	78
Tabela 37 - Verificação da flexão composta para a combinação ELU Vento	79
Tabela 38 - Definição das secções dos elementos da torre eólica em termos de classes de aço	79
Tabela 39 - Esforços resultantes das combinações usadas	80
Tabela 40 - Verificação da flexão composta para a combinação ELU Vento.....	80
Tabela 41 – Verificação do ELS ao deslocamento das torres tubulares em betão	86
Tabela 42 - Verificação do ELS ao deslocamento das torres tubulares em aço	86
Tabela 43 - Verificação do ELS ao deslocamento das torres treliçadas	86
Tabela 44 - Verificação do ELS ao deslocamento das torres <i>offshore</i>	86
Tabela 45 - Comparação de custos entre torre tubular e treliçada [21]	87

NOMENCLATURA

ELU Estado Limite Ultimo

ELS Estado Limite de Serviço

CQP Carga Quase Permanente

PP Peso Próprio

RCP Restante Carga Permanente

RSA Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

EC Eurocódigo

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação marca o fim de uma importante etapa da minha vida e o início de uma nova etapa. Gostaria de agradecer a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a sua concretização.

Ao meu orientador, Professor Doutor José Santos, pela atenção e pela disponibilidade na orientação desta dissertação.

À minha coorientadora, Professora Doutora Patrícia Escórcio, por todo o apoio e dedicação.

À minha família, em especial aos meus pais, por me terem proporcionado a minha formação académica.

Aos meus amigos, pelo seu apoio incondicional ao longo destes anos e paciência, pelas palavras de motivação nos momentos mais difíceis e por toda a sua dedicação.

Funchal, outubro 2016

Diogo Pestana

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

O protocolo de Quioto é um tratado internacional com compromissos para a redução das emissões dos gases que agravam o efeito de estufa, que são considerados, de acordo com a maioria das investigações científicas, como causa do aquecimento global. Sendo que para este tratado entrar em vigor contou com a ratificação de 55 países, que juntos produzem cerca de 55% das emissões. Este protocolo ajudou no crescimento de muitas atividades económicas, sendo uma delas a promoção do uso de fontes energéticas renováveis. A energia eólica é uma das fontes de energias renováveis, que tem sido cada vez mais produzida por toda a Europa, verificando-se diversas tentativas de institucionalizá-la na União Europeia [1].

Quanto aos objetivos do governo português na diretiva de Quioto são “liderar a revolução energética” colocando Portugal entre os cinco líderes europeus a nível de energias renováveis em 2020, tornando uma forte potência exportadora dessas energias [2].

Neste caso o fator de destaque é a energia eólica, que é a energia presente no fluxo de ar, sendo a produção da energia elétrica realizada através de geradores eólicos. Estes, nos últimos anos, têm vindo a crescer de maneira exponencial, sendo que nos dias de hoje poder-se-á afirmar que a energia eólica passou para um grande plano na atual economia global, representando um peso muito significativo na produção elétrica total de alguns países como Portugal [3].

Tanto os geradores eólicos como as torres, nos últimos 30 anos, têm sido alvo de várias investigações científicas exaustivas de maneira a encontrar formas de conseguir captar a maior quantidade de energia, face à economia da construção e manutenção dos mesmos. Graças a essas pesquisas, houve desenvolvimentos bastante importantes na indústria, sendo que as mesmas para conseguirem produzir uma maior quantidade de energia, são constituídas por estruturas cada vez mais altas, de suporte variado tanto ao nível do sistema estrutural como a nível de material.

Com o passar dos anos e depois de se proporcionar tanta variedade de esquemas estruturais existentes e a diferentes alturas para a construção de torres eólicas, coloca-se a questão de saber qual é o mais vantajoso para utilização deste tipo de estruturas.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo desta dissertação é avaliar qual o esquema estrutural que mais vantajoso para diferentes alturas de torres eólicas, tanto em terra como no mar.

Para executar este objetivo principal propõem-se os seguintes objetivos parciais:

- Compreensão dos aspetos gerais relativos às estruturas de suporte das torres de geradores eólicos;
- Análise de projetos e teses realizadas anteriormente, a fim de compreender todos os passos do dimensionamento e da realização deste tipo de estruturas;
- Modelação de distintos esquemas estruturais em *SAP2000*;
- Comparação do comportamento de cada torre;
- Seleção do sistema mais vantajoso para cada altura e local.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é constituída por seis capítulos, sendo o Capítulo 1 a presente introdução, com o enquadramento, objetivos e estrutura da dissertação.

No Capítulo 2 é apresentada a história e evolução das torres eólicas *onshore* e *offshore*, abordando os esquemas estruturais, influência da altura, localização e também os seus constituintes desde as fundações até ao rotor. Também são referidas diversas aplicações destas torres à volta do mundo.

No Capítulo 3 são abordados o projeto de torres eólicas, abordando as ações (vento ação sísmica e ação marítima), os estados limites a considerar e as fundações.

No Capítulo 4 é apresentado o dimensionamento para 20 torres eólicas com diferentes esquemas estruturais (tubular e treliçado), com diferentes materiais (aço e betão), a diferentes alturas (20, 40, 60, 75, 100 e 125 metros). Alguns destes esquemas estruturais foram dimensionados tanto em terra como no mar.

No Capítulo 5 é feita a comparação das torres modeladas no capítulo anterior, a nível de frequências naturais, como a nível dos custos, conseguindo assim determinar qual o esquema estrutural mais vantajoso para construção em ambos os meios.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões decorrentes no trabalho realizado.

2

ESTADO DA ARTE

2.1 EVOLUÇÃO DA PRODUÇÃO DA ENERGIA EÓLICA

2.1.1 O QUE É A ENERGIA EÓLICA

A energia eólica é gerada pela energia solar. É a energia cinética gerada pelo aquecimento diferenciado das camadas de ar, causando uma variação da massa específica e gradientes de pressão. Além disso, também é afetada pelo movimento de transladação da Terra sobre o seu eixo e depende de influências naturais, como: continentes, correntes marítimas, latitude, altitude. Os modelos de aproveitamento dessa energia estão associados à transformação da mesma em energia mecânica e elétrica [4].

Na Figura 1 é notório o movimento dos fluidos que predominam as zonas da crosta terrestre. É visível que as regiões tropicais, recebem os raios solares quase perpendicularmente, sendo mais aquecidas do que as regiões polares. Conseqüentemente, o ar quente que se encontra nas baixas altitudes das regiões tropicais tende a subir, sendo substituído por uma massa de ar mais frio que provem das regiões polares. O deslocamento de massas de ar determina a formação dos ventos [5].

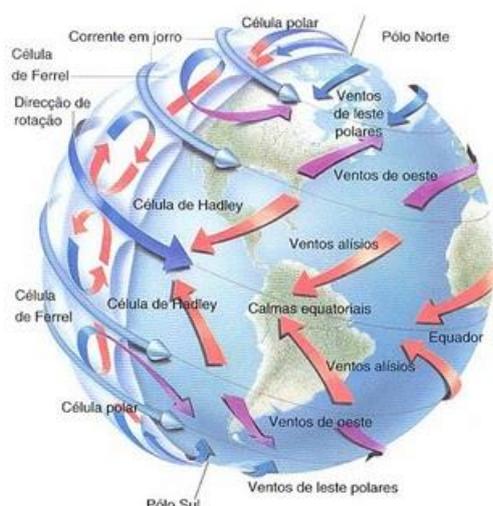


Figura 1 - Mecanismo de geração dos ventos [6]

Os ventos mais quentes provêm do equador e os mais frios dos polos e estas movimentações de ar jamais cessam, pois estes estão sempre presentes na Natureza. Estes ventos são chamados de ventos planetários ou constantes e podem ser identificados como:

- Alísios: ventos que sopram dos trópicos para o Equador, em baixas altitudes;
- Conta-Alísios: ventos que sopram do Equador para os pólos, em altas altitudes;
- Ventos do Oeste: ventos que sopram dos trópicos para os pólos;
- Ventos de Leste: ventos frios que sopram dos pólos para as zonas temperadas [5].

Os processos criados por estes mecanismos de ar originam a rotação das pás do aerogerador que é transformada em energia elétrica através do gerador contido na *nacelle*. A energia transformada irá proporcionar um maior bem-estar à população devido ao baixo custo em comparação aos combustíveis fósseis como também ao bombeamento de água.

2.1.2 HISTÓRIA DA PRODUÇÃO DA ENERGIA EÓLICA

Foi no início do século V que se iniciou a utilização deste método de captação de energia, mas só no século XII é que se deu a aparição dos primeiros moinhos de vento (Figura 2).



Figura 2 - Moinho de vento [7]

Sendo o vento um dos métodos mais antigos de produção de energia, a humanidade utilizava os moinhos de vento para moer os cereais e para bombear água. Com o surgimento da eletricidade no final do século XIX, os primeiros protótipos de turbinas eólicas modernas foram concebidos, utilizando tecnologia baseada no tradicional moinho de vento. Desde então, decorreu um processo demoroso até que a energia eólica fosse aceite como um método de produção de energia economicamente mais viável. Atualmente esta energia é uma das fontes energéticas menos dispendiosas, se forem tidos em conta todos os custos externos (por exemplo, os danos ambientais) [8].

Tanto o Instituto de Energia Eólica Alemão (DEWI) como o Instituto de Investigação Dinamarquês foram grandes impulsionadores do avanço da energia eólica, criando assim modelos mais eficientes, obtendo parques economicamente mais viáveis a nível Europeu.

O grande desenvolvimento da aplicação da energia eólica para produção de eletricidade iniciou-se na Dinamarca em 1980 quando as primeiras turbinas foram fabricadas por pequenas companhias de equipamentos agrícolas. Estas turbinas possuíam capacidade de geração (30-55 KW) bastante reduzida quando comparada com valores atuais. Políticas internas favoreceram o crescimento do setor, de maneira que, atualmente, a Dinamarca é o país que apresenta a maior contribuição de energia eólica na sua matriz energética e é o maior fabricante mundial de turbinas eólicas [9].

A Figura 3, indica o crescimento da indústria eólica a nível Europeu e Mundial ao longo de 20 anos verificando um aumento significativo, sendo que entre 2007 e 2012 foi verificado um aumento significativo a nível mundial.

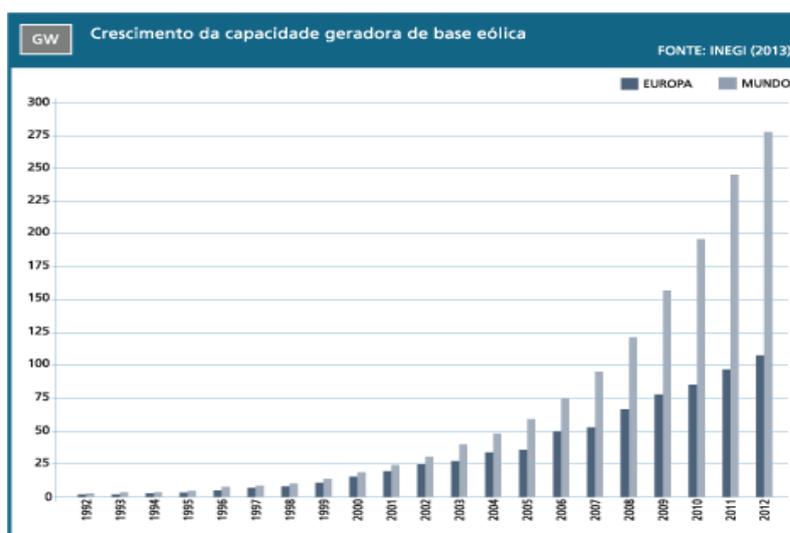


Figura 3 - Crescimento da indústria eólica a nível Europeu e Mundial [10]

2.1.3 ENERGIA EÓLICA EM PORTUGAL

Embora o grande uso de energia eólica em Portugal, este não foi o primeiro recurso de energias renováveis, sendo o seu aparecimento em 1986 na ilha do Porto Santo, Arquipélago da Madeira. Mais tarde, em 1992 apareceu o primeiro parque eólico em Portugal Continental (Sines).

Tem-se que em Portugal Continental e Arquipélagos, 2366 torres eólicas (Tabela 1) que constitui 5% da potencia eólica Europeia.

Tabela 1 - Capacidade geradora e número de aerogeradores [10]

PARQUES EÓLICOS EM PORTUGAL <i>WIND FARMS IN PORTUGAL</i>	Ligados à rede <i>Grid connected</i>		Em construção <i>Under construction</i>		TOTAL <i>Total</i>	
	MW	Máq. WEcs	MW	Máq. WEcs	MW	Máq. WEcs
CONTINENTE <i>MAINLAND</i>	4308.7	2239	11.0	6	4319.7	2245
MADEIRA <i>MADEIRA</i>	44.3	66	0.0	0	44.3	66
AÇORES <i>AZORES</i>	19.9	44	9.7	11	29.6	55
TOTAL <i>TOTAL</i>	4372.8	2349	20.7	17	4393.5	2366

Atualmente, o parque eólico do Alto Minho é considerado o maior parque de Portugal e um dos 20 maiores Parques Eólicos do Mundo, tendo uma capacidade de aproximadamente 290 MW.

2.1.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DA ENERGIA EÓLICA

Visto os parques eólicos se situarem em zonas rurais, cria um maior desenvolvimento nas atividades económicas, no emprego e também no conhecimento e desenvolvimento da própria zona.

Os grandes benefícios para a sociedade em geral são o facto de ser uma energia inesgotável, que não emite gases poluentes como também diminui a emissão de gases de efeito de estufa. Para clarificar os benefícios da energia eólica, pode-se constatar na Figura 4, que comparado com o resto das energias, verifica-se que a energia eólica é a que menos produz substâncias nocivas á atmosfera. Note-se que apesar dos sistemas terem diferentes períodos de vida útil os valores apresentados para as emissões de CO₂ estão adimensionalizados pela energia total produzida, pelo que os resultados apresentados são independentes do período útil de cada sistema.

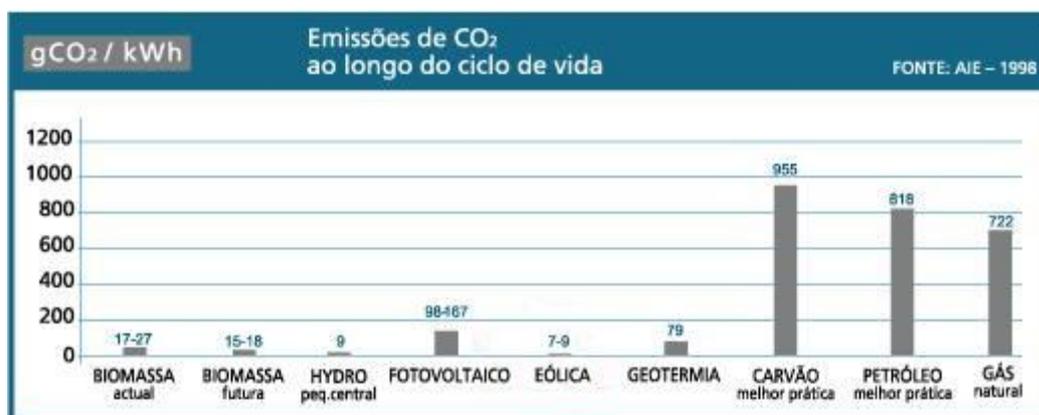


Figura 4 - Impacte ambiental das diferentes energias elétricas [10]

Outro benefício é a continuação de atividades agrícolas nos terrenos envolventes, e a facilidade de ser uma instalação reversível, ou seja, o local de instalação pode ser recuperado, o que torna possível a

reutilização do solo e a recuperação para o seu estado inicial, o que tal não acontece em outros casos como centrais térmicas ou nucleares.

O maior condicionante desta energia é que nem sempre há ocorrência de vento, o que torna difícil a geração de energia elétrica, tornando assim num recurso intermitente. Embora haja uma solução para “combater” a falta de vento, que é o uso de pilhas de combustível (H_2 - Hidrogénio) o que torna muito mais dispendioso.

Outra desvantagem é o seu impacto sonoro, sendo criado um ruído do som do vento a embater nas pás, daí as torres estarem a uma distância considerável das habitações (mínimo 200 m).

2.2 FATORES DE INFLUÊNCIA NO REGIME DOS VENTOS

2.2.1 VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DO VENTO COM ALTURA

A capacidade de energia eólica extraível numa dada área depende das características de execução, altura e espaçamento horizontal dos sistemas de transformação de energia eólica instalados. Para qualquer fluido em atividade, a velocidade aumenta na medida em que este se afasta das áreas que o delimitam. É de concluir que a velocidade do vento intensifica com a variação da altura em relação à superfície da Terra, de forma dependente da rugosidade do terreno. Em terrenos com escassa irregularidade (baixa rugosidade) esta variação é muito menos expressiva do que em terrenos irregulares (alta rugosidade), sendo as localidades urbanas classificadas nesta última categoria [4].

Na conexão entre força do vento e altura, esta divide-se em três partes sendo essas: a superfície, a camada limite e o vento geostrófico. A camada limite é a considerada principal para este modelo de estudo visto essa variar entre alturas entre os 80 e os 3000 metros. Abaixo desta altura temos o vento que é influenciado pela superfície terrestre.

As características da camada limite estão associadas a vários fatores, entre os quais os mais importantes são a velocidade do escoamento V , a massa específica do fluido ρ , a viscosidade do fluido μ , o acabamento da superfície (rugosidade), a forma da superfície (presença de obstáculos, curvatura, etc.). Quando o escoamento é turbulento, o acabamento e a forma da superfície passam a ter grande importância no desenvolvimento da camada limite. O ar, ao se deslocar sobre a superfície terrestre, forma uma camada limite que se estende a grandes alturas e, em geral, o escoamento no seu interior é turbulento. As turbinas eólicas são instaladas no interior da camada limite. É de grande importância o

conhecimento do perfil da velocidade ao longo de uma vertical, ou seja, a distribuição da velocidade com a altura [11].

Na Figura 5 é visível a distinção das três partes referidas anteriormente, onde verifica-se a turbulência da camada limite que é devida aos diferentes tipos de rugosidade da superfície.

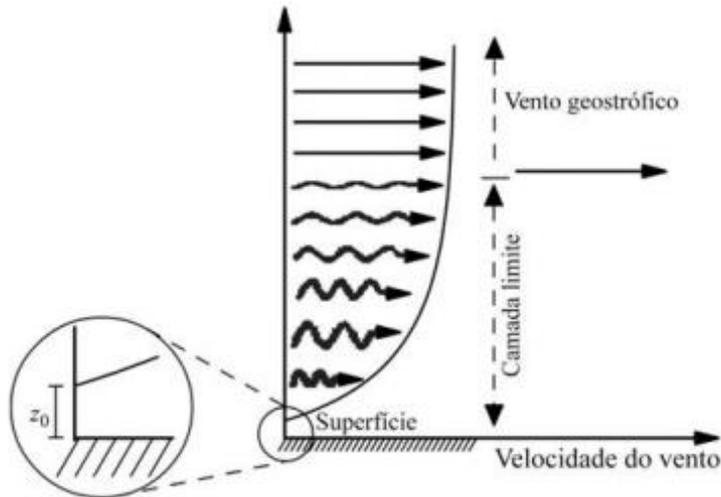


Figura 5 – Evolução da velocidade do vento em altura [12]

Foram desenvolvidos dois modelos que ajudam a desenvolver problemas relacionados com a ligação entre o vento e a altura, sendo esses a “Lei da Potência” de mais fácil utilização e que resulta de estudos da camada limite sobre uma placa plana, e é dada pela expressão:

$$\frac{V}{V_0} = \left(\frac{h}{h_0}\right)^n , \quad (2.1)$$

onde V_0 é a velocidade em m/s à altura de referência h_0 do solos e n é o coeficiente característico do local que tem valores que variam entre 0.1 e 0.4 como é referenciado na Tabela 2 seguinte:

Tabela 2 - Fator n para diferentes tipos de superfície [11]

Descrição do terreno	Fator n
Superfícies lisas: lago ou oceano	0.1
Relvado	0.14
Vegetação rasteira (ate 0.3m), árvores ocasionais	0.16
Arbustos	0.20
Árvores, construções ocasionais	0.22 – 0.24
Áreas residenciais	0.28 – 0.40

Com um modelo mais complexo, é usado a “Lei Logarítmica”, que é utilizada para velocidades mais elevadas, e é dada por:

$$V = \frac{v_0}{k_c} \ln \frac{h}{h_0} \quad (2.2)$$

onde V é a velocidade do vento na altura h acima do solo, h_0 é o comprimento da rugosidade, k_c é a constante de Von Kármán ($k_c=0.4$) e v_0 é a velocidade de atrito.

Segundo o físico alemão Betz, independentemente da altura que o aerogerador esteja, esta não consegue converter mais do que 59.3% da energia cinética do vento em energia mecânica no gerador. Esta situação nada tem a ver com a eficiência do gerador, mas sim da própria natureza das turbinas eólicas.

Na Figura 6 verifica-se a atividade de recolha da energia do vento sendo V_1 a energia a 100% e V_2 a energia desperdiçada pelo aerogerador (40.7%)

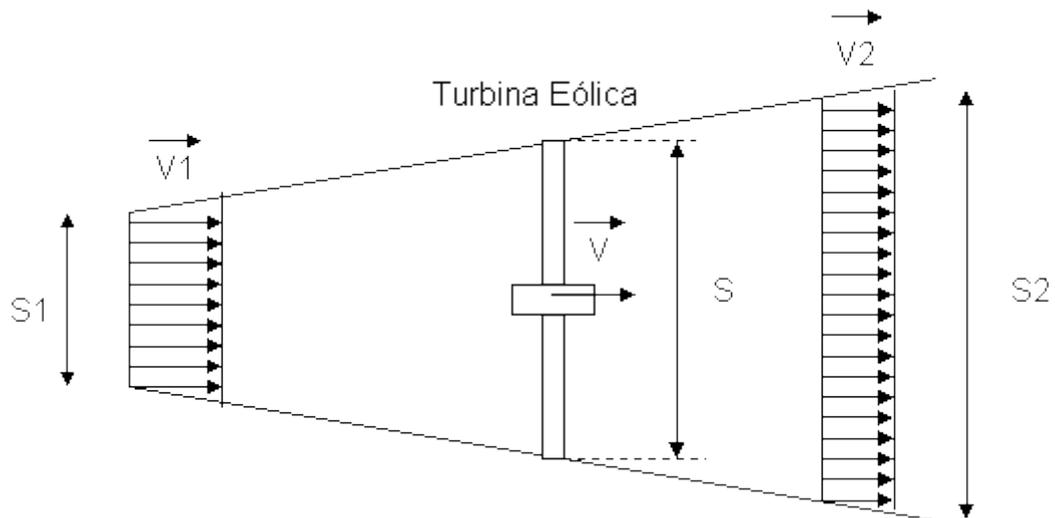


Figura 6 - Teoria de Betz [13]

2.2.2 RUGOSIDADE DO TERRENO

A rugosidade do terreno influencia o abrandamento de velocidade do vento, devido à sua fricção ou devido aos obstáculos que se opõem, ou seja quanto maior estes fatores, maior será o abrandamento do vento, daí ser necessário um estudo ao terreno para conhecer a sua classe de rugosidade, para assim saber qual a altura ideal da torre a colocar, para que esta tenha uma maior eficiência.

Um bosque ou uma grande cidade abrandam muito o vento, classe de rugosidade 3 a 4, uma pista de um aeroporto, ou planícies abrandam apenas ligeiramente o vento, classe 0,5-1, em quanto que a superfície do mar ou de um lago tem uma influência quase nula, classe 0 [14].

A Figura 7 demonstra uma diferente mudança de rugosidade da superfície (z_0) e conseqüentemente a mudança de comportamento da força do vento. A altura h é definida como a camada limite que varia com a distância x .

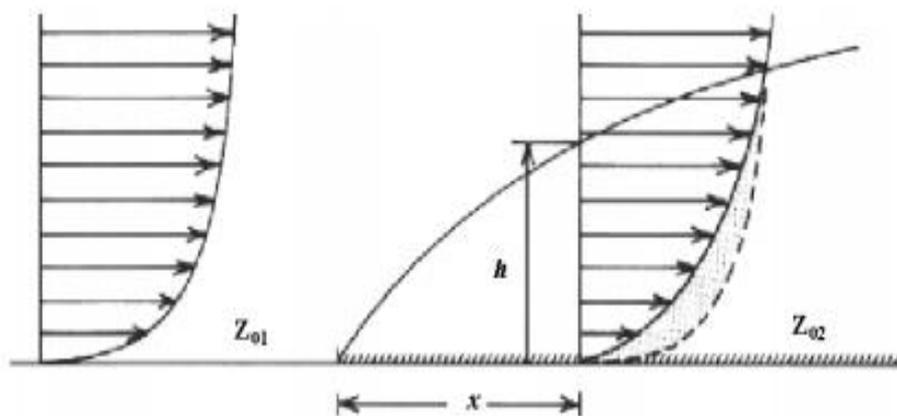


Figura 7 - Variação da força do vento devido á influência da rugosidade [11]

O parâmetro x é a distância em que a rugosidade influencia a camada limite, e é cerca de 5 km a montante da estrutura. Se o caso for de uma estrutura *offshore* a influencia é prolongada até aos 10 km.

2.2.3 OBSTÁCULOS DO TERRENO

A presença de obstáculos como edifícios, árvores e formações rochosas diminuem a velocidade do vento, criando assim turbulência no seu redor.

Grande parte da turbulência é gerada na região por detrás do obstáculo, e pode propagar-se até 3 vezes a dimensão do objeto, pelo que é de evitar grandes obstáculos perto das turbinas, e em particular nas direções do vento dominante [14].

Em geral, os obstáculos são considerados como “caixas” com seção transversal retangular. Para analisar a influência de um obstáculo no perfil da velocidade deve-se considerar: sua posição relativa ao ponto de interesse, suas dimensões (altura, largura, comprimento) e sua porosidade. A porosidade de um obstáculo, que é definida como uma analogia entre a área livre e a área total do obstáculo, pode ser determinada com a utilização dos valores apresentados na Tabela 3 [11].

Tabela 3 - Porosidade dos obstáculos [11]

Descrição	Porosidade
Edifícios	0.00
Fila de edifícios separados de 1/3 do comprimento	0.33
Árvores	0.50
Quebra-ventos muito densos	≤ 0.35
Quebra-ventos densos	0.35 – 0.50
Quebra ventos abertos	≥ 0.50

2.2.4 EFEITO COLINA

A melhor maneira de conseguir que o aerogerador obtenha maior velocidade do vento é a colocação das torres no cimo de colinas, onde o vento é seriamente superior aos das áreas circundantes e onde também consegue escapar à presença de maior quantidade de obstáculos.

Caso a colina seja muito irregular, pode então originar turbulência, o que iria prejudicar a colocação da torre a uma cota mais significativa.

A Figura 8 demonstra a vantagem da colocação de uma torre eólica a uma cota mais elevada, pois o movimento do vento é bastante superior.

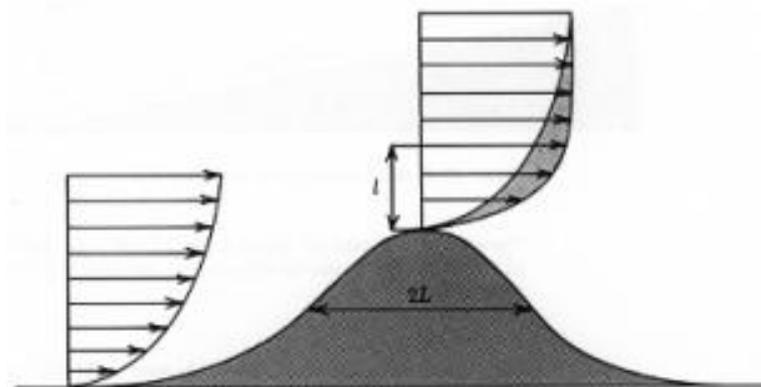


Figura 8 - Variação do vento com variação de altura do terreno [11]

2.2.5 CONDIÇÕES MARÍTIMAS

Como já referido anteriormente a rugosidade das superfícies do mar e dos lagos são praticamente nulas. A velocidade do vento origina ondulação o que daí pode vir a ter um aumento da rugosidade, ainda que depois da onda formada a rugosidade tende a voltar novamente para zero. Quanto aos obstáculos do vento em território marítimo são nulos, apesar de que se quisesse efetuar um cálculo rigoroso seria necessário ter em conta ilhas, faróis, etc.

Uma menor rugosidade traduz-se num perfil de velocidade mais estável (menos descolamento da camada limite), pelo que o vento não experimenta grandes mudanças em altura, sendo possível torres mais baixas, com cerca de 0,75 vezes diâmetro do rotor [14], o que normalmente nas estruturas *onshore* o diâmetro do rotor é equivalente á altura da torre (Tabela 4).

Tabela 4 - Tamanho de turbinas e respetiva força [15]

Altura da torre (m)	Diâmetro do rotor (m)	Força (KW)
22	21	55
31	30	225
35	35	450
35-40	41-44	500
44	43	600
50	48	750
50	54	1000
60	58	1500
64-80	72-76	2000
85	115	5000

A baixa intensidade de turbulências no mar proporciona um maior tempo de vida, de que um aerogerador situado em terra.

2.3 AEROGERADORES

Existem dois tipos de turbinas, a de eixo vertical e de eixo horizontal, sendo que hoje em dia é mais utilizado esta segunda.

2.3.1 TURBINAS DE EIXO VERTICAL

A Figura 9 demonstra um tipo de turbinas que hoje em dia é pouco utilizado, onde em vez de pás como as tradicionais torres eólicas, são usadas lâminas em C.



Figura 9 - Turbina de eixo vertical [16]

Estas turbinas foram concebidas para agir correspondentemente ao sentido do vento. As vantagens destas turbinas, prende-se com a colocação da engrenagem e o gerador no chão, o que torna o fácil acesso para a sua manutenção. Outro dado a favor é que não é necessário nenhum mecanismo de orientação do rotor com o vento. Contudo, este tipo de turbinas tem 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 género de turbinas, o que as torna obsoletas, comparativamente às turbinas de eixo horizontal [15].

