



Filipe Daniel Marques Teles

CRITÉRIOS DE CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO EM TORRES EÓLICAS

CRITERIA FOR THE CONCEPTION AND DESIGN OF PRESTRESS IN WIND TOWERS

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiros da Providência e Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade

Coimbra, Setembro de 2017



UNIVERSIDADE DE COIMBRA



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

Filipe Daniel Marques Teles

Critérios de conceção e dimensionamento do pré- esforço em torres eólicas

Criteria for the conception and design of prestress in wind towers

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Estruturas,
orientada pelo Professor Doutor Paulo Manuel Mendes Pinheiros da Providência e Costa e pelo Professor Doutor Anísio Alberto Martinho de Andrade

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, Setembro de 2017

AGRADECIMENTOS

Com a presente dissertação encerro um capítulo muito importante na minha vida pessoal e profissional. Certamente este tempo que passou, por vezes repleto de perguntas e sacrifícios, moldou a minha personalidade amadurecendo-a e preparando-a para novos desafios. Não sendo saudosista, mas com um entoar de despedida nas minhas palavras, gostaria de deixar uma palavra de agradecimento a algumas pessoas que marcaram o meu percurso:

Ao Professor Doutor Paulo Providência e Costa por todo o conhecimento, apoio, disponibilidade e paciência demonstrada, certamente me transmitiu ensinamentos essenciais para a conclusão desta etapa e que levarei para o meu futuro como profissional desta área. Um obrigado também ao Professor Doutor Anísio Andrade.

Aos meus pais e à minha família, por sempre fazerem parecer o que é difícil em fácil, em especial à minha mãe para quem não tenho palavras que consigam descrever tudo o que fez por mim, começando com o seu apoio incondicional mesmo perante as adversidades, passando pela confiança que desde a minha tenra idade depositou em mim e terminando com o quanto a sua personalidade perseverante fez de mim uma melhor pessoa e um melhor profissional.

À Sofia, namorada e melhor amiga, presente desde o primeiro dia, demonstrando ser um “abrigo” nos tempos difíceis e que me encorajou constantemente a sair da minha zona de conforto despertando uma certa “ousadia” neste meu caminho. Sempre presente com um sorriso quando era mais importante, para ti vai um grande obrigado por partilhares esta jornada comigo que certamente nos fez crescer em conjunto.

Aos meus amigos que me acompanharam neste percurso, um obrigado pela troca de experiências, ideias e culturas, fazendo de mim uma pessoa “rica” por ter a vossa amizade.

A todos os que conheci ao longo deste percurso e deixaram a sua marca, por mais pequena que fosse, um sincero obrigado.

RESUMO

A produção de energia eólica tem vindo a registar um crescimento vincado tanto em Portugal como em todo o mundo. No nosso país, durante o período compreendido entre 2005 e 2015 a potência total instalada passou de 1000 MW para 5000 MW, representando um crescimento de 400 MW/ano, atingindo uma contribuição de 23% do consumo total de energia. De modo a possibilitar a continuação do crescimento deste setor, que constitui uma forma de obtenção de energia “limpa”, e portanto de reduzir as soluções tradicionais mais nefastas, é necessária a construção de centenas de geradores todos os anos.

A construção de torres eólicas capazes de suportar e manter longamente em funcionamento essas turbinas tem de acompanhar o desenvolvimento e o crescimento do peso dos geradores, tendo suscitado nos últimos anos um grande interesse por parte das empresas no desenvolvimento de soluções economicamente mais vantajosas. A altura limitada atingível pelas soluções mais recorrentes atualmente, em aço, restringem o crescimento do setor, pois inviabilizam a utilização de geradores de alta potência.

As torres eólicas em betão armado pré-esforçado têm vindo a ganhar particular interesse no seio das empresas do ramo, demonstrando ser uma solução economicamente interessante para as gamas de alta potência de geradores, alcançando uma maior altura e possibilitando maiores rendimentos energéticos.

A dissertação tem como principais objetivos:

- 1) Modelação e análise de torres de suporte eólico com o apoio do *software* informático de modelação e análise de estruturas, *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017*;
- 2) Análise de sensibilidades, com o intuito de determinar quais os parâmetros que mais influenciam o comportamento estrutural e o custo da torre, com base na qual se procede à modificação do projeto inicial de modo a reduzir o seu custo.

e cobre os seguintes aspetos:

- 1) Modelação, análise e dimensionamento de uma torre, com características geométricas e mecânicas iniciais obtidas por consulta da literatura;
- 2) Análise de sensibilidades;
- 3) Estimativa orçamental das diferentes soluções;
- 4) Melhoramento das características iniciais da torre de modo a reduzir o seu custo.

ABSTRACT

In recent years, the importance of wind energy in the energy sector has been growing in Portugal. Between 2005 and 2015, the total power installed has increased from 1000 MW to 5000 MW, representing a growth of 400 MW / year and a total of 23% to the contribution to the total energy consumption in this country. To enable the continued development of this sector, which represents a relevant choice for "clean" energy, it is necessary to have hundreds of wind turbines built every year.

The way to construct the towers that are supporting the turbines is a subject with an increase interest from the part of the large companies in the last years, searching ways to achieve more economically efficient designs. The purpose of the tower is supporting the turbines, but the "low" height achievable by the most competitive solutions currently hinder the growth of the sector, making it difficult to install high power generators.

Pre-stressed reinforced wind-powered towers have gained interest among the multinational companies, proving an economically solution in the installation of high-power wind turbines, capable of achieving a higher height and allowing for higher energy yields.

The main objectives of this work are:

- 1) Modeling and analysis of towers with the assistance of a computer software, *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017*;
- 2) Sensitivity analysis to obtain the information on the parameters that may influence the most the structural behavior of the tower and consequently influencing the budget estimation, to find a more cost-effective solution, to compete with the regular solutions of the current market.

It covers the following topics:

- 1) The modeling and analysis of an initial prototype tower;
- 2) Sensitivity analysis;
- 3) Budget estimation for the different solutions;
- 4) Improve de geometry of the initial tower reducing is cost.

ÍNDICE

1 INTRODU�O	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organiza�o da disserta�o	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 A energia eólica e o seu aproveitamento	5
2.2 Geradores Eólicos	8
2.3 Torres Eólicas	12
2.3 Torres Eólicas em Betão Estrutural	15
2.4 Análise de Sensibilidades	16
3. MODELA�O DA TORRE EÓLICA	17
3.1 Modelo inicial	17
3.1.1 Características da torre	17
3.1.2 Modela�o da torre no Autodesk Robot	22
3.2 A�es consideradas	26
3.2.1 Peso próprio e restantes cargas permanentes	26
3.2.2 Aço sísmica	26
3.2.3 Vento atuante na torre	29
3.2.4 Aço da turbina	32
3.2.5. Pr�-esforço	33
4. ANÁLISE DO PR�TOTIPO INICIAL E SEU MELHORAMENTO	38
4.1 Análise de vibra�o da estrutura	38
4.2 Combina�es de a�es consideradas na análise	40
4.2.1 Estados limites últimos (ULS)	40
4.2.2 Estados limites de utiliza�o (SLS)	41
4.3 Dimensionamento dos segmentos troncocónicos	41
4.4 Dimensionamento da funda�o	43
4.5 Análise de 2 ^a ordem	45
4.6 Análise de Sensibilidades	48
4.7 Melhoria da geometria do modelo	57
4.7.1 Descri�o geral	57
4.7.2 Nova geometria para a torre	58
4.7.3 Frequências de vibra�o da torre com a nova geometria	59
4.7.4 Dimensionamento dos segmentos troncocónicos	60
4.7.5 Funda�o	61
4.7.6 Efeitos de segunda ordem	62

4.7.7 Comparação das soluções	62
5 CONCLUSÕES	65
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1– Potência Global instalada entre 2006-2015(Gaspar, 2012)	6
Figura 2.2 – Taxa de crescimento anual da potência instalada em Portugal (APREN e INEGI, 2015).....	7
Figura 3.3 – Potência instalada acumulada em Portugal (APREN e INEGI, 2015).....	7
Figura 2.4– Geração de energia eólica vs Consumo de eletricidade 2006-2015 em Portugal Continental (APREN e INEGI, 2015).....	8
Figura 2.5– À esquerda: solução <i>offshore</i> (MPA, 2010);à direita: solução <i>onshore</i> . (http://www.archiexpo.com).....	9
Figura 2.6– À esquerda: rotor de eixo vertical (http://www.dinamicambiental.com.br); à direita: Rotor de eixo horizontal (http://www2.aneel.gov.br)	9
Figura 2.7 – Componentes de uma torre eólica de eixo horizontal (Manwell, J. F., 2009).....	10
Figura 2.8– Exemplo de curva energética de uma turbina (Manwell, J. F., 2009).....	11
Figura 2.9 –Numero de aerogeradores e potência unitária média 1996-2015 em Portugal (APREN; INEGI, 2015).....	11
Figura 2.10– Transporte especial de componentes de torre eólica em aço (http://www.transportepesado.com.br).	13
Figura 2.11– Evolução do preço em USD (\$) do aço (a azul) , e do betão pré-fabricado (a cinzento) (Gaspar, 2012).....	13
Figura 2.12– Exemplos de alguns dos tipos de torres existentes. À esquerda de aço (http://www.clean-energy-ideas.com) , ao meio híbrida (https://www.researchgate.net), à direita – de betão armado pré fabricado (https://www.acciona.com).....	14
Figura 2.13– Exemplo de aplicação das diferentes tipos de soluções para a combinação Potencia de Gerador/ Altura da torre segundo (Gaspar,2012).....	15
Figura 3.1 – Caracterização das três zonas distintas da torre que constituirão os três segmentos troncocónicos de acordo com The Concrete Center (2007).....	18
Figura 3.2 – Secção transversal dos anéis onde se aplica o pré-esforço das peças pré-fabricadas (The Concrete Center, 2007)	19
Figura 3.3– Ilustração do sistema rotor (NG, Bing Feng et al., 2015), que mostra a inclinação do seu eixo relativamente à horizontal.....	20
Figura 3.4 – Modelo que serviu de base ao estudo presente na dissertação (The Concrete Center, 2007).....	21
Figura 3.5– Interpolação quadrática em <i>Matlab</i> das frequências de operação dos geradores eólicos, efetuada a partir dos valores definidos por Lanier (2005).....	22
Figura 3.6 – Evolução geométrica do modelo desenvolvido em ambiente computacional.	23

Figura 3.7–Pormenor da modelação dos anéis de pré-esforço – à direita, janela de inserção do comando <i>offset</i>	24
Figura 3.8– Pormenor da malha de elementos finitos utilizada para análise - à esquerda, pormenor da zona da base e fundação – ao centro, pormenor da zona intermédia – à direita, pormenor da zona superior e zona constituída por material fictício.....	25
Figura 3.9 – Representação, no modelo computacional, do peso da turbina e equipamento associado.....	26
Figura 3.10– Zonamento sísmico em Portugal Continental definida na NP EN 1998-1. A análise propriamente dita é uma análise modal com espectro de resposta, o qual é definido na cláusula 4.3.3.3 da NP1998-1.....	27
Figura 3.11– Representação do peso da turbina e equipamento associado no modelo computacional.....	28
Figura 3.12– Janela do programa para introdução dos dados relativos à análise sísmica, representando os parâmetros relativos à ação sísmica do tipo 1.....	29
Figura 3.13–Forças Reduzidas na base da torre.....	32
Figura 3.14– Ação equivalente da turbina modelada em ambiente computacional.....	33
Figura 3.15 – Tensão máxima de tração relativa à combinação frequente de estados limite de utilização antes da aplicação de pré-esforço.....	34
Figura 3.16– Modelação da carga de pré-esforço no ambiente computacional.....	37
Figura 4.1–Primeiros 6 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y ; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo 5 ; f) Modo 6 em Z.....	39
Figura 4.2– Derrube de torre eólica devido a dimensionamento incorreto da fundação (http://www.windcows.com).....	44
Figura 4.3– Representação do sistema de forças e momentos considerados para a verificação ao derrube da fundação.....	44
Figura 4.4– Deslocamento máximo horizontal provocado pela combinação fundamental (ULS).....	47
Figura 4.5– Distância livre de extremidade das pás à superfície exterior da torre.....	59

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

O Homem caracteriza-se por uma competência inata para utilizar os mais diversos meios que o circundam para o seu próprio benefício, permitindo a simplificação de tarefas que à partida eram muito exigentes, e resultando na otimização da aplicação de meios para realização de operações diárias. Com o desenvolvimento da tecnologia, destacando-se especialmente a Revolução Industrial, essas utilizações tornaram-se mais refinadas e simultaneamente mais complexas. Nos últimos dois séculos, o consumo de energia derivada de combustíveis fósseis aumentou de forma drástica, causando efeitos devastadores para o ambiente, nomeadamente o aumento do buraco da camada de ozono e o agravamento do efeito de estufa. A principal consequência destas ações parece ser o aumento substancial da temperatura média da Terra, sendo a redução significativa das camadas glaciares um dos efeitos mais visíveis, causando um impacto direto no ecossistema de diversas espécies, agravando o risco de extinção das mesmas.

Com o passar dos tempos, a consciencialização para este tipo de problemas e as suas consequências levaram à procura de novos métodos de produção de energia, se possível não poluentes e renováveis. Neste sentido, o reconhecimento da conveniência das energias renováveis tem-se intensificando, firmando, no final do século XX, a energia eólica como fonte de energia significativa (Manwell, J.F. ,2009). Apesar de utilizada pelo homem desde a Antiguidade Clássica, nos últimos séculos o aproveitamento desta fonte de energia foi relegado para segundo plano. A sua revalorização ocorrida nos últimos cinquenta anos é resultado da sua afirmação como uma energia não poluente, inesgotável e com baixo impacto ambiental.

A obtenção de energia útil para o Homem a partir de energia eólica é conseguida através de aerogeradores ligados a uma rede de transmissão de energia elétrica. A altura a que estes se encontram é condicionada pela capacidade de construir uma estrutura, mais comumente uma torre, cuja função será colocar o gerador numa posição elevada relativa ao solo, permitindo o seu melhor aproveitamento, ou seja, a maximização da sua eficiência. Com o desenvolvimento de geradores com cada vez maior capacidade, os requisitos para o dimensionamento da correspondente torre agravam-se, requerendo um permanente aperfeiçoamento e adaptação às novas exigências. No domínio da Engenharia, é fundamental a sustentabilidade das soluções desenvolvidas, tendo em conta os aspetos ambiental, económico e social. Em particular, o custo está associado à construção (aerogerador e torre), à operação (conversão de energia eólica em energia útil) e à manutenção. Um aspeto fundamental a ter em conta na contabilização dos

custos de construção tem a ver com o funcionamento das torres, uma vez que estão expostas a cargas dinâmicas durante praticamente todo o seu período de vida. Desta forma, são provocadas vibrações contínuas ao nível do aerogerador, agravando os fenómenos de fadiga. Com o objetivo da produção em massa deste tipo de estruturas, torna-se importante a melhoria da eficiência, desempenho e custo destes equipamentos.

Assim, esta dissertação aborda a melhoria do custo das torres em betão pré-esforçado, considerando diversos parâmetros: pré-esforço exterior, classe de resistência do betão, quantidade de armadura passiva, espessura das paredes e perfil em altura. Para se atingir esse objetivo foi desenvolvido um modelo inicial e, seguidamente, realizou-se uma análise de sensibilidades, apoiada na modelação e análise estrutural com o auxílio de um programa informático – *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017*.

Muitas das abordagens descritas, embora se focalizem nas torres eólicas, aplicam-se a outros tipos de torres, nomeadamente torres de telecomunicação, torres de faróis e chaminés (Grünberg e Göhlmann, 2013), embora os tipos e grandeza das ações possam ser algo distintas.

1.2 Objetivos

As torres que suportam geradores eólicos são estruturas que merecem uma especial atenção devido à sua crescente utilização. Estas constituem um mercado cada vez mais consolidado, mas ainda em expansão, que tenderá a progredir com a otimização do custo de produção e exploração destes equipamentos. As soluções em betão pré-esforçado apresentam vantagens face às soluções em aço, não só por apresentarem um maior amortecimento estrutural relativo ao modo fundamental, ver o Quadro F.2 da EN1991-1-4, mas sobretudo devido às soluções em aço possuírem altura limitada, resultante da impossibilidade de transportar anéis de grande diâmetro.

Como referido anteriormente, as torres estão submetidas a cargas dinâmicas durante praticamente a totalidade da sua vida útil de projeto, sendo imprescindível ter em conta esse fator. A adição do pré-esforço a uma solução em betão armado, para além de contribuir para a resistência estrutural, aligeirando o peso, apresenta também a vantagem de aumentar moderadamente a resistência à fadiga e o desempenho dinâmico (The Concrete Center, 2007).

No âmbito do curso de mestrado integrado em Engenharia Civil, a temática mais corrente é a análise de estruturas reticuladas (1D) face à muito maior simplicidade de cálculo e relevância prática que apresentam. Na presente dissertação desenvolve-se um modelo de casca composto

por elementos finitos planos (2D), constituindo um desafio interessante tanto a nível de modelação como de análise de resultados, atendendo particularmente à gestão de um grande volume de dados, com o programa de análise estrutural escolhido. Para tal, foi necessária a aquisição de conhecimentos na modelação e análise com elementos finitos 2D, no tratamento de grandes volumes de informação e análise de sensibilidades.

Em suma, serão consideradas na análise os principais parâmetros de uma torre para um gerador eólico em betão pré-esforçado, tendo em vista a redução do seu custo. O modelo inicial para a torre em estudo baseia-se num projeto apresentado numa publicação do The Concrete Center (2007), um protótipo implementado num parque eólico em Magdeburg, Alemanha. Assim, no modelo inicial, que se pode considerar um pré-dimensionamento, adotaram-se as suas características geométricas e outros valores indicativos.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos, sendo o primeiro a Introdução.

No segundo capítulo, Revisão Bibliográfica, é apresentada uma breve introdução sobre a energia eólica, o seu aproveitamento e ainda a sua importância para um desenvolvimento sustentável. Aborda-se também o desenvolvimento dos geradores eólicos ao longo do tempo, consoante a necessidade de extração de energia, o tipo de funcionamento e ainda as suas tipologias de implantação. Por último, é abordada a concepção e dimensionamento das torres eólicas, focando as vantagens e desvantagens das torres de betão pré-esforçado face às torres em aço.

No terceiro capítulo, Modelação da Torre Eólica, explicam-se todos os procedimentos e decisões quanto à (i) definição da solução inicial para a torre eólica e (ii) modelação das ações, geometria e restantes parâmetros.

No quarto capítulo, Análise e Redução de Custo da Torre Eólica, é inicialmente avaliada a segurança e o comportamento em serviço da solução inicial face às ações. Esta avaliação inclui a verificação da estabilidade da estrutura e a averiguação da necessidade de inclusão de efeitos de 2ª ordem na análise. Em seguida, é apresentada uma análise de sensibilidades, na qual se considera a variação de algumas características da torre, como o diâmetro e a espessura das secções troncocónicas e ainda o módulo de elasticidade – esta análise inclui uma análise de vibrações, de modo a avaliar a influência destes parâmetros sobre a frequência fundamental da estrutura. Prossegue-se com a avaliação do impacto desses parâmetros no desempenho global

da estrutura, de modo a determinar a que alterações proceder para se obter uma solução mais económica, sem comprometer a segurança e o bom funcionamento. Por fim, determina-se uma segunda solução, mais económica que a inicial, com ganhos de 11,19% contabilizando apenas a torre e 27,85 % contabilizando a globalidade da estrutura (torre + fundação), comprovando-se a sua segurança e verificando-se o seu comportamento em serviço.

No quinto e último capítulo, Conclusões, resumem-se as principais conclusões obtidas ao longo do trabalho e apresentam-se sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 A energia eólica e o seu aproveitamento

Com a Revolução Industrial surgiram novos processos de manufaturação, incluindo novos métodos para produção de máquinas, novos produtos químicos e a utilização mais frequente e crescente de energia derivada do vapor. Neste período, eram obviamente desconhecidos muitos dos efeitos secundários da produção desta energia, que era considerada uma energia limpa sem qualquer efeito prejudicial para o espaço circundante. Nessa altura, o que condicionava a escolha do tipo de produção de energia era o custo económico imediato e a rapidez com que esta permitia a execução de diversas funções. Entretanto, com o decorrer do tempo, acabou por se concluir que este tipo de produção de energia era extremamente nocivo para o meio ambiente. Atualmente, para além da óbvia importância do fator económico, os parâmetros ambientais têm vindo a ganhar uma relevância crescente.

