



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

Análise do comportamento dinâmico de torres eólicas por integração direta das equações do movimento

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

Autor

Joana Andreia Alves Magueta

Orientadores

Paulo Manuel Mendes Pinheiro da Providência e Costa

Anísio Alberto Martinho de Andrade

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

Coimbra, Julho, 2016

AGRADECIMENTOS

Com a presente dissertação encerro mais um capítulo importante da minha vida, que me amadureceu e ao mesmo tempo me preparou para novos desafios. Não posso no entanto deixar de agradecer a algumas pessoas:

Ao Professor Doutor Paulo Providência e Costa por todo o apoio, dedicação e paciência demonstrados ao longo de toda esta etapa, essenciais para a finalização da mesma. Pelas mesmas razões agradeço também ao Professor Doutor Anísio Andrade.

Aos meus pais, Maria João e João José, para quem não tenho palavras que consigam descrever tudo o que fizeram por mim, por estarem sempre a apoiar-me incondicionalmente mesmo perante todas as adversidades e pelo voto de confiança depositado em mim.

Ao Ricardo, namorado e melhor amigo, que sempre me deu apoio e me encorajou mesmo quando as coisas não corriam como planeado. Foi o meu incentivo para completar todo este projeto e foi também o meu “abrigo” nas horas difíceis.

À família que Coimbra me trouxe, entre eles a Filipa Caetano, a Maria de Fátima e a Rita Marrone, por serem minhas companheiras de casa e acima de tudo amigas que nunca faltaram nas horas importantes. Como se costuma dizer: “Os amigos são a família que nós escolhemos” e elas fazem parte da minha família.

À Inês Almeida, que por todo o apoio e carinho se tornou como uma irmã para mim, estando sempre a encorajar-me e a despertar o melhor em mim e nos que a rodeiam.

A todos os que conheci ao longo deste percurso e que deixaram a sua marca permitindo o meu amadurecimento pessoal.

A todos, um sincero obrigado.

RESUMO

A construção de torres eólicas sofreu um forte crescimento nos últimos anos, em consequência da corrida às fontes renováveis de energia. A torre, em si, é um tipo clássico de estrutura, mas, neste caso, a altura que pode atingir, as ações específicas e o facto de existir atualmente uma forte concorrência entre as várias soluções possíveis, trazem aspetos novos para a análise e o dimensionamento. Por outro lado, as ferramentas de modelação e análise colocadas atualmente à disposição do projetista, facilitam a adequação das suas características, a melhoria da sua performance e a otimização do seu custo e comportamento.

Em particular, as torres eólicas em betão armado pré-esforçado, sendo a solução economicamente mais interessante para as gamas de potência mais elevada, e portanto de maior altura, têm merecido uma atenção crescente.

Este trabalho apresenta dois objetivos:

- 1) Modelação e análise deste tipo de estruturas com o apoio de um programa informático de modelação e análise de estruturas, o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016*;
- 2) Análise do comportamento dinâmico deste tipo de estruturas, quando sujeitas a uma ação dinâmica definida por um sinal simples, com o mesmo programa informático.

Mais concretamente, a dissertação inclui:

- 1) O estudo e modelação da própria torre eólica;
- 2) A modelação de uma ação dinâmica simples;
- 3) A realização de uma análise dinâmica por integração direta das equações do movimento e a análise dos resultados.

ABSTRACT

The construction of wind turbines, or eolic towers, suffered a big increase in the last few years, in consequence of the need for renewable energy sources. The tower, by itself, is a classic type of structure, but the specific actions and the existence of several types of solutions competing between themselves, bring new issues to their analysis and design. On the other side, the tools of analysis and modelling nowadays available to the designer, enable the improvement of their performance and characteristics, as well as the optimization of their cost and behaviour.

In particular, prestressed concrete towers, being the most competitive solution for the turbines having higher power capacity, which are the highest towers, have been receiving a special attention.

This work presents two main objectives:

- 1) The modelling and analysis of this kind of structures with the assistance of one software appropriate for this kind of task, *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016*;
- 2) Analysis of the dynamic behaviour for this kind of structures, using the same software.

More specifically, this thesis includes:

- 1) The modelling and analysis of the tower;
- 2) The modelling of a simple harmonic dynamic action;
- 3) Performing the dynamic analysis by direct integration of the movement equations and the analysis of the results.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organização da dissertação.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 Energia Eólica.....	4
2.2 Torres Eólicas.....	5
2.3 Torres Eólicas em Betão Estrutural.....	9
2.4 Análise Dinâmica.....	10
2.5 Modelação e análise estrutural em programas de CAD.....	12
3 MODELAÇÃO DA TORRE EÓLICA.....	13
3.1 Modelos utilizados.....	13
3.2 Frequências de vibração da estrutura.....	20
3.3 Ações consideradas na análise.....	24
3.4 Combinações de ações consideradas na análise.....	27
3.5 Dimensionamento da fundação.....	32
3.6 Análise de 2ª ordem.....	35
4 ANÁLISE DINÂMICA.....	38
4.1 Definição da ação dinâmica.....	38
4.2 Procedimento implementado no programa de análise.....	47
5 CONCLUSÕES.....	51
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	53