2.3.2 TURBINAS DE EIXO HORIZONTAL

Esta turbina representa o tipo mais comum usado hoje em dia. Na verdade todas as turbinas eólicas comercializadas nos dias de hoje são com um rotor do tipo hélice montado sobre um eixo horizontal no topo de uma torre vertical.

Estes tipos de turbinas devem ser alinhados com a direção do vento, assim permitindo que o vento flua paralelamente ao eixo de rotação. Estes tipos de turbinas podem ser identificados de acordo a orientação do vento (a favor ou contra) como é demonstrado na Figura 10. O primeiro caso não é muito favorável, visto que a torre irá tornar-se um obstáculo para o vento, criando assim uma redução de velocidade. Quando a torre está posicionada a barlavento, aí não é necessário mecanismo de orientação o que na prática é mais favorável [15].

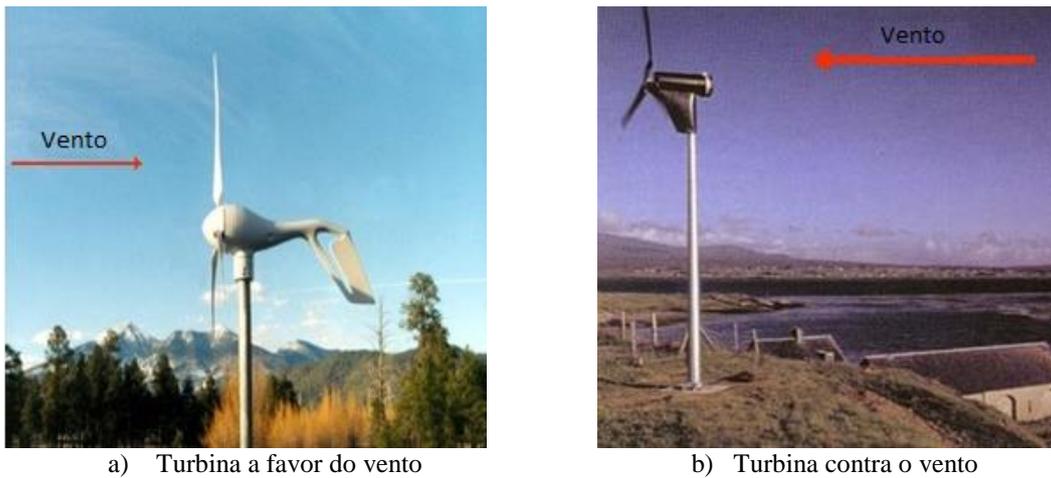


Figura 10 - Tipos de turbinas horizontais (adaptada de [17])

2.3.3 COMPONENTES DE UM AEROGERADOR

Na Figura 11 são apresentados os vários componentes que constituem um aerogerador.

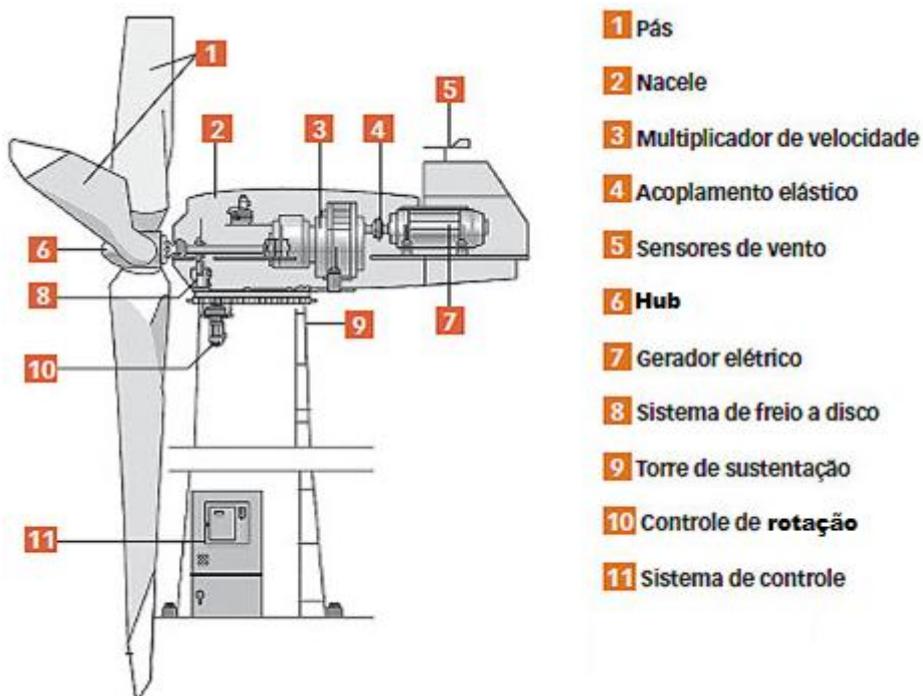


Figura 11 - Componentes principais de um aerogerador (adaptada de [18])

2.3.4 NÚMEROS DE PÁS DE UM AEROGERADOR

Atualmente são fabricados aerogeradores com uma, duas e três pás, sendo este último o mais utilizado. O uso de um aerogerador com uma ou duas pás tem a vantagem de representar uma possível economia

em conformidade do custo e peso do rotor, contudo para ter uma maior eficiência de um rotor de três pás é necessário que este rode a uma velocidade muito superior de forma a produzir a mesma energia.

A aplicação de um rotor com uma pá vai resultar em cargas oscilantes, devido á variação de inércia, dependendo da posição da lâmina (horizontal ou vertical), como também a necessidade de um contrapeso para equilibrar a lâmina do rotor.

Na Figura 12 são demonstrados os aerogeradores com diferentes números de pás.

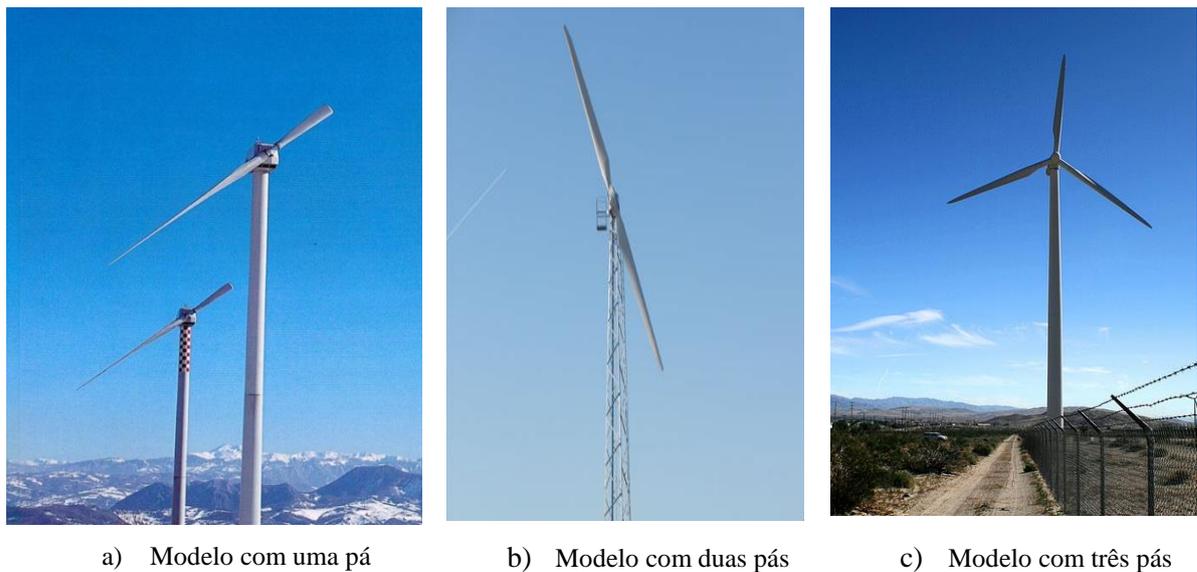


Figura 12 - Diferentes modelos de uma torre horizontal [19]

2.3.5 AEROGERADORES OFFSHORE

Outra maneira de aproveitar os ventos mais fortes de cada região é a colocação de aerogeradores no mar (*offshore*), que permite outras vantagens aos aerogeradores terrestres que é o aproveitamento de uma maior área e menor impacto ambiental.

As dificuldades de construção são as fundações fixas no fundo do mar ou instaladas em plataformas flutuantes e também visto serem construídas em aço tem-se o problema de ataques corrosivos, provenientes da água do mar.

London Array situa-se em Kent, na Inglaterra e é o maior parque *offshore* do mundo (Figura 13), que possui 175 aerogeradores com uma produção de 630 MW, suficiente para produzir energia para mais de 470 000 residências (dois terços das habitações da localidade de Kent).



Figura 13 - Construção de um aerogerador *offshore* [14]

Os aerogeradores estão dispersos numa área de 100 km² e estão localizados numa zona onde a profundidade marítima varia entre 20 a 25 metros. A transmissão da energia elétrica produzida é possível através de cabos submarinos que interligam as duas subestações *offshore* do parque eólico de London Array e a subestação em terra (*onshore*) localizada em Kent. O comprimento total dos cabos elétricos submarinos ascende a mais de 430 km que interligam todos os aerogeradores e as subestações. Cada aerogerador Vestas SWT-3.6 MW possui uma altura de 147 metros e um peso de aproximadamente 225 toneladas (nacelle e rotor), as pás são em fibra de vidro reforçado e têm um comprimento de 58.5 metros [14].

Quando são analisados os vários tipos de sistemas estruturais para uma torre eólica, existe uma panóplia de hipóteses desde o tipo de turbina a utilizar, números de pás ou até mesmo o tipo de torre.

2.4 ESQUEMAS ESTRUTURAIS DE TORRES EÓLICAS

2.4.1 DIFERENTES TIPOS DE ESTRUTURAS DE UMA TORRE

A altura e dimensão das turbinas eólicas têm vindo a aumentar com a evolução da tecnologia. O interesse da grande altura dos geradores tem a ver com o incremento da velocidade média do vento, visto que perto da superfície será menor. A este efeito está interligado o fenómeno de *wind shear* [3] (fenómeno meteorológico que retrata uma rápida variação na direção e/ou velocidade do vento ao longo de uma dada distância).

Na Figura 14 pode-se constatar que no passar dos anos a tecnologia evoluiu, tanto ao nível dos materiais como ao nível das cargas que estas torres suportam, podendo assim aumentar a altura das torres eólicas de forma mais sustentável e segura.

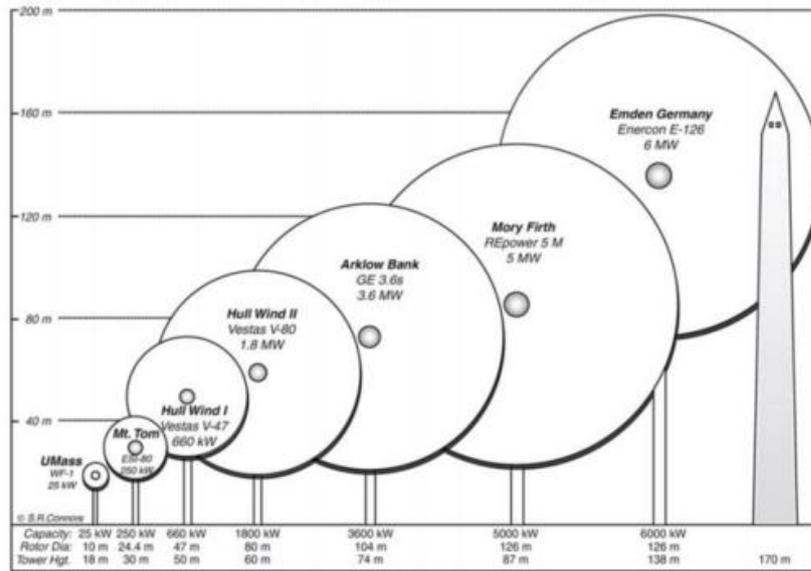


Figura 14 - Diferentes alturas de torres eólicas [3]

A torre é a componente que suporta a *nacelle*, e que define a altura consoante o ambiente em que estiver instalada para o seu melhor aproveitamento. Estas torres podem ser fabricadas em vários tipos de material e de formas distintas como se pode constatar na Figura 15. O mais comum nestas construções é a estrutura em aço, mas também podem ser feitas em betão armado ou híbridas (betão e aço). Quanto à parte estrutural, estas apresentam-se como tubulares, treliçadas e atirantadas.

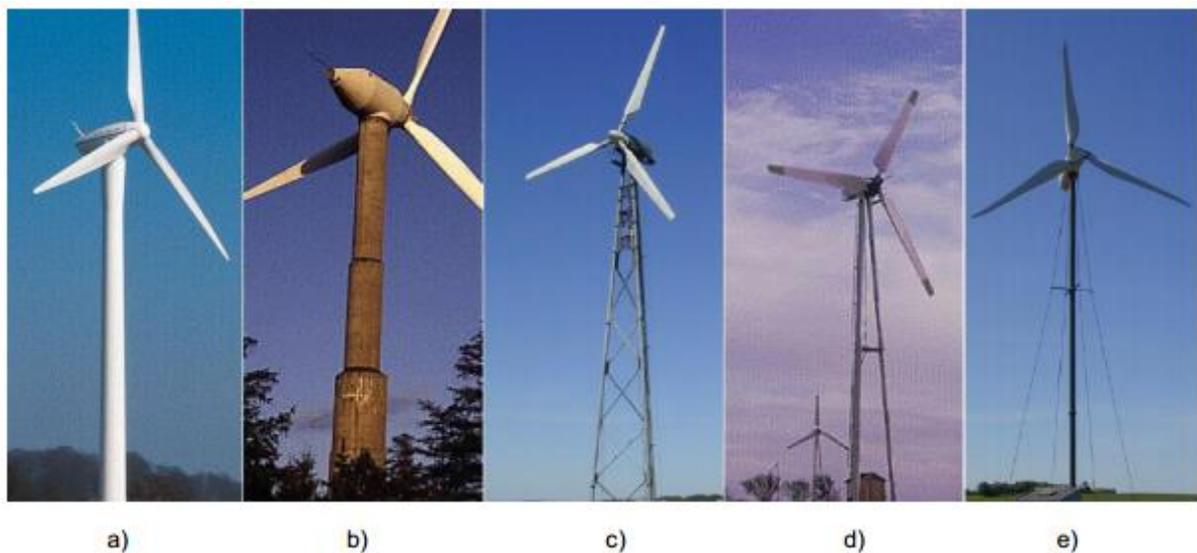


Figura 15 - Diferentes tipos de torres: a) torre tubular em aço; b) torre em betão; c) torre treliçada; d) torre em tripé; e) torre atirantada [15]

2.4.1.1 TORRES TUBULARES

Estes modelos de torres são as grandes dominadoras do mercado. As torres tubulares são fabricadas em troços de 20-30 metros de comprimento, sendo estas aparafusadas no local. As torres são cónicas, com o seu diâmetro aumentando desde o topo até à base como demonstra a Figura 16, aumentando assim a sua firmeza na base, local onde as tensões vão ser maiores [15].



Figura 16 - Torre eólica com secção tubular

Segundo Tomé [20], as maiores vantagens das torres tubulares são:

- Elas formam um espaço fechado que oferece melhor proteção dos elementos (sol, chuva, poeiras e etc.) aos cabos elétricos e outros componentes. Melhora também as condições de trabalho dos técnicos que têm de subir a turbina para manutenção;
- Acomodam com maior facilidade equipamento destinado á subida tal como escadas ou no caso das torres mais recentes, elevador pessoal;
- Reduz a probabilidade de aves fazerem os seus ninhos em elementos da torre, o que se verifica com frequência no caso das torres treliçadas;
- Têm um aspeto mais limpo.

A Figura 17 representa as fases de construção de uma torre tubular e os seus componentes.

As flanges são os elementos que ligam os troços que compõem a torre tubular, que depois são aparafusados no local.

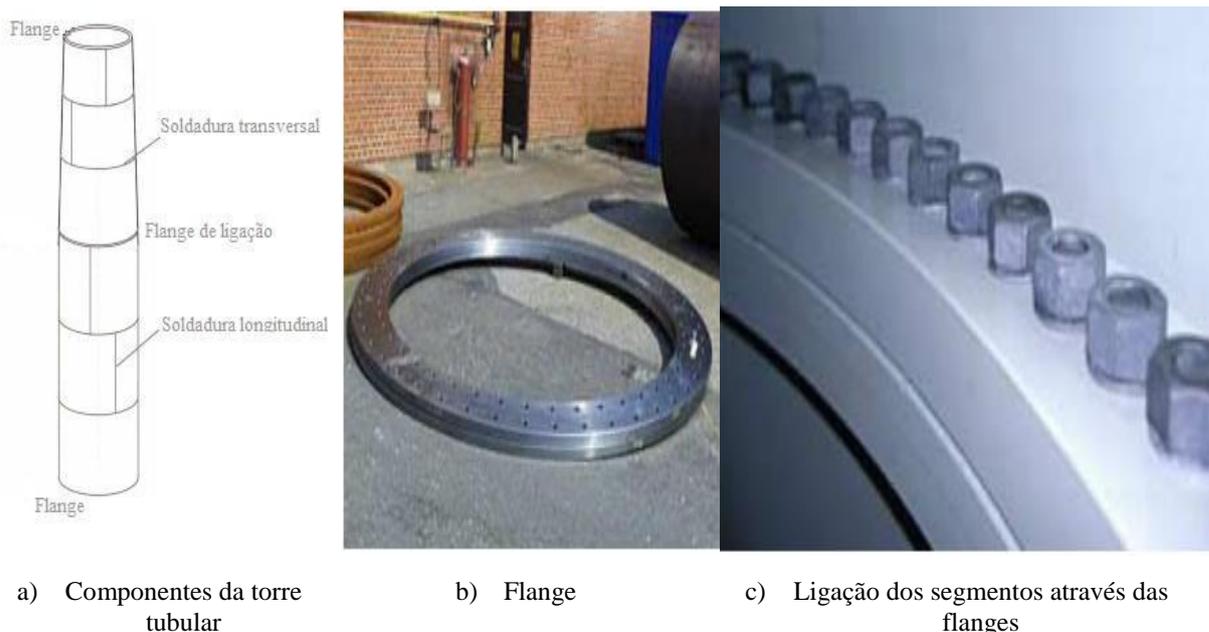


Figura 17 - Constituintes de uma torre tubular [21]

O transporte terrestre destas secções está limitado mesmo sobre autorização especial, visto que as condições existentes para o transporte ostentam limitações, sendo os túneis uma das principais limitações para o transporte de secções de grandes diâmetros, sendo normalmente a limitação corresponde a 3,5 metros e 4,5 metros. Até um certo ponto estas restrições podem ser neutralizadas com um aumento da espessura da chapa, no entanto, a torre vai então tornar-se menos económica. Na Tabela 5, encontra-se a comparação entre duas torres de igual altura mas de secção e espessura diferentes. Os valores do quadro demonstram que, com a limitação do diâmetro, o peso da torre aumenta substancialmente [12].

Tabela 5 - Influência do diâmetro e do peso da torre [12]

Altura do <i>Hub</i> (m)	150	150
Diâmetro da base (m)	4,5	5,8
Espessura da chapa na base (mm)	75	43
Peso (ton)	610	551

Para o fabrico da torre são necessárias materiais e mão-de-obra, sendo o preço de construção calculado de 2,30 €/kg. Este preço corresponde ao preço de mercado de um relatório de 2010 e inclui material e mão-de-obra necessária para a execução do projeto. Assim, este preço inclui já chapa de aço, solda, flanges, parafusos, porcas, pintura [12], podendo então chegar a uma quantia de 1,4 milhões de euros.

2.4.1.2 TORRES TRELIÇADAS

As torres treliçadas são fabricadas por meio do uso de perfis de aço soldados (Figura 18). A vantagem deste tipo de torres é a necessidade de metade do material de uma torre maciça, pois estas têm um peso menor, o que diminui os seus custos. O inconveniente é a sua aparência, que após o aparecimento das torres tubulares, ficara em desuso. [15]. Quando este modelo de torre têm uma altura reduzida (até 20m), opta-se por construí-las em tripé, para que desta forma seja mais económica (Figura 15).



Figura 18 - Torre eólica com secção treliçada

Quere-se torres de grande altura, mas tanto as treliçadas como as torres em tripé representam um grande incómodo visual ao meio ambiente, dessa forma não serem opção de escolha.

Para que este género de torres volte a fazer parte do mercado, a empresa finlandesa *Ruukki* está a introduzir um design mais desenvolvido de torres treliçadas com base na utilização de perfis de aço hexagonal com alta resistência permitindo uma melhor economia e um baixo peso da estrutura. Outra empresa que está a apostar neste tipo de torres, para atingir alturas muito elevadas é a empresa alemã *Fuhrländer*. Para que este modelo volte a ser mais comercializado e com maior altura, terá de ter certas características [12]:

- Baixo peso e preço;
- Utilização de perfis galvanizados por imersão a quente (melhor proteção da corrosão);
- Transparência visual;
- Melhor comportamento perante a ação do vento;
- Benefícios na fabricação e logística de transporte.

Cada perfil de aço de uma torre reticulada de grande altura pode ter máximo 12 metros, o que é uma vantagem, visto não ser preciso deslocamento especial da fábrica até ao local de construção.

No entanto há certos aspetos que não se podem melhorar e que torna um entrave nesta construção:

- O número elevado de parafusos, expostos ao ar livre, leva à necessidade de verificações periódicas;
- Podem existir problemas devido às propriedades dinâmicas da torre.

Quanto aos custos, segundo um relatório de 2010 o preço por quilograma para torres treliçadas deve ser igual ao das torres tubulares (2,30 €/kg), visto que, apesar do material ter menos custo, é necessário uma máquina especializada para cortar e perfurar os perfis.

2.4.1.3 TORRES ATIRANTADAS

Este modelo é construído para um tipo de torre com altura mais reduzida, sendo suportadas por cabos devido ao baixo diâmetro da sua torre. A sua maior vantagem é o seu preço reduzido. Existem vários inconvenientes na construção destas torres, desde o difícil acesso ao redor das torres o que torna menos adequado em áreas agrícolas, como até ser propícia a vandalismos, comprometendo assim a segurança do que o rodeia. [15].

Estas torres são utilizadas apenas em meios onde a energia obtida pela torre é fornecida diretamente para as habitações e estabelecimentos no seu redor (Figura 19).



Figura 19 - Aerogerador de uma torre atirantada

O método de içamento deste tipo de torre é mostrado na Figura 20.

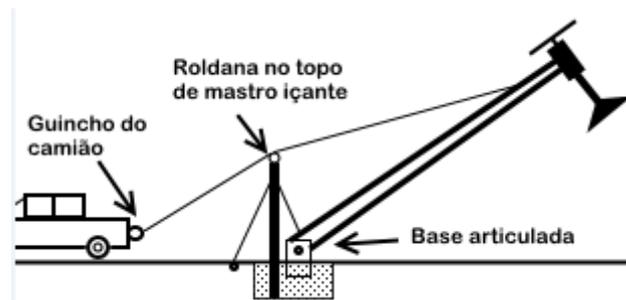


Figura 20 - Içamento de uma torre atirantada [22]

2.4.1.4 TORRES EM BETÃO

Para torres com alturas significativamente superiores a 80 metros, deixa de ser economicamente executável a construção exclusiva em aço. No passar dos anos têm surgido soluções que compreendem uma conceção híbrida (aço/betão) e que passam pela adoção de bases de betão com características melhoradas ou o reforço/encapsulamento da estrutura existente com betão armado, permitindo o crescimento da altura das torres. As torres de betão armado de alto desempenho oferecem diversas vantagens, nomeadamente o aumento da vida útil das estruturas, a facilidade de fabrico, e elevada resistência que permitem o uso de geradores mais pesados e com maior capacidade [23].

Quanto ao custo destas torres, é difícil de calcular com exatidão, devido ao facto de ter-se dois tipos de material (aço e betão). Normalmente o custo dos varões de aço é caro, chegando a custar cerca de 0.71 €/Kg, mas em compensação o preço do betão é cerca de 100 €/m³.

As torres híbridas (Figura 21) ainda são um caso de estudo de exequibilidade e sustentabilidade. Basicamente estas são feitas com a parte de baixo (desde a fundação até relativamente a meio da torre) em betão e a parte superior em aço, isto porque torna-a mais económica e de certa forma, também mais sustentável, isso porque torres constituídas unicamente em cascas de aço (tubulares), causa certa turbulência na base [3].

Para torres com uma altura entre pás (rotor) entre 100-120 metros, esta hipótese torna-se uma solução economicamente competitiva sendo que algumas empresas já estão a apostar neste estilo de gerador, como por exemplo a *REpower*, *Enercon* e *Advanced Tower Systems*. [3].



Figura 21 - Torre híbrida com 2.3 MW fabricada pela Advanced Tower Systems [21]

Hoje em dia até já se fazem estudos para desenvolver torres de betão *offshore*. Lucio e Chastre [24], idealizaram uma torre treliçada pré-fabricada em betão, onde traz como vantagem a utilização de elementos facilmente transportáveis, com custos de produção, montagem e manutenção reduzidos. Outra vantagem que oferece é a liberdade de escolha da geometria da torre, facilitando assim a sua otimização.

2.4.2 MATERIAIS

Na Subsecção anterior foram descritos os materiais mais usados nas torres que suportam os aerogeradores, como por exemplo, aço, betão e até uma união destes dois elementos. Para além destes dois existe também a madeira. Num caso de estudo feito pela empresa *Elforsk*, pretende-se saber os custos e peso de diferentes tipos de torres para um aerogerador de 3 MW.

Para turbinas de 3 MW a Figura 22 mostra inicialmente custos reduzidos na produção de eletricidade, para uma altura de 150 m, custos esses que sobem aos 175 m dependendo dos custos que envolve o içamento da própria torre (carros e maquinaria apropriada).

Até aos 100 m os valores de todas as torres são muito idênticos. Depois dos 125 m a torre de aço soldada revela um desvio significativo, sendo que esta não poderia ser projetada a 175 m, pois o diâmetro da base deveria ser maior que 4.5 m e iria trazer complicações ao nível do transporte.

A Figura 23 demonstra mais detalhadamente os custos das diferentes torres com 125 m de altura, e é percetível que a torre reticulada tem um custo de 30% a menos das torres mais dispendiosas, sendo essas as de betão e de aço soldado.

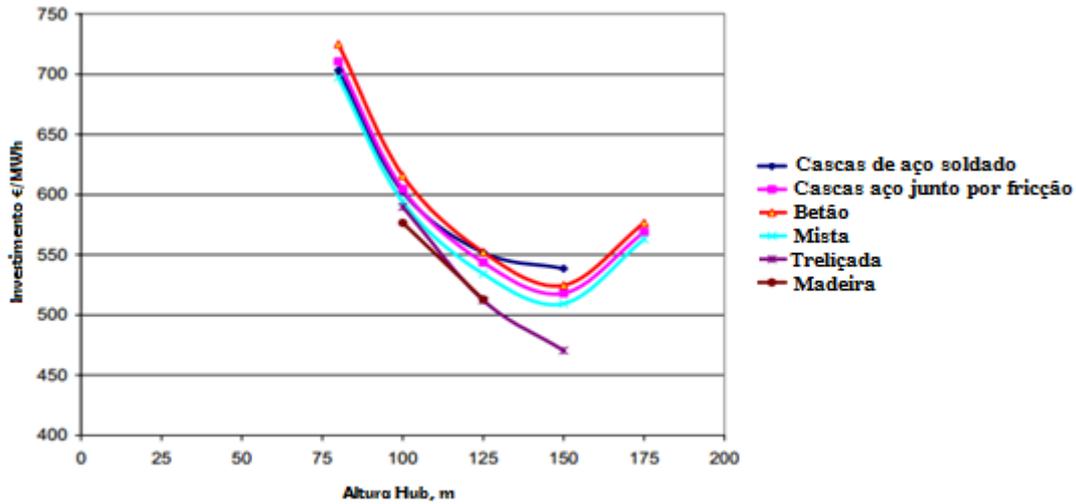


Figura 22 - Diferentes alternativas de materiais para torres com 3 MW (Adaptado [21])

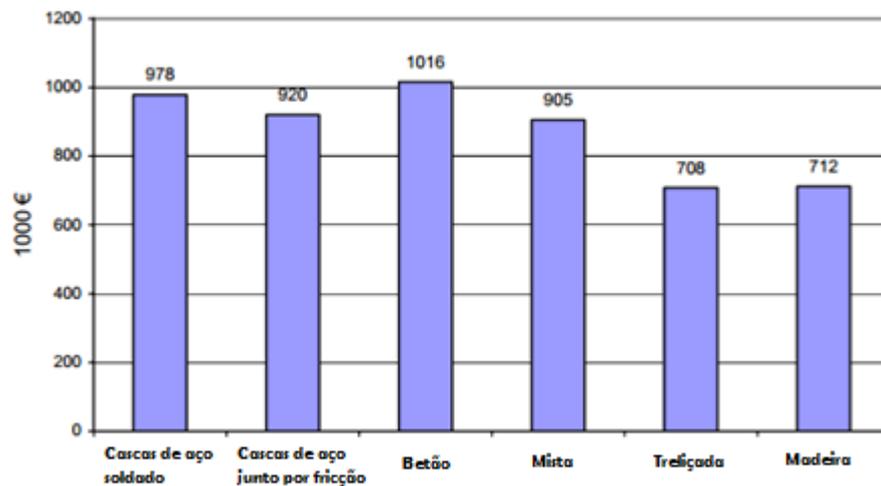


Figura 23 - Custo para torres de materiais distintos com 125 m e um aerogerador de 3MW (Adaptado [21])

Muitos dos materiais referidos nas figuras anteriores, como as suas vantagens e o que de melhor oferecem, já foram referidos na Subsecção anterior, á exceção das torres de madeira.

Este material (madeira) foi usado durante várias décadas na construção das pás de turbinas eólicas, mas só recentemente utilizado na própria torre. A única torre conhecida com uma altura elevada encontra-se na Alemanha (Figura 24), construída em painéis “KL” e colada transversalmente. Estes painéis resistem cerca de 10 MPa, tem uma densidade de 460 Kg/m³ e têm um custo de 1.2 €/ Kg.