O aparecimento da máquina a vapor faria prever a condenação, no setor energético, de todas as energias renováveis, incluindo o vento. Contudo, a partir dos anos 1960, devido a campanhas de sensibilização social e ambiental surgiram os primeiros sinais de uma reversão, culminando numa notória revolução das mentalidades na década de 1990. De forma a compreender a razão para esta mudança das mentalidades, é necessário enquadrar alguns fatores que se tornaram cada vez mais evidentes, não só com a crescente consciência ambiental, mas também com a necessidade de garantir um desenvolvimento sustentável das populações. Esses fatores relacionados com a finitude das reservas de combustíveis fósseis da Terra e com os efeitos adversos da sua própria queima para a produção de energia, levaram à procura de alternativas ambientalmente mais favoráveis.

Visto isto, após a discussão de opções mais viáveis a nível económico e ambiental, surge novamente o interesse pela energia eólica – um tipo de energia renovável, limpa e sem qualquer forma poluente. Nessa altura é compreendido o verdadeiro potencial da geração de energia através do vento, por este existir em toda a parte da terra com densidade considerável. Para além das variadas características deste tipo de energia, o aumento dos preços do barril de petróleo e o aumento do apoio governamental para a realização de estudos, contribuíram e permitiram inequivocamente revolucionar a forma de utilização deste recurso em termos de investimento, com um grau considerável de retorno.

O culminar dessa mudança de mentalidades acabou por se materializar em 2011, em que a energia eólica se afirmou como um setor energético em crescimento, com uma percentagem de 6,3% do total de energia consumida na UE, segundo um relatório do GWEC (Global Wind Energy Council) (GWEC, 2015).

No panorama “macro”, a nível global, o sector de aproveitamento de energia eólica *onshore* nos períodos compreendidos entre 2011 e 2015 teve um crescimento anual de 19% (Gaspar, 2012), ver Figura 2.1. O crescimento mais acentuado registou-se no período entre 2006 a 2011, na ordem dos 28% por ano, correspondendo um crescimento da potência instalada de sensivelmente 80GW para 500 GW em pouco menos que 10 anos, marcando o ritmo para os nossos dias.

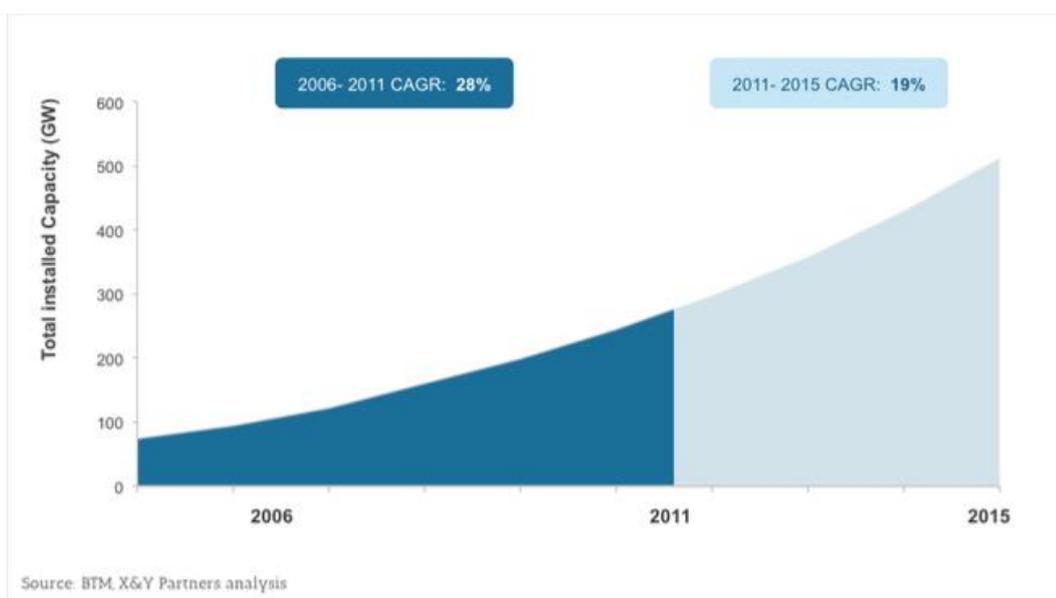


Figura 2.4– Energia eólica: variação entre 2006-2015 da potência global instalada (Gaspar, 2012).

No panorama local a tendência é também de crescimento, registando um apogeu em meados de 2005, com um crescimento da ordem dos 96,4% (APREN e INEGI, 2015), a que se seguiu uma estabilização gradual e natural motivada por adversidades financeiras no panorama de investimento nacional, ver Figura 2.2.

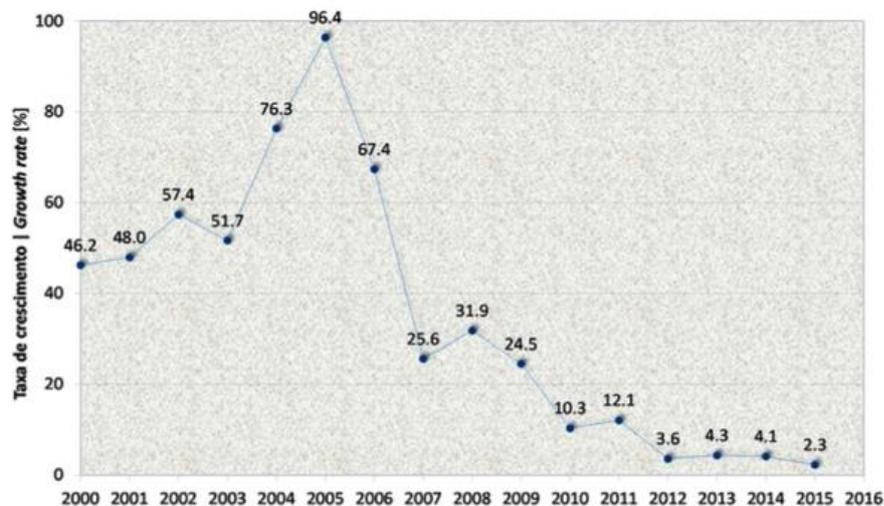


Figura 5.2– Energia eólica: taxa de crescimento anual da potência instalada em Portugal (APREN e INEGI, 2015).

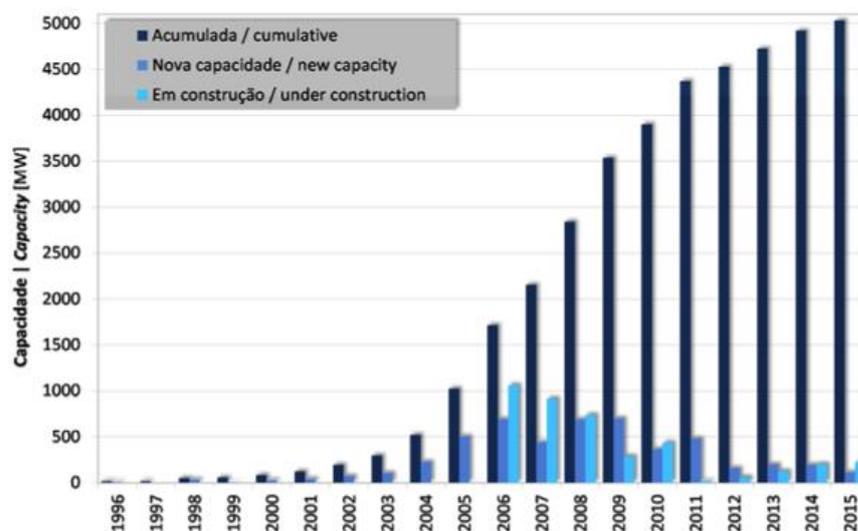


Figura 2.3– Energia eólica: potência instalada acumulada em Portugal (APREN e INEGI, 2015).

A Figura 2.3 permite constatar que a potência instalada em Portugal atingiu em 2015 a marca dos 5000 MW (APREN e INEGI, 2015). Relativamente à potência em construção, representada na figura pela cor azul claro, verifica-se um crescimento desde 2011 até aos dias de hoje. Embora os valores atuais não sejam próximos em valores absolutos do valor de 2006 em que foi registado o pico. Relativamente à utilização de eletricidade, em 2014 foi atingido o valor mais alto do rácio de utilização de energia de proveniência eólica, Figura 2.4.

A necessidade de aumentar a competitividade da energia eólica motivou o desenvolvimento de soluções em terra que exponenciassem a capacidade de extração energética, levando à concepção de geradores de maior potência e situados a maiores distâncias do solo. As maiores alturas correspondem a maiores velocidades do vento, uma vez que o caudal é mais uniforme em virtude do menor número de obstáculos, originando um maior rendimento de operação.

Associado ao desenvolvimento da capacidade de exploração de energia dos geradores surge o aumento das suas dimensões e, conseqüentemente, do seu peso. O tipo de suporte dos equipamentos que até aqui se impôs por parte das grandes empresas encontra certos problemas que podem inviabilizar esse crescimento de altura e dimensão dos elementos, levando a novas abordagens. Esta dissertação aborda as torres em betão pré-esforçado para suporte de geradores eólicos, permitindo evitar certos problemas das torres metálicas, relacionados quer com o comportamento dinâmico, quer com o transporte dos segmentos anelares.

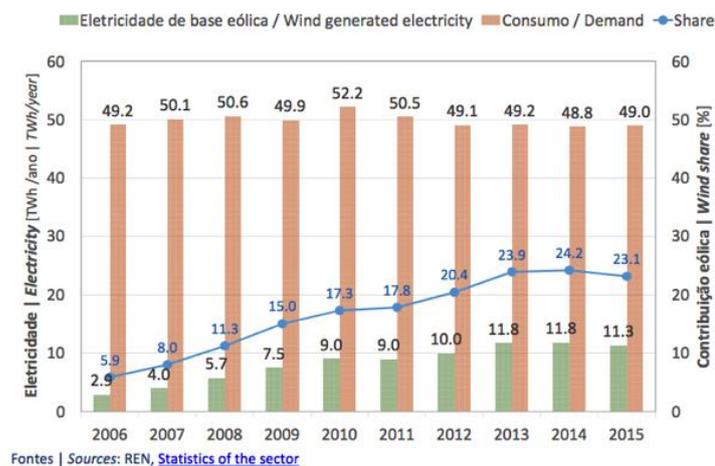


Figura 2.4– Geração de energia eólica vs consumo de eletricidade 2006-2015 em Portugal Continental (APREN e INEGI, 2015).

2.2 Geradores Eólicos

São vários os tipos de funcionamento dos geradores eólicos, os quais mobilizam diferentes esforços na torre, podendo esta ser constituída por um ou mais materiais.

Todos os geradores eólicos, independentemente do local de implantação e do seu tipo de funcionamento, têm em comum a capacidade de produzir energia elétrica através do aproveitamento da energia do vento. No que diz respeito ao local de implantação, existem dois grandes grupos, Figura 2.5: *onshore* (em terra) e *offshore* (em plataformas próprias a uma determinada distância da costa) esperando-se que o último grupo venha a ter um grande

desenvolvimento na próxima década, já que a capacidade de implantação em terra está envelhecida e a esgotar. Habitualmente, os geradores *onshore* necessitam de maiores alturas para o mesmo valor de potência instalada.



Figura 2.5– À esquerda: solução *offshore* (MPA, 2010); à direita: solução *onshore*. (<http://www.archiexpo.com>).

Relativamente à tipologia de funcionamento existem essencialmente dois tipos de geradores: com o sistema rotor sobre um eixo horizontal constituindo o sistema mais comum nos dias de hoje e com sistema rotor sobre um eixo vertical, como ilustra a Figura 2.6.



Figura 2.6– À esquerda: rotor de eixo vertical (<http://www.dinamicambiental.com.br>); à direita: rotor de eixo horizontal (<http://www.aneel.gov.br>).

Na presente dissertação considera-se apenas a solução *onshore* de eixo horizontal por ser mais comum nos dias de hoje.

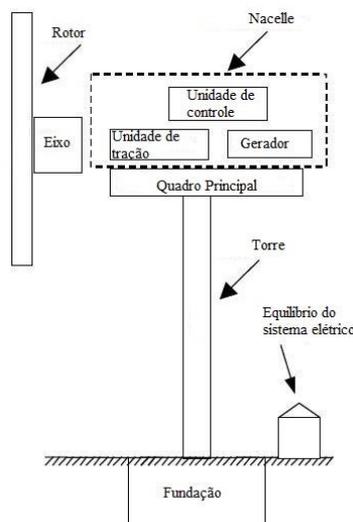


Figura 2.7 – Componentes de uma torre eólica de eixo horizontal (Manwell, J. F., 2009).

No âmbito da Engenharia Civil, o interesse do estudo deste tipo de equipamentos reside nas diferentes opções relativamente à torre de suporte do gerador eólico e sua fundação, sustentando a ação do vento e o peso total incluindo a *nacelle*, estrutura que aloja o gerador e todo o sistema de transformação de energia, como mostra a figura 2.7.

A altura da torre varia usualmente entre os 60m e 140m (Gaspar, 2012). Como referido anteriormente, associado a uma maior altura de colocação do gerador encontram-se velocidades maiores do vento incidente na torre, tornando, assim, mais severos os efeitos não lineares desta ação.

A *nacelle* contém todos os componentes associados ao gerador, local onde é realizado o processo de conversão de energia, transformando a energia do movimento rotacional do sistema em energia elétrica. De referir que cada fabricante tem o seu próprio tipo ou tipos de máquina, mas de uma forma transversal, é incluída uma caixa de velocidades que acelera ou desacelera o movimento, com o intuito de assegurar a velocidade de funcionamento mais adequada. Existe também um travão cujo principal objetivo é parar o movimento rotacional no caso de os ventos serem muito fortes ou de ocorrer outro tipo de problema (Manwell, J. F., 2009), como é ilustrado na curva de funcionamento da Figura 2.8.

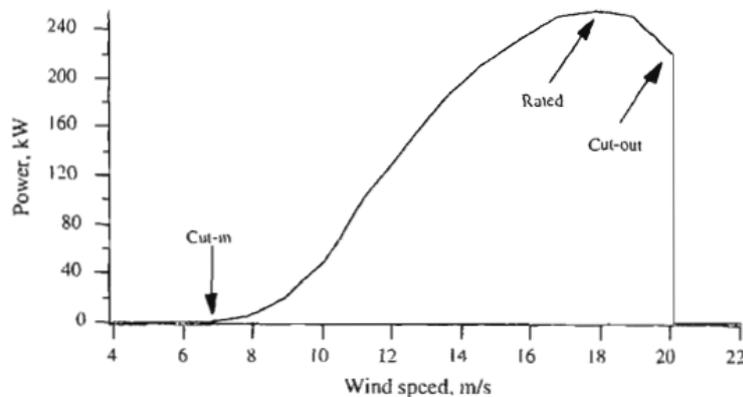


Figura 2.8– Exemplo de curva de funcionamento (ou curva energética) de uma turbina (Manwell, J. F., 2009).

Como ilustra a Figura 2.8, a curva de funcionamento é definida por 3 pontos: o *cut-in speed* (velocidade de arranque) retrata o ponto de velocidade mínima do vento capaz de produzir energia utilizável, o *rated wind speed* (velocidade nominal do vento) mostra a velocidade do vento que permite a produção de energia à capacidade máxima do gerador e o *cut-out speed* (velocidade de corte) indica a velocidade máxima do vento a que a turbina pode trabalhar, limitada por razões de segurança (Manwell, J. F., 2009).

Tendo em conta os 3 pontos anteriormente referidos, é imprescindível para um bom funcionamento do gerador garantir um correto movimento rotacional das pás. Morfologicamente, cada uma destas assemelha-se à asa de um avião, sendo a forma da sua secção transversal (que roda em torno do eixo da própria pá) tal que cria diferenças de pressão que forçam o seu movimento e o seu material constituinte a fibra de vidro ou de carbono (Svensson, 2010).

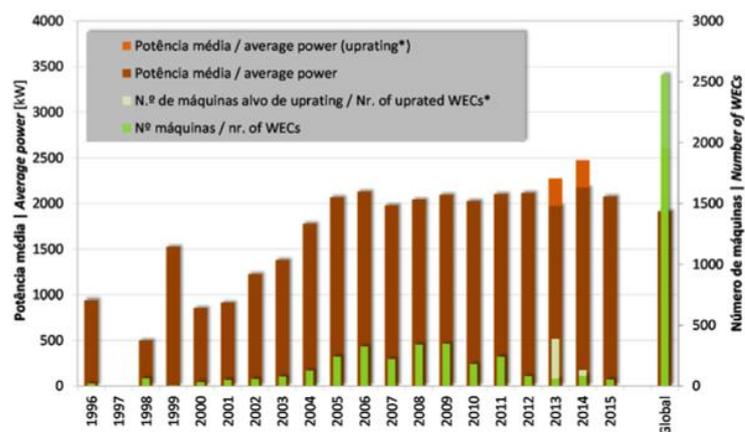


Figura 2.9– Número de aerogeradores e potência unitária média (1996-2015) em Portugal (APREN e INEGI, 2015).

Os geradores mais comuns em Portugal são os de cerca de 2MW de potência. No entanto, a curto-médio prazo é necessário o incremento da produção deste tipo de energia, tendo os fabricantes a intenção de desenvolver geradores com uma potência na gama de 4.5 a 5 MW.

De modo a acomodar esta gama de potência, os geradores vão requerer um comprimento de pás na ordem dos 60 m e terão de ser suportados por uma torre mais alta, de 100 m ou mais (The Concrete Center, 2007), e mais rígida, o que também é favorável ao betão pré-esforçado. Como consequência das crescentes exigências relativas ao incremento da potência instalada e com o intuito de acomodar o aumento tanto do peso do gerador como das forças geradas por este, é necessário o crescimento das dimensões das torres também em secção transversal.

2.3 Torres Eólicas

No domínio da Engenharia Civil, o grande desafio na concepção deste tipo de estruturas será garantir um comportamento adequado da torre e fundação, permitindo ao gerador o maior rendimento possível.

No que diz respeito à construção das fundações, o betão armado é naturalmente o material a utilizar. Relativamente às torres propriamente ditas, usualmente são utilizadas, de acordo com o tipo de material, duas tipologias: aço ou betão pré-esforçado. Uma terceira tipologia consiste na combinação destes dois materiais estruturais, sendo a torre classificada como torre mista ou híbrida. Para torres integralmente em aço, são previamente produzidos segmentos anelares que são transportados para o local de construção com posterior aparafusamento ou soldagem entre si, formando segmentos monolíticos. De forma a garantir o transporte dos diferentes componentes em via pública, existe uma limitação do diâmetro máximo de elementos, que no Reino Unido é de 4.5 m (The Concrete Center, 2007). Para torres de maiores dimensões surgem complicações quanto à limitação do diâmetro, sendo requerido um sistema de transporte especializado, como o ilustrado na Figura 2.10. De modo a ultrapassar parte deste problema há a possibilidade de segmentar os anéis, subdividindo-os. Todavia, para além deste procedimento levar a que o custo da solução cresça, em virtude da dificuldade de erguer esses segmentos e soldá-los ou aparafusá-los entre si a grandes alturas, os anéis metálicos não podem ser cortados em frações de círculo, contrariamente aos de betão que podem ser produzidos em cascas com secção em arco circular.

Uma segunda limitação da opção por torres de aço, é a volubilidade do preço do aço face ao preço do betão como ilustra a Figura 2.11, podendo o mesmo variar repentinamente devido à relativa escassez deste material.



Figura 2.10– Transporte especial de componentes de torre eólica em aço (<http://www.transportepesado.com.br>).

Uma terceira limitação que inicialmente poderia ser uma vantagem é o seu reduzido peso. Para aplicação de geradores de grande potência, como os de 4.5MW, é necessária uma maior altura da torre. No entanto, o peso reduzido deste tipo de soluções pode prejudicar o comportamento dinâmico da torre, em virtude das frequências próprias elevadas. Esta leveza pode pois requerer a utilização de maiores e mais pesadas fundações para garantir a estabilidade global da estrutura, perdendo-se parte do ganho em termos de peso total (The Concrete Center, 2007).

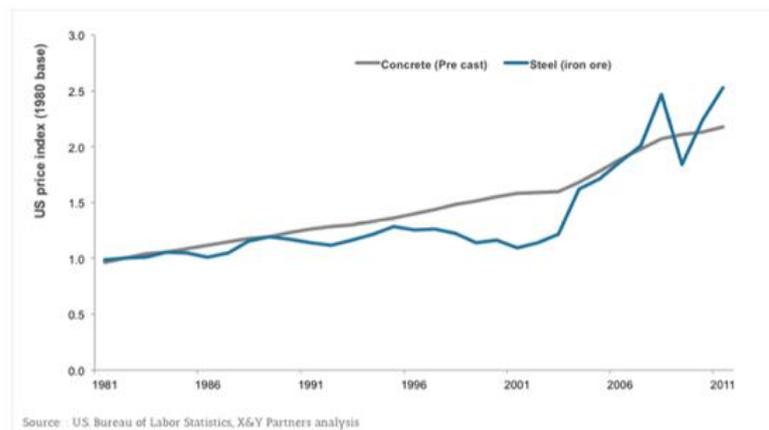


Figura 2.11– Evolução do preço do aço (a azul), e do betão pré-fabricado (a cinzento) (Gaspar, 2012).