Figura 24 - Torre de madeira com um aerogerador de 1.5 MW [21]

Como descrito anteriormente, são possíveis apresentar vários tipos de configurações, tanto a nível construtivo como de materiais distintos, desde a torre até às pás. No que diz respeito às pás, existem outros tipos de configurações construtivas que facultam uma maior hipótese de escolha [25].

- Fibra de vidro - Oferecem boa resistência à fadiga e viabilizam uma geometria aerodinâmica lisa, contínua e precisa. As fibras são dispostas estruturalmente nas principais direções de propagação das tensões quando em operação.
- Aço – Os aços estruturais são disponíveis a custo relativamente baixo no mercado e há bastante experiência na sua utilização em estruturas aeronáuticas. No entanto, uma desvantagem do aço é que as pás tendem a ser pesadas, o que acarreta um aumento de peso e custos de toda a estrutura de suporte. Pás de aço, necessitam de proteção contra a corrosão, para a qual existem diversas alternativas possíveis.
- Madeira – Este foi o material que mais evoluiu no passar dos anos para suportar cargas de fadiga induzidas pelo vento. A madeira é abundantemente utilizada no mundo para pás de rotores de pequena dimensão (até 10 m de diâmetro). O seu baixo peso é uma vantagem, mas deve-se cuidar para evitar variações de teor de humidade interna, o que pode causar desgaste das propriedades mecânicas que enfraquecem a estrutura e causar estragos.
- Alumínio – A maioria dos aerogeradores verticais usam pás feitas de alumínio. No entanto, ligas de alumínio não têm limite inferior de tensão de fadiga, ou seja, à medida que os ciclos de carregamento são aumentados, este comportamento tem levantado dúvidas quanto à possibilidade de se atingir um período de vida superior a 20 anos.

2.5 PARQUES EÓLICOS

Quanto às disposições das torres num parque eólico, estas têm de ter distâncias mínimas de segurança para que assim não ocorram acidentes como o choque entre pás e também para que assim os aerogeradores consigam garantir a mesma quantidade de energia.

A Figura 25 mostra um parque eólico *onshore* e *offshore* com as devidas distâncias entre torres.

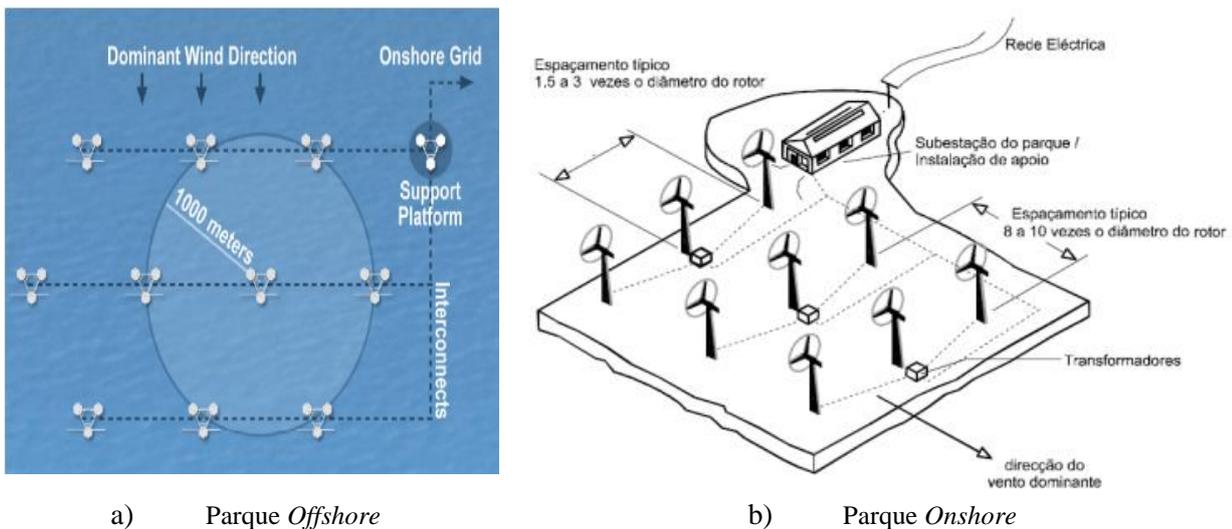


Figura 25 - Espaçamentos mínimos entre torres eólicas [26]

2.6 FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS

2.6.1 TORRES ONSHORE

Em geral, as torres eólicas são suportadas no terreno por um bloco circular, retangular ou octogonal de betão que transfere as cargas para o subsolo. Devido às cargas elevadas que deve suportar e transmitir ao terreno, normalmente estes blocos possuem grandes dimensões, podendo atingir os 20 m [27].

As fundações podem ser de laje, o que é preferível quando a superfície do solo é mais firme e consegue suportar todas as cargas descarregadas pela turbina ou por estacas, onde a qualidade da superfície do solo é mais fraca e é necessário transferir as cargas para profundidades maiores, onde o solo é mais firme e capaz de absorver as cargas. Outro aspeto a ter em conta quando é avaliado a qualidade do solo é saber a cota que se situa o nível freático, principalmente se for realizado uma fundação por estacas.

Uma fundação por laje pode ter algumas variantes como as apresentadas na Figura 26.

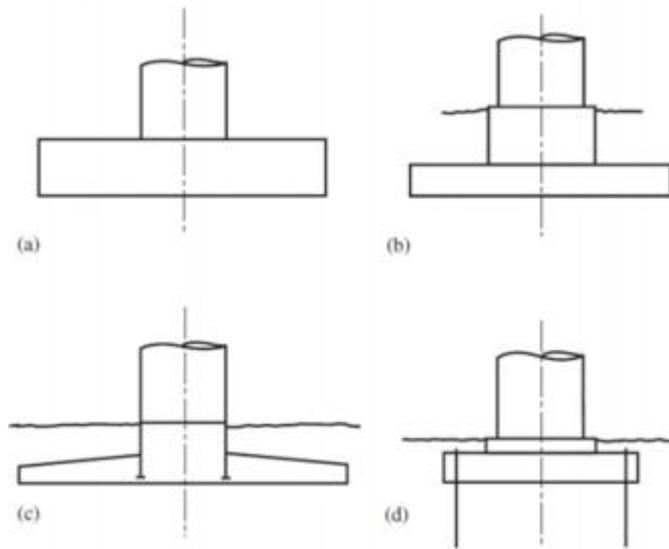


Figura 26 - Tipos de fundações por laje: a) sapata superficial; b) sapata com pedestal; c) casca embebida; d) sapata ancorada [3]

A sapata superficial consiste apenas numa laje suficientemente consistente para resistir os efeitos de corte e punção. Estas sapatas não estão enterradas por grandes quantidades de terra, pois têm o *bedrock* a muito pouca profundidade. O segundo tipo de sapata é empregado quando o *bedrock* está numa profundidade em que impossibilita a ponderação de uma espessura superior da laje da sapata para resistir aos esforços. Estas estão a uma profundidade maior, o que beneficia dos impulsos da sobrecarga das terras vindas de cima, aumentando assim a resistência da laje. A terceira opção é idêntica á segunda, só com uma forma mais cônica, concluindo um aumento de tensões mais natural e eficiente. Além disso a casca metálica da torre é embebida na sapata. Por último a sapata ancorada ao solo, que faz com que aumente a sua segurança ao momento de derrube.

Quando a qualidade do solo é mais fraca, é usado então uma sapata por estacas (Figura 27).

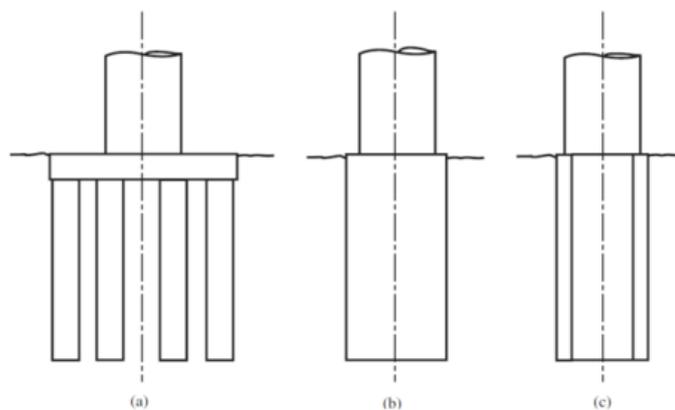


Figura 27 - Tipos de soluções por estacas: a) multi-estacas; b) mono-estacas sólidas; c) mono-estaca oca [3]

A primeira solução é feita, onde os solos têm uma resistência mecânica fraca. Estas operam de maneira a que seja possível, pelo atrito do solo com a estaca, resistir aos momentos de derrube e por resultante garantir uma distribuição de cargas da torre ao solo. A segunda solução consiste no fundamento da torre do gerador numa mono-estaca sólida de betão de grande diâmetro, contudo, esta solução poderá ser economicamente inviável devido à grande quantidade de material usado. Assim, poder-se-á optar pela terceira solução que é em tudo parecida à segunda, só que é oca, permitindo uma poupança no material usado [3].

Após a escolha da fundação a utilizar, é necessário efetuar certos procedimentos para garantir a segurança desta em obra [28]:

- Capacidade de suporte para a estabilidade da estrutura,
- Recalques imediatos, diferenciais e de adensamento;
- Rigidez da fundação;
- Efeitos de deterioração no betão devido a fissuras, ataques químicos, etc;
- Perda de capacidade de suporte no decorrer do tempo, pois a fundação será sujeita a carregamento cíclico e ao efeito de fadiga.

Na Figura 28 é possível visualizar a dimensão de uma fundação de uma torre eólica.



a) Fundação circular em laje

b) Fundação octogonal em laje cônica

Figura 28 - Fundações de uma torre eólica [28]

2.6.2 TORRES OFFSHORE

No que diz respeito a torres eólicas *offshore*, a fundação é mais abrangente, que inclui uma estrutura separada para as cargas de transferência, que percorrem desde a base da torre, atravessando a água até ao solo que a irá suportar. Para além das cargas provenientes do vento a fundação irá ter que suportar

cargas vindas das ondas marítimas. Dependendo da altura da água, as fundações podem ser fixas ou flutuantes.

Existem três tipos de fundações fixas para turbinas *offshore*, como é visível na Figura 29, que são Monopilar, em base de betão (Gravidade em Betão) e base com tripés feitas em aço (Tripod).

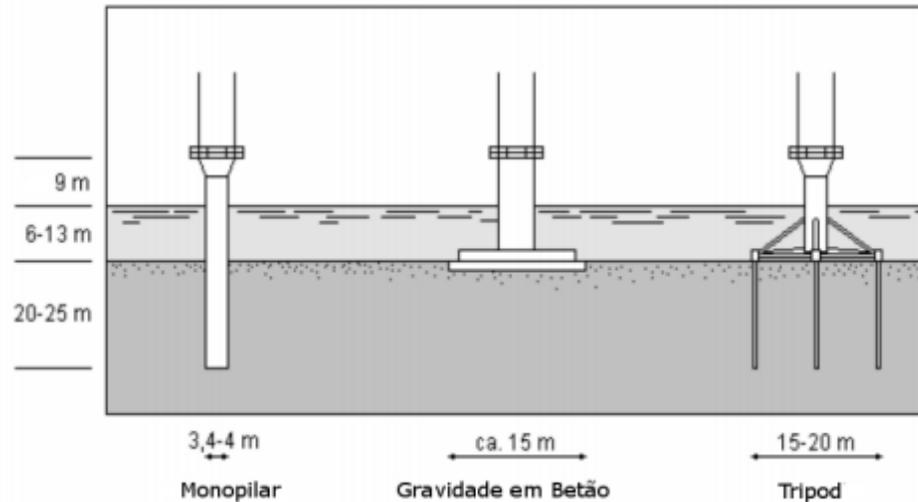


Figura 29 - Diferentes tipos de fundações *offshore* fixas [26]

No caso das fundações flutuantes (Figura 30) também existem 3 tipos:

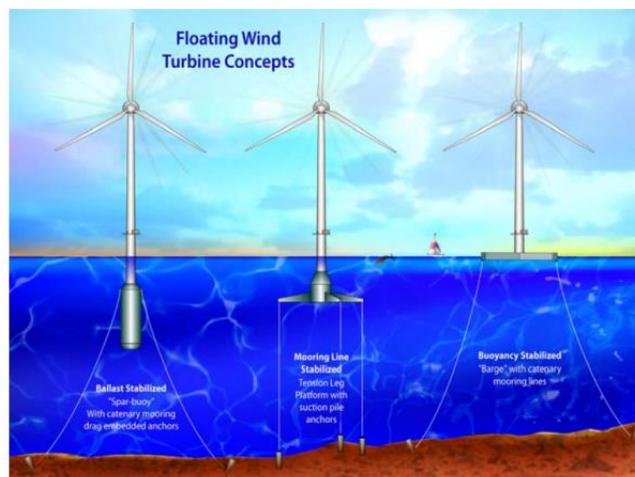


Figura 30 - Tipos de fundações flutuantes: Balastro; Cabos de ancoragem; Flutuação [26]

- Balastro - Adquirem estabilidade usando peso de balastro abaixo dum tanque de flutuação central. Este por sua vez cria um momento de correção e valores elevados de inércia de rotação. Usualmente conseguem ainda ter superfície submersa suficiente para vencerem os movimentos verticais.

- Cabos de Ancoragem - Fazem uso da tensão nos cabos de ancoragem para manterem a estabilidade.
- Flutuação - Usam o princípio das embarcações para a estabilização, deste modo tiram partido de uma grande área plana de flutuação sobre a superfície marinha para obterem momentos de correção [26].

2.7 CASOS DE APLICAÇÃO

Nesta Subsecção apresentam-se os casos de aplicação com maior destaque em Portugal, como no resto do Mundo.

A Figura 31 mostra os países com maior produção eólica a nível mundial, onde a China se encontra na primeira posição, conseguindo uma potência de cerca 62 700 MW por ano. De seguida os Estados Unidos com 46 910 MW, e só depois é que aparece a maior potência europeia (Alemanha) com 29 060 MW. Ainda no top 5 surge a Índia com 16 080 MW instalados no país.

Portugal encontra-se no final da lista, mesmo assim, nos dez primeiros países a nível mundial na produção de energia eólica.

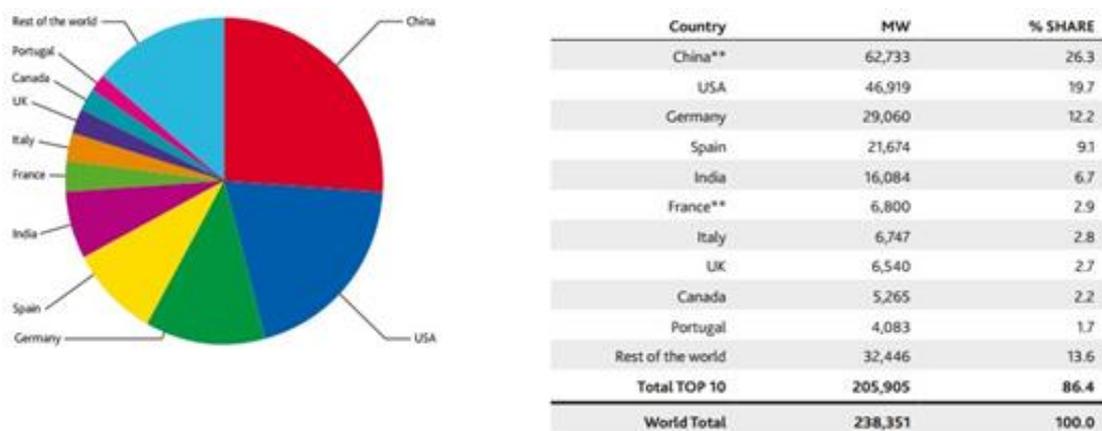


Figura 31 - Países com maior rendimento de energia eólica a nível Mundial [29]

Quanto à capacidade geradora de energia eólica em Portugal (Figura 32), tem-se que o distrito com maior potência instalada é Viseu com 900.3 MW (Figura 33), e onde a capital se encontra em quinto lugar com uma potência de 337.5 MW. A ilha da Madeira tem uma potência de 44.3 MW, onde a sua maior fonte de produção situa-se em Pedras (Paul da Serra) com uma potência de 10.2 MW e Açores com 19.6 MW, sendo Graminhais a sua maior fonte com 9.0 MW.

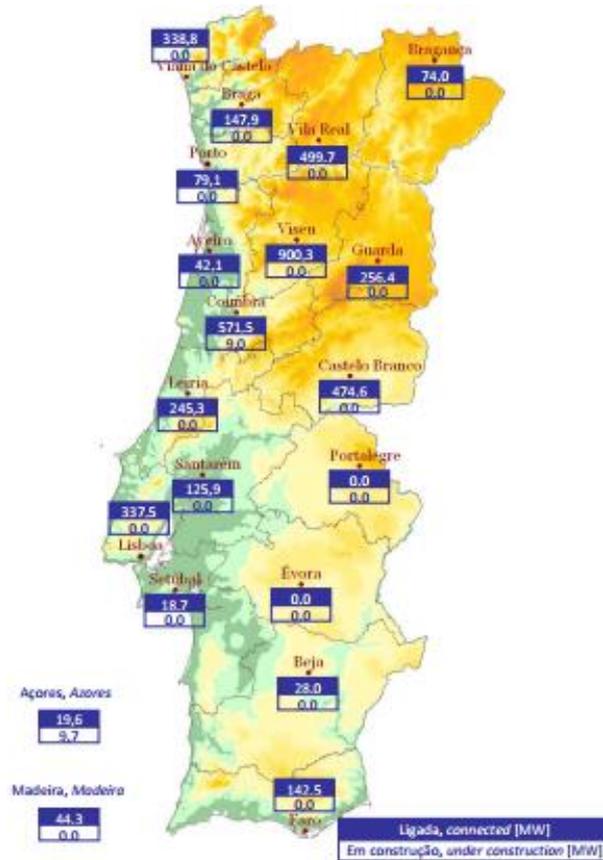


Figura 32 - Capacidade geradora em Portugal [10]



a) Parque eólico de Viseu

b) Parque eólico de Pedras (Ilha da Madeira)

Figura 33 - Maiores parques de Portugal

Tendo mais cuidado no estudo da figura é perceptível que a maior produção é localizada no Norte do país e nas regiões altas onde o vento é mais acentuado.

No início do ano 2010, o governo português lançou uma estratégia para a energia nacional indicando a potência de 8500 MW de energia eólica instalada como a meta a atingir até 2020, dos quais 500 MW seriam instalados *offshore*. No entanto, o plano apresentado à Comissão Europeia em conformidade com

as Diretivas de Energia Renovável da União Europeia contabilizava apenas 6875 MW de energia eólica instalada como meta para 2020, dos quais somente 75 MW seriam instalados *offshore* [26].

O Projeto *Windfloat* (Figura 34) consiste num investimento da EDP, que contratou a *Principle Power* para a implementação da sua plataforma flutuante ao largo da costa portuguesa, no norte do país, na zona da Aguçadoura (Póvoa de Varzim) [26].

O projeto divide-se em três fases [26]:

- 1º Fase - Protótipo: É lançada para o mar uma plataforma com uma turbina de 2 MW da Vestas, que estará ligada à rede e ficará em fase de testes a 5 km da costa durante um período de pelo menos 12 meses.
- 2º Fase - Pré-Comercial: São lançadas para o mar mais plataformas com turbinas de 5 MW, perfazendo um total de 15 MW a 25 MW (consoante seja um total de 3 ou 5 turbinas).
- 3º Fase - Comercial: Instalação de cada vez mais turbinas e formação de um campo eólico *offshore*.

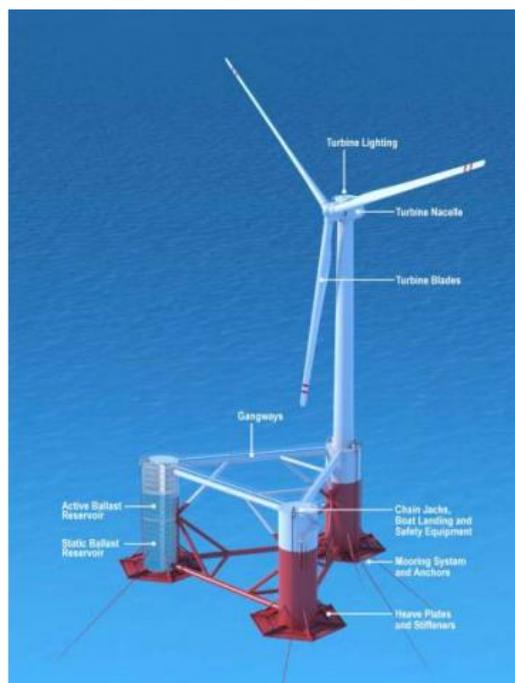


Figura 34 - Protótipo da turbina *offshore* portuguesa *Windfloat* [30]

Estes tipos de turbinas foram concebidos para terem as características apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Características do Projeto Windfloat [26]

Parâmetro	Quantidade
Potência da turbina (MW)	3.6 – 10
Diâmetro de Rotor (m)	120 – 150
Altura do <i>hub</i> (m)	80 - 90
Peso da Nacelle (ton)	225 – 315
Peso da Torre (ton)	180 - 315
Profundidade (m)	≥ 50
Cabos de Ancoragem	3 - 6

Em suma, o procedimento para o dimensionamento das torres é efetuado de acordo com o seguinte metodologia [21]:

1. Simulação com a turbina completa e com o *hub* a diferentes alturas, a fim de determinar o impulso axial máximo que atua na torre. As frequências próprias das torres não devem criar efeitos dinâmicos adversos.
2. Determinar os coeficientes parciais adequados dependendo dos materiais;
3. Fazer um projeto para cada tipo de torre, nível de potência e altura do *hub*;
4. Determinar a quantidade de material para a construção e custos para cada tipo de torre;
5. Determinar o valor total de cada aerogerador usando cada torre;
6. Determinar o custo de investimento específico em relação à produção de eletricidade para cada turbina eólica usando cada torre.

Note-se que as duas primeiras opções são comuns para todos os modelos de torre e altura do *hub*.

3

PROJETO DE TORRES EÓLICAS

3.1 AÇÕES

Nesta Secção são abordadas as ações atuantes na torre como a ação do vento, a ação sísmica e a ação das ondas que irão condicionar a análise e o dimensionamento da torre.

A ação do vento é o fator de maior importância no dimensionamento deste tipo de estruturas, visto que esta ação ser mais condicionante. Outra componente a ter em conta nesta análise é o comportamento dinâmico.

Quanto ação sísmica, esporadicamente é condicionante no dimensionamento de torres reticuladas, devido á sua baixa altura e reduzido peso do aerogerador, o que já não acontece com as torres tubulares, que devido á sua grande altura, acarreta grandes cargas vindas do topo o que pode tornar a ação sísmica condicionante.

3.1.1 CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO

O vento pode ser definido como o movimento de uma massa de ar devido às variações de temperatura e pressão. Essa massa de ar possui energia cinética, e apresenta inércia às mudanças de direção. Se uma estrutura é colocada na trajetória do fluxo do vento, ocorre a alteração da trajetória, isto porque houve uma interação de forças entre o fluxo de ar e a superfície do corpo [31].

O carregamento da ação do vento recai sobre a aerodinâmica e sobre a meteorologia, sendo estes dois aspetos um auxílio para o projetista, pois fornecem informação e sobre o carregamento da ação do vento.

Tem-se então que o cálculo da ação dinâmica do vento para estruturas esbeltas, tem três componentes: descrição do vento, descrição das propriedades físicas e aerodinâmicas da estrutura, e a combinação desses fatores para a obtenção da resposta da estrutura [12].

Quanto à determinação da ação do vento na torre para um dimensionamento rigoroso é usado os Eurocódigos, mais especificamente nesta ação, o Eurocódigo 1. Segundo o EN 1991-1-4 [32] o valor de referência do vento é calculado pela expressão:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.1)$$

onde c_{dir} simboliza o coeficiente de direção, c_{season} o coeficiente de sazão (valor recomendado é igual 1.0) e $v_{b,0}$ o valor básico da velocidade de referencia do vento.

Para efeitos do Eurocódigo 1, este estabelece valores previamente estipulados para $v_{b,0}$, consoante o tipo de zona, demonstrado na Tabela 7.

Tabela 7 - Zonamento do território [32]

Zona	Descrição	$v_{b,0}$ (m/s)
A	Generalidade do território, exceto as regiões pertencentes á zona B;	27
B	Os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou a altitudes superiores a 600 m.	30

As velocidades de referência do vento são valores característicos cuja probabilidade anual de serem excedidos é igual a 0,02, o que equivale a um período médio de retorno de 50 anos. O perfil de velocidades médias, do tipo logarítmico, corresponde à categoria de terreno II [32] referenciado mais à frente.

O valor básico da velocidade de referência do vento é obtido pela velocidade média do vento referido ao período de 10 minutos, a uma altura de 10 metros acima do nível do solo, em uma zona de terreno do tipo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados, com separações entre si de pelo menos 20 vezes a sua altura [32].

A variação do vento em altura é dependente de alguns fatores como a rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento, é determinada da seguinte forma:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.2)$$

em que, $c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade, $c_0(z)$ o coeficiente de orografia (valor recomendado é igual 1.0) e v_b o valor de referencia da velocidade do vento, obtido na Equação 3.1.

Para o cálculo do coeficiente de rugosidade é necessário ter em conta a variação da velocidade do vento com base na altura acima do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da construção, que tem de ser suficientemente extensa para a sua consideração (caso haja uma superfície diferente dentro do sector que estamos a analisar, essa tem de ter mais de 10% da área da zona considerada para a sua contabilização). Para a determinação, temos:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}), \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

z_0 é o comprimento de rugosidade, z_{min} é a altura mínima definidos na Tabela 8, z_{max} considera-se 200 m e k_r o coeficiente de terreno dependendo do comprimento de rugosidade z_0 , calculado através de:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (3.4)$$

em que, $z_{0,II}$ é igual a 0.05 (categoria de terreno II) onde para além desta existe mais quatro tipos de terreno.

Tabela 8 - Categorias e parâmetros de terreno [32]

Categoria de terreno	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 - Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar	0.003	1
I - Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação negligenciada e livre de obstáculos	0.01	1
II – Zona de vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de pelo menos 20 vezes a sua altura	0.05	2
III – Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo aldeias, zonas suburbanas, florestas permanentes)	0.3	5
IV – Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1.0	10

Outro fator a ter atenção é o cálculo da turbulência do vento (I_v), pois esta tem influência consoante à altura z , daí ser necessário o cálculo de $I_v(z)$. Tem-se k_1 o coeficiente de turbulência (valor recomendado é 1.0), $c_0(z)$ o coeficiente de orografia descrito anteriormente e z_0 o comprimento de rugosidade, dado pela Tabela 8.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.5)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}), \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

A pressão dinâmica de pico em altura, $q_p(z)$, resulta de flutuações de curta duração da velocidade do vento, que para sua determinação é necessário a massa volúmica do ar (ρ), a qual depende da altitude, da temperatura, a pressão atmosférica da região em estudo e o coeficiente de exposição ($c_e(z)$). A expressão dada é:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.6)$$

Onde $c_e(z)$ é o coeficiente de exposição e q_b a pressão dinâmica de referencia dados pela seguinte expressão:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.7)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.8)$$

Onde ρ tem um valor recomendado pelo anexo nacional de 1,25 e o valor 7 na Equação 3.6 baseia-se no fator de pico igual a 3,5 (Equação 3.12).

3.1.2 FORÇAS EXERCIDAS DO VENTO

A quantificação da força exercida pelo vento pode ser obtida da seguinte forma:

$$F_w = c_s c_d \cdot \sum_{\text{elementos}} c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.9)$$

em que:

$c_s c_d$ coeficiente estrutural;

c_f coeficiente de força relativo á construção ou ao elemento de construção;

$q_p(z_e)$ pressão dinâmica de pico á altura de referencia z_e ;

A_{ref} área de referencia da construção ou do elemento de construção, sendo em cilindros com uma altura l e diâmetro b , temos $A_{ref} = l \times b$;

3.1.2.1 COEFICIENTE DE FORÇA

Visto que estrutura analisada tenha um suporte cilíndrico, com um comprimento finito, temos que o seu coeficiente de força seja calculado da seguinte forma:

$$c_f = c_{f,o} \cdot \psi_\lambda \tag{3.10}$$

em que, $c_{f,o}$ é o coeficiente de força para cilindros sem livre escoamento em torno das extremidades e ψ_λ o coeficiente de efeitos de extremidade

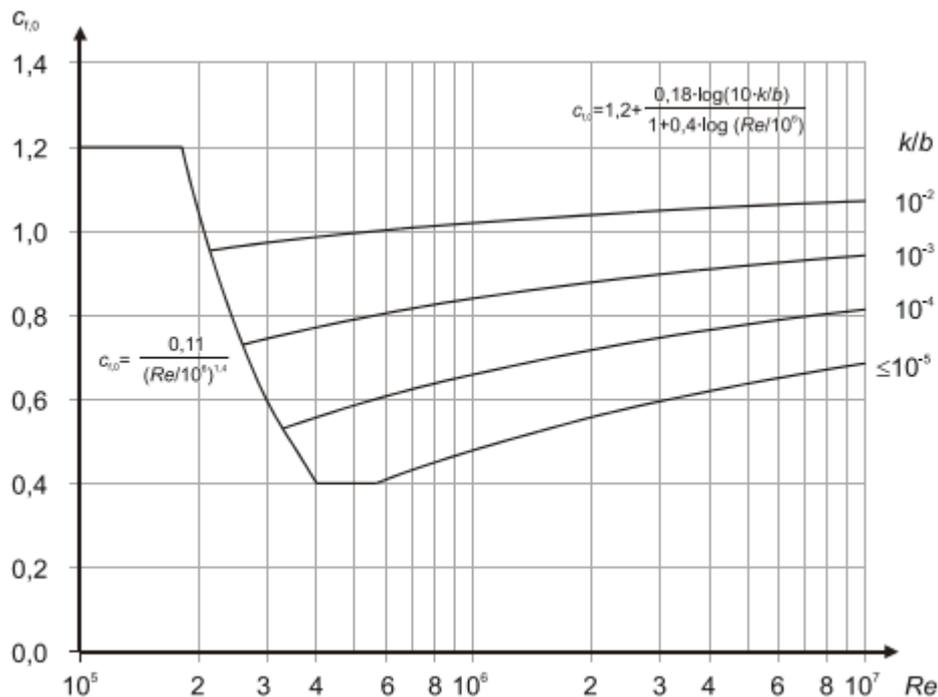


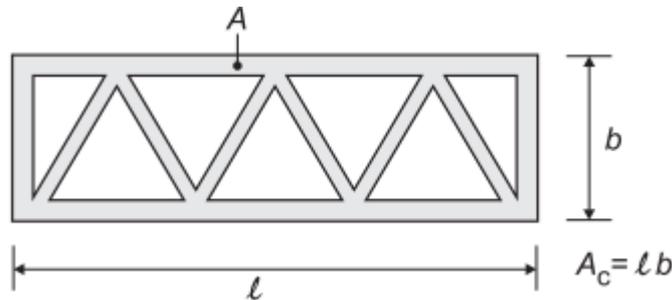
Figura 35 - Coeficiente de força, $c_{f,o}$, para cilindros de base circular sem livre escoamento e para diferentes valores de rugosidade equivalente k/b [32]

Este coeficiente ($c_{f,o}$) é determinado pelo máximo valor das equações descritas na Figura 35, onde o número de Reynolds, (Re), é calculado $Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu}$, onde ν é a viscosidade cinemática do ar ($15 \times 10^{-6} m^2/s$) e $v(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_b}{\rho}}$, sendo q_b calculado pela Equação (3.8), k representa os valores da rugosidade superficial da estrutura (Tabela 9) e b o diâmetro do cilindro.