Devido à previsão do mau comportamento dinâmico para torres de altura elevada, várias empresas multinacionais como a GE Wind (The Concrete Center, 2007) concluíram que seria necessário uma investigação minuciosa na procura de outro tipo de soluções. Assim sendo, foram realizados vários estudos, tendo-se concluído que as soluções mistas (aço e betão)

poderiam também ser uma opção exequível. Uma das empresas mais importantes e mais vanguardistas no que diz respeito à tecnologia da energia do vento, a Enercon, afirma que a solução mista é economicamente viável para uma maior gama de alturas de torres, ver Figura 2.13.

Para a Mecal e Hurks Beton (The Concrete Center, 2007), este tipo de solução apresenta uma alternativa economicamente realizável em termos do custo global de operação do equipamento e tempo de vida útil de projeto; porém, verifica-se um maior custo inicial do que para uma torre de aço tradicional. Em contrapartida, existe a perspectiva de um aumento dos lucros devido à maior versatilidade de alturas alcançáveis, possibilitando o crescimento da torre em altura e proporcionando um maior rendimento de operação. Desta forma, é ultrapassado o constrangimento ao transporte de peças metálicas de grande dimensão, garantindo-se simultaneamente melhor desempenho dinâmico.



Figura 2.12– Exemplos de alguns dos tipos de torres existentes. À esquerda, de aço (<http://www.clean-energy-ideas.com>), ao meio, mista (<https://www.researchgate.net>) e à direita, de betão pré fabricado (<https://www.acciona.com>).

Oferendo viabilidade em soluções para uma maior gama de alturas de torres, as soluções mistas apresentam uma menor capacidade de sustentar geradores de grande potência. A curto prazo, para a potência instalada que se estima vir a ser necessária para manter esta vertente energética competitiva, as torres feitas integralmente em betão armado ou betão pré-esforçado adquirem uma grande importância. Consequentemente é possível a implementação de geradores com maiores capacidades do que qualquer outro tipo de solução existente no mercado. Estas torres oferecem ainda a exponenciação da capacidade energética de cada equipamento.

Este material é dotado de numerosas vantagens. Quando bem concebido e executado é um material muito durável, podendo combinar um custo de investimento relativamente baixo com um longo período de vida. Para além disto, oferece grande versatilidade, não impondo nenhuma limitação na altura nem diâmetro. Por forma a combater possíveis adversidades nas condições de transporte e acessibilidade ao local de aplicação dos segmentos pré-fabricados (sendo o seccionamento dos elementos pré-fabricados no caso do betão armado uma opção muito mais flexível, não acrescentando um custo relevante em termos globais), a aplicação deste material pode também ser feita *in situ*, utilizando um sistema de cofragem deslizante que permite a construção sem necessidade de guias especiais.

As estruturas em betão apresentam ainda um bom desempenho dinâmico devido às suas capacidades de amortecimento, em particular quando ele é pré-esforçado, sendo o seu comportamento à fadiga também eficaz. O seu coeficiente de amortecimento reduz as vibrações globais da estrutura e o ruído causado pela força dinâmica atuante, podendo ser um fator decisivo para torres inseridas num meio suburbano.

Relativamente às torres em betão pré-esforçado propriamente ditas, a maioria oferece uma grande adaptabilidade, caso exista um aumento das forças horizontais devido ao incremento da potência do gerador. Essa adaptabilidade reside no aumento do valor da força de pré-esforço, permitindo desta forma, o reforço da estrutura sem necessidade de uma nova construção.

Em conclusão, o aumento do interesse em construções deste género motivou o desenvolvimento de múltiplas soluções, otimizando o desempenho do betão armado ou pré-esforçado tornando-as deste modo opções mais versáteis e economicamente viáveis.

2.4 Análise de Sensibilidades

O presente trabalho engloba uma análise de sensibilidades. Em termos grosseiros, esta análise é um método de decisão assente num estudo técnico cujo objetivo é determinar a variação do desempenho de um projeto, com os seus parâmetros críticos (Barros, 2000).

Fundamentalmente, esta análise resultará na tomada de decisões com vista a alterar a estrutura de modo a reduzir o seu custo. Transportando essa ideia para o contexto da dissertação, a análise de sensibilidades resulta de uma série de simulações de alteração de variáveis, como as propriedades geométricas, determinando-se o impacto de tais alterações no custo final.

3. MODELAÇÃO DA TORRE EÓLICA

3.1 Modelo inicial

A geometria da torre apresenta secção circular variável em altura, sendo a opção mais utilizada nas últimas décadas. A secção variável permite adequar a resistência à função da estrutura, e ao mesmo tempo, reduzir o peso próprio. A forma circular axissimétrica é eficiente para uma estrutura que pode ser carregada horizontalmente em qualquer direção. Além disso, o facto de ser oca, oferece abrigo para o acesso à *nacelle* (The Concrete Center, 2007).

Neste capítulo, fundamentalmente, apresenta-se o protótipo inicial, mais concretamente, a geometria e as características estruturais da torre e do gerador, bem como uma breve descrição do terreno onde a torre será erguida. Em seguida, serão demonstrados alguns processos de modelação no programa de análise estrutural, tanto da estrutura como das ações aplicadas.

No que diz respeito ao gerador, a massa e a gama de frequências de operação variam de fabricante para fabricante e dependem também das condições de vento encontradas no local de construção. Dado o carácter confidencial destes dados, os seus produtores não estão geralmente interessados em os fornecer, nem para efeitos de investigação. Por outro lado, quando obtidos, a grande maioria acaba por não ser representativa. Assim, foram utilizados dados indicativos aproximados definidos em publicações, os quais se consideram representativos do tipo de solução que se pretende analisar.

3.1.1 Características da torre

O modelo inicial utilizado na dissertação segue, em linhas gerais, o apresentado em The Concrete Center (2007) Figura 3.4, que consiste num protótipo construído num parque eólico em Magdeburg, na Alemanha e que será implantado no concelho de Lisboa. Considera-se as condições geográficas onde a estrutura se insere de Zona B segundo a EN1991-4 e uma categoria do terreno do tipo II, caracterizada por uma zona de vegetação rasteira tal como erva e obstáculos isolados. Trata-se de uma torre que suporta um gerador de 4.5MW de capacidade, de eixo horizontal e um sistema rotor de três pás de 60 m a funcionar em contravento. As pás são em poliéster reforçado com fibra de vidro, como é usual, que lhes confere, simultaneamente, leveza e resistência (The Concrete Center, 2007).

A torre é concebida em betão armado de massa volúmica aproximada de 25 kN/m³ constituído por betão liso da classe de resistência C45/55 revestido por pintura, valor característico da tensão de rotura à compressão, f_{ck} , de 45 MPa e módulo de elasticidade médio, E_{cm} , de 36 GPa, e aço para armadura passiva A500 de 25mm de diâmetro, com valor de tensão de cedência

característico, f_{yk} de 500 MPa e valor de módulo de elasticidade, E_s , de 200 GPa. É ainda adicionado o aço de pré-esforço em cordão de 0,6'', da classe 2, aplicado exteriormente com valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras, f_{pk} , de 1860 MPa e um módulo de elasticidade E_p de 195 GPa (EN 1992-1, 2010). A utilização do material betão garante um período de vida da estrutura de até 60 anos como dito na secção 2.3, constituindo um fator caracterizante da maioria de projetos desta natureza (The Concrete Center, 2007), para efeitos práticos considera-se na presente dissertação um período de 50 anos. A torre apresenta uma altura total de 100 m, em que entre a base e os 21 m de altura, o diâmetro exterior varia linearmente entre 12 a 8,2 m, respetivamente. Dos 21 m de altura até ao topo, o valor do diâmetro exterior decresce linearmente até 3 m. Recorde-se uma vez mais, que é a partir dos 100 m que as torres de betão armado pré-esforçado se tornam economicamente competitivas. Isto deve-se principalmente a dois motivos: as torres de aço tornarem-se excessivamente esbeltas, podendo apresentar problemas de estabilidade, e, em contrapartida, as torres de betão pré-esforçado revelam um aumento da rigidez e estabilidade, melhorando os níveis de fadiga e desempenho da estrutura aquando do aumento da potência do gerador.

Para uma análise correta da torre, de acordo com The Concrete Center (2007), é necessário caracterizar três zonas distintas que constituirão três segmentos troncocónicos, conseguidos pela aglomeração de peças pré-fabricadas: a zona da base, com altura de 21 m e um diâmetro que varia linearmente dos 12 aos 8,2 m com uma espessura das paredes de betão de 35 cm, uma zona intermédia, com altura dos 21 aos 60 m, um diâmetro que varia linearmente dos 8,2 aos 5,56 m com espessura de 20 cm e por fim, uma zona superior, com gama de alturas dos 60 aos 100 m cujo diâmetro varia linearmente dos 5,56 aos 3 m e compreende uma espessura de 10 cm. A consideração destas três zonas permite acomodar diversos ajustes como a espessura, diâmetro e diferentes tipos possíveis de construção a adotar.

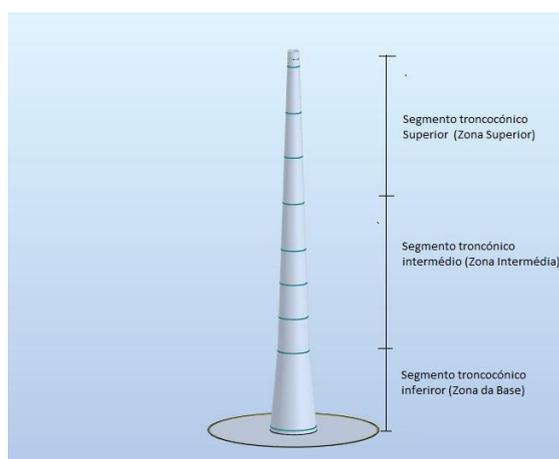


Figura 3.1– Caracterização das três zonas distintas da torre que constituirão os três segmentos troncocónicos de acordo com The Concrete Center (2007).

O tipo de construção mais apropriada para as diferentes zonas da torre segundo o The Concrete Center (2007) será betão betonado *in situ* para a fundação, para a zona da base é possível optar por betão *in situ* ou peças pré-fabricadas garantindo ambos fiabilidade e eficiência. Para as restantes zonas da torre, é aconselhada a utilização de peças pré-fabricadas, solidarizadas verticalmente por cabos de pré-esforço. Estas peças são acessíveis por dentro para efeitos de monitorização e manutenção. O topo da torre apresenta um banzo circular no qual se apoia o anel de orientação da *nacelle*.

A fundação da torre, tomando como base Magueta (2016), tem planta circular de raio 22 m e uma altura que, de acordo com Maunu (2008), pode variar de 2.5 a 3.6 m no caso de fundações quadradas, tendo-se optado por uma altura de 3 m.

Admite-se que a torre se encontra num solo do tipo A, que, de acordo com a NP1998-1, é uma rocha ou outra formação geológica de tipo rochosa, portanto rígida, comum no topo de montanhas, zona de implantação dos parques eólicos. Considera-se que este irá ter comportamento elástico, simulado por apoios elásticos com rigidez de 100 MN/m^3 (Scarlat, 1996). De acordo com Pinto (2014) a tensão admissível deste tipo de solo a uma profundidade de 0,5 m é 10 000 kPa

Um outro aspeto importante a ter em conta na geometria da torre é a presença de saliências interiores, assemelhando-se à forma de anéis ao longo da sua altura. Estas são o local onde os cabos de pré-esforço são amarrados, mobilizando aí uma maior rigidez possibilitando a solidarização das peças pré-fabricadas e ainda acautelando fenómenos de encurvadura local (Lavassas et al. 2003). A secção transversal dessas saliências está esquematizada na Figura 3.2

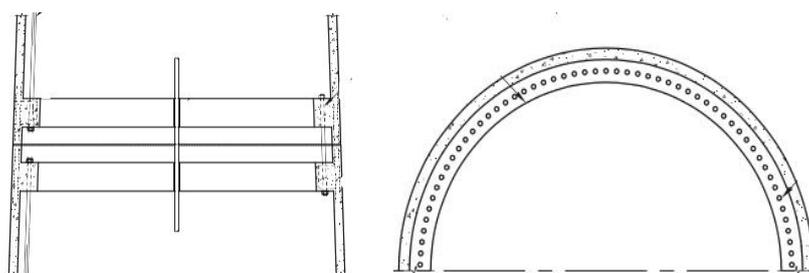


Figura 3.2– Secção transversal dos anéis onde se aplica o pré-esforço das peças pré-fabricadas (The Concrete Center, 2007).

A publicação do The Concrete Center (2007) indica a posição relativa dos anéis em altura ao longo da torre, mas não as suas dimensões. Para o seu dimensionamento poderia estabelecer-se um modelo simples de escoras e tirantes, no entanto o foco da dissertação não se prende com esse aspeto. Desta forma, a geometria dos anéis foi simplesmente arbitrada para que os furos

onde se aplicar  o pr -esforço provocassem uma excentricidade de 20 cm face   linha média da parede da torre.

Quanto ao gerador que a torre vai suportar de acordo com a indica o em The Concrete Center (2007), compreender  uma massa de 220 toneladas incluindo a totalidade de equipamento mecânico no topo da torre (gerador e todos os componentes associados). Admitiu-se também que esta massa   suportada sem qualquer excentricidade. O modelo de 5MW *The NREL 5-MW wind turbine* (Ng, 2015) foi utilizado como indicativo para a geometria do gerador, visto a falta de informa o encontrada e devido   proximidade das suas características com o gerador em estudo– este modelo apresenta uma inclina o do eixo do sistema rotor de 5  em rela o   horizontal.

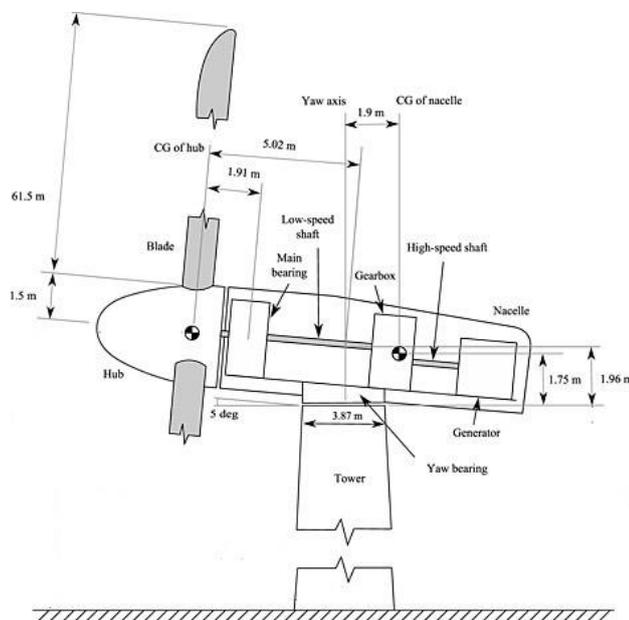


Figura 3.3– Ilustra o do sistema rotor (Ng, 2015), que mostra a inclina o do seu eixo relativamente   horizontal.

A contabiliza o da força da aço do vento incidente   dividida em duas parcelas: força nas p s da turbina e a força na torre. De acordo com The Concrete Centre (2007) a aço do vento   definida por um valor est tico equivalente a um momento na base da torre de 210 000 kNm. Este valor, que inclui ambas parcelas referidas anteriormente, inclui nele o coeficiente parcial de segurança de 1,5, sendo o máximo momento provocado pelo vento, quando o rotor se encontra em opera o. A força do vento nas p s da turbina foi calculada como uma força pontual e horizontal no eixo da turbina, com todos os detalhes na sec o 3.2.4, com valor de 1180,4 kN.

Ainda no que diz respeito à implementação da turbina existe um aspeto fundamental na elaboração do projeto da torre. Esse aspeto reside na garantia de inexistência de fenómenos de ressonância. Muito simplificada, uma estrutura entra em ressonância quando sujeita a ações com uma frequência igual a, ou vizinha de, uma das suas frequências naturais de vibração: nesse caso, se essa ação se prolongar no tempo, dá origem a amplitudes de vibração cada vez maiores. O sistema rotor da turbina será projetado para uma certa gama de velocidade, como indicado na secção 2.1, garantindo um comportamento adequado. A ressonância ou a sua proximidade, agrava os problemas de fadiga, reduzindo drasticamente o período de vida útil da estrutura. Lanier (2005) apresenta uma gama de valores de referência para as frequências naturais de uma torre de betão armado de 100 m de altura para geradores de 1.5 MW, 3.6 MW e 5 MW. Uma vez que no protótipo considerado nesta dissertação se considerou um gerador de 4.5MW de capacidade, recorreu-se ao *Matlab* para fazer uma interpolação quadrática a partir dos valores indicativos fornecidos por aquele autor, obtendo-se o gráfico representado na Figura 3.5.

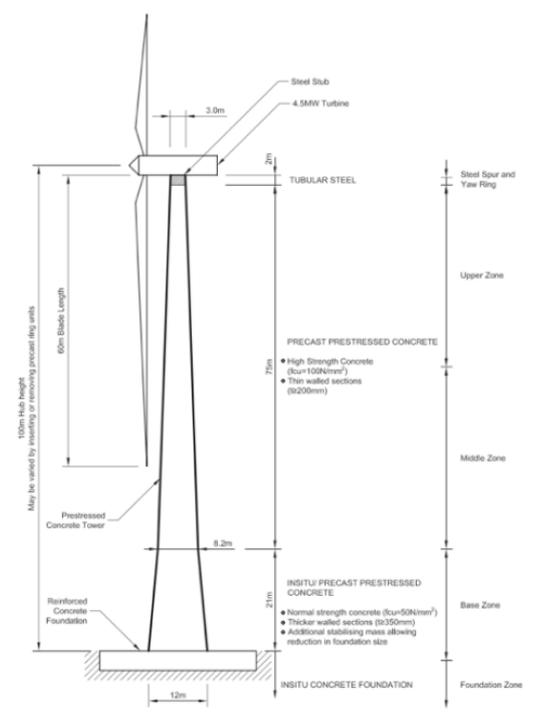


Figura 3.4– Modelo que serviu de base ao estudo presente na dissertação (The Concrete Center, 2007).

Para um gerador com a potência de 4.5 MW obtém-se uma frequência de 0,198 Hz para o funcionamento do rotor, devendo a frequência fundamental da torre estar compreendida entre este valor e o seu triplo, 0,594 Hz, mas suficientemente afastada de qualquer destes valores.

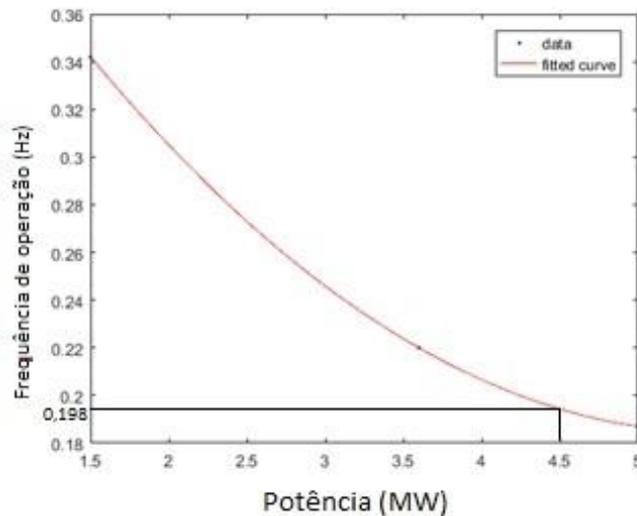


Figura 3.5– Interpolação quadrática em *Matlab* das frequências de operação dos geradores eólicos, efetuada a partir dos valores definidos por Lanier (2005).

3.1.2 Modelação da torre no *Autodesk Robot*

O estudo do problema considerado envolve tarefas de modelação e análise estrutural recorrendo para isso a ferramentas adequadas. A ferramenta utilizada é um programa de CAD (*Computer-aided Design*), o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017*, o qual se desenvolve em torno de um módulo central vocacionado para a análise por elementos finitos (AEF).

O *Autodesk Robot* permite a adoção de várias metodologias de discretização por elementos finitos: a modelação 1D, mais grosseira, representa a torre como um elemento linear (Magueta, 2016), a modelação 2D recorre a elementos de casca e ainda existe a possibilidade de modelação em 3D, baseada em elementos sólidos. A modelação em elementos lineares é a opção menos rigorosa, em termos de resultados, pois a distribuição de tensões nos elementos finitos pode apresentar erros muito significativos relativamente ao que acontece na estrutura real. No entanto, surge a vantagem inerente à facilidade de modelação e o tempo de cálculo. Por outro lado, a modelação 3D foi de imediato excluída em virtude da grande dimensão da estrutura e dos constrangimentos ao nível do hardware disponível para este trabalho. Assim, optou-se pela abordagem em elementos de casca 2D, uma solução intermédia que garante à partida resultados suficientemente rigorosos, pois permite uma aproximação muito boa da geometria da estrutura e, também, dos próprios campos de extensões, uma vez que a espessura da parede da torre é muito reduzida, por comparação com o seu diâmetro.

A modelação computacional foi sendo aperfeiçoado de forma progressiva, principalmente devido a erros evidenciados pelo programa no processo de cálculo, limitações geométricas do

modelo e algumas opções simplificativas inadequadas que exigiram uma modelação mais cuidada. Numa primeira fase, optou-se por testar um modelo cujo diâmetro exterior da secção varia linearmente em toda a altura da torre. Posteriormente, considerou-se um declive mais acentuado na parte inferior.



Figura 3.6– Evolução geométrica do modelo desenvolvido em ambiente computacional.

A principal razão para um modelo com declive variável é, de uma forma muito simples, afastar a extremidade livre das pás da própria torre, de modo a evitar eventuais embates quando o gerador está em funcionamento. Deste modo, é possível reduzir a distância entre o eixo da torre e o ponto onde os eixos das pás se unem.

Com recurso ao programa de análise estrutural *Autodesk Structural Analysis Professional* realizou-se a modelação da torre e das ações, para proceder posteriormente à sua análise estrutural, para determinação das tensões, deslocamentos, frequências naturais e os modos de vibração correspondentes.

O desenvolvimento do modelo da torre no programa informático segue os seguintes passos: a modelação com elementos de casca (2D), recorrendo inicialmente a um elemento *polyline* que representa a geometria da base da torre apenas no plano horizontal, com base numa circunferência de 12 m de diâmetro. Em seguida, a utilização do comando *extrude*, que permite criar elementos de superfície por projeção de objetos lineares ao longo de um vetor. Numa fase seguinte, é definido um fator de escala que estabelece a variação do diâmetro da secção ao longo da altura, assemelhando-a a uma secção cónica ou tronco-cónica.

O programa requer a informação da discretização do número de total de faces que compõe os diferentes “cones truncados”. A forma cónica, simplificadamente, é obtida por segmentos planos regulares. Com o aumento do número destas faces, a forma global vai-se aproximando

de uma figura c nica mais perfeita. No entanto, em consequência desta aço, a malha de elementos finitos vai-se tornando mais densa o que agrava o tempo de cáculo.

De forma a auxiliar a modela o da aço do pr -esforço e aproximar o mais possível ao modelo da estrutura real, representaram-se as saliências interiores onde os tirantes são amarrados através de elementos lineares (1D) que se ligam   casca (2D). Os tirantes de pr -esforço são colocados na zona ilustrada na Figura 3.2 através de furos existentes nos anéis. A posi o destes furos situa-se a 20 cm do plano médio do painel, provocando uma excentricidade de carga. Para modelar essa excentricidade utiliza-se o comando *offset* no *Autodesk Robot*, o qual permite a transla o do eixo da peça linear que modela o anel onde o pr -esforço   aplicado, ver Figura 3.7. Por defeito, o eixo desta peça está sobre a superfície média do painel.

Admitiu-se que o sistema de gera o e conversão de energia situado no topo da torre apresenta uma distribui o cujo centro de massa coincide com o eixo da torre, não provocando flexão na sua base. A aço das p s foi considerada ao nível do eixo do rotor acima do topo da torre. De forma a conseguir simular a sua aço, foi modelado um segmento constituído por um material fictício com 2 m de altura, uma rigidez muito grande ($E_f = 1000E_c$) e um peso volúmico muito pequeno ($\gamma_f = 0,0001 \text{ kN/m}^3$) de forma a não afetar os resultados.

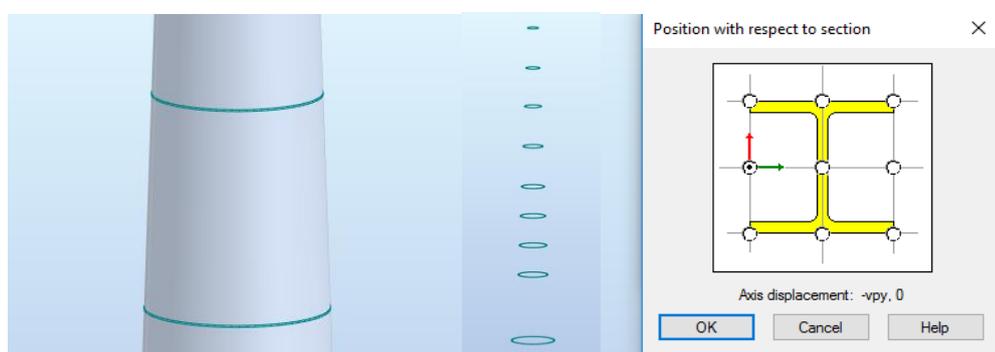


Figura 3.7– Pormenor da modela o dos anéis de pr -esforço no Robot –   direita, janela de inser o do comando *offset*.

Não foi efetuado um estudo detalhado sobre o dimensionamento da funda o, porque este aspeto está fora do âmbito da disserta o. Todavia, a sua geometria baseou-se em valores indicativos presentes na sec o 3.1.1, contribuindo assim para um modelo numérico mais preciso e permitindo também compreender a influência das características da funda o e do solo envolvente sobre o comportamento da torre. Também para a análise dinâmica   necessário um modelo suficientemente preciso. Por conseguinte, as frequências próprias serão mais próximas das reais, uma vez que estas são proporcionais   raiz quadrada da rigidez na dire o considerada dividida pela massa da estrutura (Lopes, 2017). Constatando o grande volume da funda o, a inclusão desta no modelo numérico aproximar  a resposta do comportamento real

e terá alguma influência sobre o comportamento dinâmico da estrutura. O solo que suporta a fundação tem também influência na medida em que solos mais rígidos conferem maior rigidez ao modelo, afetando uma vez mais o seu comportamento dinâmico e também a sua distribuição de tensões.

A fundação foi modelada com elementos de laje (2D), sendo que para a malha de elementos finitos correspondente se procurou que tivessem dimensões semelhantes às dos elementos finitos do segmento troncocónico a que vai servir de base. O tipo de betão está em conformidade com o resto da estrutura, embora seja habitual a utilização de betões de classe de resistência inferior nas fundações, a menos que estas estejam sujeitas a ambientes agressivos. A resposta do solo é um parâmetro de maior complexidade, tendo-se admitido que o solo é rígido. Nesta situação, as normas específicas para estas torres impõem uma flexibilidade mínima, tendo-se considerado um módulo de deformabilidade do solo de valor $k_s = 100 \text{ MN/m}^3$ (Scarlat, 1996).

A existência de uma porta de acesso interno à torre foi ignorada no modelo numérico, para o simplificar – mas no capítulo de verificação da segurança foi necessário garantir que o valor das tensões não estava demasiado “à pele”.

As dimensões dos elementos finitos constituintes da malha que serve de base à análise não são constantes devido à forma da torre. Deste modo, considerando a subdivisão da estrutura nas zonas de análise indicadas na secção anterior, a dimensão inicial do lado dos elementos finitos na zona da base é de 1 m, da zona intermédia 0,68 m e da zona superior 0,47 m como ilustra a Figura 3.8. Este grau de refinamento, que na secção 4.1 se mostra ser o adequado, foi o utilizado na maior parte da análise, correspondendo a 11163 nós, sendo esta também a ordem de grandeza do número de elementos planos.

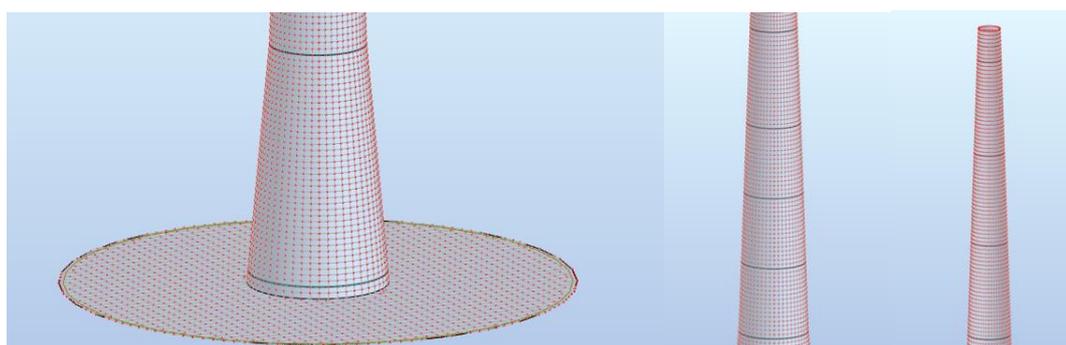


Figura 3.8– Pormenor da malha de elementos finitos utilizada para análise – à esquerda, pormenor da zona da base e fundação – ao centro, pormenor da zona intermédia – à direita, pormenor da zona superior e zona constituída por material fictício.

3.2 Ações consideradas

Na presente secção descrevem-se as ações consideradas e introduzidas no modelo informático e que, posteriormente, foram usadas no dimensionamento.

3.2.1 Peso próprio e restantes cargas permanentes

Na contabilização do peso próprio, o programa informático adiciona automaticamente a carga correspondente à massa da estrutura, mediante o *input* das grandezas geométricas dos elementos, do tipo de material e da sua densidade. Em adição ao peso próprio da torre estão os componentes do grupo *nacelle*-gerador, pás e restantes componentes mecânicos. Como se referiu na secção 3.1.1, a massa considerada para a totalidade do grupo foi de 220 t (toneladas) (The Concrete Center, 2007). Para efeitos de modelação, admite-se que esta carga é aplicada na zona superior da torre, nas suas paredes, sob a forma de uma carga distribuída. Sendo o perímetro de 18,9 m na zona de aplicação, a força distribuída equivalente é de 114,5 kN/m, ver Figura 3.9.

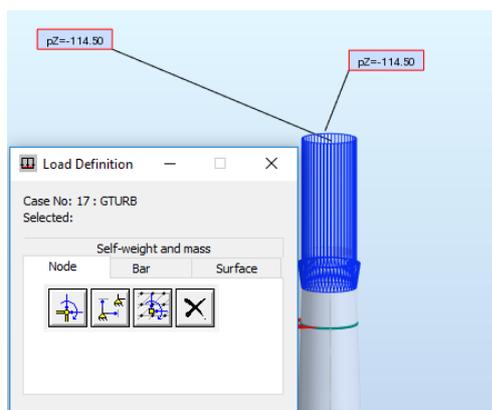


Figura 3.9— Representação, no modelo computacional, do peso da turbina e equipamento associado.

3.2.2 Ação sísmica

A ação sísmica corresponde a uma libertação abrupta e repentina de energia proveniente do movimento das placas ou falhas que formam a crosta terrestre. Durante um fenómeno sísmico a crosta terrestre fica sujeita a um movimento com diferentes acelerações e deslocamentos do solo (Appleton, 2013), afetando as construções nele apoiadas ou inseridas.

Como se referiu na secção 3.1.1 a torre em estudo localiza-se na zona de Lisboa. Trata-se de uma zona de grande sismicidade, sendo, portanto, necessário efetuar uma análise e

dimensionamento sísmicos, para os quais se segue a NP EN1998-1. O propósito é garantir as exigências de desempenho, mais concretamente, o não colapso da estrutura (mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual após o sismo) e a limitação de danos da mesma sobre a ação de um sismo. A ação sísmica para a qual a exigência de não colapso deve ser verificada denomina-se por ação sísmica de cálculo. Esta é definida na secção 3 da NP EN1998-1, estando associada a uma probabilidade de excedência, no caso de Portugal, de 10% em 50 anos nos casos correntes.

Relativamente ao tipo de ações sísmicas, de acordo com o ponto 3.2.2 (5) da NP EN1998-1, quando os sismos que afetam um local têm fontes muito diferentes, deverá considerar-se a possibilidade de utilização de mais do que uma forma de espectro para a representação adequada da ação sísmica de cálculo. Assim, ter-se-á que recorrer ao anexo nacional NA.4.2- b) da referida norma, de forma a considerar os dois tipos de ação sísmica: ação sísmica tipo 1, correspondente a um sismo de maior magnitude e a uma maior distância focal; e ação sísmica tipo 2 que corresponde a um sismo de magnitude moderada e pequena distância focal (cenário de geração interplacas), (Appleton, 2013).

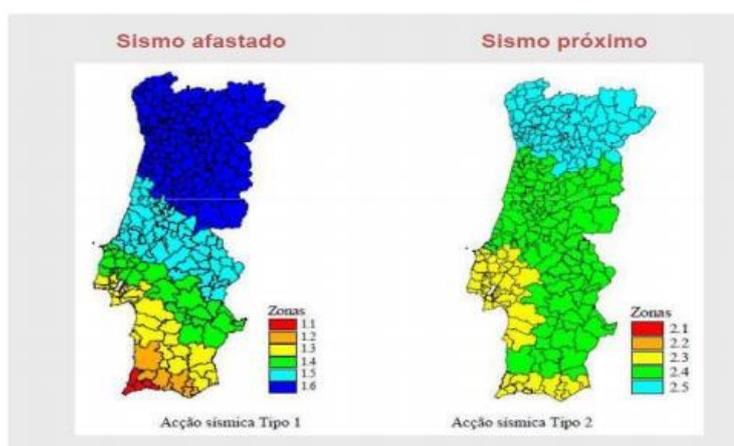


Figura 3.10– Zonamento sísmico em Portugal Continental definida na NP EN 1998-1. A análise propriamente dita é uma análise modal com espectro de resposta, o qual é definido na cláusula 4.3.3.3 da NP1998-1.

Segundo a cláusula 5.1.3 da NP EN1990, para ações dinâmicas, como é a ação sísmica, o modelo estrutural utilizado deve ser estabelecido tendo em conta todos os elementos estruturais relevantes, as respetivas massas do sistema, características de amortecimento, resistências e valores de rigidez. Com o auxílio do programa, a introdução dessas massas é feita de modo semiautomático, sendo que o programa converte automaticamente o peso próprio da estrutura em massa. No entanto, a ação do peso do grupo *nacelle*-gerador terá de ser adicionada.

Segundo a cláusula 4.3.3.3.1 da NP1998-1, ao efetuar-se uma análise modal com espectro de resposta, devem considerar-se as respostas de todos os modos de vibra o que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Os referidos modos de vibra o, para a componente horizontal da aço sísmica, são as transla es segundo X ou Y, Z, sendo Z a vertical, e rota o em torno de Z associadas a frequências mais baixas.

No programa de análise estrutural, de forma simplificada, consideraram-se os 10 primeiros modos de vibra o e o método CQC (combina o quadrática completa) para obter a resposta da estrutura. Como foi anteriormente referido, admite-se que a torre se encontra num solo do tipo A. A análise sísmica   baseada num espectro de resposta para cada tipo de sismo e que depende da localiza o da estrutura, características geológicas, etc. Assim, de acordo com o Anexo Nacional da NP1998-1, o valor de referência da acelera o máxima   superfície do terreno de tipo A (a_g) para uma aço sísmica do Tipo 1   $1,5\text{m/s}^2$ e para uma aço sísmica do Tipo 2   $1,7\text{m/s}^2$.

A norma define os coeficientes T_B , T_C , T_D e S_{max} nos quadros NA-3.2 e NA-3.3 delimitando as zonas de acelera o constante, velocidade constante e deslocamentos constantes, em fun o das características geológicas do solo. Analisando os quadros apresentados e considerando o solo tipo A tem-se, para a aço sísmica do Tipo 1, $S_{max} = 1,0$; $T_B = 0,1\text{ s}$; $T_C = 0,6\text{ s}$; $T_D = 2,0\text{ s}$, e, para a aço sísmica do Tipo 2, $S_{max} = 1,0$; $T_B = 0,1\text{ s}$; $T_C = 0,25\text{ s}$; $T_D = 2,0\text{ s}$.

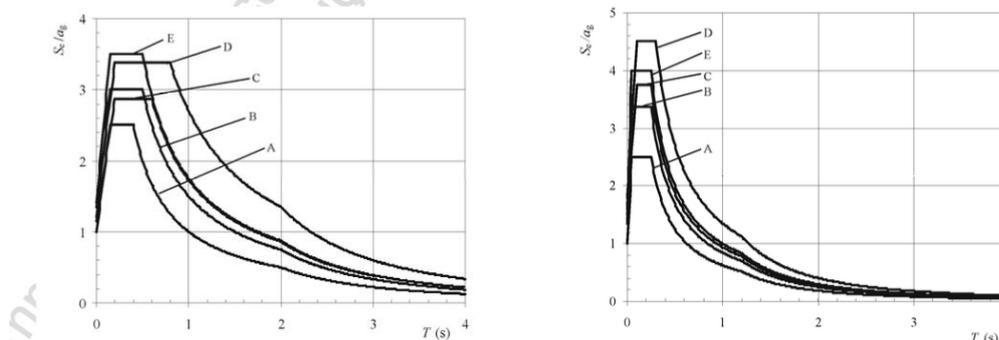


Figura 3.11– Espectro de resposta elástico de tipo 1 e 2 respetivamente para terrenos do tipo A a E (Eurocódigo 8, 2009).

Considerou-se um coeficiente de comportamento de 1,5, seguindo a indica o da cláusula 5.3.3 da NP1998-1, visto que se trata de uma estrutura em pêndulo invertido. No programa de análise estrutural, o processo de entrada dos dados   feito de forma simples, gerando automaticamente o espectro de resposta associado às condi es do solo, dire o e tipo de aço sísmica a considerar, ver Figura 3.12.

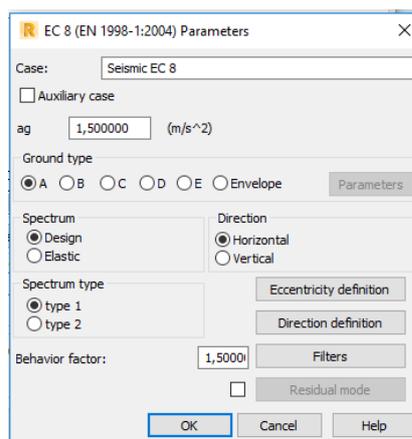


Figura 3.12– Janela do programa para introdução dos dados relativos à análise sísmica, representando os parâmetros relativos à ação sísmica do Tipo 1.

Após a entrada dos dados, o programa gera os espectros de resposta de cálculo das acelerações horizontais para cada tipo de ação sísmica, procedendo-se posteriormente à análise modal com esses espectros de resposta.

3.2.3 Vento atuante na torre

De acordo com o Anexo Nacional da NP1991-1-4, as condições ambientais relativas ao vento em Portugal podem ser divididas em duas zonas:

- Zona A: generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à Zona B.
- Zona B: arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 quilómetros de largura ou a altitudes superiores a 600 metros.

Como dito na secção 3.1.1, as condições geográficas consideradas são relativas à Zona B e uma categoria do terreno do tipo II, caracterizada por uma zona de vegetação rasteira tal como erva e obstáculos isolados, o valor de referência da velocidade do vento ($v_{b,0}$) considerado é 27 m/s, sendo obtido um valor da pressão dinâmica de referência, q_b , de 0,46 kN/m². Com o objetivo de determinação da pressão dinâmica de pico $q_p(z)$ e devido à não linearidade geométrica da estrutura, optou-se por realizar a análise com uma altura intervalada de 10 em 10 m, ver Quadro 3.1, em que o coeficiente de exposição $c_e(Z)$ é obtido por análise da Figura NA-4.2 da NP1991-1-4.

Com o objetivo de simplificação e adaptabilidade ao modelo de cálculo da intensidade do vento para as estruturas desta tipologia, admite-se que a estrutura se assemelharia a um cilindro de base circular, estando esta simplificação do lado da segurança. A metodologia adaptada encontra-se na secção 7.9 da NP1991-1-4.

Altura (m)	Ce(z)	qb (kN/m ²)	qp(z) (kN/m ²)
0	1,64	0,46	0,75
10	2,35	0,46	1,07
20	2,80	0,46	1,28
30	3,10	0,46	1,41
40	3,30	0,46	1,50
50	3,45	0,46	1,57
60	3,60	0,46	1,64
70	3,75	0,46	1,71
80	3,85	0,46	1,75
90	3,90	0,46	1,78
100	4,00	0,46	1,82

Quadro 3.1– Valores da pressão de pico na torre.