Tabela 9 - Rugosidade superficial equivalente k [32]

Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k (mm)	Tipo de superfície	Rugosidade equivalente k (mm)
Vidro	0.0015	Betão liso	0.2
Metal polido	0.002	Madeira aplainada	0.5
Revestimento por pintura liso	0.006	Betão rugoso	1.0
Pintura aplicada á pistola	0.02	Madeira serrada, rugosa	2.0
Aço – superfície lisa	0.005	Superfície com ferrugem	2.0
Ferro fundido	0.2	Alvenaria de tijolo	3.0
Aço galvanizado	0.2	-	-

Para o cálculo do ψ_λ , depende do índice de cheios (φ) que é calculada através da razão entre a área exterior efetiva da estrutura (A) e o seu contorno externo (A_c), como ilustra a Figura 36.

Figura 36 - Definição do índice de cheios (φ) [32]

3.1.2.2 COEFICIENTE ESTRUTURAL

Este coeficiente é decomposto em duas partes, coeficiente de dimensão (c_s) e coeficiente dinâmico (c_d), em que combinados deverão ter em conta o efeito de redução na ação do vento devido à não simultaneidade na ocorrência das pressões de pico sobre a superfície da construção e o efeito de majoração devido às vibrações da estrutura provocadas pela turbulência em ressonância com a estrutura, e é descrito pela expressão 3.11.

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_s)} \quad (3.11)$$

onde, z_s define a altura de referência para a determinação do coeficiente estrutural (Figura 37). No caso de ser uma estrutura não abrangida pela Figura 37, considera-se igual à altura de construção, h . O fator de pico (k_p) é definido como o quociente entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão da mesma. I_v é a intensidade de turbulência, já definida na Equação 3.5, B^2 o coeficiente de resposta quase-estática, que tem em conta a falta de total correlação das pressões sobre a superfície de

construção e R^2 o coeficiente de resposta em ressonância, que tem em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração.

Esta expressão deverá ser aplicada caso a estrutura apresente vibrações significativas na direção do vento e caso corresponda a algum dos casos seguintes apresentados.

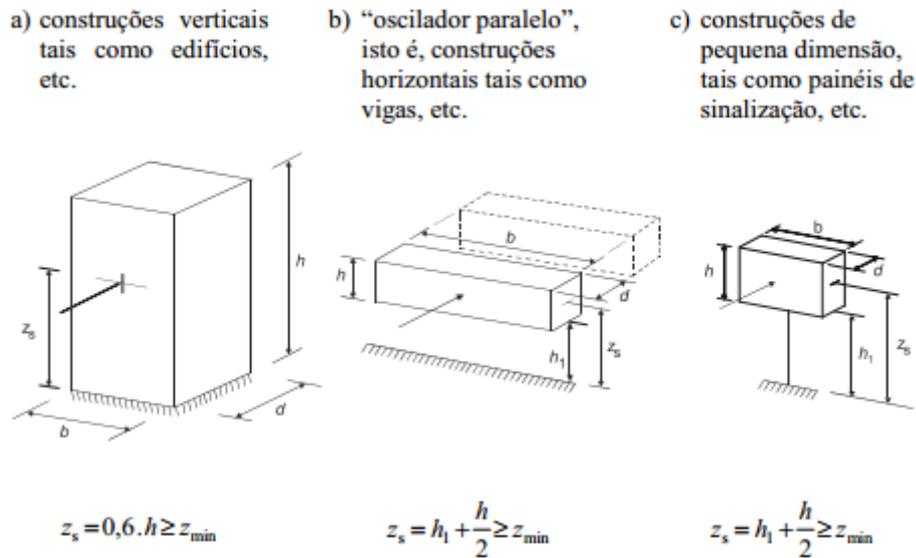


Figura 37 - Formas gerais das construções abrangidas pelo método de cálculo [32]

Existem duas abordagens para calcular estes coeficientes estruturais, sendo estes o Anexo B e Anexo C do Eurocódigo 1 [32], onde o mesmo recomenda o procedimento do primeiro mencionado, embora que a diferença de resultados entre os dois anexos não ultrapasse os 5%.

3.1.2.2.1 FATOR DE PICO

Este fator é determinado pela razão entre o valor máximo da parte flutuante da resposta e o desvio padrão da mesma, é calculado pela seguinte expressão:

$$k_p = \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} \text{ ou } k_p = 3, \text{ considerando o maior dos valores} \quad (3.12)$$

em que, v é a frequência de passagens ascendentes, obtida na Equação 3.13 e T a duração de integração da velocidade média do vento $T = 600 \text{ s}$.

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; v \geq 0.08 \text{ Hz} \quad (3.13)$$

em que, $n_{1,x}$ é a frequência própria da estrutura.

3.1.2.2.2 COEFICIENTE DE RESPOSTA QUASE ESTÁTICA

O coeficiente de resposta quase-estática, B^2 , é determinado da seguinte forma:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}} \quad (3.14)$$

b, h são a largura e altura da construção e $L(z_s)$ a escala de turbulência que representa a média dos turbilhões do vento natural, que para alturas inferiores a 200 m é calculado da seguinte maneira:

$$L(z) = L_t \cdot \left(\frac{z}{z_t}\right)^\alpha, \quad \text{para } z \geq z_{min} \quad (3.15)$$

$$L(z) = L(z_{min}), \quad \text{para } z \leq z_{min}$$

onde z_t tem uma altura de referencia de 200 m, $L_t = 300$ m e $\alpha = 0.67 + 0.05 \ln(z_0)$, onde z_0 e z_{min} encontram-se na Tabela 9.

3.1.2.2.3 COEFICIENTE DE RESSONÂNCIA

Este coeficiente tem de ter em conta o efeito da turbulência em ressonância com o modo de vibração considerado da estrutura e é determinado pela expressão:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} \cdot S_L(z_s, n_{1,x}) \cdot R_h(\eta_h) \cdot R_b(\eta_b) \quad (3.16)$$

onde, δ decremento logarítmico total de amortecimento, S_L a função de densidade espectral de potência adimensional, que expressa a distribuição da energia do vento (Equação 3.17) e R_h, R_b funções de admitância aerodinâmica.

$$S_L(z, n) = \frac{6.8 \cdot f_L(z, n)}{(1 + 10.2 \cdot f_L(z, n))^{5/3}} \quad (3.17)$$

Com $f_L(z, n) = \frac{n \cdot L(z)}{v_m(z)}$ e $n = n_{1,x}$ e representa a frequência adimensional da estrutura

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}); \quad R_h = 1 \text{ para } \eta_h = 0 \quad (3.18)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}); \quad R_b = 1 \text{ para } \eta_b = 0 \quad (3.19)$$

tendo,

$$\eta_h = \frac{4.6 \cdot h}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x}) \quad \text{e} \quad \eta_b = \frac{4.6 \cdot b}{L(z_s)} \cdot f_L(z_s, n_{1,x})$$

3.1.2.2.4 DECREMENTO LOGARÍTMICO DE AMORTECIMENTO

Este fator é relativo ao modo fundamental de flexão e poderá ser calculado da seguinte maneira:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (3.20)$$

em que, δ_s simboliza o decremento logarítmico de amortecimento estrutural (Tabela 10), δ_a decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico para o modo fundamental e δ_d o decremento logarítmico de amortecimento devido a dispositivos especiais (amortecedores de massa sintonizados e amortecedores de movimento de líquido).

O decremento logarítmico de amortecimento aerodinâmico (δ_a), para o modo fundamental de flexão na direção do vento é obtido da seguinte forma:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v_m(z_s)}{2 \cdot n_1 \cdot \mu_e} \quad (3.21)$$

onde, c_f o coeficiente de força para a ação do vento e μ_e a massa equivalente por unidade de área de construção, que para superfícies retangulares é dada pela expressão:

$$u_e = \frac{\int_0^h \int_0^b \mu(y, z) \cdot \Phi_1^2(y, z) dy dz}{\int_0^h \int_0^b \Phi_1^2(y, z) dy dz} \quad (3.22)$$

em que, $\mu(y, z)$ é a massa por unidade de área da construção e $\phi_1(y, z)$ a configuração do modo de vibração.

Contudo u_e pode se estimado pela massa por unidade de área da construção no ponto de maior amplitude da configuração modal.

Tabela 10 - Decremento logarítmico de amortecimento estrutural (δ_s) [32]

Tipo de estrutura		Amortecimento estrutural, δ_s
edifícios de betão armado		0,10
edifícios de aço		0,05
estruturas mistas betão + aço		0,08
torres e chaminés de betão armado		0,03
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e sem isolamento térmico exterior		0,012
chaminés de aço com ligações soldadas, sem revestimento interior e com isolamento térmico exterior		0,020
chaminé de aço com um forro de conduta e com isolamento térmico exterior ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,014
chaminé de aço com dois ou mais forros de conduta e com isolamento térmico exterior ^{a)}	$h/b < 18$	0,020
	$20 \leq h/b < 24$	0,040
	$h/b \geq 26$	0,025
chaminé de aço com forro de conduta em alvenaria de tijolo		0,070
chaminé de aço com argamassa projectada ("gunita") no interior		0,030
chaminés acopladas sem forro de conduta		0,015
chaminé de aço espiada sem forro de conduta		0,04
pontes de aço + torres de aço reticuladas	com ligações soldadas	0,02
	com ligações de parafusos de alta resistência	0,03
	com ligações de parafusos correntes	0,05
pontes mistas		0,04
pontes de betão	pré-esforçadas, sem fissuração	0,04
	com fissuração	0,10
pontes de madeira		0,06 - 0,12
pontes de ligas de alumínio		0,02
pontes de plástico reforçado com fibras ou vidro		0,04 - 0,08
cabos	de fios paralelos	0,006
	de cordões	0,020
<p><i>NOTA: Os valores relativos a compósitos de matriz polimérica e madeira são apenas indicativos. Nos casos em que, no projecto, os efeitos aerodinâmicos se revelem significativos, é necessário obter informações mais precisas através de um parecer especializado (com o acordo, caso se aplique, da autoridade competente).</i></p>		
<p>^{a)} Para valores intermédios de h/b, poderá ser efectuada uma interpolação linear.</p>		

Se na estrutura forem adotados dispositivos dissipativos especiais, δ_d deverá ser calculado através de métodos adequados, teóricos ou experimentais.

3.1.2.3 OUTRAS CONSIDERAÇÕES

Devido à diversificação de torres modeladas nesta dissertação, no Capítulo 4 será usado para o cálculo da ação do vento a metodologia de cálculo que o RSA preconiza. Desta forma a determinação desta ação pode ser efetuada de forma mais simplificada, podendo por este método ser aplicado às superfícies das construções, pressões estáticas, tendo em conta a pressão dinâmica do vento e os coeficientes de forma aerodinâmicos adequados.

3.1.3 CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Segundo o NP EN 1998-1 2009 [33] as estruturas construídas em zonas prováveis de ocorrências de sismos têm de satisfazer certos requisitos como a não ocorrência de colapso e a limitação de danos.

O EC8 estabelece dois tipos de cenários prováveis para ação sísmica em Portugal, sendo a ação sísmica Tipo I (interplacas) e ação sísmica Tipo II (intraplacas), onde o primeiro se trata de um sismo afastado e o segundo um sismo próximo. Na Figura 38 são visíveis os zonamentos sísmicos de Portugal.

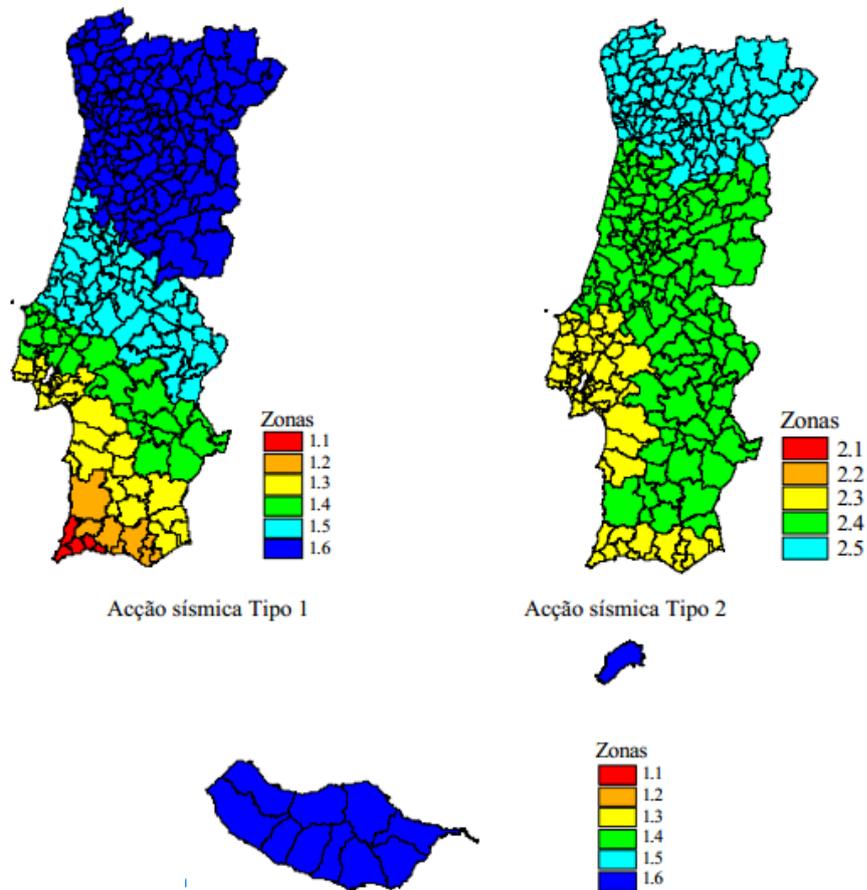


Figura 38 - Zonamento sísmico em Portugal Continental e Região Autónoma da Madeira [33]

Em Portugal os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}), para as diferentes zonas sísmicas e para os dois tipos de ações são indicados na Tabela 11.

Tabela 11 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [33]

Ação Sísmica Tipo I		Ação Sísmica Tipo II	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

O espectro de resposta também depende da qualidade do solo em que a estrutura se encontra. Na Tabela 12 é visível ver o esquema de classificação de terrenos segundo o Anexo Nacional.

Tabela 12 - Tipos de terreno [33]

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPR} (puncadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor em água	< 100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Para o espectro de resposta elástica (Figura 39), $S_e(T)$, é definido pelas seguintes componentes:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.23)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.24)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.25)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.26)$$

em que:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástica;

T período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;

a_g valor de cálculo da aceleração á superfície para um terreno do tipo A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S coeficiente de solo;

η coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referencia $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso.

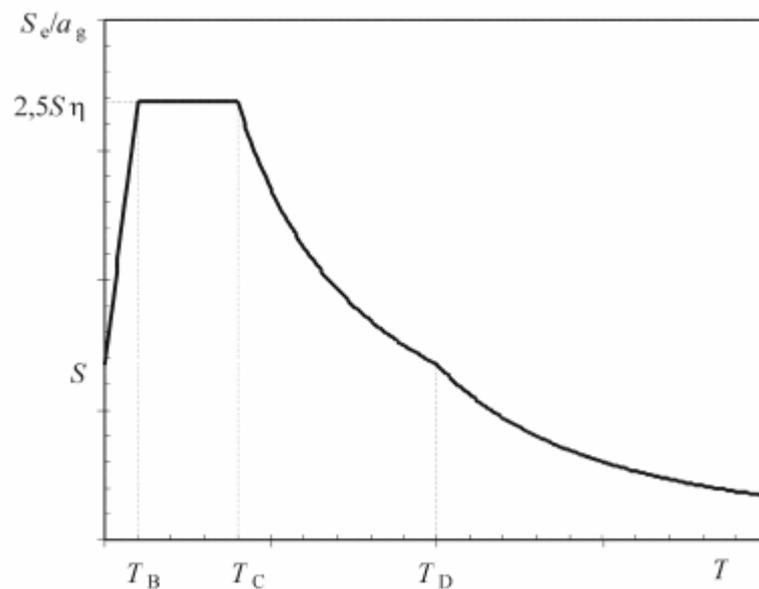


Figura 39 - Forma do espectro de resposta elástica [33]

Segundo o EC 8 – Parte 6 [34], para torres é necessário considerar duas componentes horizontais e uma vertical da aceleração do solo, que pode ser quantificado da seguinte forma:

$$E_{Edx} + 0.30E_{E_{dy}} + 0.30E_{Edz} \quad (3.27)$$

$$0.30E_{Edx} + E_{E_{dy}} + 0.30E_{Edz} \quad (3.28)$$

$$0.30E_{Edx} + 0.30E_{E_{dy}} + E_{Edz} \quad (3.29)$$

onde, “+” significa “a combinar com” e E_{Edx} , $E_{E_{dy}}$ e E_{Edz} significam os esforços devidos á aplicação da ação sísmica segundo o eixo x, y ou z escolhido para a estrutura.

Estas combinações consideram acelerações positivas e negativas ao longo de cada eixo. No entanto podem ser omissas no cálculo das fundações.

3.1.4 CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO MARÍTIMA

No que respeita à análise das condições marítimas em torres *offshores*, esta tem um caso de estudo complicado devido á grande incerteza sobre a orientação sobre a avaliação do local para determinar a natureza da rebentação da onda, a profundidade da água, inclinação do leito do mar, período da onda entre outros aspetos.

A Figura 40 mostra os parâmetros presentes na simulação de uma onda, em que:

- Comprimento da onda [λ (m)] – distância entre cristas sucessivas;
- Período de onda [T (s)] – intervalo de tempo entre cristas;
- Celeridade [$c = \frac{\lambda}{T}$ (m.s⁻¹)] – velocidade de propagação da onda;
- Frequência [$f = \frac{1}{T}$ (Hz)] – inverso do período de onda;
- Frequência angular [$\omega = \frac{2\pi}{T}$ (rad.s⁻¹)] – variação angular em função do tempo;
- Altura da onda [$H = 2A$ (m)] – distância entre cristas e a calha da onda;
- Amplitude da onda [A (m)] – valor máximo da elevação da superfície de onda;
- Profundidade [d (m)] – distância entre o nível de referência da água do mar até ao solo;
- Número de onda [$k = \frac{2\pi}{\lambda}$ (rad.s⁻¹)] – inverso do comprimento de onda;
- Elevação da superfície [$\eta(x, y, t)$] – elevação da superfície ($t=0$ como mostra na figura) da onda (em z) ao longo do tempo t e do espaço x .

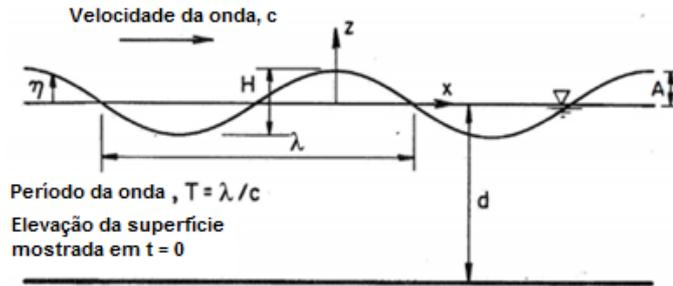


Figura 40 - Definição de uma onda harmônica simples [26]

A expressão que define a elevação da superfície da onda, num espaço x e no tempo t , é dada por:

$$\eta(x, t) = A \cos(kx - \omega t) \quad (3.30)$$

Em que a frequência angular compatível com a Figura 40, está relacionada com o número de onda k , sendo definida pela equação:

$$\omega^2 = gk \tan(kh) \quad (3.31)$$

Caso a profundidade seja $\lambda_{onda} < 0,5d$, a influência da presença do fundo oceânico já não se faz sentir, daí esta condição ser considerada como limite de águas profundas. Caso se verifique tal acontecimento, este transforma os movimentos circulares das ondas em elípticos.

Dados do IH (Instituto Hidrográfico Português) de uma boia ondógrafo de Leixões no período compreendido entre 2000 e 2010 com 77% de observações válidas, foi obtido os resultados descritos na Tabela 13:

Tabela 13 - Valores calculados pelo IH para os dados obtidos pela boia ondógrafo de Leixões [26]

Altura Significativa - $H_s(m)$	Desvio Padrão	Altura máxima - $H_{max}(m)$	Período Médio - $T_z(s)$	Desvio Padrão	Período Máximo - $T_{max}(s)$
2,05	1,09	8,4	6,7	1,7	14,5

O estudo da ação das ondas é feito recorrendo principalmente a modelos numéricos, estudos em modelo físico e avaliação estatística, feita através de medições e da avaliação das condições e características da estrutura em estudo.

Caso uma onda se propague num meio em condições de água pouco profundas, a sua velocidade de propagação é dada por:

$$c = \sqrt{gH} \quad (3.32)$$

onde, c é a celeridade da onda, g a aceleração da gravidade e H a altura de água total.

Caso exista uma variação de massa volúmica com a profundidade, então aí o caso fica mais complicado, tendo que se considerar um meio formado por duas camadas:

$$g' = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1} g \quad (3.33)$$

onde, ρ_1 é a massa volúmica da camada superior (kg m^{-3}) e ρ_2 é a massa volúmica da camada inferior (kg m^{-3}).

Nos carregamentos hidrodinâmicos sobre estruturas, tem-se a equação de Morison que calcula estes carregamentos por unidade de comprimento em elementos esbeltos e é dada por:

$$f_{Morrison}(x, z, t) = f_i(x, z, t) + f_d(x, z, t) \quad (3.34)$$

$$f_d(x, z, t) = C_d \frac{1}{2} \rho_{\text{água}} D |u(x, z, t)| u(x, z, t) \quad (3.35)$$

$$f_i(x, z, t) = C_m \rho_{\text{água}} \frac{\pi D^2}{4} \dot{u}(x, z, t) \quad (3.36)$$

em que:

Tabela 14 - Grandezas e parâmetros da equação de Morison [35]

$f_{Morrison}$	Força Hidrodinâmica	N/m
f_d	Força de Arrasto Hidrodinâmica	N/m
f_i	Força de Inércia Hidrodinâmica	N/m
C_d	Coefficiente de Arrasto Hidrodinâmico	-
C_m	Coefficiente de Inércia Hidrodinâmico	-
$\rho_{\text{água}}$	Densidade da Água	Kg/m^3
u	Velocidade das partículas de Água	m/s
\dot{u}	Aceleração das partículas de Água	m/s^2
D	Diâmetro da secção Cilíndrica	m

Os coeficientes de arrasto (C_d) e de inércia (C_m) descritos na Tabela 14 são obtidos através de testes laboratoriais, sendo função de diferentes parâmetros, tais como: o número de Keulegan-Carpenter, o número de Reynolds e a rugosidade da superfície do elemento [26].

3.2 ESTADOS LIMITES

No estudo de cascas de aço (torre tubular), segundo o EN 1993-1-6 [36], existem determinados estados limites a considerar como o Estado Limite Último (plástico e de encurvadura), Estado Limite de Fadiga e Estado Limite de Serviço.

Numa torre eólica como a de estudo, os estados mais condicionantes são os Estados Limites Últimos e Estado Limite à Fadiga, como é visível na Tabela 15.

Tabela 15 - Casos de Carga e estados correspondentes [3]

Caso de Carga	Estado Limite	Componentes
Vento	Último de Encurvadura, Plástico e de Serviço	Torre, Fundação
Onda	Último de Encurvadura	Torre, Fundação
Sismo	Último Plástico e de Encurvadura	Torre, Fundação

Quanto à resistência última para as cascas de aço, segundo o EC3 – Parte 6 [36], podem ser aplicados os seguintes métodos:

- Dimensionamento por expressões standardizadas (método de dimensionamento direto);
- A abordagem clássica em que as tensões de dimensionamento sob as cargas atuantes são calculadas e comparadas a valores de tensões resistência de dimensionamento (método de dimensionamento por tensões);
- O método moderno e com uma componente fortemente computacional em que o estado limite é acedido por análises numéricas por elementos finitos (método de dimensionamento por análise numérica global).

3.2.1 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A verificação do Estado Limite Último é normalmente feita de acordo com uma análise de mecanismos plásticos de colapso. Deve-se sempre verificar a resistência última da flange pois pequenas imperfeições poderão desempenhar um grande papel na verificação da segurança.

Neste trabalho apenas foi abrangido o ELU (flexão composta), pois considerou-se ser a mais condicionante, daí no capítulo seguinte, apenas ser feita essa verificação para todas as torres.

3.2.1.1 ENCURVADURA

Segundo o NP EN 1993-1-1 [37] a classificação das secções transversais tem como objetivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local.

Numa secção esbelta as zonas comprimidas podem não ter a capacidade, perante esforços de compressão, de plastificar completamente, visto que antes de estes plastificarem podem sofrer de

fenómenos de encurvadura lateral, daí o NP EN 1993-1-1 classificar as secções perante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica, como demonstra a Tabela 16.

Tabela 16 - Classificação das secções transversais [37]

Classe	Descrição
Classe 1	Secções transversais em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
Classe 2	Secções transversais que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja a capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
Classe 3	Secções transversais em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, podem atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
Classe 4	Secções transversais em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal

Na Figura 41 é visível o comportamento à flexão das secções anteriormente descritas.

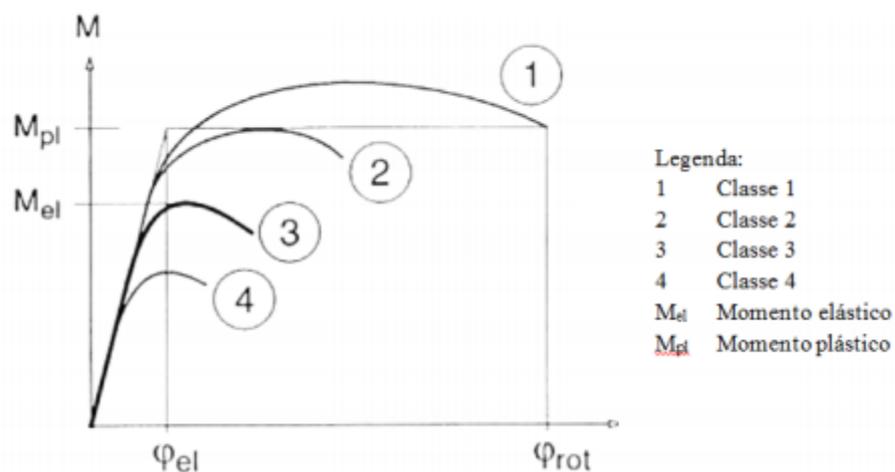


Figura 41 - Comportamento das secções transversais á flexão [37]

Esta classificação tem por base as condições de apoio do elemento, a natureza das tensões normais atuantes (N, M ou N+M), na esbelteza dos elementos e a tensão de cedência do aço.

Na verificação de segurança ao estado limite de encurvadura, terão de ser verificadas as seguintes condições:

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}}, \quad \sigma_{\theta,Rd} = \frac{\sigma_{\theta,Rk}}{\gamma_{M1}}, \quad \tau_{x\theta,Rd} = \frac{\tau_{x\theta,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (3.37)$$

em que, γ_{M1} é igual a 1.0 e $\sigma_{x,Rd}$, $\sigma_{\theta,Rd}$, $\tau_{x\theta,Rd}$ as resistências características da casca nas suas três vertentes.

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x \cdot f_{yk}, \quad \sigma_{\theta,Rk} = \chi_{\theta} \cdot f_{yk}, \quad \tau_{x\theta,Rk} = \chi_{\tau} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \quad (3.38)$$

Onde os fatores de redução de encurvadura χ_x , χ_{θ} , χ_{τ} são determinados em função da esbelteza relativa da casca ($\bar{\lambda}$):

$$\chi = 1 \text{ se } \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \quad (3.39)$$

$$\chi = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^{\eta} \text{ se } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \quad (3.40)$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} \text{ se } \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda} \quad (3.41)$$

Em que α é um fator de redução elástico por imperfeições, β é o factor de intervalo plástico, η é o expoente de interação e $\bar{\lambda}_0$ é a esbelteza relativa ao esmagamento. O valor da esbelteza relativa plástica ($\bar{\lambda}_p$) é dado por:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (3.42)$$

3.2.1.2 FUNDAÇÃO

Para a verificação de segurança do projeto geotécnico no estado limite último (GEO e STR), o Eurocódigo 7 mostra dois conjuntos:

- Combinação 1: $A1+M1+R1$
- Combinação 2: $A2+M2+R1$

Onde os coeficientes parciais para o efeito das ações são demonstrados nas respetivas Tabelas:

Tabela 17 - Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (GEO e STR) [38]

Ação	Símbolo	Conjuntos		
		A1	A2	
Permanente	γ_G	Desfavorável	1,35	1,0
		Favorável	1,0	1,0
Variável	γ_Q	Desfavorável	1,5	1,3
		Favorável	0	0

Tabela 18 - Coeficientes parciais para os parâmetros do solo [38]

Parâmetro do Solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0

Tabela 19 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para as fundações superficiais [38]

Parâmetro do Solo	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

3.2.2 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

O Estados Limites de Serviço (ELS), são estados associados aos critérios que governam o uso corrente das estruturas durante um determinado período de tempo da sua vida útil, e que correspondem às condições em que as mesmas, ou um elemento estrutural, deixam de satisfazer essas exigências. São estados limites que podem ser expressos em termos de deformações [39], mas não só. Nesta Subsecção apenas irá abordar-se esse parâmetro.

Numa torre eólica diz-se que a mesma se encontra em serviço até ao momento em que a velocidade do vento passa o limite para a paragem da turbina eólica (aproximadamente 30 m/s). Está em causa a deformação da estrutura que comprometa a eficácia na produção de energia elétrica. Esta segurança é verificada para os ELS de curta duração (durações a rondar 5% do período de vida da estrutura), pois pretende-se que as deformações impostas na estrutura não condicionem a capacidade de produção de energia durante o período de vida da estrutura. Segundo Santos et.al. [40] as condições de serviço são bastantes inferiores às de rotura, o que normalmente implica um bom funcionamento em serviço.

3.2.2.1 DEFORMAÇÃO

Segundo o ASCE/AWEA [41] no dimensionamento de torres eólicas, é recomendado que os projetistas não recorram a valores tabelados, mas sim, aos valores que devem ser recomendados pelo fabricante de turbinas, ou seja, valores que ponham em causa uma operação e desempenho adequado da turbina.

Depois de alguma pesquisa verificou-se que a base de um bom dimensionamento para os estados limites de serviço em torres eólicas, é a utilização do código para projetos de chaminés (ACI 307-98) [42] em que, o cálculo para a máxima deformação lateral é feita pela seguinte equação:

$$\gamma_{max} = 3,33h \quad (3.43)$$

em que:

γ_{max} Deformação máxima lateral (mm)
 h Tamanho da chaminé (m)

Assim sendo, no cálculo da deformação lateral, caso esta seja inferior á deformação máxima dimensionada no programa de cálculo, esta verifica a segurança no Estado Limite de Serviço.

3.2.2.2 VIBRAÇÃO

Como mencionado anteriormente, estruturas eólicas, são constituídas por torres finas em relação á sua altura e ao rotor que suportam, daí haver vibração devido às forças dinâmicas provenientes do ambiente e da vibração do rotor, onde o seu estudo é essencial para a segurança da estrutura.

Um dos aspetos influenciador para que uma torre tenha uma alta ou baixa vibração, é a flexibilidade da fundação. Muitas vezes, a primeira frequência natural de uma estrutura é considerada como o indicador primário das respostas dinâmicas [43].

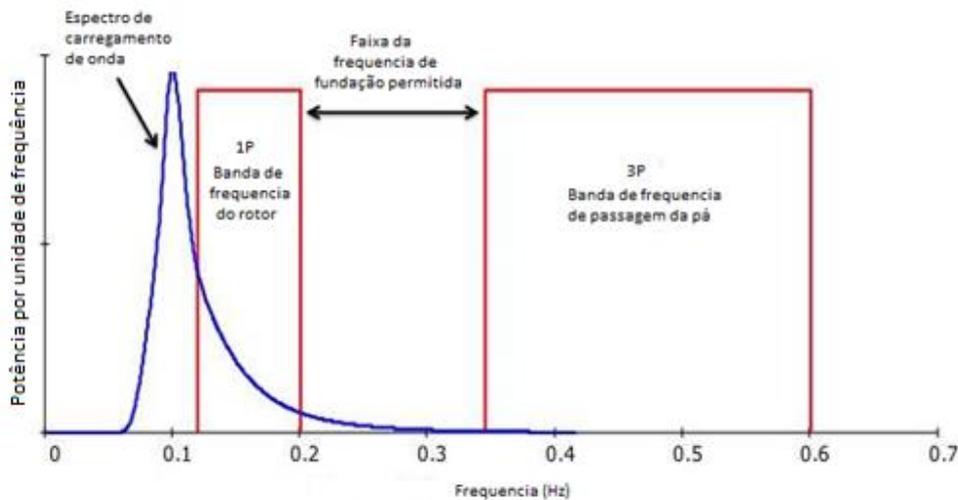


Figura 42 - Espectro e respetiva frequência de uma torre *offshore* [44]

A Figura 42 mostra as frequências das ações aplicadas a um sistema de energia eólica específico. A frequência “1P” define a rotação da turbina durante a operação e a frequência “3P” define a passagem nas lâminas e a curva azul a frequência devidas às ondas nas estruturas *offshore*. Devido às lâminas individuais origina efeitos de sombreamento que causa uma queda de velocidade do vento a montante no resultado das frequências “3P”.

Para evitar efeitos de ressonância para segurança e estabilidade das torres, a torre tem de ser concebida adequadamente e de modo a que a magnitude da carga dinâmica aplicada á estrutura possa ser reduzida.

Para colocar isto em prática, tem-se três tipos de métodos de projeto que podem ser implementados que são baseados na frequência de vibração natural do sistema. Estes são [35]:

- Projeto Soft-Soft: Onde a primeira frequência natural é colocada abaixo da faixa de frequência “1P”, sendo uma estrutura muito flexível e quase impossível de projetar para um sistema de ligação á terra;
- Projeto Soft-Stiff: Onde a primeira frequência natural é entre “1P” e “3P”, sendo este projeto mais comum nas construções offshores;
- Projeto Stiff-Stiff: Onde a primeira frequência natural tem uma frequência maior que na parte superior do limite da banda “3P”, sendo necessária uma estrutura de apoio muito dura.

Amplificações dinâmicas e forças com elevadas excitações afetam drasticamente fundações “monopilar”. Assim, uma vez que as velocidades de rotação do rotor da turbina variam tipicamente entre 10 e 20 rpm, a primeira frequência de excitação para uma lâmina “1P” ocorre no intervalo de 0.12-0.20 Hz, e para uma turbina de três pás, a frequência de passagem varia normalmente entre 0.35-0.6 Hz.

Quanto à vibração das torres *onshore*, a bibliografia é muito escassa, o que torna a comparação entre os sistemas estruturais complicado, pois para saber a vibração ideal para uma torre *onshore* irá ser necessário comparar as vibrações obtidas com as vibrações de torres de outras dissertações anteriormente modeladas.

3.3 PROJETO GEOTÉCNICO

Nesta Secção são abordadas as ações que se exercem na fundação. Introduzido no Capítulo 2, foi descrito os dois tipos de fundações fixas (sapata e estacas), sendo este ultimo não muito usual no dimensionamento de torres eólicas, daí nesta Secção só ser analisada a primeira opção.

Segundo a empresa Det Norske Veritas [15], o dimensionamento geotécnico de torres eólicas tem de seguir os seguintes aspetos:

- Resistência do solo ao carregamento;
- Estabilidade ao deslizamento;
- Assentamentos;
- Rigidez de fundação;
- Necessidade e possibilidade de drenagem

O valor de calculo da capacidade de carga é a razão entre a carga de rotura e a área da base respetiva e é dada por:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B \cdot L} \quad (3.44)$$

em que B e L são a largura e o comprimento respetivamente, para sapatas retangulares.

Na Figura 43 são visíveis as tensões no solo de uma sapata de largura B a uma profundidade D, sobre um maciço homogéneo de superfície horizontal e peso volúmico γ , carregada verticalmente. Para esta distribuição de tensões admita-se que [45]:

- O solo se comporta como um material rígido-plástico;
- O solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- A sapata tem desenvolvimento infinito;
- É nula a resistência ao corte do solo acima da base da sapata, isto é, o solo atua sobre a superfície, ao nível da base da sapata como uma sobrecarga uniformemente distribuída;

- São nulos o atrito e a adesão ente a sapata e o solo, acima da base desta e entre este solo e o solo de fundação propriamente dito.

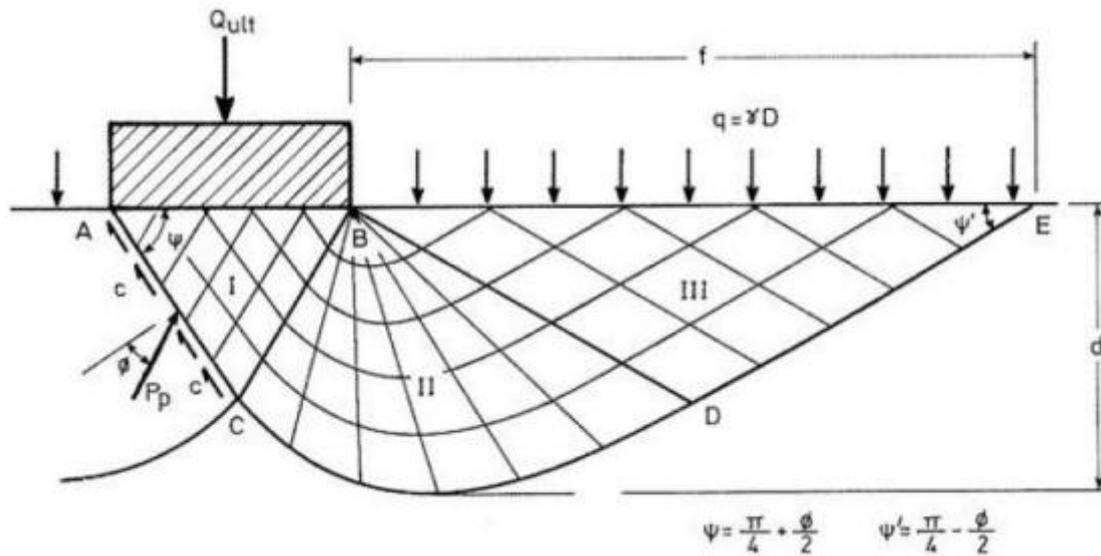


Figura 43 - Zonas de corte e forças que se opõem á rotura [45]

Sobre a expressão da capacidade resistente do terreno ao carregamento (em condições drenadas) é dada por [38]:

$$Q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (3.45)$$

onde,

i_c, i_q, i_γ Coeficiente de inclinação de carga, com índices relativos á coesão c , á sobrecarga q e ao peso volúmico γ ;

s_c, s_q, s_γ Coeficientes de forma da base da fundação;

N_c, N_q, N_γ Coeficientes de capacidade resistente do terreno ao carregamento;

γ' Valor de cálculo do peso volúmico submerso do solo abaixo do nível de fundação;

q Pressão vertical ao nível da base da fundação, devida ao peso de terrenos sobrejacentes ou a sobrecargas. É calculado pela expressão $q = \gamma \cdot D$

Estes coeficientes são obtidos através das expressões da Tabela 20:

Tabela 20 - Coeficientes corretivos da formulação clássica da capacidade resistente do solo [3]

Efeito	Parcela de Coesão	Parcela de Sobrecarga	Parcela de Peso
Forma da sapata	$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$ $s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b_{eff}}{l_{eff}}$	$s_q = 1 + \frac{b_{eff}}{l_{eff}} \cdot \sin \phi'$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{b_{eff}}{l_{eff}}$
Inclinação de carga	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$ $i_c = \frac{1}{2} \left[1 + \left(1 - \frac{H}{A_{eff} \cdot c_u} \right)^{0,5} \right]$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_{eff} \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^m$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_{eff} \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^{m+1}$
Correção da capacidade de carga	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_\gamma = e^{\left(\frac{1}{6}(\pi + 3\pi^2 \tan \phi) \right)} \cdot \tan \phi \frac{2\pi}{5}$

Quanto ao fator de inclinação de carga descrito na Tabela 15, este é exponenciado por um fator m e calcula-se da seguinte maneira:

Quando H atua na direção de B':

$$m = m_B = \frac{2 + \left(\frac{B'}{L}\right)}{1 + \left(\frac{B'}{L}\right)} \quad (3.46)$$

Quando H atua na direção de L':

$$m = m_L = \frac{2 + \left(\frac{L'}{B}\right)}{1 + \left(\frac{L'}{B}\right)} \quad (3.47)$$

Se na sapata existir a presença de um momento fletor (Figura 44), existe então uma excentricidade, que é determinada da seguinte maneira:

$$e_x = \frac{M_{sd,y}}{N_{sd}} \quad (3.48)$$

$$e_y = \frac{M_{sd,x}}{N_{sd}} \quad (3.49)$$

Dessa maneira é necessário então de recalculer as dimensões da sapata usando as expressões:

$$B' = B - 2e_x \quad (3.50)$$

$$L' = L - 2e_y \quad (3.51)$$

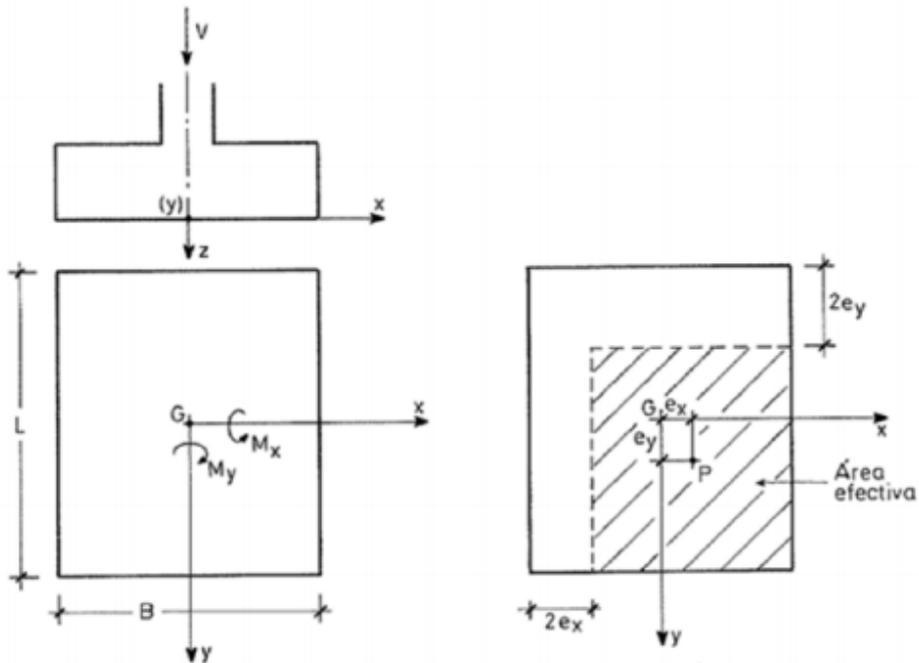


Figura 44 - Sapata retangular atuando carga vertical e momentos

4

PROPOSTA E MODELAÇÃO DE SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

Neste capítulo será feita a abordagem a todos os processos realizados para a modelação dos diversos sistemas estruturais das torres de suporte de um aerogerador. Irão ser abordados aspetos, como geometria, materiais, secções, ações e respetivas modelações.

4.1 TORRES MODELADAS

Um dos objetivos parciais da dissertação consiste na modelação de diversos sistemas estruturais para as torres. Na Tabela 21, apresentam-se as torres modeladas no programa *SAP2000*. No total foram modeladas 20 torres eólicas.

Tabela 21 - Torres modeladas no programa *SAP2000*

Altura (m)	<i>Onshore</i>			<i>Offshore</i>		
	Tubular		Treçada	Tubular		Treçada
	<u>Aço</u>	<u>Betão</u>	<u>Aço</u>	<u>Aço</u>	<u>Betão</u>	<u>Aço</u>
20	×	×				
40	×	×				
60	×	×				
75	×	×	×	×		×
100	×	×	×	×		×
125	×	×	×	×		

Para o sistema estrutural *onshore* foram adotados dois sistemas estruturais (tubular e treliçado), como também dois materiais (aço e betão). Já para as *offshore*, foram escolhidos os mesmos sistemas estruturais, mas apenas um material (aço). Foram escolhidos estes dois parâmetros, pois são os mais utilizados nos dias de hoje para a construção de torres eólicas.

Com base na bibliografia existente sobre torres *onshore*, chegou-se á conclusão que as torres treliçadas têm vindo a evoluir, e a construção em grandes alturas a ganhar o seu terreno. Posto isto decidiu-se fazer a modelação deste sistema estrutural com alturas entre os 75 e os 125 m e comparar com as torres tubulares, de modo a concluir-se qual seria a torre mais propícia para construção em grandes alturas.

Grande parte das torres espalhadas pela Europa e principalmente em Portugal, são torres com alturas entre os 20 e os 60 m, construídas em locais com uma cota suficientemente elevada, de modo a que a energia eólica seja captada de maneira eficiente. Nestes casos o sistema estrutural tubular é o mais frequente, de modo que se tenha modelado estas torres, mas com dois materiais distintos, de forma a obter o sistema estrutural mais económico.

Na modelação das torres *offshore* apenas foi modelado torres com um material (aço), pois é o material que é usado para a construção destas torres neste meio. Apenas foram modeladas torres de alturas superiores a 60 m, visto que neste meio, é necessário ter em conta o fator da ondulação, e do vento atuar em alturas elevadas. No entanto não foi modelado a torre treliçada *offshore* com 125 m, ao contrário da tubular, pois este sistema estrutural não é utilizado em grandes alturas neste meio.

4.2 GEOMETRIA E SECÇÕES DAS TORRES

4.2.1 TORRE TUBULAR EM AÇO ONSHORE

Na Secção 2.4 foram apresentados os diferentes tipos de geometria das torres modeladas. Estas tratam-se de turbinas eólicas *upwind* (a favor do vento), de eixo horizontal com três pás. A Tabela 22 mostra a geometria da torre tubular em aço *onshore* de 75 m modeladas de forma bidimensional. Quanto às dimensões das torres de 20 m, 40 m, 60 m, 100 m e 125 m, podem ser consultadas no Anexo 1.

Tabela 22 - Dimensões das torres tubulares em aço *onshore* de 75 metros

	Secção (m)	Diâmetro (m)	Espessura (cm)
Torre 75m	0-30	3,0	5,2
	30-55	2,5	4,5
	55-75	2,0	3,5

Para a obtenção do diâmetro e espessura da torre, desde a base até ao topo, estes foram admitidos em coerência com a bibliografia existente. Como já é de conhecimento neste tipo de torres, o aumento do diâmetro corresponde a uma redução da espessura da chapa, aumentando assim a tensão, mas diminuindo a margem de encurvadura.

As torres foram divididas em secções de 20, 25 e 30 metros, ficando assim algumas com 3, 4, e 5 secções, onde foram aplicadas cargas distribuídas relativamente ao vento. No topo da torre foi ainda adicionado o peso do aerogerador.

À medida que a altura da torre aumenta, aumenta a dimensão das pás e da nacelle. Assim o peso do aerogerador varia consoante a altura de cada torre, conforme indicado na Tabela 23.

Tabela 23 - Peso de cada aerogerador

Torre (m)	Aerogerador (KN)
20 e 40	150
60 e 75	200
100	350
125	500

Relativamente ao aerogerador, optou-se por não se realizar a modelação deste. A modelação do aerogerador não se apresentava importante para o cálculo da torre, no entanto, foram tomadas algumas medidas para acautelar um bom dimensionamento da torre, no que diz respeito à existência do mesmo no topo da torre.

A Figura 45 mostra as cargas horizontais relativas ao vento que devido à diminuição de diâmetro da torre, a força do vento não tem um crescimento uniforme como demonstra a Figura 5, pois o diâmetro é variável. Na mesma figura é mostrada a força concentrada do aerogerador. Esta força depois de aplicada, é também transformada numa massa através de uma opção disponível no programa de cálculo de elementos finitos, para que assim se consiga realizar uma análise dinâmica correta. Esta força foi simplificada aplicada no centro de gravidade da secção transversal da barra, no entanto na prática existe uma excentricidade entre o centro de massa da *nacelle* e o centro de gravidade da secção transversal.

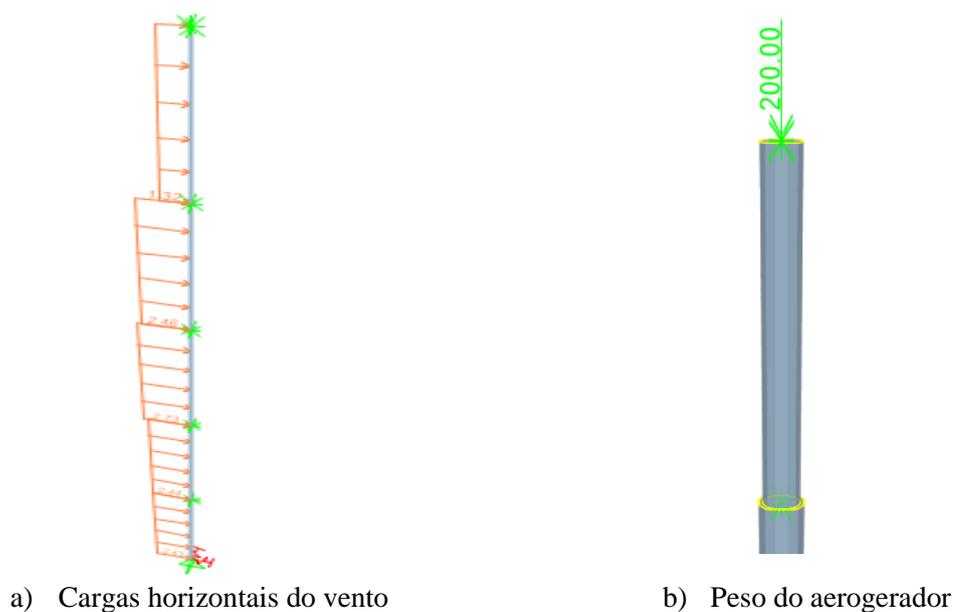


Figura 45 - Força do vento e do aerogerador

Para o dimensionamento das sapatas foi assumido que o terreno tinha as propriedades descritas na Tabela 24. Para a ação do vento considerou-se as características indicadas na Tabela 25.

Tabela 24 - Características do solo

Tensão admissível	400 KPa
Módulo de Elasticidade do solo	200 MPa
ν	0.3

Tabela 25 - Características do vento

Rugosidade	Tipo II
Zona do Terreno	B

Visto estas estruturas estarem situadas em meios rurais e com uma elevada altitude, onde os solos são rijos e coesos, foram então adotadas estas características. Nas tabelas que se seguem constam o pré-dimensionamento e dimensionamento da sapata quadrada, um dos tipos de geometria utilizada em fundações de torres. As Tabela 26 e Tabela 27 mostram a sapata utilizada para a torre de 75 m. As restantes torres *onshore* foram calculadas da mesma maneira.

Tabela 26 - Pré-dimensionamento das sapatas

N (KN)	Momento na base da Torre (KN m)	Excentricidade	Estimativa das dimensões (m)
3286.5	8859.4	2.70	10 x 10 x 1,0

Para a realização deste pré-dimensionamento, calculou-se o peso próprio (N) e o momento da torre através do programa *SAP2000*, conforme o Anexo 2.

Depois de estimar as dimensões da sapata, procedeu-se à verificação de segurança da mesma.

Tabela 27 - Dimensionamento das sapatas

Peso Próprio da sapata (KN)	N + Peso Próprio da sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no Terreno (KPa)	Verificação
2500	5786.5	1.53	83.4	OK!

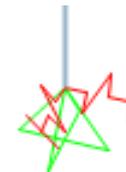
Para se obter um comportamento dinâmico da torre mais realista, não foi considerado que a estrutura tivesse um encastramento perfeito, daí ter-se colocado duas molas de rotação, calculando a rigidez de rotação da sapata. Na Figura 46 demonstra os deslocamentos bloqueados e as rotações calculadas. As molas que impedem a rigidez de rotação da sapata foram calculadas pela seguinte equação:

$$k_{\theta} = \frac{\pi a^2 b \left(1 + \frac{a}{4b}\right) E_{solo}}{18(1 - \nu^2)} \quad (4.1)$$

Em que, a é a dimensão da sapata no plano de flexão e b a dimensão da sapata perpendicular ao plano de flexão.

Constraints	None
Restraint	u1, u2, u3, r3
Local Axes	Default
Springs	
Coordinate System	Local
R1	47948605
R2	47948605

a) Apoios bloqueados e valores das molas de rotação



b) Modelação do apoio com as respectivas molas de rotação no SAP2000

Figura 46 - Modelação da sapata

Quanto às restantes dimensões das sapatas das torres tubulares *onshore*, estão mencionadas no Anexo 3.

4.2.2 TORRE TUBULAR EM BETÃO

Quanto à torre de betão foi modelada da mesma maneira, mudando o simples facto do material utilizado ter sido um betão C55/67. Quanto à torre de 125 metros, visto ser uma torre de grande altura optou-se por fazer uma torre híbrida, onde até aos 100 metros a torre é feita em betão e dos 100 aos 125 metros feita em aço. O aço utilizado foi o S355, igual ao das torres em aço.

4.2.3 TORRE TUBULAR EM AÇO OFFSHORE

Sobre a torre tubular em aço *offshore*, a sua particularidade que distingue as torres tubulares descritas anteriormente, é a sua fundação monopilar em betão (C30/37). Quanto à modelação da fundação do monopilar, visível na Figura 49, este é feita em betão com uma profundidade de 30 metros. Foram restringidos os deslocamentos horizontais, através de molas de deslocamento em toda a sua continuidade e no ponto mais baixo foram bloqueados os deslocamentos.

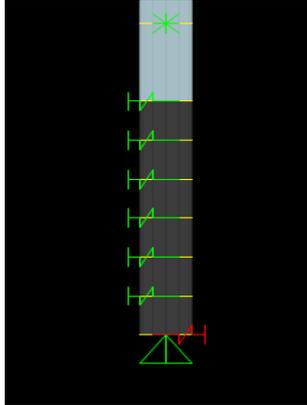


Figura 47 - Monopilar em SAP2000

Springs	
Coordinate System	Local
U1	904977.4
U2	904977.4

Figura 48 - Deslocamentos bloqueados

Figura 49 - Modelação do Monopilar da estrutura Offshore

Para o cálculo das molas de rigidez circular que restringem os deslocamentos horizontais, foi usada a Equação 4.2.

$$K = \frac{8GR}{2 - \nu} \quad (4.2)$$

Sendo:

R raio do monopilar;

ν coeficiente de *Poisson* (0.3);

G modulo de distorção dado por $\frac{E_{solo}}{2(1+\nu)}$, onde E é igual a 200 MPa.

4.2.4 TORRE TRELIÇADA EM AÇO ONSHORE

As torres treliçadas modeladas de forma tridimensional são fabricadas em aço, sendo que as suas geometrias são diferentes.

Estas têm secção em cantoneira, tendo sido usado 2 tipos de cantoneira, sendo a cantoneira simples (Figura 50) utilizadas nas secções menos esforçadas e cantoneira dupla (Figura 51) nas secções que acarretam mais esforço.

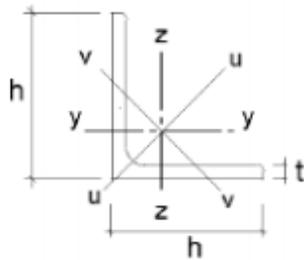
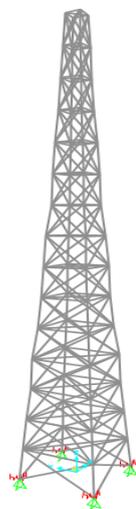


Figura 50 - Cantoneira simples

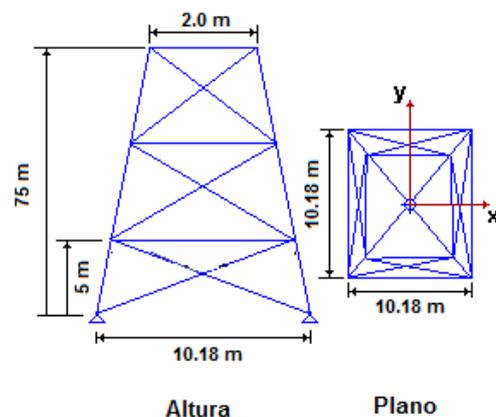


Figura 51 - Cantoneira dupla

Com base na Figura 50, estas são compostas por um h com 200 mm e um t com 24 mm para as torres de 75 metros (Figura 52). Quanto à cantoneira dupla, esta tem as mesmas dimensões que a cantoneira simples, com a única diferença de ter um espaçamento entre elas de 20 mm. As restantes dimensões das torres treliçadas está descrito no Anexo 1. Quanto às sapatas, foram dimensionadas como descrito nas Tabela 26 e Tabela 27.



a) Torre Treliçada *onshore* modelada no SAP2000



b) Dimensões da Torre treliçada *onshore*

Figura 52 - Torre Treliçada modelada no SAP2000

4.2.5 TORRE TRELIÇADA EM AÇO OFFSHORE

As torres treliçadas offshore são constituídas por perfis tubulares em aço com a geometria descrita no Anexo 4. Quanto aos monopilares de fundação são feitos do mesmo betão das torres tubulares *offshore*

mas com a diferença destes serem ocos com um diâmetro de 2.1 m e espessura de 60 mm [46], como ilustra a Figura 53.



Figura 53 - Torre Trelaçada *offshore* modelada no *SAP2000*

O peso do aerogerador foi transformado numa força e dividida por quatro, sendo cada uma das forças aplicadas nos últimos quatro pontos do cimo da torre, como se pode observar na Figura 54. Como explicado na Subsecção 4.2.1 estas forças são também consideradas como massas para efeito da análise dinâmica.

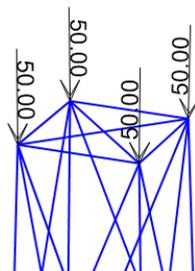


Figura 54 - Forças que simulam a peso do aerogerador

A geometria de cada torre modelada no programa *SAP2000* descrita a cima encontra-se em anexo (Anexo 4).

4.3 AÇÕES

No modelo de cálculo foram tidos em consideração vários tipos de ações sobre as torres, sendo estes:

- Peso próprio;

- Ação do vento na torre;
- Ação sísmica;
- Ação da onda (no caso das torres *offshores*).

4.3.1 PESO PRÓPRIO

Relativamente ao peso próprio das estruturas, este foi calculado com base no peso específico do aço de $78,5 \text{ KN/m}^3$ e do betão armado 25 KN/m^3 . Esta ação tem carácter permanente e, atua no sentido da ação da gravidade, e é calculada automaticamente pelo programa de elementos finitos, *SAP2000*.