Um parâmetro importante na contabiliza o dos coeficientes de pressão das sec es   o número de Reynolds, Re . Este parâmetro depende do diâmetro, da cota da torre a considerar, da viscosidade cinemática do ar, ν , uma constante igual a $15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ e da velocidade de pico do vento definida na figura 7.27 da NP1991-1-4. Os resultados para este parâmetro são apresentados no Quadro 3.2.

v(ze) (m/s)	$\nu \text{ (m}^2/\text{s} \times 15 \times 10^{-6})$	d(m)	Re
34,58	15	12,00	27 661 496
41,39	15	11,10	30 628 760
45,18	15	10,20	40 722 156
47,54	15	9,30	29 473 811
49,05	15	8,40	27 466 844
50,15	15	7,50	25 075 137
51,23	15	6,60	22 540 715
52,20	15	5,70	19 868 404
52,98	15	4,80	16 952 904
53,32	15	3,90	13 863 389
54,00	15	3,00	10 800 000

Quadro 3.2– Numero de Reynolds, Re nas diferentes cotas da torre.

Seguidamente, determinam-se os coeficientes de força c_f , dependentes de $c_{f,0}$. Este último diz respeito aos coeficientes de força para cilindros sem livre escoamento em torno das extremidades. Para além do referido, os coeficientes de força são também dependentes do coeficiente de efeitos de extremidade, ψ_λ , estimado no ponto 7.13 da EN1991-1-4. Admitindo uma rugosidade equivalente, k , que para um betão liso revestido por pintura assume o valor de

0,006 milímetros, é possível estimar o coeficiente $c_{f,0}$ de 10 em 10 m de altura, obtendo-se os resultados apresentados no Quadro 3.3.

O coeficiente de efeitos de extremidade é então determinado de acordo com o indicado no ponto 7.13 da norma, sendo esta grandeza dependente do índice de cheios (razão entre a soma das áreas projetadas dos elementos e área limitada pelo contorno exterior) que vale 1 e da esbelteza efetiva do elemento, fixada em $\lambda = 70$. Examinando a figura 7.36 da norma é possível estimar o valor do coeficiente de efeitos de extremidade, 0,93.

Com base nas grandezas acima referidas, determinam-se os coeficientes de força (c_f) que se listam igualmente no Quadro 3.3.

Altura (m)	$c_{f,0}$	c_f
0	0,937	0,872
10	0,944	0,878
20	0,948	0,882
30	0,952	0,885
40	0,955	0,888
50	0,958	0,891
60	0,962	0,894
70	0,966	0,898
80	0,970	0,902
90	0,976	0,908
100	0,984	0,915

Quadro 3.3– Variação do coeficiente $c_{f,0}$ e c_f ao longo da torre.

O Anexo D da norma define para o coeficiente $c_{s,d}$ o valor 1,075, com base no qual se determinam a intensidade da força do vento a atuar na torre que se representa no Quadro 3.4.

Altura (m)	0° (kN/m)	90°=270° (kN/m)	180° (kN/m)
0	2,97	-1,77	-3,23
10	3,86	-1,51	-4,33
20	3,51	-1,37	-3,92
30	3,57	-1,61	-3,90
40	3,48	-1,93	-3,71
50	3,28	-2,19	-3,39
60	3,10	-2,48	-3,09
70	2,87	-2,70	-2,73
80	2,57	-2,99	-2,36
90	2,23	-2,97	-1,94
100	1,81	-2,69	-1,49

Quadro 3.4– Variação da intensidade do vento ao longo da torre.

De referir que neste quadro o sinal positivo representa pressões e o negativo suc es. Além disso, o ângulo   definido relativamente   dire o de incidência do vento.

3.2.4 Aço da turbina

Como dito na sec o anterior a contabiliza o da força da aço da turbina   feita através de valores indicativos. A aço   definida por um valor est tico equivalente a um momento na base da torre de 210 000 kNm, valor este, que inclui o efeito do vento sobre a própria torre e também um coeficiente parcial de segurança de 1,5. Uma vez que o valor indicativo acima definido se refere   aço conjunta do vento sobre as p s e sobre a torre, torna-se necessário isolar estas duas parcelas. Assim utilizou-se um *Panel Cut* no Robot para determinar a aço do vento na torre e os esforços resultantes na base da mesma.

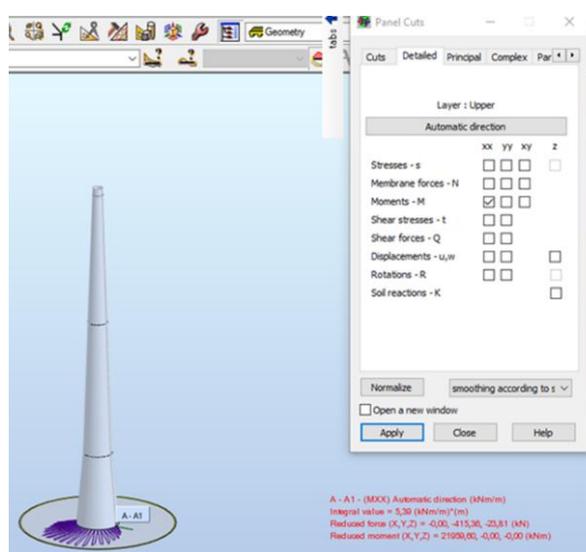


Figura 3.13– Forças Reduzidas na base da torre.

Tendo-se obtido um momento na base de 21959,6 kNm, a diferença entre o total de 210000 kNm e este valor determina o momento majorado na base da torre devido apenas   aço do vento nas pás, 177060,6 kNm.

A resultante da força, não majorada, que produz o momento descrito e que se encontra ao nível do eixo do rotor, toma então o valor de:

$$F_{turbina} = \frac{177060,6}{1,5 \times 100} = 1180,4 \text{ kN} \quad (4)$$

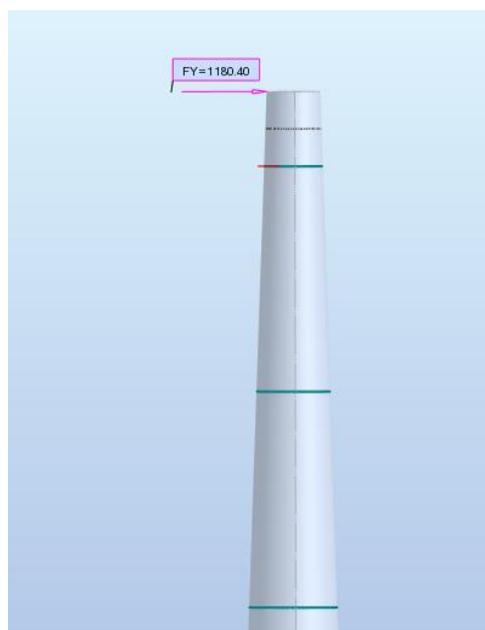


Figura 3.14– Ação estática equivalente da turbina modelada em ambiente computacional.

3.2.5. Pré-esforço

O pré-esforço corresponde a uma ação de deformação imposta, gerando esforços autoequilibrados. Para a quantificação do efeito do pré-esforço existem diversos métodos de abordagem. Neste trabalho usou-se o carregamento equivalente, que simula a ação dos cabos de pré-esforço sobre a casca de betão-armado. Como referido na secção anterior, o pré-esforço a aplicar é exterior, através de cabos de aço da classe Y1860 fixados aos anéis perfurados. Percorrendo a torre interiormente foi admitido que, como já referido na secção anterior, estas perfurações dos anéis se encontram a 0,20 m da superfície média das paredes dos segmentos que compõem a torre.

A parcela de carga atuante no betão que os cabos de pré-esforço devem anular é a equivalente à maior tensão normal longitudinal de tração da combinação de ações frequente, relativa aos estados limites de serviço, de modo a garantir que em condições normais de serviço todo o betão está comprimido, assegurando a descompressão.

Verificou-se, através da Figura 3.15 que antes da introdução do pré-esforço, a tensão de tração longitudinal máxima gerada é da ordem dos 2,86 MPa, verificada na base do segmento superior.

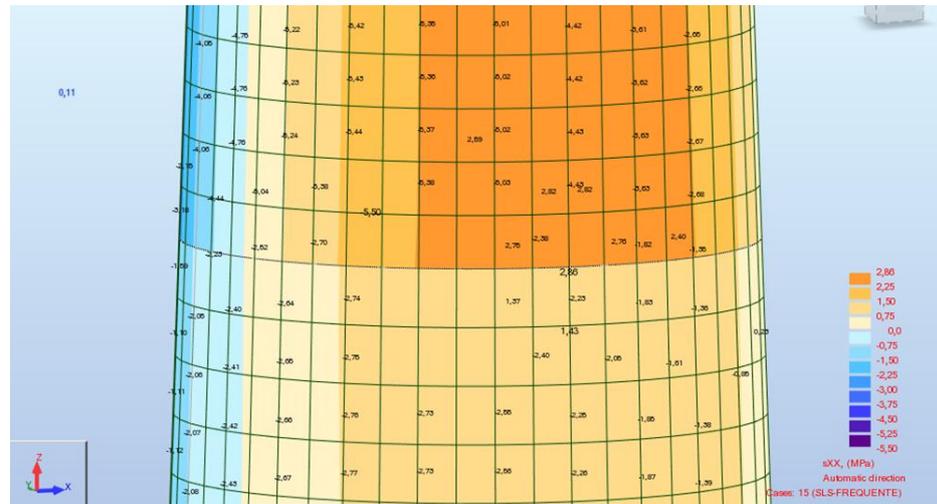


Figura 3.15– Tensão máxima de tração relativa à combinação frequente de estados limite de utilização antes da aplicação de pré-esforço.

A tensão referida corresponde a uma força total ao longo de todo o perímetro da torre, a ser anulada, de 9901 kN. Admitindo inicialmente uma percentagem de perdas imediatas de 12%, valor talvez excessivo porque se trata de cabos exteriores, e perdas diferidas de 15%, a força aplicada no instante de aplicação do pré-esforço terá de ser de, pelo menos, 13237 kN.

Para dimensionamento do cabo de pré-esforço existe a recomendação regulamentar respeitante a tensões máximas admissíveis na secção de pré-esforço dada por:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,max} \quad (5)$$

$$A_p = \frac{13237,2}{0,75 \cdot 1860 \cdot 10^3} = 94,89 \text{ cm}^2 \quad (6)$$

Admitindo cordões de 0,6'' com uma área de 1,4cm²:

$$n^{\circ} \text{ de cordões} = \frac{94,89}{1,4} \cong 67,8 \text{ cordões} \quad (7)$$

Assim, optou-se por usar 10 cabos de 7 cordões cada, num total de 70 cordões, os quais serão distribuídos em arcos de 36° no interior do do perímetro da torre.

Recorrendo essencialmente a Costa (2014), foram calculadas as perdas do sistema do pré-esforço. Estas estão essencialmente divididas em dois grandes grupos: perdas instantâneas (perdas por atrito que, no caso presente, são nulas devido à inexistência de curvatura das

armaduras de pr -esforço, perdas por reentrada de cunhas e perdas por deforma o instantânea do betão) e ainda devido a perdas diferidas (perdas por retra o do betão, perdas por fluência do mesmo e perdas por relaxa o das armaduras).

O cálculo das perdas imediatas   resumido nos Quadros 3.5 e 3.6.

Perdas por reentrada de cunhas	
Δs_l (mm)	6,00
E_p (Gpa)	195
A_p (m ²)	0,00980
L(m) associa�o de 4 peças pré-fabricados (12 m de altura)	12,0
ΔP (kN)	955,5

Quadro 3.5– Perdas imediatas por reentrada de cunhas.

Perdas por deforma�o instantânea do betão	
I (m ⁴)	52,558
A_p (m ²)	0,00980
E_p (Gpa)	195
n	10
$\Delta\sigma(t)$ (kPa)	-3 598
$E_{cm}(t)$ 28 dias (Gpa)	36,0
ΔP_{el} (kN)	95,5

Quadro 3.6– Perdas imediatas por deforma o instantânea do betão.

Assim o valor total após perdas instantâneas da força   de 12186,2 kN, correspondendo a perdas de 8%, valor inferior   estimativa inicial.

O cálculo das perdas diferidas   resumido nos Quadros 3.7, 3.8 e 3.9.

Perdas por retra�o do betão	
A_p (m ²)	0,00980
E_p (Gpa)	195
ϵ_{cs}	0,00030
ΔP (kN)	573,3

Quadro 3.7– Perdas diferidas por retra o do betão.

Perdas por fluência do betão	
A_p (m ²)	0,00980
E_p (Gpa)	195
Φ_c	2,50
E_{cm} (Gpa)	36,0
σ_c (Mpa)	3,566
ΔP (kN)	473

Quadro 3.8– Perdas diferidas por fluência do betão.

Admitindo, como se referiu na secção anterior, que o aço dos cordões é Classe 2, as perdas calculadas do pré-esforço devido à relaxação da armadura são resumidas no Quadro 3.9.

Perdas por relaxação das armaduras	
ρ_{1000} (%)	2,50
t (h)	500000
σ_{pi} (Mpa)	1243,5
μ	0,6685
$\Delta\sigma$ (Mpa)	33,97
ΔP (kN)	332,9

Quadro 3.9– Perdas diferidas por relaxação das armaduras.

Assim, o valor total da força após perdas diferidas é de 10 806,7 kN, correspondendo a perdas de 11%, valor inferior ao inicialmente estimado.

As cargas equivalentes ao pré-esforço são aplicadas nos anéis 1D, que foram previamente modelados de modo a simular os banzos salientes presentes nos segmentos troncocónicos. Numa fase preliminar do processo de modelação colocou-se a carga equivalente de pré-esforço em todos os anéis, porém, verificou-se que os resultados no campo de tensões seriam semelhantes quando a carga é aplicada apenas nos anéis extremos da torre, facilitando a modelação e aumentando a rapidez de cálculo. Em termos práticos, é como se os cabos fossem contínuos. Além disso, as forças radiais na ligação dos segmentos de diferente declive terão de ser resistidas pelos banzos salientes, que estarão tracionados sob efeito das mesmas.

Após uma breve análise de resultados foi inserida uma força distribuída de 291,5 kN/m no anel inferior e uma força distribuída de 1095,5 kN/m no anel superior, como é ilustrado na Figura 3.17.

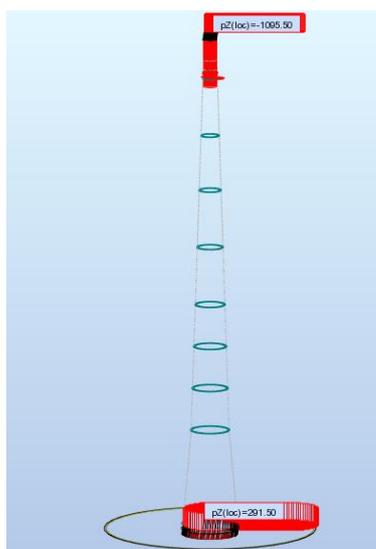


Figura 3.16– Modelação da carga de pré-esforço no ambiente computacional.

4. ANÁLISE DO PROTÓTIPO INICIAL E SEU MELHORAMENTO

4.1 Análise de vibração da estrutura

No dimensionamento desta estrutura, o tratamento da ação do vento foi feito de forma simplificada, considerando-se para o comportamento dinâmico da estrutura a ação do rotor e a ação sísmica. De facto, a verificação da segurança e condições de serviço de estruturas que suportam máquinas cujo funcionamento produz forças dinâmicas, implica frequentemente a realização de uma análise dinâmica.

A resposta da estrutura a este tipo de ações depende fortemente das suas frequências naturais de vibração. Estas frequências são também determinantes para a análise sísmica, para cujo efeito a EN-1998-1 permite uma abordagem através da metodologia habitual, baseada numa análise linear e espectros de resposta. Os parâmetros relevantes para esta análise sísmica são a massa, a rigidez, as frequências naturais, as características do sismo, a localização da estrutura e as condições geológicas (Simões, 2016).

Como se explicou, no que respeita ao funcionamento do rotor é necessário garantir que a sua frequência normal de funcionamento não coincide nem se aproxima das frequências próprias da estrutura. Para tal, como se explica na secção 3.1.1, a sua frequência natural de vibração fundamental, ou seja, a mínima, deve estar compreendida entre 0,198 e 0,594 Hz. Como, de uma forma geral, a frequência fundamental de vibração é proporcional à raiz quadrada da rigidez sobre a massa, a variação de algumas propriedades como diâmetro, espessura, módulo de elasticidade dos materiais e o tipo de solo vão certamente afetar o seu valor.

O programa *Autodesk Robot Structural Analysis* calcula as frequências próprias e os modos de vibração da estrutura. De entre várias opções de cálculo foi selecionada uma tolerância de 0.001 para o método iterativo de cálculo, do tipo iteração por subespaços, e uma matriz de massa ativa nas direções dos três eixos cartesianos, ou seja, não se reduziu o problema a uma análise plana, de modo a não eliminar qualquer dos modos de vibração. As dez frequências mais baixas da estrutura estão listadas no Quadro 3.10, verificando-se que a frequência fundamental vale 0,290 Hz.

Com o intuito de verificar se a frequência fundamental obtida depende da malha adotada, procedeu-se ao refinamento desta e repetiu-se a análise de vibrações. O processo de refinamento cingiu-se a reduzir o lado dos elementos finitos para metade do inicialmente considerado, obtendo-se uma frequência fundamental de 0,299 Hz, com um erro associado de 3,10%, o qual se admitiu ser admissível.

Modo	Frequência (Hz)
1	0,290
2	0,290
3	2,709
4	2,709
5	4,621
6	4,743
7	6,158
8	6,158
9	6,711
10	6,711

Quadro 4.1 – Frequências correspondentes aos primeiros 10 modos de vibração da torre.

A adoção desta nova malha poderia ter sido uma boa opção, mas o pequeno valor do erro por um lado e o grande aumento de tempo de execução de uma análise que tem de ser repetida muitas vezes acabaram por ditar a manutenção da primeira malha de elementos finitos.

Os primeiros 6 modos de vibração estão esquematizados na Figura 4.1, correspondendo o primeiro e segundo modos de vibração a modos nas direções X e Y, respetivamente. Estes modos apresentam a mesma frequência e iguais configurações nos planos XZ e YZ, em virtude da axissimetria da estrutura no plano horizontal, levando a que as frequências relativas aos modos horizontais surjam aos pares, como se verifica também com o terceiro e quarto modos. O quinto modo é um axissimétrico e o sexto é um modo vertical.

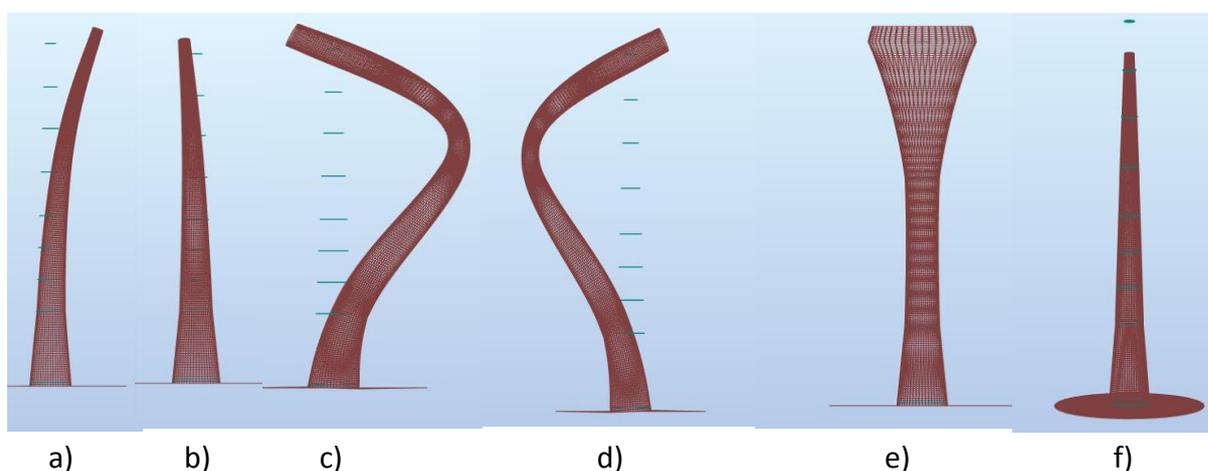


Figura 4.1– Primeiros 6 modos de vibração: a) Modo 1 em X; b) Modo 2 em Y ; c) Modo 3; d) Modo 4; e) Modo 5 ; f) Modo 6 em Z.

4.2 Combinações de ações consideradas na análise

Foram realizadas as combinações de ações por forma a determinar esforços e outros efeitos para o dimensionamento, de acordo com os critérios estabelecidos no normativo europeu para os estados limites últimos e de utilização.