Neste dimensionamento foi desprezado o peso das porcas, parafusos e chapas de ligação, porque achou-se que não seria necessário considerar todos os pormenores, visto não se estar a fazer a modelação completa de uma única torre eólica, mas sim o dimensionamento simplificado de vários esquemas estruturais, para achar qual o mais vantajoso para a construção.

No que diz respeito ao peso próprio do aerogerador, visto não ter sido realizada a modelação deste, foi colocado uma carga pontual no topo da torre, como já explicado na Subsecção anterior e se pode observar na Figura 45 e na Tabela 23. Esta ação é também de carácter permanente e atua no sentido da ação da gravidade.

4.3.2 AÇÃO DO VENTO NA TORRE

A determinação dos efeitos da ação do vento em estruturas podem ser feitas por métodos analíticos ou experimentais, tendo em conta que este pode tomar qualquer rumo. Nesta modelação foi apenas considerado a atuação deste na direção horizontal.

Visto as estruturas em estudo serem de grande altura, considerou-se para o cálculo da ação do vento a divisão da estrutura em trechos de 15 metros.

Como início de cálculo, começou-se por determinar a pressão dinâmica do vento (N/m^2) dada pela expressão:

$$w = 0.613 v^2 \quad (4.3)$$

Onde v é a velocidade do vento (m/s), definidos em função da altura acima do solo (h) e é dada por expressões distintas consoante o tipo de rugosidade do solo.

$$v = 25 \left(\frac{h}{10} \right)^{0.20} + 14 \quad (4.4)$$

É necessário salientar que como certas estruturas em estudo são tubulares e se encontrarem em zonas rurais e de elevadas altitudes, é necessário multiplicar por certos coeficientes, como 1,3 e 1,2.

Os resultados obtidos para a torres de 75 metros foram os seguintes:

Tabela 28 - Resultados obtidos para a pressão do vento

Altura (m)	Pressão do vento (N/m ²)	(KN/m ²)
15	1616.285	1.62
30	1948.817	1.95
45	2182.571	2.18
60	2369.159	2.37
75	2527.136	2.53

Depois de calcular a pressão do vento, passou-se ao cálculo da força do vento, para assim colocá-las no programa de cálculo, sendo dadas pela expressão seguinte:

$$F = \delta_f * h * d * w \quad (4.5)$$

Onde h é a altura por tramo da torre e δ_f é o coeficiente de força para a determinação da ação do vento. Para obter este coeficiente é necessário calcular $d\sqrt{w}$, em que d é o diâmetro da torre e w a pressão dinâmica do vento. Este coeficiente é variável, como é demonstrado na Tabela 29 e é dependente também da esbelteza da estrutura, daí ser necessário ter em conta todos estes fatores.

Tabela 29 - Coeficientes de força (δ_f) [47]

$d\sqrt{w}$	Esbelteza h/d					
	≤ 1	2	5	10	20	∞
< 0.15	0.7	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2
≥ 0.15	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6

Este valor foi obtido pela razão entre a altura da torre dimensionada e o diâmetros da base, ou seja, para obter o coeficiente de força na torre de 75 metros foi calculado da seguinte maneira:

$$\frac{75}{3} = 25, \quad d\sqrt{w} \geq 0.15 \rightarrow \delta_f = 0.6 \quad (4.6)$$

Depois de obtido o coeficiente de força, foi calculado a força do vento pela equação 4.5. O resultado obtido é demonstrado na Tabela 30:

Tabela 30 - Força do vento na torre de 75 metros

Torre 75 m	
Altura (m)	Força do vento (KN/m)
0-15	2.43
15-30	2.44
30-45	2.73
45-60	2.46
60-75	1.32

Quanto à força do vento nas restantes torres podem ser consultadas no Anexo 5.

Quanto à força do vento nas pás, esta não foi considerada, pois o foco desta dissertação está nas torres de suporte. No entanto sabe-se que quando a velocidade do vento ultrapassa os 30 m/s, o aerogerador trava, de maneira a que este não atinja rotações demasiadas elevadas, de forma a danificar o sistema de rotação contido na *nacelle*. Esta paragem acontece de maneira lenta de maneira a não induzir esforços significativos na torre. Na Figura 55 é visível a posição mais desfavorável do rotor quando este trava.

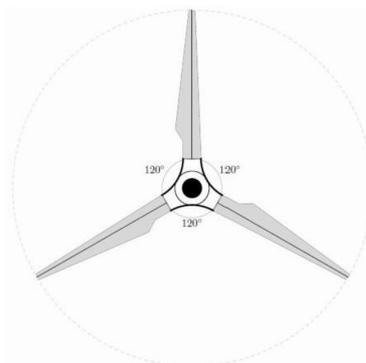


Figura 55 - Posição mais desfavorável do rotor

No entanto com base em bibliografia consultada, o seu dimensionamento não resultaria em mudanças consideráveis de valores, daí ter-se assumido uma simplificação da realidade.

4.3.3 AÇÃO SÍSMICA

A ação sísmica foi efetuada por intermédio do programa de cálculo *SAP2000*, através de uma análise sísmica. Para realizar esta análise, neste programa de elementos finitos, é necessário definir certos parâmetros como demonstra a Figura 56.

Parameters	
Country	Portugal
Direction	Horizontal
Horizontal Ground Accel., a_g/g	2.5
Spectrum Type	1
Ground Type	A
Soil Factor, S	1.
Acceleration Ratio, A_{vg}/A_g	
Spectrum Period, T_b	0.1
Spectrum Period, T_c	0.6
Spectrum Period, T_d	2.
Lower Bound Factor, β	0.2
Behavior Factor, q	2.

Figura 56 - Parâmetros definidos na ação sísmica

Quanto à aceleração do terreno, visto não se saber o local de implantação das torres foi adotado a aceleração de 2.5 m/s^2 no tipo 1 e de 1.7 m/s^2 no tipo 2 como é visível na Tabela 11. Quanto ao tipo de terreno, foi o escolhido o tipo A, devido a estas estruturas estarem em zonas montanhosas, onde o tipo de solo tem uma rigidez considerável. O coeficiente de amortecimento escolhido foi de 0.05 e o coeficiente de comportamento de 2.0.

Na Tabela 31 podem observar-se os valores da frequência própria do modelo tubular em aço *onshore* de 75 m.

Tabela 31 - Frequências da torre tubular em aço *onshore* de 75 metros

Modo	Frequência (Hz)
1	0.48
2	2.16
3	5.88
4	11.15
5	17.53
6	17.86
7	43.85
8	66.77
9	91.35
10	104.29

Após a determinação da resposta sísmica, constata-se que apenas os primeiros 3 modos têm influência nesta ação. Quanto á análise das frequências de vibração de todas as estruturas modeladas, serão realizados com mais detalhe no Capítulo 5.

4.3.4 AÇÃO MARÍTIMA

O cálculo das ondas foi efetuado com base na fórmula de Morison.

$$F = C_M \frac{\rho \pi D^2}{4} \dot{v} + C_D \frac{\rho D}{2} v |v| \quad (4.7)$$

em que:

- F força da onda por metro;
- C_M coeficientes de massa 2.0;
- C_D coeficiente de arrasto igual a 0.7;
- ρ densidade da água ;
- D diâmetro do elemento;
- v velocidade das partículas da água;
- \dot{v} aceleração das partículas da água.

Quanto aos valores da velocidade e da aceleração das partículas da água, foram retirados de documentação existente [35], demonstrados na Tabela 32.

Tabela 32 - Valores da velocidade e aceleração das partículas da água

Z (m)	Velocidade (m/s)	Aceleração (m/s ²)
4.0	2.95	1.54
2.0	2.76	1.45
0.0	2.61	1.36
-2.0	2.47	1.29
-4.0	2.36	1.24
-6.0	2.27	1.19
-8.0	2.21	1.16

Esta análise foi efetuada por intermédio do programa de cálculo *SAP2000*, com base numa análise estática, em que foi considerado várias forças de ondas a atuar na estrutura.

Visto não saber o local de implantação adotou-se uma profundidade de 30 m (altura máxima para uma torre offshore com fundação monopilar) e uma onda de 8 m (de acordo com o porto de Leixões).

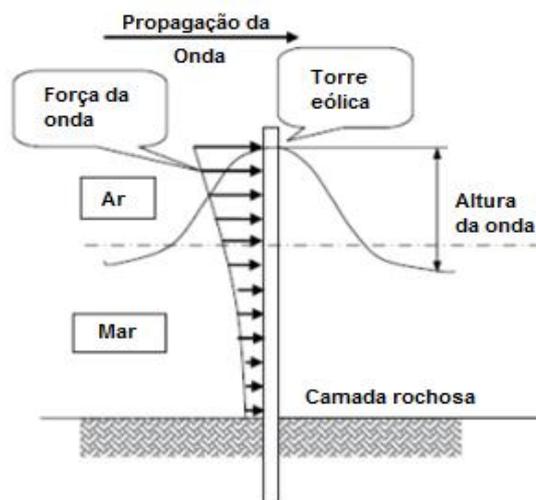


Figura 57 - Esboço da caracterização de uma onda

Na Tabela 33 apresenta as forças das ondas, calculadas de 2 em 2 metros. As forças não são calculadas até á camada rochosa devido ao facto, que as cotas inferiores à altura da onda, as forças hidrodinâmicas anulam-se. Ainda assim preferiu-se calcular mais 4 metros abaixo da altura da onda, apenas por segurança. Quanto à força da onda nas restantes torres, estas encontram-se no Anexo 6.

Tabela 33 - Forças da onda na torre de 75 metros

Forças da onda na estrutura	
H (m)	F (KN/m)
4.0	40.25
2.0	37.5
0.0	35.25
-2.0	33.25
-4.0	31.70
-6.0	30.40
-8.0	29.55

4.4 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Para o cálculo da verificação de segurança das torres, foram feitas 5 combinações de ações.

Para o cálculo, seleccionam-se as secções mais condicionantes para a análise dos esforços, para as 5 combinações. Não foram adotadas as 5 combinações em todas as torres, mas sim as combinações que mais condicionam a segurança de cada torre em particular.

Nas torres *onshore* foram apenas adotadas as combinações da carga quase permanente (CQP), do ELU do vento e da ação sísmica. Quanto às torres *offshores* considerou-se as combinações do ELU do vento, combinação CQP e a combinação do ELU da onda. Neste ultimo tipo de torres, não foi considerado a ação sísmica devido ao facto de não ser uma das ações mais condicionantes para este tipo de estrutura. A RCP foi tida como o peso próprio do aerogerador. A Tabela 34 mostra as ações utilizadas no dimensionamento.

Tabela 34 - Combinações de ações utilizadas no dimensionamento das torres

Combinação	Fórmula
CQP	$1.0 PP + 1.0 RCP + 1.0 Vento$
ELU Vento	$1.35 PP + 1.35 RCP + 1.5 Vento$
ELU Onda	$1.35 PP + 1.35 RCP + 1.5 Vento + 1.5 Onda$
Sísmica Tipo 1 + CQP	$1.0 PP + 1.0 RCP + 1.0 Ação sísmica 1$
Sísmica Tipo 2 + CQP	$1.0 PP + 1.0 RCP + 1.0 Ação sísmica 2$

4.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

4.5.1 TORRES TUBULARES EM AÇO

Depois de realizadas as combinações das ações, foram retirados os esforços axiais e os momentos fletores. Posto isto foram calculadas as imperfeições geométricas para então verificar a segurança do estado limite de encurvadura. O material utilizado na torre foi aço S355. Nesta Subsecção só irá mostrar-se os dados da torre tubular *onshore* de 75 m. As restantes verificações dos outros sistemas estruturais estão identificadas no Anexo 3.

A expressão utilizada para a verificação da segurança á flexão composta é dada pela Equação 4.8:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi A f_{yd}} + \frac{k M_{Ed}}{W_{el} \frac{f_{yd}}{Y_{M1}}} \leq 1.0 \quad (4.8)$$

Onde N_{Ed} é o esforço axial atuante, M_{Ed} é o momento fletor actuante, A é a área de secção transversal, W_{el} é o modulo de flexão elástico da secção transversal, f_{yd} é a tensão de cedência, Y_{M1} é o coeficiente de segurança parcial, χ o fator de redução para o modo de encurvadura e k o fator de correção.

O fator de redução é dado pela Equação 4.9:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (4.9)$$

Onde Φ é dado pela Equação 4.10:

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4.10)$$

onde α representa o coeficiente de imperfeição, neste caso é igual a 0.21 e $\bar{\lambda}$ é dado por:

$$\bar{\lambda} = \frac{l_e}{93.9\epsilon} \quad (4.11)$$

onde, l_e é o comprimento de encurvadura, tendo sido considerado $2l$. Contudo, tal consideração só é válida se o esforço axial fosse constante ao longo da torre. O raio de giração, é dado por $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$, sendo I a inércia e A a área da secção transversal.

Para verificar a Equação 4.8 começou-se por retirar os esforços do *SAP2000* de todas as combinações feitas.

Tabela 35 - Esforços resultantes das combinações usadas

Secção (m)	Combinação CQP		Combinação ELU Vento		Combinação sísmica Tipo 1 + CQP		Combinação sísmica Tipo 2 + CQP	
	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KN m)	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KN/m)	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KN/m)	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KN/m)
0-30	2434.5	0	3286.5	8859.4	2384.5	8386.5	2384.5	3256.3
30-55	1324.7	0	1784.3	2819.1	1271.8	4019.9	1271.8	1533.8
55-75	504.4	0	680.9	222.75	726.9	1478.7	726.9	693.1

A Tabela 36 indica valores de algumas grandezas indispensáveis para a verificação de segurança ao estado limite de encurvadura.

Tabela 36 - Dados auxiliares de cálculo para a verificação da flexão composta

Secção (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	i (m)	l_e (m)	$\bar{\lambda}$	Φ	χ	k	w_{el} (m ³)
0-30	0.48	0.523	1.04	60	0.76	0.84	0.82	1.5	0.349
30-55	0.35	0.262	0.87	110	1.67	2.04	0.31	1.5	0.209
55-75	0.22	0.104	0.69	150	2.84	4.80	0.12	1.5	0.104

Transpondo os resultados obtido das Tabela 35 e Tabela 36, procede-se á verificação de segurança para as combinações anteriormente descritas. Apenas mostrou-se a combinação ao ELU Vento, pois foi a combinação que apresentou maiores esforços.

Tabela 37 - Verificação da flexão composta para a combinação ELU Vento

Combinação ELU Vento		
Secção (m)	$\frac{N_{Ed}}{\chi A f_{yd}} + \frac{k M_{Ed}}{W_{el} \frac{f_{yd}}{Y_{M1}}} \leq 1$	Verificação
0-30	0.13	Verifica!
30-55	0.10	Verifica!
55-75	0.09	Verifica!

A utilização da expressão da verificação anterior implica que as secções transversais sejam de classe 3, o que obriga um aumento da espessura da torre, daí que os resultados obtidos verifiquem a segurança por uma margem considerável. Considerou-se que o aço utilizado tem uma tensão de cedência de 355 MPa, então segundo o EC3 – Parte 1 pode ser considerado o valor de $\epsilon = 0.81$. Com esta consideração, a relação entre o diâmetro e a espessura teria de ser menor que 90 para a secção poder ser considerada de classe 3, como ilustra a Figura 58.

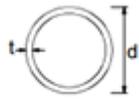
Secções tubulares						
						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<i>NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 58 - Classificação de uma secção tubular de acordo com o EC3 - Parte 1

Utilizando as características das secções considerada na análise visíveis no Anexo 2, verifica-se que a secção é considerada de classe 3. A Tabela 38 mostra a classificação da secção da torre de 75 m *onshore* em aço.

Tabela 38 - Definição das secções dos elementos da torre eólica em termos de classes de aço

Secção (m)	D (m)	e (m)	Secção tubular	Classe
0-30	3	0.052	87.41	Classe 3
30-55	2.5	0.045	84.18	Classe 3
55-75	2	0.035	86.58	Classe 3

4.5.2 TORRES TUBULAR EM BETÃO

Depois de modeladas as torres de betão procedeu-se à verificação da segurança das mesmas. Esta verificação foi feita de uma forma muito simplificada, baseada num critério de ductilidade. Assim foi calculado o momento reduzido e comparado com o limite indicado na Equação 4.12. Desta forma simplificada garante-se de forma indireta que a verificação da segurança ao esmagamento por compressão é cumprida. O material utilizado foi betão C55/67.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{cd}} < 0.25 \quad (4.12)$$

onde, μ é o momento reduzido, b de uma maneira muito simplificada será considerado igual a duas vezes a espessura da secção, d o diâmetro da secção e $f_{cd} = 36.7 \text{ MPa}$. Nesta descrição desta verificação apenas irá mostrar-se a torre de 75 m, estando as restantes verificações no Anexo 2.

Tabela 39 - Esforços resultantes das combinações usadas

Secção (m)	Combinação CQP		Combinação ELU Vento		Combinação sísmica Tipo 1 + CQP	
	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KN m)	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KN/m)	N_{Ed} (KN)	M_{Ed} (KN/m)
0-30	3135.8	0	4233.4	14183.4	3135.8	11263.0
30-55	1697.6	0	2291.7	4266	1697.5	5430.2
55-75	864.0	0	1181.1	786.0	1143.0	3677.0

Tabela 40 - Verificação da flexão composta para a combinação ELU Vento

Combinação ELU Vento		
Secção (m)	$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} < 0.25$	Verificação
0-30	0.07	Verifica!
30-55	0.03	Verifica!
55-75	0.01	Verifica!

Verificou-se um sobredimensionamento, pois para que estas torres verifiquem o ELS ao deslocamento, como é mostrado no Capítulo 5, foi necessário um aumento do diâmetro de cada secção, o que irá tornar a torre mais pesada e com maiores custos de construção.

Como demonstrado, todas as secções verificaram a segurança ao esmagamento por compressão, em todas as combinações usadas.

4.5.3 TORRE TRELIÇADA

A EN1993-1-1 [37] permite que, quando o valor dos esforços horizontais de dimensionamento seja superior a 15% do valor dos esforços verticais de dimensionamento, ou seja, $H_{Ed} \geq 0.15 V_{Ed}$, não seja necessário ter em consideração as imperfeições geométricas. Assim, no presente caso em estudo e, como a ação horizontal mais condicionante não verifica a condição de dispensa por uma diferença inferior a 10% optou-se ainda assim por considerar que a condição de dispensa é válida tendo por base casos de estudo anteriores, e salientando-se que o objetivo desta dissertação é o de dimensionamento simplificado e não uma análise e dimensionamento profundo e detalhado.

4.6 OVALIZAÇÃO DE SECÇÕES

É determinado que o troço da estrutura para qual a relação $\frac{D}{e}$ é máximo e respeita o requisito regulamentar: $\left(\frac{D}{e}\right)_{max} < 250$. Visto na Subsecção anterior ter-se demonstrado que as secções analisadas seriam de classe 3, ou seja, que cumprem o regulamento do EC3 descrito na Figura 58, também irão verificar a ovalização de secções.

5

ANÁLISE COMPARATIVA DAS SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

Neste capítulo será realizado um estudo comparativo entre as torres modeladas. Serão abordados aspectos de cada tipo de torre, segundo cada esquema estrutural e por fim será realizada uma comparação com fim de encontrar a torre mais vantajosa para cada ambiente.

5.1 FREQUÊNCIAS NATURAIS

Depois de modeladas as torres passou-se à parte de analisá-las a partir da frequência natural de cada uma de modo a conseguir encontrar o esquema estrutural mais vantajoso. No Anexo 7 está exposto todas as frequências naturais até ao modo 10, mas nesta parte apenas será abordado apenas o primeiro modo, que achou-se o necessário para tirar uma conclusão.

Nos gráficos das Figura 59 e Figura 60, é mostrado o valor do 1º modo das frequências naturais obtidas nas torres *onshore* e *offshore*. No caso das *offshore* incluiu-se o intervalo admissível de frequências naturais, mostrado anteriormente na Figura 42.

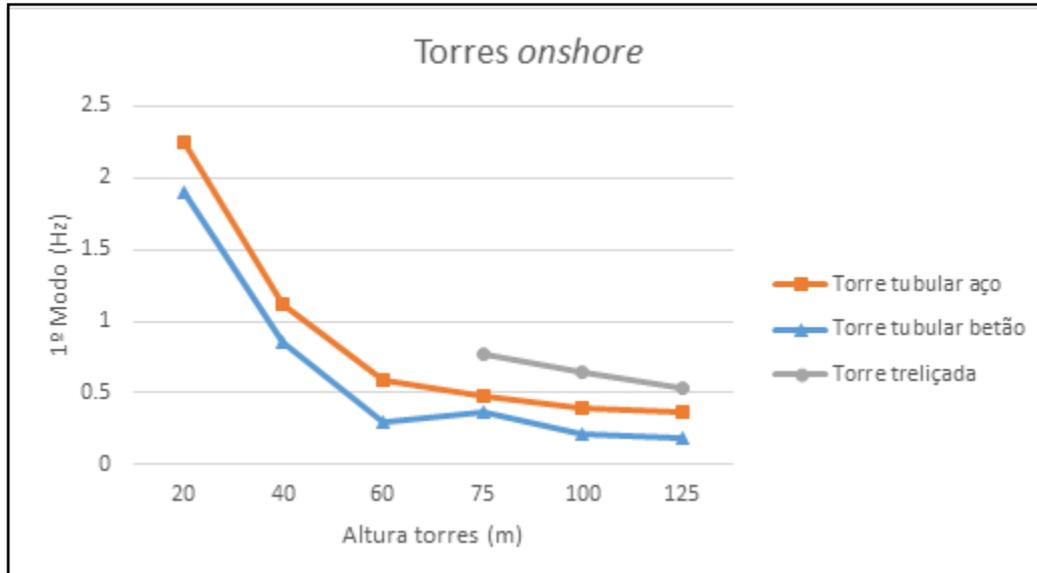


Figura 59 - Frequências naturais das torres *onshore*

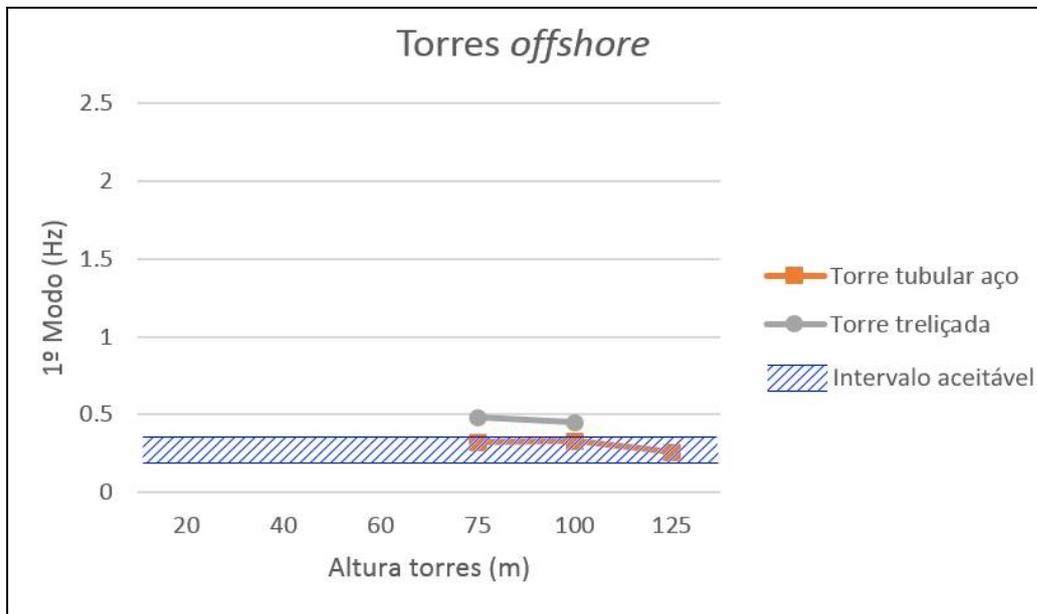


Figura 60 - Frequências naturais das torres *offshore*

5.1.1 COMPARAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS OBTIDAS

Depois de retiradas as frequências, foi feito uma comparação de modo a que se consiga saber qual delas é a mais aceitável. A comparação das frequências das torres *onshore* foi feita com base em bibliografia consultada. Quanto às torres *offshore*, estas foram comparadas com o gráfico demonstrado na Figura 42.

Quanto ao gráfico da Figura 60, é notório a distinção de frequências entre as torres tubulares e treliçadas. Como é visível, a faixa de frequências naturais aceitáveis é entre os 0.20 Hz e os 0.35 Hz, o que abrange apenas as frequências das torres tubulares, tornando-as a opção mais viável para construção.

Quanto às torres *onshore*, estas mostraram frequências aceitáveis, com base em dimensionamentos previamente modelados, o que nesta situação teve de ser feita outro tipo de comparação (mostrado na Secção 5.3) de modo a saber qual a torre mais viável para construção.

5.1.2 MODOS DAS FREQUÊNCIAS NO PROGRAMA SAP2000

A Figura 61 mostra os primeiros dois modos de vibração das torres tubulares em aço e das torres treliçadas.

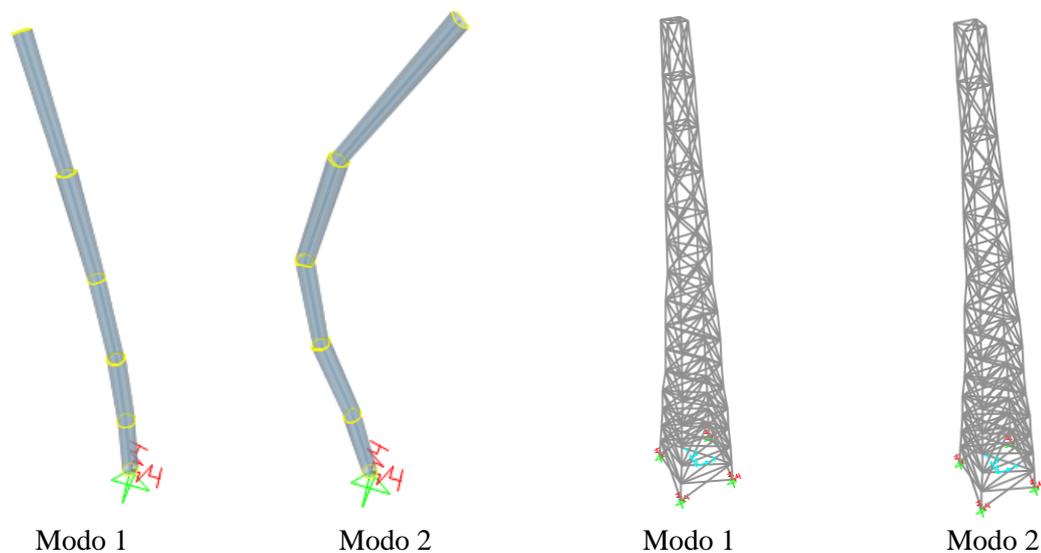


Figura 61 - Configurações dos 2 primeiros modos de vibração da torre tubular em aço e da torre treliçada *onshore*.

Quanto às torres tubular em aço, de betão e torre treliçada *offshore* não foram aqui colocadas, pois os seus modos de vibração são idênticos aos das torres mostradas na Figura 61.

5.2 DESLOCAMENTOS

Depois de analisadas as frequências, teve-se em conta os deslocamentos da torre com base na Equação 3.43. Foram tidos em conta todos os deslocamentos de todas as torres, com base na verificação aos ELS, como se pode ver nas tabelas seguintes:

Tabela 41 – Verificação do ELS ao deslocamento das torres tubulares em betão

	Deslocamento no SAP2000 resultante da ação do vento (cm)	Deslocamento máximo admissível (cm)	Verificação
Torre tubular em betão 20 m	4.0	6.6	Verifica
Torre tubular em betão 40 m	4.8	13.3	Verifica
Torre tubular em betão 60 m	18.0	19.9	Verifica
Torre tubular em betão 75 m	14.7	24.9	Verifica
Torre tubular em betão 100 m	31.4	33.3	Verifica
Torre tubular em betão 125 m	30.3	41.6	Verifica

Tabela 42 - Verificação do ELS ao deslocamento das torres tubulares em aço

	Deslocamento no SAP2000 resultante da ação do vento (cm)	Deslocamento máximo admissível (cm)	Verificação
Torre tubular em aço 20 m	3.6	6.6	Verifica
Torre tubular em aço 40 m	2.3	13.3	Verifica
Torre tubular em aço 60 m	8.9	19.9	Verifica
Torre tubular em aço 75 m	12.5	24.9	Verifica
Torre tubular em aço 100 m	29.2	33.3	Verifica
Torre tubular em aço 125 m	22.3	41.6	Verifica

Tabela 43 - Verificação do ELS ao deslocamento das torres treliçadas

	Deslocamento no SAP2000 resultante da ação do vento (cm)	Deslocamento máximo admissível (cm)	Verificação
Torre treliçada de aço 75 m	15.0	24.9	Verifica
Torre treliçada de aço 100 m	32.5	33.3	Verifica
Torre treliçada de aço 125 m	32.2	41.6	Verifica

Tabela 44 - Verificação do ELS ao deslocamento das torres *offshore*

	Deslocamento no SAP2000 resultante da ação da onda (cm)	Deslocamento máximo admissível (cm)	Verificação
Torre tubular em aço 75 m	32.0	33.3	Verifica
Torre tubular em aço 100 m	37.6	41.6	Verifica
Torre tubular em aço 125m	43.9	49.9	Verifica
Torre treliçada 75 m	13.9	33.3	Verifica
Torre treliçada 100 m	37.5	41.6	Verifica

Como se pode verificar, todas as torres modeladas verificam a segurança ao deslocamento, embora algumas estejam no limite do admissível.

5.3 COMPARAÇÃO A NÍVEL ECONÓMICO

Para que se consiga saber qual o fator de comparação entre as torres *onshore*, será feito uma comparação a nível económico. Esta comparação será feita com as torres de 100 metros. Juntou-se vários dados relativos ao preço de cada componente destas torres e o resultado obtido foi demonstrado na Tabela 45.

O preço utilizado para as fundações foi de 275 €/m³ sendo que este preço já inclui os materiais (betão e aço), a cofragem e a mão-de-obra. Quanto ao custo da torre, foi apresentado previamente na Secção 2.4.