Para cada caso de carga, os valores de cálculo dos efeitos das ações devem ser determinados combinando os valores das ações que se admite poderem ocorrer simultaneamente. Considerando as combinações de ações previstas na EN 1990, deve-se ter em conta os casos de carga relevantes para o dimensionamento de todas as partes da estrutura. O conjunto de ações atuantes num dado elemento é combinado entre si de forma a maximizar os efeitos estruturais obtendo-se a situação mais desfavorável e permitindo, desta forma, efetuar o dimensionamento em segurança (EC2-1-1, 5.1.3 (1) P).

Existem ações cuja ação simultânea é muito pouco provável, e que portanto não devem ser consideradas em conjunto nas combinações de ações. Para este efeito o EC0 define coeficientes de redução a aplicar às combinações, de acordo com o seu tipo. Estes valores estão expressos no Quadro A1.1 do EC0, sendo ψ_0 o coeficiente para os valores de combinação, ψ_1 o coeficiente para os valores frequentes e ψ_2 o coeficiente para os valores quase-permanentes.

4.2.1 Estados limites últimos (ULS)

Para efeito de dimensionamento, considerou-se a combinação de ações para as situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais) e também as combinações sísmicas para a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2. Para o problema em análise, concluiu-se que a primeira, com o vento como ação variável de base, é muito mais desfavorável. A expressão para esta combinação é a seguinte (NP EN1990, 6.4.3.2 (3)):

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} ; i > 1 j > 1 \quad (8)$$

onde G_k representa o valor característico das ações permanentes na estrutura (o peso-próprio e o peso do conjunto do sistema rotor e nacelle), P o valor de pré-esforço calculado na secção 3.3.4 e Q_k as ações variáveis, ação do vento na torre e nas pás do gerador.

A combinação de ações sísmica é definida na EN1990 pela seguinte expressão:

$$E_d = \sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} ; i > 1 j > 1 \quad (9)$$

sendo $A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek}$ o valor de cálculo da ação sísmica, A_{Ek} o valor característico da ação sísmica – Quadro A1.3 –, EN1990 e γ_I o coeficiente de importância (EN 1998).

Dado o tipo de estrutura o EC8 permite ignorar os efeitos sísmicos na direção vertical (Z), de modo que só se considerou a ação do sismo na direção horizontal, simultaneamente nas direções x e y, tal como se descreve na EN 1998-1, 4.3.3.5. (1). Devido à simetria da estrutura em estudo bastou, de facto, considerar este efeito apenas numa direção.

4.2.2 Estados limites de utilização (SLS)

Para a verificação dos estados limites de utilização, consideraram-se as combinações características, frequentes e quase permanentes. O intuito da verificação das condições de serviço é o de garantir um bom funcionamento da estrutura no uso quotidiano para que foi projetada. Existem, portanto, limitações a ser verificadas ou controladas: limitação de tensões nos materiais e controlo de fendilhação no betão. Uma vez mais, após análise, verificou-se que as combinações de serviço com o vento como ação variável de base são as mais desfavoráveis. De acordo com o EC0, 6.5.3 (2) a), b) e c), as expressões das combinações de ações para a verificação dos estados limites de utilização são as seguintes:

Combinação característica:

$$Ed = \Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}; i > 1 j > 1 \quad (11)$$

Combinação frequente:

$$Ed = \Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}; i > 1 j > 1 \quad (12)$$

Combinação quase-permanente:

$$Ed = \Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}; i > 1 j > 1 \quad (13)$$

4.3 Dimensionamento dos segmentos troncocónicos

Foi admitido simplificadamente para efeitos de dimensionamento, que o betão resiste a todas as compressões e o aço resistiria a todas as trações. De forma a homogeneizar a solução, o dimensionamento será realizado com base nos pontos de tensão máximos dos vários segmentos troncocónicos.

Depois de estabelecida uma malha de elementos finitos relativamente uniforme como se explicou na secção 3.1.2, verificou-se a segurança para os estados de limite últimos e o comportamento em serviço para os estados limites de serviço.

Como se referiu, utilizou-se um aço A500, cuja tensão de cedência característica é de 500 MPa, e um betão será da classe C45/55, com uma tensão de rotura à compressão em provete cilíndrico de 45 MPa.

As tensões máximas determinadas nos diferentes segmentos troncocónicos estão representadas no Quadro 4.2.

	Tensão Máxima de Compressão (MPa)	Tensão Máxima de Tração (MPa)
Segmento Inferior	10,87	6,39
Segmento Intermédio	19,85	11,71
Segmento Superior	34,15	15,19

Quadro 4.2– Tensões máximas longitudinais nos segmentos, relativas à combinação para os estados limites últimos de ações.

A tensão de compressão no segmento superior ultrapassa o valor admissível, já que a tensão de rotura de cálculo (f_{cd}) do betão de classe C45/55 é 30 MPa, sendo portanto, necessário aumentar a sua espessura. Definiu-se o novo valor de 0,15 m, obtendo-se uma tensão máxima de compressão no segmento de 26,51 MPa. A tensão de tração determinada manteve o valor 15,19 MPa, levando à colocação de armadura longitudinal de 52,4 cm²/m. A armadura na direção horizontal (circunferencial) colocada foi de 17,15 cm²/m correspondendo a uma tensão de 4,97 MPa na direção horizontal.

O segmento intermédio tem uma espessura de 0,20 m. A tensão máxima de compressão verificada no modelo é inferior à tensão de rotura de cálculo. A máxima tensão de tração determinada foi de 11,71 MPa, levando a uma armadura longitudinal de 53,9 cm²/m. A armadura circunferencial necessária para a tensão de tração máxima na direção horizontal determinada de 2,03 MPa é de 9,34 cm²/m. Por simplificação e segurança considerou-se para armadura mínima 20% da armadura colada longitudinalmente, ou seja, 10,78 cm²/m.

Quanto ao segmento inferior, a espessura é de 0,35 m e regista uma tensão máxima de compressão de 10,87 MPa, muito inferior à tensão de rotura de cálculo. A tensão máxima de tração determinada é de 6,39 MPa, sendo necessário uma armadura de 51,43 cm²/m. Como explicado anteriormente, a armadura circunferencial necessária para a tensão de tração máxima determinada de 1,01 MPa é de 5,47cm²/m, mas adotou-se a armadura de 10,24 cm²/m, correspondente a 20% da armadura colocada longitudinalmente.

Quanto às verificações relativas às combinações de estados limite de utilização, segundo a NP1992-1, em estruturas do tipo da desenvolvida, é apenas necessária a verificação explícita dos pontos 7.2(2), 7.2(3) e 7.2(4), sendo a fendilhação verificada de forma indireta, através da garantia da descompressão aquando do dimensionamento do pré-esforço. Para averiguar o bom desempenho da estrutura face aos pontos acima referidos, consideram-se as tensões máximas para a combinação característica nos pontos 7.2(2) e 7.2(4) e as tensões máximas para a combinação quase-permanente no ponto 7.2(3).

Na análise relativa a estados limite serviço verifica-se que o segmento superior, devido à sua menor espessura, é sempre o condicionante nas análises de tensões. Os valores das tensões máximas para as duas combinações de ações, estão representadas no Quadro 4.3.

	Tensão Máxima Compressão (MPa)	Tensão Máxima de Tração (MPa)
Combinação característica	19,17	8,63
Combinação quase-permanente	8,14	-

Quadro 4.3– Tensões máximas na estrutura para as combinações relativas aos estados limites serviço.

A secção 7.2 da EN1992-1 refere os valores limite das tensões nos materiais para garantir um bom funcionamento da estrutura. O ponto 7.2(1) refere que a tensão no betão terá de ser limitada com o objetivo de evitar a formação de fendas longitudinais. Este ponto limita a tensão de compressão no betão a 60% da tensão característica de rotura à compressão, ou seja, 27 MPa. De acordo com o Quadro 4.3, a tensão atuante é substancialmente menor que este valor, cumprindo este requisito.

A limitação referida no ponto 7.2(2) diz respeito às combinações de ação quase-permanentes, não devendo a tensão de compressão no betão ser superior a 45% da sua tensão de rotura à compressão característica, 20,25 MPa. O Quadro 3.12 mostra que este valor é muito superior aos 8,14 MPa determinados no modelo computacional.

Por fim o ponto 7.2(4) limita a tensão nas armaduras, que não deverá, para a combinação característica de ações, exceder 80% da tensão de cedência do aço, ou seja, 400 MPa. Para esta combinação de ações, a tensão máxima a que as armaduras estão sujeitas é 247,04 MPa, valor inferior ao limite regulamentar.

4.4 Dimensionamento da fundação

Como referido anteriormente, a torre que servirá de suporte ao gerador eólico está projetada para ser construída numa *wind farm* no distrito de Lisboa. Este gerador tem uma capacidade de 4.5 MW, encontra-se a uma altura da cota do solo de 100 m e possui 3 pás de 60 m de comprimento.

A atuar na torre estão as cargas indicadas na secção 3.2, que serão transferidas da torre para a fundação. Tendo as verificações de segurança e utilização para a torre sido efetuadas na secção anterior, é agora necessário fazer as verificações para a fundação.



Figura 4.2– Derrube de torre eólica devido a dimensionamento incorreto da fundação (<http://www.windcows.com>).

A averiguação da segurança vai dividir-se na verificação de dois elementos distintos. Por um lado, a verificação da estabilidade da torre, em que o peso da sapata contribui como elemento estabilizador face ao derrube da torre. Por outro lado, o solo em que se apoia a fundação, tendo a obrigatoriedade de suportar as tensões exercidas por esta. Estas verificações de segurança relativas à fundação devem seguir as recomendações da NP1997-1, incluindo as combinações de ações. Note-se que o dimensionamento da fundação e da sua ligação à torre não é considerado nesta dissertação.

A verificação da segurança da fundação ao derrube requer que as forças de efeito estabilizante, incluindo o peso próprio da estrutura e do equipamento eletromecânico se sobreponham às forças com efeito derrubador. Observando as ações atuantes, o derrube pode ser provocado pelas ações do vento na torre e nas pás, e ainda pela ação sísmica na direção horizontal. Segunda a abordagem do anexo A, tabela A.1 da NP1997-1, os fatores parciais das ações para combinações de equilíbrio último (EQU) são para ações permanentes 1,1 se o seu efeito for desfavorável ($\gamma_{G,dist}$) e 0,9 se favorável ($\gamma_{G,stb}$), e para as ações variáveis 1,5 se for desfavorável ($\gamma_{Q,dist}$) e 0 se favorável ($\gamma_{Q,stb}$).

As ações produzem um momento em torno dos pontos do bordo da base da fundação, como se ilustra com o ponto A na Figura 4.3.

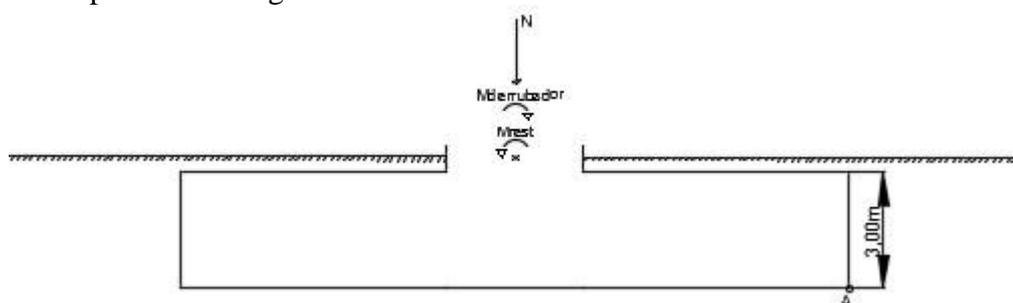


Figura 4.3– Representação do sistema de forças e momentos considerados para a verificação ao derrube da torre.

O peso próprio da torre determinado no programa é de valor 17 350 kN, tendo sido confirmado manualmente multiplicando o volume dos segmentos da torre pelo peso volúmico do betão armado, que vale aproximadamente 25 kN/m³. O peso do segmento de material fictício é desprezável, como era nosso objetivo, já que o peso volúmico do material introduzido (0,001 kN/m³) é muito pequeno. O peso da fundação foi igualmente determinado no programa, 1,14x10⁵ kN, e a massa do gerador e de todo o equipamento associado é de 220 ton, equivalendo a 2158 kN, totalizado um peso de 1,335x10⁵kN.

O peso próprio tem uma ação favorável face ao derrube, como tal será minorado em 10% segundo o que vem referido na NP1997-1, obtendo-se um peso próprio de cálculo de 1,201x10⁵ kN. A condição de verificação da segurança ao derrube foi realizada relativamente ao ponto A, ponto mais afastado do centro geométrico da fundação de betão armado. O momento estabilizador é dado pelo produto do peso acima determinado pela distância do centro geométrico da torre em planta ao ponto A. Tomando como base o dimensionamento de Magueta (2016), esta distância é de 22 m, raio da fundação, vindo então 1,201 x10⁵ kN x 22 m = 2,644 x10⁶ kNm.

Para determinar o momento derrubador é necessário considerar-se o momento na base da torre produzido pela ação do vento na torre e nas pás, de 210 000 kNm. Como este valor não se refere à base da fundação (ponto A) é necessário proceder ao seu ajuste. A altura da fundação é de 3 m, correspondendo a um momento derrubador adicional provocado pelo vento de 1180,4 x 1,5 x 3 x 1,5 = 7968 kNm, resultando num momento derrubador total de 2,179x10⁵ kNm.

O fator de segurança em relação ao derrube é então 12,13 garantindo a segurança e fazendo ainda crer que o pré-dimensionamento da fundação está muito acima do necessário.

A outra verificação referida no início desta secção é relativa à segurança do solo que serve de apoio à estrutura. A tensão admissível desse solo tem de ser superior à tensão exercida pela fundação no mesmo, de outra forma o solo poderá ceder e comprometer toda a estrutura. Como se referiu, o terreno de fundação é uma rocha dura. Como o valor máximo da tensão exercida sobre o solo de fundação é de 128,8 kPa fica garantida a sua resistência.

4.5 Análise de 2ª ordem

Os efeitos geometricamente não lineares em elementos esbeltos sujeitos a esforços axiais elevados podem ser relevantes para a análise e dimensionamento de estruturas (Appleton, 2013).

A análise feita às estruturas admite, muitas vezes, que o seu comportamento é geometricamente linear. Esta hipótese assume que durante o carregamento as estruturas se mantêm rígidas, princípio base do comportamento de primeira ordem. Contudo, as estruturas apresentam um comportamento distinto, ou seja, não mantêm a sua configuração inicial, deformando-se, o que pode originar um acréscimo de esforços. Os efeitos de segunda ordem são bastante relevantes para alguns tipos de estruturas, pelo que é fundamental atender aos mesmos no dimensionamento.

Em estruturas muito altas e suportando cargas elevadas é fundamental considerar os efeitos de segunda ordem associados aos deslocamentos laterais, que podem ser bastante significativos.

É sabido de antemão que a teoria linear é válida em estruturas que sofram deslocamentos muito pequenos e cujo material siga uma lei constitutiva linear. A necessidade da averiguação destes pressupostos e o quanto eles influenciam o comportamento final da estrutura é fulcral para a validade do projeto, visto que podem não ser verificados. Os deslocamentos, possivelmente, não serão muito pequenos, a carga axial apresentará uma intensidade suficiente para ter influência sobre a rigidez global da estrutura e é sabido que a lei constitutiva do betão armado não é linear. Relativamente a este último aspeto, porém, se for garantida a ductilidade, o Princípio Estático da Análise Limite, permite que o dimensionamento seja feito com base nos esforços obtidos admitindo que o comportamento do material é linear.

Para averiguar a relevância dos deslocamentos na análise e sua relevância no processo de dimensionamento, considerou-se uma análise não linear P-Delta. Este método consiste num processo iterativo de análise, onde vai sendo considerado o acréscimo de momentos flectores que resulta da deformação da estrutura, mais concretamente do deslocamento horizontal do topo da torre.

No Robot, determina-se o deslocamento máximo horizontal no topo da torre provocado pela combinação mais desfavorável. Esse deslocamento é de 55,1 cm, ver Figura 4.4.

Este deslocamento equivale a uma excentricidade do peso da turbina relativamente à posição inicial do eixo da torre. Sendo esse peso 2158,2 kN, implica um acréscimo do momento na base da torre. Esse momento de 2ª ordem é de 1189,17 kNm, podendo ser representado por uma força horizontal equivalente de 11,897 kN no topo da torre, uma vez que a sua altura é de 100 m.

Estudou-se a variação de alguns dos resultados obtidos, na análise de 1ª ordem, com especial foco nas tensões, devido a estes efeitos de segunda ordem.

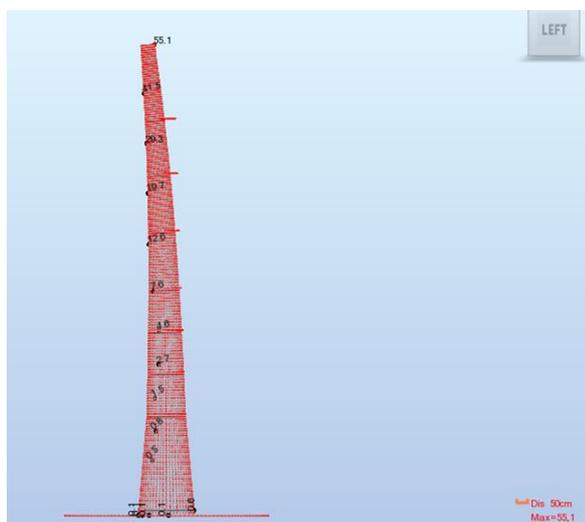


Figura 4.4– Deslocamento máximo horizontal provocado pela combinação fundamental (ULS).

As tensões, como esperado, aumentaram em todos os segmentos da torre. Apresenta-se a variação de resultados no Quadro 4.4, face à análise de 1ª ordem, relativamente à combinação fundamental de estados limites últimos com o vento como ação variável de base.

	Tensão tração 1ª ordem (MPa)	Tensão tração 2ª ordem (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão 1ª ordem (MPa)	Tensão compressão 2ª ordem (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	6,39	6,44	0,78	10,87	10,92	0,46
Segmento intermédio	11,71	11,81	0,85	19,85	19,95	0,50
Segmento superior	15,19	15,33	0,92	25,51	26,64	0,49

Quadro 4.4– Variação das tensões máximas devido à inclusão dos efeitos de segunda ordem para a combinação de ações fundamental.

A análise dos efeitos de segunda ordem é abordada na norma NP EN 1992-1. O ponto 5.8.2 (6) indica que estes podem ser desprezados se representarem menos de 10% dos efeitos de primeira ordem. Assim, face aos resultados presentes no Quadro 4.4, conclui-se que estes o podem ser, devido ao conjunto de fatores de segurança aplicados no processo de dimensionamento que cobrirão este pequeno acréscimo de tensão. Por outro lado, em termos da verificação da estabilidade global da torre, observou-se anteriormente que as dimensões da sapata apresentam uma margem de segurança excessiva.

4.6 Análise de Sensibilidades

Verificada a segurança e o comportamento em serviço do protótipo inicial iniciou-se o processo de melhoria dessa proposta. Assim, com intenção de perceber quais os parâmetros com maior impacto na solução, procedeu-se à variação destes, averiguando-se a forma como afetam a frequência natural, as tensões extremas e o custo desta construção.

A análise de sensibilidades, que basicamente consiste num estudo paramétrico, considera três parâmetros, o tipo de betão, a espessura das paredes da torre e o valor dos diâmetros dos segmentos.

Em primeiro lugar, estudou-se o efeito da variação da classe do betão, ou mais propriamente do seu módulo de elasticidade (E_{cm}), com consequência na rigidez da solução. Note-se que não se estudou o efeito da variação da resistência à compressão propriamente dita. Por exemplo, optando por um betão da classe C35/45, um betão menos rígido, cujo módulo de elasticidade (E_{cm}) é 34 GPa, a frequência fundamental diminuiu, como seria espectável para o valor de 0,282 Hz. Optando por um betão da classe C60/75, um betão mais rígido, com um módulo de elasticidade (E_{cm}) igual a 39 GPa, a frequência fundamental aumentou para 0,302 Hz. Os resultados desta variação estão representados no Quadro 4.5, incluindo a variação unitária dada pelo quociente:

$$\frac{\frac{\Delta f}{f_0}}{\frac{\Delta E_{cm}}{E_{cm,0}}} \quad (1)$$

Classe do Betão	Ecm (GPa)	Frequência (Hz)	Varição (%)	Tensão tração (MPa)	Tensão compressão (MPa)
C35/45	34,0	0,282	49,7	15,19	26,51
C40/50	35,0	0,286	49,7	15,19	26,51
C45/55	36,0	0,290	49,7	15,19	26,51
C50/60	37,0	0,294	49,7	15,19	26,51
C55/67	38,0	0,298	49,7	15,19	26,51
C60/75	39,0	0,302	49,7	15,19	26,51

Quadro 4.5– Sensibilidade ao valor do módulo de elasticidade da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações.

As tensões máximas atuantes na estrutura mantiveram-se constantes. A frequência fundamental sofreu um incremento com o aumento do valor do módulo de elasticidade.

Admitindo que o preço de betão aumenta com o aumento da sua classe, as consequências da variação deste parâmetro incidem quase que exclusivamente sobre o valor da frequência fundamental da torre, que, por sua vez, se encontra em todos os casos dentro da gama de valores aceitáveis segundo Lanier, (2005) apresentada na secção 3.1.1. Dessa forma, verificou-se não

ser necessário usar um betão de classe superior ao C45/55, já que este garante um comportamento adequado deste tipo de estruturas (The Concrete Center, 2007), embora os requisitos de durabilidade, não considerados nesta dissertação, pudessem também ser favorecidos pela utilização de um betão de uma classe de resistência superior. Por outro lado, a espessura mínima das paredes, a quantidade de armadura ordinária e de pré-esforço varia com a classe de betão.

Segundo dados fornecidos pela Betão Liz, uma empresa fornecedora de betão pronto, o preço de um betão da classe C45/55 ronda os 109,92 €/m³, enquanto que um betão da classe C50/60 pode chegar aos 113,31 €/m³, correspondendo a uma diferença de 3,39 €/m³, ou seja, um acréscimo unitário de 3,10 %.

Em segundo lugar, analisou-se o efeito da variação da espessura das paredes da torre. O procedimento a adotar baseia-se na variação (aumento e redução) de 10% da espessura das paredes de uma das 3 secções troncocónicas definidas inicialmente na modelação (secção inferior, intermédia e superior), mantendo as restantes paredes inalteradas. O intuito é o de perceber que tipo de variação de espessura que será preponderante relativamente ao comportamento da estrutura. Como tal, sabendo que as espessuras iniciais são de 0,35, 0,20 e 0,15 m para os painéis inferior, intermédio e superior, respetivamente, será de esperar que o aumento de 10% de espessura, provoque o aumento do valor da frequência fundamental e que uma redução baixe essa mesma frequência. Os valores determinados e correspondentes taxas de variação podem ser consultados nos Quadros 4.6 a 4.11.

Tal como no caso anterior, a avaliação da variação da frequência fundamental baseia-se no parâmetro adimensional dado pela variação da frequência face à variação de espessura do painel, representado pela seguinte expressão:

$$\frac{\frac{\Delta f}{f_0}}{\frac{\Delta e}{e_0}} \quad (2)$$

	Espessura (m)	Frequência (Hz)	Variação Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	0,385	0,292	6,90	5,50	-13,93	9,87	-15,65
Segmento intermédio	0,200			11,38	-2,82	19,86	0,09
Segmento superior	0,150			15,19	0,00	26,51	0,00

Quadro 4.6– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo ao aumento da espessura do segmento inferior.

	Espessura (m)	Frequência (Hz)	Varição Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Varição (%)	Tensão compressão (MPa)	Varição (%)
Segmento inferior	0,350	0,298	27,6	6,31	-1,25	10,93	0,55
Segmento intermédio	0,220			10,20	-12,89	18,07	-8,97
Segmento superior	0,150			15,20	0,07	26,51	0,00

Quadro 4.7– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo ao aumento da espessura do painel intermédio.

	Espessura (m)	Frequência (Hz)	Varição Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Varição (%)	Tensão compressão (MPa)	Varição (%)
Segmento inferior	0,350	0,288	6,90	7,09	10,95	12,09	11,22
Segmento intermédio	0,200			11,84	1,11	19,85	0,00
Segmento superior	0,165			15,34	0,99	26,50	-0,04

Quadro 4.8– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo ao aumento da espessura do painel superior.

	Espessura (m)	Frequência (Hz)	Varição Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Varição (%)	Tensão compressão (MPa)	Varição (%)
Segmento inferior	0,315	0,293	10,3	6,36	-0,47	10,90	0,28
Segmento intermédio	0,200			11,31	-3,42	19,92	0,35
Segmento superior	0,150			14,88	-2,04	24,12	-8,86

Quadro 4.9– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo à diminuição da espessura do painel inferior.

	Espessura (m)	Frequência (Hz)	Varição Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Varição (%)	Tensão compressão (MPa)	Varição (%)
Segmento inferior	0,350	0,282	27,6	6,48	1,41	10,81	-0,55
Segmento intermédio	0,180			12,79	9,22	22,05	11,08
Segmento superior	0,150			15,19	0,00	26,50	-0,04

Quadro 4.10– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo à diminuição da espessura do painel intermédio.

	Espessura (m)	Frequência (Hz)	Varição Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Varição (%)	Tensão compressão (MPa)	Varição (%)
Segmento inferior	0,350	0,287	10,3	6,42	0,47	10,84	-0,28
Segmento intermédio	0,200			11,40	2,65	19,78	-0,35
Segmento superior	0,135			17,02	12,05	29,37	10,79

Quadro 4.11– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo à diminuição da espessura do painel superior.

Embora a variação da espessura afete a rigidez e a massa dos segmentos, os resultados mostram que a variação da rigidez é mais relevante que a da massa. Analisando os Quadros 4.6 a 4.11, observa-se que as frequências fundamentais variam proporcionalmente à variação de volume de material.

Como dito anteriormente, o principal objetivo da análise feita consiste em avaliar a influência da alteração da espessura de cada um dos três segmentos sobre o comportamento da estrutura. Porém, através dessa análise também se consegue perceber qual a influência da alteração da espessura de cada um dos segmentos sobre os restantes que se mantém inalterados, identificando eventuais redistribuições de esforços e alterações do campo de tensões.

Tomando como exemplo a variação de 10% da espessura do segmento inferior, a análise dos Quadros 4.6 e 4.9 permite concluir que a redistribuição provocada nos demais segmentos é pouco significativa, já que é inferior a 3%. Quanto ao comportamento desse segmento quando se considera a redução de 10% da espessura, denota-se um aumento da tensão máxima de tração para 7,09 MPa, e da tensão máxima de compressão para 12,09 MPa, resultando em aumentos de 10,95% e 11,22% respetivamente. É notório, desde já, que o aumento da tensão vai provocar um ligeiro aumento da quantidade de armadura a colocar. Optou-se por utilizar varões de 25 mm de diâmetro em aço A500 para o dimensionamento de toda a torre. O custo meramente indicativo deste varão segundo a informação prestada por um fornecedor de Coimbra, Armazéns do Calhabé, é 0,655 €/kg. O referido aumento de tensão provoca um aumento da armadura a colocar de 0,01%, totalizando uma variação de massa de 11,76 kg não constituindo uma variação significativa. Porém o aumento da tensão de compressão provocará um melhor aproveitamento do betão alcançando uma percentagem de utilização superior, de 40%, reduzindo o volume de betão da solução para 4994,51 m³, menos 0,466% que o volume da solução inicial. Contrariamente ao que se observou no segmento inferior, uma redução de 10% da espessura do segmento superior causa aumentos de 12,05% na tensão de tração e de 10,79% na tensão de compressão. A taxa de utilização do material betão neste segmento é de

aproximadamente 98%, não permitindo qualquer redistribuição de esforços caso aconteça alguma anomalia na estrutura.

Quanto à contabilização dos cabos de pré-esforço, utilizou-se um preço meramente indicativo definido num documento da Autarquia de Cascais, que considera o preço do cordão de 0,6'' de aço Y1860 a 3,00 €/kg. A quantidade deste material é determinada pela combinação frequente dos estados limite de utilização, verificando-se que acompanha sensivelmente a tendência da armadura passiva, como mostra o Quadro 4.20.

No caso de um aumento da espessura de 10% existe uma diminuição, como seria expectável, das tensões máximas de tração para 5,50 MPa e das tensões máximas de compressão para 9,87 MPa, correspondendo a reduções das tensões de 13,93% e 15,65% respetivamente. Estas reduções permitem uma poupança na quantidade de aço ordinário de 3794,78 kg, ou seja, 3,89% face à solução inicialmente dimensionada. Porém, contrariamente ao que acontece na redução de espessura, existe um aumento do volume total de betão utilizado de 0,47% totalizando uma quantidade de 5046,31 m³.

Relativamente às frequências fundamentais a solução mais relevante é a variação da espessura da parede do segmento intermédio registando um valor de 0,282 Hz para uma redução da espessura e 0,298 Hz para um aumento, correspondendo a um valor relativo de 27,6%. O efeito menos significativo é a variação da espessura da parede do segmento inferior, correspondendo a uma frequência de 0,288 Hz para a redução da espessura e 0,292 Hz para o aumento, correspondendo ao valor de variação de 6,9%.

Em terceiro lugar, foi analisada a variação do diâmetro das secções de união dos segmentos e também da extremidade inferior da torre. O procedimento adotado, é análogo ao anterior, variando em 10% os diâmetros iniciais da parede de uma destas três secções da torre, mantendo, as demais inalteradas. Uma vez mais, o intuito do estudo é o de perceber qual a variação mais relevante para a alteração do comportamento da estrutura. Os diâmetros iniciais são de 12, 8,2 e 5,56 m para os painéis inferior, intermédio e superior, respetivamente. O diâmetro tem preponderância direta na rigidez da estrutura, na área das secções transversais e ainda na massa global. Desta forma, é previsto que a sua variação tenha impacto direto sobre as propriedades dinâmicas da torre, tensões e ainda no volume face à solução dimensionada. Esse impacto pode ser observado nos Quadros 4.12 a 4.17.

	Diâmetro inicial (m)	Frequência (Hz)	Variação Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	13,20	0,293	10,3	6,68	4,54	11,3	3,96
Segmento intermédio	8,20			11,95	2,05	20,21	1,81
Segmento superior	5,56			15,57	2,50	27,21	2,64

Quadro 4.12– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo ao aumento do diâmetro do segmento inferior.

	Diâmetro inicial (m)	Frequência (Hz)	Variação Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	12,00	0,307	58,6	5,22	-18,31	9,45	-13,06
Segmento intermédio	9,02			11,57	-1,20	20,04	0,96
Segmento superior	5,56			15,52	2,17	26,63	0,45

Quadro 4.13– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo ao aumento do diâmetro do segmento intermédio.

	Diâmetro inicial (m)	Frequência (Hz)	Variação Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	12,00	0,307	58,6	6,68	4,54	11,39	4,78
Segmento intermédio	8,20			11,87	1,37	20,13	1,41
Segmento superior	6,12			12,31	-18,96	22,85	-13,81

Quadro 4.14– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo ao aumento do diâmetro do segmento superior.

	Diâmetro inicial (m)	Frequência (Hz)	Variação Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	10,80	0,285	17,2	8,41	31,61	12,12	11,50
Segmento intermédio	8,20			11,21	-4,27	19,68	-0,86
Segmento superior	5,56			14,88	-2,04	26,28	-0,87

Quadro 4.15– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo à diminuição do diâmetro do painel inferior.

	Diâmetro inicial (m)	Frequência (Hz)	Variação Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	12,00	0,271	65,5	5,22	-18,31	9,45	-13,06
Segmento intermédio	7,38			11,57	-1,20	20,04	0,96
Segmento superior	5,56			15,52	2,17	26,63	0,45

Quadro 4.16– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo à diminuição do diâmetro do painel intermédio.

	Diâmetro inicial (m)	Frequência (Hz)	Variação Frequência face à solução original (%)	Tensão tração (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	12,00	0,271	65,0	6,59	3,13	11,08	1,93
Segmento intermédio	8,20			14,84	26,73	24,14	21,61
Segmento superior	5,00			19,88	30,88	32,43	22,33

Quadro 4.17– Sensibilidade ao valor da frequência fundamental, e tensões, para a combinação fundamental de ações relativo à diminuição do diâmetro do painel superior.

Conclui-se que a variação dos diâmetros tem um efeito mais significativo na frequência fundamental da torre do que a variação das espessuras. Os resultados vão ao encontro da afirmação feita anteriormente, ou seja, diminuindo o diâmetro, a espessura ou o módulo de elasticidade a frequência natural baixa, provando que a rigidez é mais afetada do que a massa pelas alterações geométricas da estrutura.

A maior variação da frequência fundamental ocorre uma vez mais quando existe uma variação do diâmetro do segmento intermédio, provando que esta é a secção mais sensível a alterações relativamente ao comportamento dinâmico da torre. A variação unitária é dada por:

$$\frac{\Delta f}{f_0} \frac{\Delta d}{d_0} \quad (3)$$

A alteração desse segmento faz com que a frequência fundamental baixe para 0,271 Hz quando se reduz 10% do diâmetro inicial dessa secção e aumente para 0,307 Hz quando há o incremento de 10% do diâmetro inicial, correspondendo a uma variação unitária de 65,5 % e de 58,6 % respetivamente.

Na análise das tensões a variação dos diâmetros tem um efeito mais significativo quando existe variação do diâmetro inicial da secção superior. Uma diminuição de 10% desse diâmetro acrescerá 30,88% à tensão de tração e 22,33% à tensão de compressão. Este decréscimo de diâmetro causa uma redistribuição das tensões nos painéis adjacentes bastante vincada, sobretudo no segmento intermédio onde os acréscimos são da ordem dos 26,73% na tensão de tração e de 21,61% na tensão de compressão. No segmento inferior o efeito não é relevante, já que não ultrapassa os 3,13%.

Devido ao aumento do valor da tensão a quantidade de aço utilizado é de 101 292 kg, correspondendo a um aumento de 3,87%. Este aumento está associado a uma redução do volume de betão utilizado, totalizando 5010,82 m³, ou seja, 0,240%. Para o caso do aumento de 10% do diâmetro inicial deste segmento, existe uma evidente diminuição da tensão de tração para 12,31 MPa e das tensões máximas de compressão para 22,85 MPa, correspondendo a valores relativos de 18,96% e 13,81%. A quantidade de aço utilizado nesta solução foi menor, 95 712 kg, correspondendo a uma redução de 1,85%. Esta diminuição leva, porém, a um acréscimo do volume total de betão utilizado, de 0,240%, totalizando uma quantidade de 5034,82 m³. É importante notar que o segmento mais sensível e limitado a alterações é uma vez mais o segmento superior.

Betão C45/55					
Parâmetro	Segmento	Variação	Volume (m ³)	€/m ³	Preço (€)
Solução original			5022,91	109,92	552 118,56
Espessura	inferior	-10%	4999,51	109,92	549 546,44
	intermédio	-10%	5006,05	109,92	550 265,31
	superior	-10%	5015,25	109,92	551 276,58
Diâmetro	inferior	-10%	5004,65	109,92	550 110,69
	intermédio	-10%	5003,47	109,92	549 981,20
	superior	-10%	5010,82	109,92	550 789,11
Espessura	inferior	10%	5046,31	109,92	554 690,69
	intermédio	10%	5039,77	109,92	553 971,82
	superior	10%	5030,58	109,92	552 961,65
Diâmetro	inferior	10%	5037,65	109,92	553 738,20
	intermédio	10%	5042,27	109,92	554 246,45
	superior	10%	5034,82	109,92	553 427,68

Quadro 4.18– Estudo económico – contabilização da parcela relativa ao betão.

Aço A500					
Parâmetro	Segmento	Varição	Peso (kg)	€/kg	Preço (€)
Solução original			97 514,14	0,655	63 871,76
Espessura	inferior	-10%	97 525,80	0,655	63 879,40
	intermédio	-10%	97 630,50	0,655	63 947,98
	superior	-10%	97 895,07	0,655	64 121,27
Diâmetro	inferior	-10%	94 587,85	0,655	61 955,04
	intermédio	-10%	107 680,49	0,655	70 530,72
	superior	-10%	101 292,21	0,655	66 346,40
Espessura	inferior	10%	93 719,36	0,655	61 386,18
	intermédio	10%	94 756,34	0,655	62 065,40
	superior	10%	93 912,64	0,655	61 512,78
Diâmetro	inferior	10%	100 056,44	0,655	65 536,97
	intermédio	10%	88 133,89	0,655	57 727,70
	superior	10%	95 711,65	0,655	62 691,13

Quadro 4.19– Estudo económico – contabilização da parcela relativa à armadura passiva.

Após o dimensionamento dos segmentos, como foi explicado na secção 4.3, houve a necessidade de aumentar a espessura do segmento superior face à tensão de compressão superior à tensão limite. Como tal, houve a necessidade de reajustar também o cálculo do pré-esforço para uma tensão atuante de 1,64 MPa para a combinação frequente de ações. A força equivalente que anula a tensão de tração atuante é de 8477,96 kN, resultando na colocação de 58,04 cordões de 0,6”.

Aço pré-esforço Y1860								
Parâmetro	Segmento	Varição	€/kg	Quantidade (m)	Número de cordões	Número de metros de cordão (m)	Peso (kg)	Preço (€)
Solução original			3,00	95,00	58,04	5513,33	10 254,78	30 764,35
Espessura	inferior	-10%	3,00	95,00	58,04	5513,33	10 254,78	30 764,35
	intermédio	-10%	3,00	95,00	58,04	5513,33	10 254,78	30 764,35
	superior	-10%	3,00	95,00	69,91	6641,74	12 353,63	37 060,88
Diâmetro	inferior	-10%	3,00	95,00	56,62	5378,81	10 004,58	30 013,73
	intermédio	-10%	3,00	95,00	57,68	5479,70	10 192,23	30 576,70
	superior	-10%	3,00	95,00	72,13	6852,07	12 744,84	38 234,52
Espessura	inferior	10%	3,00	95,00	58,04	5513,33	10 254,78	30 764,35
	intermédio	10%	3,00	95,00	58,04	5513,33	10 254,78	30 764,35
	superior	10%	3,00	95,00	55,59	5280,96	9822,58	29 467,73
Diâmetro	inferior	10%	3,00	95,00	60,16	5715,01	10 629,92	31 889,76
	intermédio	10%	3,00	95,00	59,80	5681,38	10 567,37	31 702,10
	superior	10%	3,00	95,00	41,94	3984,30	7410,80	22 232,39

Quadro 4.20– Estudo económico – contabilização da parcela relativa aço de pré-esforço.

Com os resultados das variações da quantidade de material e dos custos correspondentes, procedeu-se à análise do impacto económico global das 12 soluções, ver Quadro 4.21.

Os resultados deste quadro mostram que o diâmetro dos segmentos da torre se revela o fator preponderante para o custo total da estrutura. Observando a variação global das quantidades e

respetivos preços existem soluções que se manifestaram mais vantajosas economicamente face à solução inicial:

1. espessura das paredes dos segmentos: redução no inferior e intermédio, aumento no superior;
2. diâmetro da secção inferior dos segmentos: redução no inferior, aumento no intermédio e superior.

Essas soluções, apesar de todas vantajosas apresentam diferentes taxas de redução na estimativa de preços face à solução original, havendo três que se destacam: o aumento do diâmetro inicial do segmento intermédio e superior e ainda redução da espessura do segmento inferior.

Parâmetro	Segmento	Variação	Total (€)	Variação total (%)
Solução original			646 754,7	-
Espessura	inferior	-10%	644 190,2	-0,40
	intermédio	-10%	644 977,6	-0,27
	superior	-10%	652 458,7	0,88
Diâmetro	inferior	-10%	642 079,5	-0,72
	intermédio	-10%	651 088,6	0,67
	superior	-10%	655 370,0	1,33
Espessura	inferior	10%	646 841,2	0,01
	intermédio	10%	646 801,6	0,01
	superior	10%	643 942,2	-0,43
Diâmetro	inferior	10%	651 164,9	0,68
	intermédio	10%	643 676,3	-0,48
	superior	10%	638 351,2	-1,30

Quadro 4.21– Estudo de viabilidade económica – contabilização total do preço estimado de cada solução.

Na secção 4.7 da presente dissertação analisa-se, numa segunda iteração do projeto, o impacto no comportamento da estrutura da alteração simultânea destes três parâmetros.

4.7 Melhoria da geometria do modelo

4.7.1 Descrição geral

Nesta secção procura-se melhorar a geometria inicial da torre, tendo por base os resultados da sua análise de sensibilidades e da sua análise da estabilidade – como é óbvio, esta variação da geometria não atendeu à variação do comportamento aerodinâmico da torre.

Como se concluiu na secção anterior, é possível alterar alguns dos parâmetros que definem a torre de modo a reduzir o seu custo total, sem que, à partida, tenham um impacto negativo sobre a sua performance estrutural. Observando o Quadro 4.5, é perceptível que a variação do módulo

de elasticidade, propriedade que implica um impacto direto na rigidez da estrutura, afetará sobretudo as frequências próprias de vibração e não as tensões extremas da estrutura. Entendendo que as frequências fundamentais para qualquer classe de betão se encontrarão na gama identificada como admissível por Lanier (2005), em nada se ganharia em aumentar a classe, pelo simples motivo de o preço do betão aumentar. Pelo contrário, talvez fosse interessante reduzir, mas, vista a proximidade do valor das tensões do valor máximo admissível e ainda de modo a garantir um período de vida da estrutura de 50 anos, decidiu-se a não redução.