Quanto ao levantamento da torre, tanto a treliçada como as tubulares são montadas por secções, o que torna o seu preço idêntico, daí a não colocação na tabela de custos.

Tabela 45 - Comparação de custos entre torre tubular e treliçada [21]

		<u>Torre Tubular</u> <u>Aço</u>	<u>Torre Tubular</u> <u>Betão</u>	<u>Torre</u> <u>Treliçada</u>
Torre				
Diâmetro/Largura (topo/base)	m	2.0/4.2	3.8/6.0	2.0/15.50
Espessura (min/máx)	mm	35/72	140	-
Peso	ton	400	536	360
Frequência natural	Hz	0.35	0.38	0.65
Total	1.000 €	920	1200	828
Transporte				
Rotor e nacelle	1.000 €	29	29	29
Torre	1.000 €	92	92	30
Total	1.000 €	121	121	59
Fundações				
Peso	ton	551	551	540
Total	1.000 €	60.6	60.6	59.4
Preço do Aerogerador				
Total	1.000 €	2783	2783	2783
<u>Preço Total</u>				
	1.000 €	3884.6	4164.6	3729.4

Como se pode observar na Tabela 45, os custos das três torres divergem, sendo a torre treliçada a torre mais económica (3.72 milhões de euros) e a tubular em betão a torre mais cara (4.16 milhões de euros). As maiores diferenças entre as três torres são o custo da torre e o seu transporte, como é visível na Figura 62.

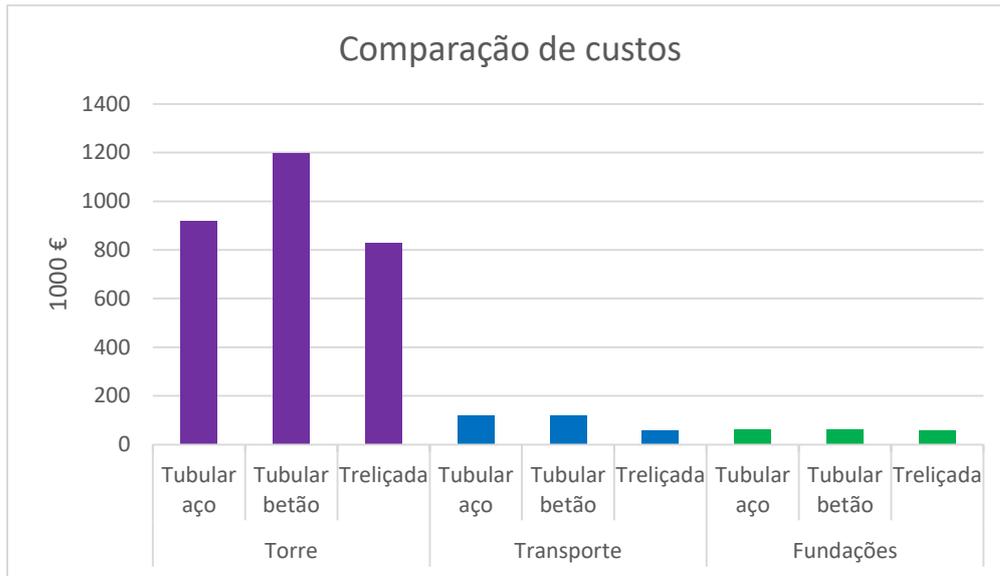


Figura 62 - Comparação de custos entre as torres de 100 metros

Como é visível no gráfico, o custo de transporte sofre uma redução de 50% da torre treliçada para as tubulares, devido ao facto da montagem da torre treliçada ser *in situ*, ou seja, não necessita de transporte especial. Quanto ao peso da torre, é visível que o peso da torre mais económica (treliçada) é cerca de 70% da torre mais cara (betão).

Quanto ao custo nas torres abaixo dos 60 metros (Figura 63), tem-se que a única discrepância é na construção da torre, sendo a diferença de custos entre a tubular de betão e tubular em aço rondar os 15%.

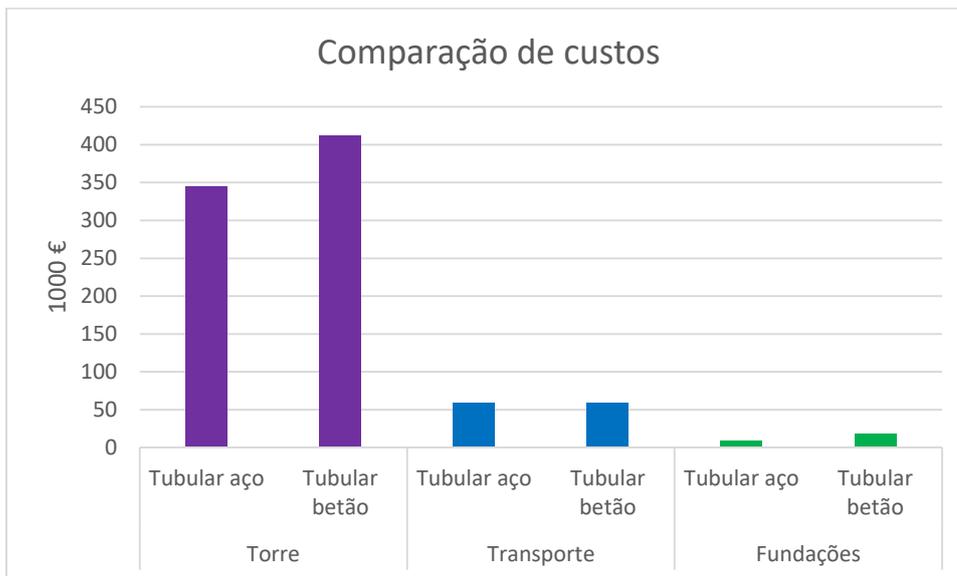


Figura 63 - Comparação de custos entre as torres inferiores a 60 metros

5.4 TRANSPORTE DAS TORRES

Como comparação entre as torres de grande altura, na torre tubular em aço de 100 metros usou-se um diâmetro de 4.2 m e na torre de 125 metros um diâmetro de 5.1 m, pois esse é o diâmetro mais aceitável para a construção de torres com essa determinada altura. Já nas torres tubulares em betão foi usado um diâmetro de 6.0 m na torre de 100 m e de 7.5 m nas de 125 m, para que assim estas não tenham um deslocamento acima do admissível. No entanto, grande parte dos países tem condições de transporte de secções com aproximadamente 4 metros, pois as estradas apresentam barreiras físicas difíceis de contornar, o que torna difícil a construção de torres tubulares superiores a 100 metros. Pode-se então afirmar que para uma construção de uma torre superior a 100 metros, a melhor escolha a adotar seria de uma torre treliçada, visto não ter essas condicionantes a nível do transporte.

Quanto a uma altura inferior a 100 metros, as torres tubulares já possuem secções que são adequadas ao transporte em qualquer zona, daí ser preferível a construção destas, pois estas oferecem um aspeto visual mais apelativo.

5.5 SELEÇÃO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS MAIS ADEQUADOS

Como descrito na Secção anterior, torna-se mais adequada a construção de torres treliçadas com alturas superiores a 100 m, devido ao seu transporte como aos custos reduzidos em comparação com as torres tubulares. Em torres com alturas inferiores a 60 m, é preferível a construção de torres tubulares em aço, visto ser mais económico de que as torres em betão, onde o custo de ambas as torres diferenciam-se em 15%. Outra vantagem é a facilidade de transporte, pois as torres tubulares em aço contêm um menor diâmetro, o que daí irá tra

Em suma, temos que na construção em grandes alturas é preferível adotar um sistema estrutural treliçado, pois os custos são menores do que as restantes torres e oferecem uma maior facilidade no seu transporte. Quanto a torres com alturas medianas, a construção das torres tubulares ganham mais impacto, principalmente as fabricadas em aço, pois são mais económicas neste tipo de sistema estrutural. Outras vantagens são que os problemas da mobilidade deixam de existir, pois o diâmetro diminui, e oferece um impacto visual mais “limpo” do que as torres treliçadas

6

CONCLUSÕES

Com a preservação ambiental e com a escassez dos combustíveis fósseis, a procura de uma alternativa para estes problemas torna-se mais frequente, o que torna as fontes renováveis de energia a opção mais cobiçada. Desta forma a energia eólica, torna-se uma das energias mais utilizada, visto esta não ter impacto poluente na natureza.

Com a crescente procura desta energia, levou-se a uma propagação na tecnologia e na inovação das torres de suporte, procurando assim diferentes esquemas estruturais, que proporcione uma maior produção de energia, mas com custos de instalação e de manutenção reduzidos.

Esta dissertação baseou-se nas diferentes opções de escolha para as torres de suporte, dimensionando 20 torres em dois meios distintos (terra e mar), para que depois do seu dimensionamento seja possível fazer uma análise comparativa dessas mesmas torres, de modo a achar qual o esquema estrutural que mais vantagem oferece. A opção de aplicar em dois meios distintos é devido ao facto de os parques eólicos *offshore* apresentarem uma maior capacidade de absorção de energia, cerca de 50%, mais elevada que os *onshore*. Contudo a manutenção destes parques têm custos de quase o dobro dos parques *onshore*.

Quanto às torres *offshore*, concluiu-se que as torres mais benéficas a nível estrutural para construção são as tubulares, devido ao facto de que as torres treliçadas não se encontrarem com uma frequência natural aceitável. O custo destas duas torres, são idênticos às *onshore* (entre 3.5 e 4.5 milhões de euros), mas com uma manutenção muito mais dispendiosa devido ao facto de ser necessário meios como helicópteros e barcos para chegar à torre.

Quanto às torres *onshore*, conclui-se que a construção de torres tubulares é mais aconselhável em alturas inferiores a 100 metros, devido à dificuldade do transporte das secções com diâmetros elevados. Acima desta altura, a construção de torres treliçadas são mais benéficas, devido ao seu baixo custo comparativamente às restantes.

Para torres com alturas inferiores a 60 metros, as tubulares em aço são as mais indicadas, pois os custos são mais baixos do que as de betão.

Concluiu-se então, que as torres treliçadas têm um custo reduzido em comparação com as torres tubulares de aço e de betão, o que a torna mais favorável para a construção de torres de grandes alturas, onde a necessidade de material é maior. Os problemas destas torres são quando estas estão implantadas no mar, pois aí torna mais favorável a construção de torres tubulares em aço, pois a frequência natural sofre um desvio significativo do que é recomendável. Quanto a torres de baixa altura é favorável a construção de torres tubulares, pois a turbulência do vento é maior em baixas altitudes, o que torna estas torres mais resistentes do que as treliçadas, de preferência a construção em aço, por estas serem mais económicas do que as de betão.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Protocolo de Quioto*, 1997.
- [2] Resolução do Conselho de Ministros, “Resposta Portuguesa á Directiva de Quioto,” *Diário da Republica n.º 73, série I*, pp. 1290-1291, 15 Abril 2010.
- [3] J. Fernandes, “Análise estrutural da torre de um gerador eólico,” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Dissertação de Mestrado, Portugal, 2013.
- [4] <http://www.pucrs.br/ce-eolica/faq.php?q=1#1>. [Acedido em 8 março 2016].
- [5] <https://evolucaoalp.wordpress.com/tag/tecnologia/>. [Acedido em 19 Junho 2012].
- [6] A. Grimm, *Meteorologia Básica - Notas de Aula*, Brasil: Universidade Federal do Paraná, 1999.
- [7] <https://www.google.pt/search?q=moinho+de+vento&espv=2&biw>. [Acedido em 2016 março 12].
- [8] <http://www.ammonit.com/pt/energia-eolica/energia-eolica>. [Acedido em 30 abril 2016].
- [9] F. Martins, R. Guarnieri e E. Pereira, “O aproveitamento da energia eólica,” Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, Brasil, 2007.
- [10] INEGI e APREN, “Parques eólicos em Portugal,” 2011.
- [11] P. Silva, “Sistema para tratamento de dados, armazenamento e disseminação de dados de vento,” Universidade Federal do Rio de Janeiro - Dissertação de Mestrado, Brasil, 1999.
- [12] J. Henriques, “Projecto de Torres Eólicas Reticuladas de Grande Altura,” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Dissertação de Mestrado, Portugal, 2012.
- [13] <http://e-lee.ist.utl.pt/>. [Acedido em 21 abril 2016].
- [14] <http://energiasrenovaveis.com/>. [Acedido em 03 março 2016].
- [15] D. N. Veritas, “Guidelines for Design of Wind Turbines,” Copenhagen, 2002.
- [16] CEF, “Vertical Axis Wind Turbines,” 2009.
- [17] <http://www.power-talk.net>. [Acedido em 21 fevereiro 2016].
- [18] <https://apenergiasrenovaveis.wordpress.com/>. [Acedido em 29 maio 2016].
- [19] <http://www.portal-energia.com/funcionamento-de-um-aerogerador/>. [Acedido em 20 fevereiro 2016].
- [20] P. Tomé, “Simulação de um Processo Industrial de Fabrico de Torres Eólicas,” Instituto Superior Técnico de Lisboa - Dissertação de Mestrado, Lisboa, 2014.
- [21] S. Engström, T. Lyner, M. Hassanzadeh, T. Stalin e J. Johansson, “Tall Towers for large wind turbines,” *Elforsk rapport 10:48*, Sweden, 2010.
- [22] C. Machado, “Projecto de uma turbina eólica de eixo horizontal,” Universidade Federal do Rio de Janeiro - Dissertação de Mestrado, Brasil, 2014.

- [23] <http://www.engenhariacivil.com/betao-armado-alto-desempenho-construcao-torres-eolicas>. [Acedido em 23 fevereiro 2016].
- [24] L. Souza, C. Chastre, V. Souza e L. Sueli, “Comportamento dinâmico de torres treliçadas em concreto armado para turbinas eólicas offshore,” em *Métodos Numéricos em Engenharia*, Lisboa, 2015.
- [25] S. Krauter, “Fontes de energia renováveis,” http://www.solar.coppe.ufrj.br/eolica/eol_txt.htm. [Acedido em 29 fevereiro 2016].
- [26] R. Alves, “Acções Dinamicas em Estruturas Offshore: Torres eólicas em plataformas flutuantes,” Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa - Dissertação de Mestrado, Portugal, 2011.
- [27] M. Cunha, N. Silva e A. Ortigão, “Análise da rigidez torsional em fundações profundas de torres,” em *Cobramseg*, Brasil, 2014.
- [28] L. Oliveira, “Análise do comportamento Dinamico de torres de geradores eólicos,” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Dissertação de Mestrado, Portugal, 2012.
- [29] “Global Wind Energy Council,” <http://www.gwec.net/>. [Acedido em 10 março 2016].
- [30] EDP, “Who is Who in Offshore Renewables,” 2010.
- [31] M. Leão e M. Aragão, “Forças devidas ao vento em Edificações,” Instituto Militar de Engenharia, Brasil, 2013.
- [32] NP EN1991-1-4, Eurocódigo 1: Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções do vento, Bruxelas: CEN, 2010.
- [33] NP EN 1998-1, Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistencia aos sismos, Bruxelas: CEN, 2004.
- [34] EN 1998-6 (2005), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 6: Towers, masts and chimneys, CEN, Brussels, 2005.
- [35] O. Leite, “Review of design procedures for monopile offshore wind structures,” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - Dissertação de Mestrado, Portugal, 2015.
- [36] EN 1993-1-6, Eurocode 3: Design of steel structures - Parte1-6: Strength and Stability of Shell Structures, Brussels: CEN, 2004.
- [37] NP EN 1993-1, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios, Bruxelas: CEN, 2010.
- [38] NP EN 1997-1, Eurocódigo 7 - Projecto geotécnico - Parte 1: Regras gerais, Bruxelas: CEN, 2010.
- [39] H. Nunes, “Análise Estrutural de Uma Torre Tubular Sob Acção do Vento,” Instituto Superior de Engenharia de Lisboa - Dissertação de Mestrado, Portugal, 2012.
- [40] J. Santos, R. Bessa, J. Martins, C. Rodrigues e R. Barros, “Verificação da Segurança Estrutural de uma Torre Eólica Offshore,” em *V Congresso de Construção Metálica e Mista*, Lisboa, 2005.
- [41] ASCE/AWEA, “Wind Turbine Support Structures,” ASCE/AWEA Committee, Virginia, 2011.
- [42] ACI 307-98: Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys, ACI Committee 307, 1998.

- [43] S. Adhikari e S. Bhattacharya, *Dynamic Analysis of Wind Turbine Towers on Flexible Foundations*, Swansea University: Hindawi Publishing Corporation, 2012.
- [44] I. Ward, *Engineering and Computational Mechanics*, Scotland: ICE Publishing, 2016.
- [45] J. Martins, *Apontamentos teóricos da cadeira Fundações e Estruturas de Suporte*, 2013.
- [46] W. Gong, “Lattice Tower Design of Offshore Wind Turbine Support Structures,” Trondheim, 2011.
- [47] RSA, “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes,” Porto Editora, 2001.
- [48] “IEC 61400-3, Design requirements for offshore wind turbines,” International Electrotechnical Commission, 2009.
- [49] P. Europeu, “Directiva 2010/31/UE do Parlamento Europeu e do Conselho,” *Jornal Oficial da União Europeia*, nº Desempenho energético de edifícios, 2010.
- [50] <http://www.portal-energia.com/funcionamento-de-um-aerogerador/>. [Acedido em 13 fevereiro 2016].
- [51] Resolução do Conselho de Ministros, “Aprovação do Plano Nacional de Ação para a Eficiência Energética para o período 2013-2016,” *Diário da República n.º 70, Série I*, 10 abril 2013.

ANEXOS

ANEXO 1: DIMENSÕES DAS TORRES

- Dimensões das torres tubulares em aço *onshore*

	Secção (m)	Diâmetro (m)	Espessura (cm)
Torre 20 m	0-5	2,5	4,0
	5-10	2,2	3,0
	10-15	2,0	2,8
	15-20	1,8	2,5
Torre 40 m	0-10	3,0	4,4
	10-20	2,5	3,5
	20-30	2,2	3,1
	30-40	1,8	2,8
Torre 60 m	0-15	3,0	5,0
	15-30	2,5	4,4
	30-45	2,2	3,5
	45-60	1,8	2,8
Torre 100m	0-30	4,2	7,2
	30-50	3,3	5,7
	50-70	2,5	4,5
	70-100	2,0	3,5
Torre 125m	0-30	5,1	8,7
	30-50	4,5	7,7
	50-70	4,0	7,0
	70-100	3,0	5,2
	100-125	2,0	3,5

- Dimensões das torres tubulares em betão *onshore*

	Secção (m)	Diâmetro (m)	Espessura (cm)
Torre 20 m	0-5	3,0	10
	5-10	2,5	10
	10-15	2,2	10
	15-20	1,8	10
Torre 40 m	0-10	3,0	10
	10-20	2,5	10
	20-30	2,2	10
	30-40	1,8	10
Torre 60 m	0-15	4,1	14
	15-30	3,5	14
	30-45	2,8	14
	45-60	2,4	14
Torre 75 m	0-30	4,5	14
	30-55	3,5	14
	55-75	2,5	14
Torre 100 m	0-30	6,0	14
	30-50	5,5	14
	50-70	4,5	14
	70-100	3,8	14
Torre 125 m	0-30	7,5	14
	30-50	6,5	14
	50-70	5,0	14
	70-100	4,0	14
	100-125	2,0	2.5

- Dimensões das torres tubulares em aço *offshore*

	Secção (m)	Diâmetro (m)	Espessura (cm)
Torre 75m	-60 – -30	5,0	-
	-30 - -20	5,0	8,5
	-20 - -10	5,0	7,5
	-10 – 0	4,7	7,0
	0 – 15	4,5	7,0
	15 – 35	4,0	7,0
	35 – 55	3,0	5,5
	55 - 75	2,0	3,5
Torre 100m	-60 – -30	5,5	-
	-30 - -20	5,5	9,3
	-20 - -10	5,5	8,5
	-10 – 0	5,0	8,5
	0 – 15	5,0	8,5
	15 – 35	5,0	8,5
	35 – 55	5,0	8,5
	55 - 75	4,0	7,0
Torre 125m	75 - 100	3,0	5,5
	-60 – -30	6,0	-
	-30 - -20	6,3	11,2
	-20 - -10	5,9	10,1
	-10 – 0	5,9	10,1
	0 – 15	5,4	9,3
	15 – 35	5,4	9,3
	35 – 55	5,4	9,3
Torre 125m	55 - 75	5,0	8,5
	75 - 100	4,0	7,0
	100 - 125	3,0	5,5

- Dimensões das torres treliçadas em aço *onshore*

Torre 75m		Dimensões da cantoneira
Base (m)	10.18 x 10.18	h = 0.20 m
Topo (m)	2.0 x 2.0	t = 0.024 m
Torre 100m		Dimensões da cantoneira
Base (m)	15.50 x 15.50	h = 0.25 m
Topo (m)	2.0 x 2.0	t = 0.031 m
Torre 125m		Dimensões da cantoneira
Base (m)	20.00 x 20.00	h = 0.3 m
Topo (m)	2.4 x 2.4	t = 0.031 m

- Dimensões das torres treliçadas em aço *offshore*

Torre 75m		Geometria
Base (m)	15.50 x 15.50	$D_{barras\ ext}=1.2\ m$ e espessura de 0.05 m
Topo (m)	2.0 x 2.0	$D_{barras\ int} = 0.08\ m$ e espessura de 0.02 m
Torre 100m		Geometria
Base (m)	20.00 x 20.00	$D_{barras\ ext}=1.2\ m$ e espessura de 0.05 m
Topo (m)	2.4 x 2.4	$D_{barras\ int} = 0.08\ m$ e espessura de 0.02 m

ANEXO 2: VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DAS TORRES TUBULARES ONSHORE E OFFSHORE

- Torres tubulares em aço *onshore*

Onshore											
Torre 20m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP		
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Secção tubular	Classe	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med	
0-5	2.5	0.043	88.09	Classe 3	531	0	717.69	406.7	531.6	2046.13	
5-10	2.2	0.038	87.72	Classe 3	401	0	541.8	208.1	401.4	1434.38	
10-15	2	0.034	89.13	Classe 3	300	0	405	77.81	300	871.8	
15-20	1.8	0.031	87.98	Classe 3	217.6	0	293.8	14.81	217.6	385.5	
Torre 40m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP		
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Secção tubular	Classe	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med	
0-10	3	0.051	89.13	Classe 3	1119.3	0	1511	1961.2	1119.3	4591.5	
10-20	2.5	0.043	88.09	Classe 3	748	0	1010.3	1004.25	748.4	3092.15	
20-30	2.2	0.038	87.72	Classe 3	487.85	0	656.6	375	487.8	1831.4	
30-40	1.8	0.031	87.98	Classe 3	285.24	0	385.1	71.3	285.241	798.3	
Torre 60m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP		
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Secção tubular	Classe	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med	
0-15	3	0.051	89.13	Classe 3	1652.1	0	2230.4	4925.8	1652.2	5292.6	
15-30	2.5	0.044	86.09	Classe 3	1106.5	0	1493.8	2524.5	1106.5	3470.1	
30-45	2.2	0.038	87.72	Classe 3	706.8	0	954.2	945	706.77	2252.7	
45-60	1.8	0.031	87.98	Classe 3	402.8	0	543.9	180.6	402.8	1146.3	

Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	φ	χ	k	Welástico (m³)
0-5	0.33	0.251	0.87	10	0.15	0.51	1.01	1.5	0.200
5-10	0.26	0.151	0.76	20	0.34	0.57	0.97	1.5	0.137
10-15	0.21	0.101	0.70	30	0.57	0.70	0.90	1.5	0.101
15-20	0.17	0.067	0.63	40	0.84	0.92	0.77	1.5	0.075

Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	φ	χ	k	Welástico (m³)
0-10	0.47	0.514	1.04	20	0.25	0.54	0.99	1.5	0.343
10-20	0.33	0.251	0.87	40	0.61	0.73	0.89	1.5	0.200
20-30	0.26	0.151	0.76	60	1.03	1.12	0.64	1.5	0.137
30-40	0.17	0.067	0.63	80	1.68	2.07	0.31	1.5	0.075

Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	φ	χ	k	Welástico (m³)
0-15	0.47	0.514	1.04	30	0.38	0.59	0.96	1.5	0.343
15-30	0.34	0.256	0.87	60	0.91	0.99	0.73	1.5	0.205
30-45	0.26	0.151	0.76	90	1.55	1.84	0.35	1.5	0.137
45-60	0.17	0.067	0.63	120	2.52	3.92	0.14	1.5	0.075

Comb CQP				Comb ELU Vento				Comb Sismica1+CQP				
Secção	NsdhAfy _d	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação	NsdhAfy _{yd}	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação	NsdhAfy _d	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação
0-5	0.00	0	0.00	Verifica	0.01	0.01	0.01	Verifica	0.00	0.04	0.05	Verifica
5-10	0.00	0	0.00	Verifica	0.01	0.01	0.01	Verifica	0.00	0.04	0.05	Verifica
10-15	0.00	0	0.00	Verifica	0.01	0.00	0.01	Verifica	0.00	0.04	0.04	Verifica
15-20	0.00	0	0.00	Verifica	0.01	0.00	0.01	Verifica	0.00	0.02	0.03	Verifica

Comb CQP				Comb ELU Vento				Comb Sismica1+CQP				
Secção	NsdhAfy _d	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação	NsdhAfy _{yd}	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação	NsdhAfy _d	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação
0-10	0.01	0	0.01	Verifica	0.01	0.02	0.03	Verifica	0.01	0.06	0.06	Verifica
10-20	0.01	0	0.01	Verifica	0.01	0.02	0.03	Verifica	0.01	0.07	0.07	Verifica
20-30	0.01	0	0.01	Verifica	0.01	0.01	0.02	Verifica	0.01	0.06	0.06	Verifica
30-40	0.02	0	0.02	Verifica	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.02	0.05	0.06	Verifica

Comb CQP				Comb ELU Vento				Comb Sismica1+CQP				
Secção	NsdhAfy _d	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação	NsdhAfy _{yd}	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação	NsdhAfy _d	(kMsd)/(Wel ¹ fyd/1,0)	ε	Verificação
0-15	0.01	0	0.01	Verifica	0.01	0.06	0.07	Verifica	0.01	0.07	0.08	Verifica
15-30	0.01	0	0.01	Verifica	0.02	0.05	0.07	Verifica	0.01	0.07	0.08	Verifica
30-45	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.03	0.06	Verifica	0.02	0.07	0.09	Verifica
45-60	0.05	0	0.05	Verifica	0.06	0.01	0.07	Verifica	0.05	0.06	0.11	Verifica

Sistemas estruturais para torres eólicas

Onshore												
Torre 75m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP		Comb Sismica2+CQP	
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Secção tubular	Classe	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
0-30	3	0.052	87.41	Classe 3	2434.5	0	3286.5	8859.4	2384.5	8386.5	2384.5	3256.3
30-55	2.5	0.045	84.18	Classe 3	1324.7	0	1784.3	2819.1	1271.8	4019.9	1271.8	1533.8
55-75	2	0.035	86.58	Classe 3	504.4	0	680.9	222.75	726.9	1478.7	726.9	693.1
Torre 100m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP		Comb Sismica2+CQP	
0-30	4.2	0.072	88.38	Classe 3	4300	0	5810.9	23610	4310.5	16618.3	/	/
30-50	3.3	0.057	87.72	Classe 3	2271.13	0	3066.3	11283.3	2275.2	7017.6	/	/
50-70	2.5	0.045	84.18	Classe 3	1389.7	0	1854.8	4853.9	1455.1	4333.7	/	/
70-100	2	0.035	86.58	Classe 3	772.5	0	1129.7	1586.9	774	3021.8	/	/
Torre 125m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP		Comb Sismica2+CQP	
0-30	5.1	0.087	88.82	Classe 3	8305	0	11202.4	37286.7	8311.7	32014.8	/	/
30-50	4.5	0.077	88.55	Classe 3	5214.4	0	7048.7	19151.2	5220.8	15306.8	/	/
50-70	4	0.07	86.58	Classe 3	3424.4	0	4694.5	7450	3611	11734.6	/	/
70-100	3	0.052	87.41	Classe 3	2047.65	0	3049.8	3900.1	2240.6	8991.3	/	/
100-125	2	0.035	86.58	Classe 3	789.8	0	1216.4	500.1	962.2	4463.8	/	/

Dados para o calculo da verificação da flexão composta										
Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	φ	χ	k	Welástico (m³)	
0-30	0.48	0.523	1.04	60	0.76	0.84	0.82	1.5	0.349	
30-55	0.35	0.262	0.87	110	1.67	2.04	0.31	1.5	0.209	
55-75	0.22	0.104	0.69	150	2.84	4.80	0.12	1.5	0.104	

Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	φ	χ	k	Welástico (m³)	
0-30	0.93	1.989	1.46	60	0.54	0.68	0.91	1.5	0.947	
30-50	0.58	0.764	1.15	100	1.15	1.26	0.56	1.5	0.463	
50-70	0.35	0.262	0.87	140	2.12	2.95	0.20	1.5	0.209	
70-100	0.22	0.104	0.69	200	3.78	8.04	0.07	1.5	0.104	

Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	φ	χ	k	Welástico (m³)	
0-30	1.37	4.305	1.77	60	0.45	0.62	0.94	1.5	1.688	
30-50	1.07	2.617	1.56	100	0.84	0.92	0.77	1.5	1.163	
50-70	0.86	1.669	1.39	140	1.32	1.50	0.46	1.5	0.835	
70-100	0.48	0.523	1.04	200	2.52	3.93	0.14	1.5	0.349	
100-125	0.22	0.104	0.69	250	4.73	12.16	0.04	1.5	0.104	

$$\frac{N_{sd}}{\chi A f_{yd}} + \frac{k M_{sd}}{W_{el} \frac{f_{yd}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