Analisando o Quadro 4.21, as alterações geométricas que provocam uma descida de preço total da torre são: a diminuição de espessura dos segmentos inferiores e intermédio, a diminuição do diâmetro inicial da secção inferior, o aumento da espessura do segmento superior e o aumento do diâmetro inicial dos segmentos intermédio e superior. Analisando o mesmo quadro verifica-se que uma possível “otimização” da torre irá fazer com esta vá gradualmente assumindo a forma de um cone perfeito. Esta conclusão emana dos resultados desse quadro, em que as soluções que tendem a economizar o preço da torre tendem para uma regularização do declive das suas paredes ao longo da sua altura, com o aumento das secções dos segmentos troncocónicos intermédio e superior.

Na secção 4.4 mostrou-se que a dimensão da fundação definida no pré-dimensionamento de 22 m de raio, é exagerada, podendo ser diminuída.

4.7.2 Nova geometria para a torre

Para a segunda iteração no que à concepção da torre diz respeito, tendo em atenção as considerações da secção anterior, são muitas as possibilidades em aberto, porque diferentes alterações provocam poupanças em elementos diferentes.

Analisando o Quadro 4.21 as alterações mais vantajosas seriam o aumento dos diâmetros iniciais das secções anelares superior e intermédia e ainda a redução da espessura do segmento inferior. A decisão passa por modificar essas três propriedades geométricas, mesmo sem aplicar um critério rigoroso, testando assim a viabilidade da tese concluída nesse quadro. As alterações testadas serão: o aumento em 20% no diâmetro inicial do segmento superior (6,67 m), aumento em 10% no diâmetro inicial do segmento intermédio (9,02 m), diminuição de 10% da espessura do segmento inferior (0,315 m) e ainda a diminuição de 20% do raio da fundação face ao valor considerado em pré-dimensionamento (18 m).

Uma primeira preocupação inerente ao aumento dos diâmetros das secções dos segmentos troncocónicos passa pela garantia de o ponto extremo das pás, quando em atividade por ação do vento, apresentem uma deformação suficientemente pequena para garantir uma distância

confortável   face exterior da torre, de modo a evitar o embate das p s na mesma. Atendendo às condi es geométricas da torre e do gerador eólico descritas na sec o 3.1.1, desenvolveu-se um desenho exemplificativo, representado na Figura 4.5.

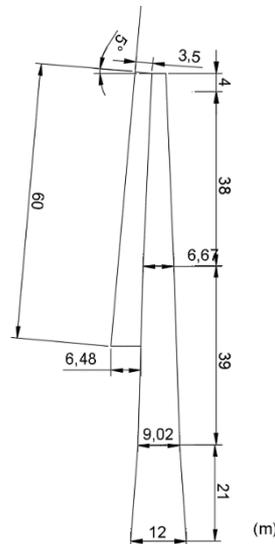


Figura 4.5– Distância livre de extremidade das pás   superfície exterior da torre.

O valor do deslocamento horizontal na extremidade da p  devido   aço do vento   um parâmetro complexo de obter de forma analítica, em virtude da forma irregular da sua sec o transversal, da sua aerodinâmica e da aço do vento.  , no entanto, possível estimar a sua grandeza tendo por base os valores indicativos determinados por Jonkman et al. (2009), em que, para um gerador do modelo da Figura 3.3, o valor de deslocamento máximo da extremidade das pás, quando sujeitas a condi es extremas de vento,   de 5,5 m.

O esquema da Figura 4.5 mostra que a nova geometria ainda apresenta uma distância livre adequada.

4.7.3- Frequências de vibra o da torre com a nova geometria

Um aspeto fundamental relativamente   nova configura o da estrutura são as suas propriedades dinâmicas. Os resultados relativos   análise de vibra o da estrutura são apresentados no Quadro 4.22, registando um aumento do valor de frequência fundamental para 0,339 Hz.

Tomando como referência a Figura 3.5, em que são apresentadas as frequências que, segundo Lanier (2005), garantem o bom funcionamento dinâmico da torre quanto ao efeito de

ressonância, os valores aceitáveis para a frequência fundamental situar-se-iam na gama de 0,198 a 0,594 Hz.

Modo	Frequência (Hz)
1	0,339
2	0,339
3	2,841
4	2,842
5	4,952
6	5,333
7	6,098
8	6,124
9	7,161
10	7,163

Quadro 4.22– Frequências correspondentes aos primeiros 10 modos de vibração, relativas à torre com geometria melhorada.

4.7.4- Dimensionamento dos segmentos troncocónicos

Os valores extremos das tensões normais longitudinais para a configuração melhorada da torre encontram-se representados no Quadro 4.23.

	Tensão Máxima de Compressão (MPa)	Variação face à solução inicialmente dimensionada (%)	Tensão Máxima de Tração (MPa)	Variação face à solução inicialmente dimensionada (%)
Segmento Inferior	11,03	1,47	5,94	-7,04
Segmento Intermédio	17,46	-12,04	9,45	-19,30
Segmento Superior	20,13	-24,07	10,00	-34,17

Quadro 4.23– Tensões longitudinais máximas do modelo refinado.

Olhando em primeiro lugar para os novos valores das tensões de compressão máximas, verifica-se que todos respeitam a tensão máxima admissível do betão.

A tensão máxima de tração no segmento inferior é de 5,94 MPa levando a uma armadura longitudinal de 42,04 cm²/m. No segmento intermédio, a tensão de tração máxima é 9,45 MPa, requerendo uma armadura de 43,47 cm²/m. Quanto ao segmento superior, a tensão máxima de tração é de 10,00 MPa, sendo necessário uma armadura de 34,50 cm²/m.

	Tensão Máxima de Compressão (MPa)	Varição face à solução inicialmente dimensionada (%)	Tensão Máxima de Tração (MPa)	Varição face à solução inicialmente dimensionada (%)
Combinação característica	15,28	-20,29	5,49	-36,38
Combinação quase-permanente	9,05	11,18	-	-

Quadro 4.24– Tensões máximas na estrutura para as combinações de estados limites serviço.

O ponto 7.2(1) da EN1992-1 refere que a tensão no material betão terá de ser limitada. Estando o limite fixado em 27 MPa, no Quadro 4.24, observa-se que a tensão atuante no modelo é substancialmente menor, garantindo o bom funcionamento no que diz respeito a esse ponto.

A limitação referida no ponto 7.2(2) da EN1992-1 referente à combinação de ação quase-permanente, limita a tensão atuante a 20,25 MPa, muito superior aos 9,05 MPa registados. Esse aumento da tensão global deve-se à tensão máxima desta combinação se encontrar no segmento inferior onde a espessura foi diminuída. Por fim o ponto 7.2(4) da EN1992-1, limita a tensão nas armaduras, que não deverá, para a combinação característica de ações, exceder 80% da tensão de cedência do aço, ou seja, 400 MPa. Para esta combinação de ações as armaduras estão sujeitas a uma tensão de 238,69 MPa, inferior ao limite regulamentar.

4.7.5 Fundação

O peso da fundação no novo modelo é consideravelmente inferior, devido à redução do raio de 22 para 18 m, consumando um peso total da estrutura (torre+fundação) de $1,012 \times 10^5$ kN ao contrário dos $1,313 \times 10^5$ kN iniciais. O peso da torre devido ao refinamento do modelo baixa de 17 350 kN para 12 440 kN, sendo uma grande parte desta redução inerente à diminuição da espessura do segmento inferior, ainda que haja o aumento do diâmetro do segmento superior e intermédio. Considerando novamente a massa do gerador e todo o equipamento associado, 220 ton, equivalente a 2158 kN, o sistema totaliza um peso de $1,033 \times 10^5$ kN. Sendo o peso próprio uma ação favorável, a ação irá ser minorada em 10%, obtendo-se um peso próprio de cálculo de 93 041 kN, ao qual corresponde o momento estabilizador de $81\,845 \text{ kN} \times 18 \text{ m} = 1,674 \times 10^6 \text{ kNm}$.

O momento derrubador mantém o valor total de $2,179 \times 10^5 \text{ kNm}$, uma vez que se desprezou a variação do vento sobre a torre propriamente dita, concluindo-se que o cálculo do fator de segurança em relação ao derrube é de 7,68, o que garante a segurança.

A outra verificação é relativa à tensão normal no solo que suporta a estrutura, que agora vale 120,61 kPa valor ainda muito inferior à tensão admissível de 10 000 kPa. Estes dois resultados mostram que o raio da sapata pode tomar valores ainda inferiores aos desta segunda iteração.

4.7.6 Efeitos de segunda ordem

Utilizando uma vez mais o método P-Delta, verificou-se que o deslocamento máximo horizontal provocado pela combinação mais desfavorável é agora de 40,9 cm no topo da torre. Assim sendo, verifica-se uma redução substancial desse deslocamento face aos 55,1 cm da primeira iteração. Repetindo o processo descrito na secção 4.5, o momento de segunda ordem a considerar é agora de 882,70 kNm, equivalente à aplicação de uma força horizontal equivalente no topo da torre de 8,83 kN.

Estudou-se a variação dos resultados obtidos no campo das tensões relativamente aos obtidos na análise de 1ª ordem. O Quadro 4.25 contempla essa variação, registando um aumento em todos os segmentos da torre face à análise de 1ª ordem, sendo estes, relativamente à combinação mais desfavorável, a combinação fundamental de estados limites últimos com o vento como ação variável de base.

	Tensão tração máxima 1ª Ordem (MPa)	Tensão tração máxima 2ª Ordem (MPa)	Variação (%)	Tensão compressão máxima 1ª Ordem (MPa)	Tensão compressão máxima 2ª Ordem (MPa)	Variação (%)
Segmento inferior	5,94	5,97	0,51	10,84	10,87	0,28
Segmento Intermédio	9,45	9,51	0,63	17,20	17,78	3,37
Segmento superior	10,00	10,07	0,70	20,41	20,48	0,34

Quadro 4.25– Variação das tensões máximas para a combinação de ações fundamental com o vento como ação variável de base.

A análise destes resultados permite concluir que os efeitos de segunda ordem podem novamente ser desprezados. É interessante notar que embora a melhoria da solução envolva a redução de material, a deformação horizontal também se reduz, querendo dizer que a nova forma é mais eficiente, ou seja, rígida na direção horizontal.

4.7.7 Comparação das soluções

Com o intuito de perceber o balanço das alterações geométricas no modelo computacional e como estas influenciam o preço final procedeu-se à elaboração de um comparativo de quantidades. Essa comparação vai ser apresentada mediante os três fatores que

maioritariamente influenciam o custo das três soluções propostas, sendo estas: o modelo dimensionado numa primeira fase, o modelo melhorado em que se admite o dimensionamento da armadura passiva único por segmento troncocónico e, por fim, o modelo melhorado com armadura reduzida em que se admite o dimensionamento da armadura passiva analisando dois pontos de tensão no segmento. A análise é semelhante à realizada na secção 4.6 e está resumida nos Quadros 4.25 a 4.28. Com base na presente estimativa económica, o modelo melhorado, pode alcançar uma poupança de 27,85% face ao preço original, sem que a sua integridade estrutural seja colocada em risco.

Betão C45/55				
	Volume (m ³)	€/m ³	Preço (€)	Variação (%)
Modelo dimensionado	5022,91	109,92	552 118,56	-
Modelo melhorado	3535,75	109,92	388 649,64	-29,61
Modelo melhorado com armadura reduzida	3535,75	109,92	388 649,64	-29,61

Quadro 4.25– Comparação económica da parcela relativa ao Betão de classe C45/55.

Aço A500				
	Armadura utilizada (kg)	€/kg	Preço (€)	Variação (%)
Modelo dimensionado	97 514,14	0,655	63 871,76	-
Modelo melhorado	97 514,14	0,655	63 831,30	-1,63
Modelo melhorado com armadura reduzida	79 358,38	0,655	51 979,74	-18,62

Quadro 4.26– Comparação económica da parcela relativa ao aço A500 em varão de 25mm.

	€/kg	Quantidade (m)	Número de cordões	Número de metros de cordão (m)	Peso (kg)	Preço (€)	Variação (%)
Modelo dimensionado	3,00	95,00	58,04	5513,33	10254,78	30 764,35	-
Modelo melhorado	3,00	95,00	45,54	4326,30	8046,92	24 140,75	-21,53
Modelo melhorado com armadura reduzida	3,00	95,00	45,54	4326,30	8046,92	24 140,75	-21,53

Quadro 4.27– Comparação económica da parcela relativa ao aço de pré-esforço de classe Y1860.

	Total (€)	Variação (%)
Modelo dimensionado	646 754,68	-
Modelo melhorado	475 621,69	-26,46
Modelo melhorado com armadura reduzida	464 770,13	-27,85

Quadro 4.28– Comparação económica total das diferentes soluções.

Os resultados apresentados são consequência da comparação das diferentes geometrias totais da estrutura. A variação de 27,85% no preço final é conseguida muito devido à redução do volume de betão da fundação. Se o objetivo estiver focalizado exclusivamente na torre, a poupança pode rondar os 11,19%.

Note-se que o procedimento apresentado para a melhoria da geometria do protótipo inicial, poderia agora ser repetido, até se obter a solução de comportamento admissível e custo mínimo. Tal não foi efetuado nesta dissertação, porque o tempo disponível é obviamente limitado, e porque o estudo apresentado representa na sua totalidade o procedimento de melhoria, que agora não teria mais que ser cegamente repetido, sem acrescentar nada de efetivamente relevante, tendo em conta que muitas das características consideradas no problema (p. ex., ação do vento, características do gerador, localização, custos unitários) são meramente indicativas.

5 CONCLUSÕES

A presente dissertação apresentava três objetivos principais: (1) a modelação num programa de análise estrutural, neste caso o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017*, de uma torre eólica com características geométricas e materiais iniciais semelhantes às de um protótipo construído em Magdeburg, na Alemanha; (2) com os resultados obtidos realizar uma análise de sensibilidades de modo a determinar que parâmetros têm um maior impacto no comportamento e custo da estrutura; (3) no seguimento dessa análise, melhorar as características geométricas e materiais iniciais da torre de modo a reduzir o seu custo.

As principais conclusões são:

- 1) Em relação à modelação da torre, sujeita a uma análise de sensibilidades, concluiu-se que a sua frequência fundamental varia num pequeno intervalo de valores, entre 0,271 e 0,307 Hz, dependendo dos valores de espessura, diâmetro ou módulo de elasticidade escolhidos. Estes resultados demonstram que as soluções em betão pré-esforçado são especialmente apropriadas para este tipo de estruturas, fazendo valer a sua grande adaptabilidade face ao comportamento dinâmico.
- 2) A análise de sensibilidades revela que a alteração das propriedades geométricas relativas à alteração do diâmetro, ou seja, do perfil da torre, tem efeito muito mais importante na variação de tensões, nas frequências fundamentais e no custo que a variação de espessuras ou módulo de elasticidade.
- 3) Ainda dentro da análise de sensibilidades, e olhando para os parâmetros estudados isoladamente, conclui-se que uma redução da espessura do segmento inferior levará a uma maior poupança no que diz respeito ao preço total da quantidade de betão. O aumento do diâmetro do segmento intermédio levará a uma poupança no preço total de aço de pré-esforço. Quanto à armadura passiva, o aumento do diâmetro do segmento superior irá levar à sua maior poupança. A consideração de um maior número de segmentos poderia naturalmente possibilitar um afinamento ainda maior da solução.
- 4) No que respeita à variação das frequências fundamentais, conclui-se que embora a variação de propriedades geométricas afete tanto a rigidez como a massa da estrutura, afeta mais a rigidez.
- 5) Dos segmentos constituintes da torre sujeitas à análise de sensibilidades, o segmento intermédio mostrou ser o mais condicionante na variação das condições referentes ao

comportamento dinâmico global da estrutura. O segmento superior mostrou ser o mais condicionante relativamente ao campo de tensões referentes ao próprio e consequentes redistribuições de esforços nos segmentos adjacentes, provocadas pelas alterações geométricas.

- 6) A análise de segunda ordem levou a um pequeno aumento das tensões que pode ser desprezado, levando a crer que, apesar da sua aparente esbelteza, as estruturas em questão apresentam um nível de rigidez suficiente para seja suficiente uma análise de primeira ordem.
- 7) Mediante os valores de pré-dimensionamento, chegou-se à conclusão que a fundação pode ser bem mais reduzida. Desta forma, esta parte da estrutura pode facilmente ser “otimizada”, podendo resultar em poupanças de maior relevo em termos de volume total de material, embora, como é natural, o betão armado da fundação seja muito mais económico que o da casca de betão pré-esforçado.

Conclui-se este capítulo com algumas sugestões para futuros trabalhos de investigação:

- 1) Um estudo em detalhe de fenómenos que na presente dissertação não foram abordados, como a fadiga.
- 2) Estudo do efeito das características do solo no comportamento e custo da torre.
- 3) Continuação do processo de refinamento da solução, com o intuito de obter uma solução final com melhor custo.
- 4) Face à grande versatilidade demonstrada do material utilizado na torre, testar a adaptabilidade face a outras gamas e geometrias de geradores eólicos.
- 5) Refinamento do modelo numérico, incluindo, p. ex., a abertura da porta de acesso ao interior da torre, ou aspetos mais complexos, como a modelação da ação do vento, incluindo, p. ex. o efeito sombra devido ao movimento normal das pás.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Appleton, J. (2013). “Estruturas de Betão”, vol. 1, Edições Orion. Alfragide, Lisboa.

APREN e INEGI (2015). “Parques Eólicos Em Portugal Wind Farms in Portugal.” Portugal.

Barros, C. (2000) “Decisões de investimento e financiamento de projetos” Edições Sílabo.

Costa, A (2014) “Estruturas de Betão II- Folhas de Apoio às Aulas” DECivil, IST, Lisboa.

Eurocódigo 0: Bases para projeto de estruturas (2009). CEN.

Eurocódigo 1: Ações em estruturas (2010), Parte 1-4: Ações Gerais, Ações do Vento. CEN.

Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão (2010), Parte 1-1 : Regras gerais e regras para edifícios. CEN.

Eurocódigo 7: Projeto geotécnico (2010), Parte 1: Regras gerais . CEN.

Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sísmicos (2009), Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. CEN.

Gaspar, R. (2012). “Concrete Wind Towers: A Low-Tech Innovation for a High - Tech Sector.” X&Y Partners, Lisboa.

Global Wind Energy Council (GWEC), (2015). “ Global Wind Statistics 2015”, Bruxelas

Grünberg, J. e Göhlmann, J. (2013). "Concrete Structures for Wind Turbines". Ernst & Sohn, Alemanha.

Lanier, M W. (2005). “LWST Phase I Project Conceptual Design Study: Evaluation of Design and Construction Approaches for Economical Hybrid Steel/Concrete Wind Turbine Towers.”. National Renewable Energy Laboratory, Colorado.

Lavassas, I., Nikolaidis, G., Zervas, P., Efthimiou, E., Doudoumis, I. N. e Baniotopoulos, C.C. (2003). “Analysis and Design of the Prototype of a Steel 1-MW Wind Turbine Tower.” Department of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki.

Lopes, A.V (2017). “ Dinâmica Sísmica”. DEC-FCTUC.

Maunu, P. (2008). "Design of Wind Turbine Foundation Slabs". Master's Thesis, Luleå University of Thecnology, Department of Civil and Environmental Engineering.

Magueta, J. (2016). "Análise do Comportamento Dinâmico de Torres Eólicas por Integração Direta das Equações do Movimento" Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Manwell, J. F., McGowa, J. G. e Rogers, A. L (2009) *Wind Energy Explained*. John Wiley & Sons, Chichester.

MPA. (2010). "Concrete Solutions for Wind Tower Foundations - Offshore and on Shore Wind Farm Development."

Ng, B. F., Palacios, R., Kerrigan, E. C., Graham, J. M. R., and Hesse, H. (2015). "Aerodynamic load control in horizontal axis wind turbines with combined aeroelastic tailoring and trailing edge flaps". Department of Aeronautics, Imperial College London, Londres, Reino Unido.

Pinto, P. (2015). "Sebenta de Fundações". DEC-FCTUC. Coimbra

Scarlat, A. S. (1996). "Approximate methods in structural seismic design". E & FN Spon, Tel Aviv, Israel.

Simões, L. (2016). "Teoria das Estruturas II- Dinâmica de Estruturas". DEC-FCTUC.

Svensson, Henrik. (2010). "Design of Foundations for Wind Turbines", Dissertação de Mestrado, Lund, Suécia.

The Concrete Centre (2007). "Concrete Towers for Onshore and Offshore Wind Farms- Conceptual design studies". The Concrete Centre, Camberley, Reino Unido.