Onshore	Comb CQP	Comb ELU Vento				Comb Sismica1+CQP						
Secção	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação
0-30	0.017	0	0.02	Verifica	0.02	0.11	0.1	Verifica	0.02	0.10	0.12	Verifica
30-55	0.035	0	0.03	Verifica	0.05	0.06	0.10	Verifica	0.03	0.08	0.11	Verifica
55-75	0.057	0	0.06	Verifica	0.08	0.01	0.09	Verifica	0.08	0.06	0.14	Verifica
Comb CQP	Comb ELU Vento				Comb Sismica1+CQP							
Secção	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação
0-30	0.01	0	0.01	Verifica	0.02	0.11	0.12	Verifica	0.01	0.07	0.09	Verifica
30-50	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.10	0.13	Verifica	0.02	0.06	0.08	Verifica
50-70	0.06	0	0.06	Verifica	0.08	0.10	0.17	Verifica	0.06	0.09	0.15	Verifica
70-100	0.15	0	0.15	Verifica	0.22	0.06	0.29	Verifica	0.15	0.12	0.28	Verifica
Comb CQP	Comb ELU Vento				Comb Sismica1+CQP							
Secção	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação	Nsd/Afyd	(kMsd)/(Wel'fyd/1,0)	ε	Verificação
0-30	0.02	0	0.02	Verifica	0.02	0.09	0.12	Verifica	0.02	0.08	0.10	Verifica
30-50	0.02	0	0.02	Verifica	0.02	0.07	0.09	Verifica	0.02	0.06	0.07	Verifica
50-70	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.04	0.07	Verifica	0.03	0.06	0.09	Verifica
70-100	0.08	0	0.08	Verifica	0.12	0.05	0.17	Verifica	0.09	0.11	0.20	Verifica
100-125	0.24	0	0.24	Verifica	0.37	0.02	0.39	Verifica	0.29	0.18	0.47	Verifica

Anexos

- Torres tubular em aço offshore

Offshore										
Torre 75m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb ELU Onda	
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Secção tubular	Classe	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
-15	5	0.085	89.13	Classe 3	5549.1	0	7491.3	20146.1	7491.3	31300.2
0	4	0.07	86.58	Classe 3	5220.9	0	5893.4	12713.74	5893.4	13175.2
15	4	0.07	86.58	Classe 3	3218.4	0	4344.8	7540.6	4344.8	7540.6
35	4	0.07	86.58	Classe 3	2071.3	0	2796.2	3718.4	2796.2	3718.4
55	3	0.055	82.64	Classe 3	1053.6	0	1422.35	1290.1	1422.35	1290.9
75	2	0.035	86.58	Classe 3	454.4	0	613.5	0	613.5	0

Torre 100m										
Torre 100m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb ELU Onda	
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Secção tubular	Classe	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
-15	5.5	0.093	89.61	Classe 3	10609.7	0	14321.7	43878.5	14321.6	61070.9
0	5	0.085	89.13	Classe 3	8525.2	0	11523.9	29283.1	11539.9	31320.2
15	5	0.085	89.13	Classe 3	7002.6	0	9424.9	21160.7	9453.5	21169.7
50	5	0.085	89.13	Classe 3	3911.74	0	5280.9	7380.6	5280.9	7390.6
75	4	0.07	86.58	Classe 3	1355.9	0	1800.4	1082.8	1820.7	1088.8
100	3	0.055	82.64	Classe 3	355.6	0	461.4	0	461.4	0

Torre 125m										
Torre 125m					Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb ELU Onda	
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Secção tubular	Classe	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
-15	6.3	0.112	85.23	Classe 3	16159.9	0	21815.9	75643.3	21815.9	92793.7
0	5.9	0.101	88.51	Classe 3	13271.1	0	17915.9	56815.5	17584.35	57525.6
15	5.4	0.093	87.98	Classe 3	11445.4	0	15451.2	43195.6	15451.2	43195.6
50	5	0.085	89.13	Classe 3	7793.8	0	10521.7	21071.9	10521.7	21075.8
75	5	0.085	89.13	Classe 3	4142.3	0	5592.1	6601.1	5592.1	6601.1
100	4	0.07	86.58	Classe 3	1298.9	0	1753.5	663	1753.5	663
125	3	0.055	82.64	Classe 3	492.9	0	675	0	675	0

Dados para o calculo da verificação da flexão composta										
Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	ϕ	γ	k	Welástico (m³)	
-15	1.31	3.964	1.74	30	0.23	0.53	0.99	1.5	1.586	
0	0.86	1.669	1.39	40	0.38	0.59	0.96	1.5	0.835	
15	0.86	1.669	1.39	70	0.66	0.77	0.86	1.5	0.835	
35	0.86	1.669	1.39	110	1.04	1.13	0.64	1.5	0.835	
55	0.51	0.552	1.04	150	1.89	2.47	0.25	1.5	0.368	
75	0.22	0.104	0.69	190	3.60	7.32	0.07	1.5	0.104	

Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	ϕ	γ	k	Welástico (m³)	
-15	1.58	5.775	1.91	30	0.21	0.52	0.999	1.5	2.100	
0	1.31	3.964	1.74	40	0.30	0.56	0.98	1.5	1.586	
15	1.31	3.964	1.74	70	0.53	0.67	0.91	1.5	1.586	
50	1.31	3.964	1.74	140	1.06	1.15	0.62	1.5	1.586	
75	0.86	1.669	1.39	190	1.80	2.28	0.27	1.5	0.835	
100	0.51	0.552	1.04	240	3.03	5.39	0.10	1.5	0.368	

Secção	A(m²)	I(m⁴)	i(m)	le(m)	λ barra	ϕ	γ	k	Welástico (m³)	
-15	2.18	10.425	2.19	30	0.18	0.51	1.00	1.5	3.309	
0	1.84	7.737	2.05	40	0.26	0.54	0.99	1.5	2.623	
15	1.55	5.460	1.88	70	0.49	0.65	0.93	1.5	2.022	
50	1.31	3.964	1.74	140	1.06	1.15	0.62	1.5	1.586	
75	1.31	3.964	1.74	190	1.44	1.66	0.40	1.5	1.586	
100	0.86	1.669	1.39	240	2.27	3.30	0.18	1.5	0.835	
125	0.51	0.552	1.04	290	3.66	7.57	0.07	1.5	0.368	

Sistemas estruturais para torres eólicas

Offshore				Comb CQP				Comb ELU Vento				Comb ELU Onda			
Secção	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação			
-15	0.01	0.00	0.01	Verifica	0.02	0.05	0.07	Verifica	0.02	0.08	0.10	Verifica			
0	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.02	0.07	0.09	Verifica	0.02	0.07	0.09	Verifica			
15	0.01	0.00	0.01	Verifica	0.02	0.04	0.06	Verifica	0.02	0.04	0.06	Verifica			
35	0.01	0.00	0.01	Verifica	0.01	0.02	0.03	Verifica	0.01	0.02	0.03	Verifica			
55	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.03	0.02	0.05	Verifica	0.03	0.02	0.05	Verifica			
75	0.08	0.00	0.08	Verifica	0.11	0.00	0.11	Verifica	0.11	0.00	0.11	Verifica			

Comb CQP				Comb ELU Vento				Comb ELU Onda				
Secção	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação
-15	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.03	0.09	0.12	Verifica	0.03	0.12	0.15	Verifica
0	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.03	0.08	0.10	Verifica	0.03	0.08	0.11	Verifica
15	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.02	0.06	0.08	Verifica	0.02	0.06	0.08	Verifica
50	0.01	0.00	0.01	Verifica	0.02	0.02	0.04	Verifica	0.02	0.02	0.04	Verifica
75	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.02	0.01	0.03	Verifica	0.02	0.01	0.03	Verifica
100	0.02	0.00	0.02	Verifica	0.03	0.00	0.03	Verifica	0.03	0.00	0.03	Verifica

Comb CQP				Comb ELU Vento				Comb ELU Onda				
Secção	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação	NsdhAfyd	(kMsd)/(We'fyd/1,0)	z	Verificação
-15	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.10	0.13	Verifica	0.03	0.12	0.15	Verifica
0	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.09	0.12	Verifica	0.03	0.09	0.12	Verifica
15	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.09	0.12	Verifica	0.03	0.09	0.12	Verifica
50	0.03	0	0.03	Verifica	0.04	0.06	0.09	Verifica	0.04	0.06	0.09	Verifica
75	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.02	0.05	Verifica	0.03	0.02	0.05	Verifica
100	0.02	0	0.02	Verifica	0.03	0.00	0.04	Verifica	0.03	0.00	0.04	Verifica
125	0.04	0	0.04	Verifica	0.05	0.00	0.05	Verifica	0.05	0.00	0.05	Verifica

• Torres tubulares em betão *onshore*

Torre 20m			Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
0-5	3	0.1	557	0	752.4	406.9	557.4	2322.2
5-10	2.5	0.1	443	0	598.7	208.1	443.4	1655.7
10-15	2.2	0.1	349	0	471.4	77.3	349	1028
15-20	1.8	0.1	266	0	360	14.81	266.4	461

Torre 40m			Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
0-10	3	0.1	864.1	0	1167.6	1961.3	864.7	3013.5
10-20	2.5	0.1	636.9	0	859.8	1004.25	636.9	2067.12
20-30	2.2	0.1	448.4	0	605.4	375	448.4	1269.9
30-40	1.8	0.1	283.5	0	382.7	71.25	283.5	584.2

Torre 60m			Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
0-10	4.1	0.14	1954.8	0	2639.1	5661.6	1954.5	4942.1
10-20	3.5	0.14	1573.9	0	2124.7	2875.5	1573.8	3319.2
20-30	2.8	0.14	1019.7	0	1376.6	1061.4	1019.7	2320.3
30-40	2.4	0.14	581	0	784.3	200.81	580.9	1248.6

Comb CQP			Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Secção	Msd/bd²fcd	Verificação	Msd/bd²fcd	Verificação	Msd/bd²fcd	Verificação
0-5	0.00	Verifica	0.01	Verifica	0.04	Verifica
5-10	0.00	Verifica	0.00	Verifica	0.04	Verifica
10-15	0.00	Verifica	0.00	Verifica	0.03	Verifica
15-20	0.00	Verifica	0.00	Verifica	0.02	Verifica

Comb CQP			Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Secção	Msd/bd²fcd	Verificação	Msd/bd²fcd	Verificação	Msd/bd²fcd	Verificação
0-5	0.00	Verifica	0.03	Verifica	0.05	Verifica
5-10	0.00	Verifica	0.02	Verifica	0.05	Verifica
10-15	0.00	Verifica	0.01	Verifica	0.04	Verifica
15-20	0.00	Verifica	0.00	Verifica	0.02	Verifica

Comb CQP			Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Secção	Msd/bd²fcd	Verificação	Msd/bd²fcd	Verificação	Msd/bd²fcd	Verificação
0-5	0.00	Verifica	0.03	Verifica	0.03	Verifica
5-10	0.00	Verifica	0.02	Verifica	0.03	Verifica
10-15	0.00	Verifica	0.01	Verifica	0.03	Verifica
15-20	0.00	Verifica	0.00	Verifica	0.02	Verifica

Anexos

99									
10	Torre 75m			Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
11	Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
12	0-30	4.5	0.14	3135.8	0	4233.35	14183.4	3135.8	11263
13	30-55	3.5	0.14	1697.6	0	2291.7	4266	1697.5	5430.2
14	55-75	2.5	0.14	864	0	1181.1	786	1143	3677
15									
16									
17	Torre 100m			Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
18	Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
19	0-30	6	0.14	5611	0	7575.3	35501.4	5611	21074.8
20	30-50	5.5	0.14	3678.6	0	4965.7	17088.5	3678.6	11855.1
21	50-70	4.5	0.14	2794.3	0	2801.5	5700	2075.3	7603.3
22	70-100	3.8	0.14	1356.1	0	1830.7	2386.9	1356	4889.7
23									
24									
25	Torre 125m			Comb CQP		Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
26	Altura (m)	Diametro (m)	Espessura (m)	Ned	Med	Ned	Med	Ned	Med
27	0-30	7.5	0.14	7096.8	0	9580.6	39523.5	7096.7	25406.1
28	30-50	6.5	0.14	4668.9	0	6303.3	19629.5	4668.9	14455.8
29	50-70	5	0.14	2818	0	3804.8	7449.2	2818.7	9339.8
30	70-100	4	0.14	2016.8	0	1863.2	3856.13	2016.7	7575.2
31	100-125	2	0.025	743.5	0		441	743.5	3534.1
32									

Comb CQP			Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Secção	Msd/bd ² fcd	Verificação	Msd/bd ² fcd	Verificação	Msd/bd ² fcd	Verificação
0-30	0.00	Verifica	0.07	Verifica	0.05	Verifica
30-55	0.00	Verifica	0.03	Verifica	0.04	Verifica
55-75	0.00	Verifica	0.01	Verifica	0.06	Verifica

Comb CQP			Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Secção	Msd/bd ² fcd	Verificação	Msd/bd ² fcd	Verificação	Msd/bd ² fcd	Verificação
0-30	0.00	Verifica	0.10	Verifica	0.06	Verifica
30-50	0.00	Verifica	0.05	Verifica	0.04	Verifica
50-70	0.00	Verifica	0.03	Verifica	0.04	Verifica
70-100	0.00	Verifica	0.02	Verifica	0.03	Verifica

Comb CQP			Comb ELU Vento		Comb Sismica1+CQP	
Secção	Msd/bd ² fcd	Verificação	Msd/bd ² fcd	Verificação	Msd/bd ² fcd	Verificação
0-30	0.00	Verifica	0.07	Verifica	0.04	Verifica
30-50	0.00	Verifica	0.05	Verifica	0.03	Verifica
50-70	0.00	Verifica	0.03	Verifica	0.04	Verifica
70-100	0.00	Verifica	0.02	Verifica	0.05	Verifica
100-125	0.00	Verifica	0.06	Verifica	0.48	Verifica

ANEXO 3: DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS DE FUNDAÇÃO

- Torre tubular aço *onshore*

Torre 20m				Pré-Dimensionamento da sapata				Dimensionamento da sapata			
Força do vento	(KN)	N(KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação	
H=5m	3.15				400	1033.00	0.39	80.0	OK	3068710.773	
H=10m	9.0625	633.00	0.63	393							
H=15m	6.91	Estimativa das dimensões da sapata (m)									
H=20m	3.9375	BxH	4	1							
		Tensão admissível do terreno (Kpa)		400							

Torre 40m				Pré-Dimensionamento da sapata				Dimensionamento da sapata			
Força do vento	(KN)	N(KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação	
H=10m	21.75				900	2200.00	0.83	86.8	OK	10356898.86	
H=20m	21.875	1300.00	1.50	1952							
H=30m	21.45	Estimativa das dimensões da sapata (m)									
H=40m	9.495	BxH	6	1							
		Tensão admissível do terreno (Kpa)		400							

Torre 60m				Pré-Dimensionamento da sapata				Dimensionamento da sapata			
Força do vento	(KN)	N(KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação	
H=15m	36.45				1600	3838.00	1.26	83.0	OK	24549696.18	
H=30m	36.5625	2238.00	2.14	4926							
H=45m	35.37	Estimativa das dimensões da sapata (m)									
H=60m	15.9375	BxH	8	1							
		Tensão admissível do terreno (Kpa)		400							

Torre 75m				Pré-Dimensionamento da sapata				Dimensionamento da sapata			
Força do vento	(KN)	Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	Peso Próprio da sapata (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação	
H=15m	36.45				2500	5786.50	1.53	83.4	OK	47348605.82	
H=30m	36.56	3286.5	2.70	8853.4							
H=45m	40.88	Estimativa das dimensões da sapata (m)									
H=60m	36.37	BxH	10	1							
H=75m	19.73	Tensão admissível do terreno (Kpa)		400							

Torre 100m				Pré-Dimensionamento da sapata				Dimensionamento da sapata			
Força do vento	(KN)	Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação	
H=15m	48.60				5400	11210.90	2.11	120.0	OK	82855190.86	
H=30m	58.50	5810.9	4.06	23610							
H=45m	53.36	Estimativa das dimensões da sapata (m)									
H=60m	44.44	BxH	12	1.5							
H=75m	42.50	Tensão admissível do terreno (Kpa)		400							
H=100m	38.50										

Torre 125m				Pré-Dimensionamento da sapata				Dimensionamento da sapata			
Força do vento	(KN)	Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação	
H=15m	60.75				11250	22452.40	1.66	128.2	OK	161826544.7	
H=30m	73.13	11202.4	3.33	37286.7							
H=45m	73.58	Estimativa das dimensões da sapata (m)									
H=60m	71.10	BxH	15	2							
H=75m	56.33	Tensão admissível do terreno (Kpa)		400							
H=90m	60.08										
H=105m	41.85										
H=125m	23.40										

• Torre tubular betão *onshore*

Torre 20m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	900	1652.40	0.25	50.0	OK	10356898.86
752.40	0.54	406.7	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	6	1	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

Torre 40m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	1225	2392.40	0.82	63.8	OK	16446371.8
1167.40	1.68	1961.3	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	7	1	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

Torre 60m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	1600	3317.30	1.71	90.4	OK	24549686.18
1717.30	3.30	5662	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	8	1	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

Torre 75m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	2256.25	4991.25	2.84	137.7	OK	41109935.92
2735.00	5.19	14183.4	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	9.5	1	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

Torre 100m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	5512.5	9855.50	3.60	284.8	OK	55506504.82
4343.00	8.17	35501.4	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	10.5	2	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

Torre 125m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	7200	13341.00	2.96	183.0	OK	82855190.86
6141.00	6.44	39523.5	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	12	2	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

• Torre treliçada *onshore*

Torre 75m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio da sapata (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	937.5	2237.50	0.01	89.8	OK	5993575.728
1300.00	0.01	17	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	5	1.5	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

Torre 100m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio da sapata (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	1350	4437.00	0.02	124.1	OK	10356898.86
3087.00	0.03	86	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	6	1.5	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

Torre 125m			Dimensionamento da sapata					
Pré-Dimensionamento da sapata			Peso Próprio da sapata (KN)	N+Sapata (KN)	Excentricidade	Tensão no terreno (KPa)	OK	Rigidez de rotação
Peso Próprio (KN)	Excentricidade	Momento na base da Torre(KN.m)	1837.5	7622.50	0.03	156.8	OK	16446371.8
5785.00	0.04	210	Estimativa das dimensões da sapata (m)					
BxH	7	1.5	Tensão admissível do terreno (Kpa)					
		400						

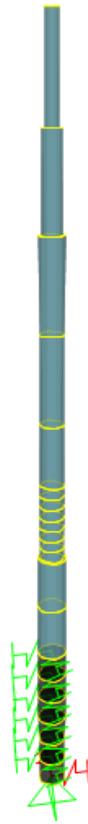
ANEXO 4: TORRES MODELADAS NO SAP2000



Tubular aço
onshore



Tubular betão
onshore



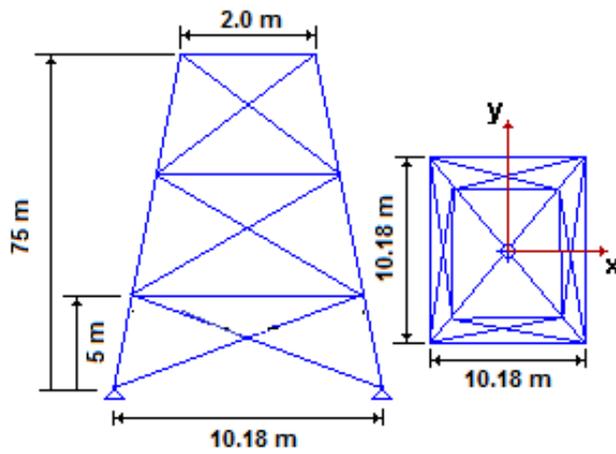
Tubular aço *offshore*



Treçada *onshore*



Treçada *offshore*



Altura

Plano

ANEXO 5: FORÇA DO VENTO NAS TORRES

- Torres tubular em aço *onshore*

Torre 20 m		Torre 40 m		Torre 60 m	
Altura (m)	Força do vento (KN/m)	Altura (m)	Força do vento (KN/m)	Altura (m)	Força do vento (KN/m)
5	1.83	10	2.18	15	2.43
10	1.80	20	2.19	30	2.44
15	1.78	30	2.15	45	2.40
20	0.79	40	0.95	60	1.01

Torre 100 m		Torre 125 m	
Altura (m)	Força do vento (KN/m)	Altura (m)	Força do vento (KN/m)
0-15	3.24	0-15	4.05
15-30	3.90	15-30	4.88
30-45	3.60	30-45	4.91
45-60	2.96	45-60	4.74
60-75	2.83	60-75	3.80
75-100	1.54	75-90	4.01
		90-105	2.79
		105-125	1.47

- Torres tubular em aço *offshore*

Torre 75 m		Torre 100 m		Torre 125 m	
Altura (m)	Força do vento (KN/m)	Altura (m)	Força do vento (KN/m)	Altura (m)	Força do vento (KN/m)
15	3.24	15	4.05	15	4.05
30	3.90	30	4.87	30	4.87
45	4.36	45	5.45	45	5.45
60	3.69	60	5.93	60	5.93
75	1.32	75	5.67	75	6.33
		100	3.85	90	6.68
				105	5.58
				125	2.94

- Torres tubular em betão

Torre 75 m		Torre 100 m		Torre 125 m	
Altura (m)	Força do vento (KN/m)	Altura (m)	Força do vento (KN/m)	Altura (m)	Força do vento (KN/m)
15	4.05	15	4.46	15	4.86
30	4.88	30	5.36	30	5.85
45	4.36	45	5.45	45	5.99
60	4.00	60	4.74	60	5.33
75	1.97	75	4.25	75	3.79
		100	2.31	90	4.01
				105	2.79
				125	1.18

- Torres treliçada *onshore*

Torre 75 m			
Altura (m)	Pressão do vento (KN/m²)	Área efetiva (m²)	Força do vento (KN)
5	0.941	8.36	16.52
10	1.119	7.99	18.78
15	1.243	7.61	19.86
20	1.342	7.32	20.63
25	1.425	6.92	20.71
30	1.499	6.53	20.56
35	1.565	6.32	20.77
40	1.624	6.07	20.70
45	1.678	5.68	20.02
50	1.729	5.47	19.86
55	1.777	5.32	19.85
60	1.822	5.07	19.40
65	1.865	4.84	18.96
70	1.905	4.72	18.88
75	1.944	4.59	18.74
Torre 100 m			
Altura (m)	Pressão do vento (KN/m²)	Área efetiva (m²)	Força do vento (KN)
5	0.941	17.14	33.87
10	1.119	16.59	38.98
15	1.243	16.15	42.16
20	1.342	15.53	43.77
25	1.425	14.76	44.17
30	1.499	14.18	44.64
35	1.565	13.59	44.66
40	1.624	12.94	44.13
45	1.678	12.43	43.80
50	1.729	11.86	43.06
55	1.777	11.21	41.83
60	1.822	10.56	40.40
65	1.865	10.13	39.67
70	1.905	9.59	38.36
75	1.944	9.02	36.82
80	1.981	8.43	35.07
85	2.016	8.01	33.91
90	2.050	7.55	32.50
95	2.083	7.22	31.58
100	2.115	6.92	30.74

Torre 125 m			
Altura (m)	Pressão do vento (KN/m²)	Área efetiva (m²)	Força do vento (KN)
5	0.941	20.97	41.44
10	1.119	20.41	47.96
15	1.243	19.94	52.05
20	1.342	19.49	54.93
25	1.425	19.01	56.89
30	1.499	18.47	58.14
35	1.565	17.95	58.99
40	1.624	17.38	59.27
45	1.678	16.82	59.27
50	1.729	16.25	59.00
55	1.777	15.59	58.18
60	1.822	15.01	57.43
65	1.865	14.49	56.75
70	1.905	13.87	55.49
75	1.944	13.19	53.85
80	1.981	12.48	51.92
85	2.016	11.93	50.51
90	2.050	11.27	48.52
95	2.083	10.51	45.97
100	2.115	9.85	43.75
105	2.145	9.33	42.03
110	2.175	8.83	40.33
115	2.204	8.20	37.95
120	2.232	7.57	35.48
125	2.260	7.14	33.89

- Torres treliçada *offshore*

Torre 75 m			
Altura (m)	Pressão do vento (KN/m²)	Área efetiva (m²)	Força do vento (KN)
5	0.941	56.72	112.08
10	1.119	54.36	127.74
15	1.243	51.76	135.11
20	1.342	49.72	140.12
25	1.425	47.44	141.96
30	1.499	44.84	141.15
35	1.565	42.24	138.82
40	1.624	40.52	138.19
45	1.678	38.36	135.17
50	1.729	36.08	131.00
55	1.777	33.72	125.83
60	1.822	32.04	122.59
65	1.865	30.20	118.28
70	1.905	28.88	115.53
75	1.944	27.68	113.00

Torre 100 m			
Altura (m)	Pressão do vento (KN/m²)	Área efetiva (m²)	Força do vento (KN)
5	0.941	73.88	145.99
10	1.119	71.80	168.72
15	1.243	69.52	181.47
20	1.342	67.28	189.61
25	1.425	65.00	194.51
30	1.499	62.36	196.30
35	1.565	60.04	197.32
40	1.624	57.96	197.67
45	1.678	55.48	195.50
50	1.729	52.76	191.57
55	1.777	49.92	186.29
60	1.822	47.72	182.59
65	1.865	45.08	176.56
70	1.905	42.04	168.18
75	1.944	39.40	160.85
80	1.981	37.32	155.25
85	2.016	35.32	149.53
90	2.050	32.8	141.20
95	2.083	30.28	132.45
100	2.115	28.56	126.85

ANEXO 6: FORÇA DA ONDA NAS TORRES OFFSHORES

- Torres tubular em aço *offshore*

Torre 75m		
Z (m)	F (N)	(KN/m)
4.0	80501.79	40.25
2.0	74969.17	37.5
0.0	70565.89	35.25
-2.0	66538.69	33.25
-4.0	63410.23	31.7
-6.0	60833.14	30.4
-8.0	59132.40	29.5
Torre 100 m		
Z (m)	F (N)	(KN/m)
4.0	123796.48	61.9
2.0	115388.45	57.7
0.0	108706.26	54.35
-2.0	102572.70	51.3
-4.0	97798.18	48.9
-6.0	93869.97	46.95
-8.0	91272.80	45.65
Torre 125m		
Z (m)	F (N)	(KN/m)
4.0	170685.58	61.9
2.0	133983.98	57.2
0.0	126258.28	54.35
-2.0	119159.03	51.3
-4.0	113629.33	48.9
-6.0	109081.49	46.95
-8.0	106072.97	45.65

- Torres treliçada *offshore*

Torre 75 m		
Z (m)	F (N)	(KN/m)
4.0	8580.80	8.58
2.0	7923.81	7.92
0.0	7394.51	7.39
-2.0	6925.25	6.93
-4.0	6567.28	6.57
-6.0	6269.17	6.27
-8.0	6075.61	6.08

Torre 100 m		
Z (m)	F (N)	(KN/m)
4.0	8580.80	8.58
2.0	7923.81	7.92
0.0	7394.51	7.39
-2.0	6925.25	6.93
-4.0	6567.28	6.57
-6.0	6269.17	6.27
-8.0	6075.61	6.08

ANEXO 7: MODOS E FREQUÊNCIAS NATURAIS DAS TORRES

- Torres tubular em aço *onshore*

Torre 20 m		Torre 40 m		Torre 60 m	
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	2.25	1	1.12	1	0.59
2	17.55	2	5.75	2	2.81
3	49.59	3	16.11	3	7.63
4	52.30	4	30.67	4	14.72
5	90.66	5	31.99	5	21.80
6	141.70	6	75.60	6	50.81
7	235.95	7	119.54	7	80.06
8	301.74	8	151.75	8	101.19

Torre 100 m		Torre 125 m	
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.35	1	0.31
2	1.33	2	1.10
3	3.62	3	2.81
4	7.47	4	5.56
5	12.26	5	9.88
6	14.82	6	12.75
7	16.16	7	15.43
8	20.91	8	20.76
9	32.29	9	25.21
10	51.38	10	26.95

- Torres tubulares em aço *offshore*

Torre 75 m		Torre 100 m		Torre 125 m	
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.33	1	0.31	1	0.26
2	1.83	2	1.49	2	1.27
3	3.96	3	3.26	3	2.79
4	7.24	4	6.11	4	4.90
5	8.82	5	8.54	5	7.38
6	9.18	6	9.99	6	8.87
7	9.27	7	10.42	7	9.73
8	12.89	8	12.15	8	10.22
9	16.32	9	16.73	9	13.48
10	18.08	10	21.42	10	17.44

- Torres tubulares em betão

Torre 20 m		Torre 40 m		Torre 60 m	
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	1.90	1	0.86	1	0.39
2	14.37	2	4.63	2	2.63
3	33.27	3	12.56	3	7.05
4	41.77	4	21.59	4	12.78
5	72.75	5	23.52	5	14.48
6	103.43	6	56.84	6	38.76
7	176.78	7	90.49	7	62.98
8	227.77	8	114.42	8	77.63

Torre 75 m		Torre 100 m		Torre 125 m	
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.53	1	0.38	1	0.34
2	2.45	2	1.84	2	1.21
3	6.21	3	4.99	3	2.82
4	11.57	4	9.48	4	5.71
5	13.50	5	10.04	5	9.17
6	17.77	6	15.10	6	9.89
7	34.34	7	19.74	7	14.92
8	52.18	8	23.14	8	19.87
9	69.26	9	26.06	9	21.09
10	78.72	10	42.01	10	25.08

- Torres treliçadas *onshore*

Torre 75 m		Torre 100 m		Torre 125 m	
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.77	1	0.65	1	0.53
2	0.78	2	0.66	2	0.53
3	3.46	3	2.44	3	1.85
4	3.46	4	2.44	4	1.85
5	6.54	5	4.23	5	2.59
6	7.99	6	5.22	6	3.74
7	8.12	7	5.31	7	3.87
8	8.13	8	5.35	8	3.87
9	10.21	9	8.43	9	5.84
10	13.94	10	8.97	10	6.48

- Torres treliçadas *offshore*

Torre 75 m		Torre 100 m	
Modo	Frequência (Hz)	Modo	Frequência (Hz)
1	0.48	1	0.45
2	0.48	2	0.45
3	2.33	3	1.87
4	2.33	4	1.87
5	2.97	5	2.05
6	3.22	6	2.88
7	5.08	7	3.98
8	5.08	8	3.98
9	6.47	9	4.67
10	8.23	10	6.38