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1- Capacidade global acumulada instalada de energia eólica (GWEC, 2015).....	5
Figura 2.2- Componentes de uma torre eólica. Legenda: 1- Fundação, 2- Ligação à rede elétrica, 3- Torre, 4- Escada, 5- Controlo de orientação, 6- Nacelle, 7- Gerador, 8- Sensores de direção e velocidade do vento, 9- Freixo elétrico ou mecânico, 10- Caixa de velocidades, 11- Lâmina ou pá, 12- Controlo de inclinação das pás, 13-Roda (Arne Nordmann, 2007)	7
Figura 2.3- Parque eólico onshore, à esquerda (ENBW) e offshore, à direita (Peerawat Songbundit, 2015)	8
Figura 2.4- Exemplos dos tipos de torres existentes. À esquerda- de aço (ArcelorMittal), ao meio- híbrida (REVE, 2013), à direita- de betão armado pré-fabricado (Ecoventia)	9
Figura 3.1- Modelo que serviu de base aos modelos considerados na dissertação (Concrete Center, 2007)	14
Figura 3.2- Número de geradores e sua potência unitária média em Portugal (e2p, 2004)	15
Figura 3.3- Pormenor do anel fictício colocado no topo da torre, representando à esquerda o alçado das secções anelares e à direita o eixo dos elementos finitos. (Os elementos estão numerados a preto e os nós a vermelho.).....	16
Figura 3.4- Primeiro modelo analisado, o qual apresenta variação linear do diâmetro exterior.	18
Figura 3.5- O segundo modelo estudado apresenta três segmentos anelares tronco cónicos...	19
Figura 3.6- Segundo modelo analisado, apresentando variação bi-linear do diâmetro exterior, com numeração das barras e dos nós: à esquerda o eixo e à direita a secção anelar correspondente.....	20
Figura 3.7- Primeiros 6 modos de vibração: Modo 1 em X; Modo 2 em Y; Modo 3 em Y; Modo 4 em X; Modo 5 em Y; Modo 6 em X.	22
Figura 3.8- Janela do programa para introdução dos dados relativos à análise sísmica.....	25
Figura 3.9- Esquema de cálculo para a determinação do momento resultante da pressão do vento sobre a torre	26
Figura 3.10- Distribuição retangular de tensões no betão comprimido (EC2, 2010).....	28
Figura 3.11 – Secção retangular equivalente utilizada para a verificação.....	28
Figura 3.12- Torre eólica tombada devido ao incorreto dimensionamento das fundações (Ontario Wind Resistance, 2011)	33
Figura 3.13- Representação simplificada da fundação para verificação da estabilidade ao derrubamento.....	34

Figura 4.1- Fit quadrático utilizado para determinar a frequência de operação ideal para o gerador de 2 MW (Providência e Andrade, 2016).....	39
Figura 4.2- Gráfico da função $\sin 2\pi \times 0.336t$ Hz.....	43
Figura 4.3- Gráfico da função $\sin 2\pi \times 0.793t$ Hz.....	44
Figura 4.4- Variação temporal do deslocamento horizontal do topo da torre, na direção da força aplicada.....	46
Figura 4.5- Aceleração horizontal máxima, no topo da torre para as frequências estudadas...	46
Figura 4.6- Janela do programa ROBOT para o tipo de análise “Histórico de Tempo”	48

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1- Ranking da GWEC de 2014 das potências instaladas em diversos países (GWEC, 2014).....	6
Quadro 3.1- Frequências correspondentes aos primeiros 10 modos de vibração.....	21
Quadro 3.2- Sensibilidade da frequência fundamental à variação do valor do módulo de elasticidade	22
Quadro 3.3- Sensibilidade da frequência fundamental à variação do valor da espessura	23
Quadro 3.4- Sensibilidade da frequência fundamental à variação uniforme do diâmetro em toda a torre	23
Quadro 3.5- Valores máximos da tensão normal para a combinação com a ação sísmica Tipo 1	29
Quadro 3.6- Valores máximos da tensão normal para a combinação com a ação sísmica Tipo 2	29
Quadro 3.7- Valores máximos da tensão normal para a combinação fundamental com o vento como ação de base	30
Quadro 3.8- Tensões máximas para a combinação quase permanente com o vento como ação de base	31
Quadro 3.9- Valores máximos e mínimos da tensão normal para a combinação frequente, incluindo o pré-esforço	32
Quadro 4.1- Frequências de operação para diferentes potências do rotor (Lanier, 1995).....	39
Quadro 4.2- Valores extremos da tensão para as ações variáveis no tempo	44
Quadro 4.3- Comparação dos efeitos produzidos por parte da ação do vento, dependendo da sua aplicação dinâmica ou estática	45
Quadro 4.4 - Extrato do ficheiro Excel exemplificando o cálculo da função $\sin 2\pi \times 0.400t$ Hz	49

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

Desde o início dos tempos que o Homem utiliza energia para os mais variados fins. Após a Revolução Industrial o consumo de energia derivada dos combustíveis fósseis aumentou drasticamente, o que teve consequências devastadoras para o ambiente, como, por exemplo, o aumento do buraco na camada do ozono ou o aumento da temperatura global da Terra. Com o tempo, a consciencialização para a gravidade destes efeitos levou à busca de novas formas de energia, que sejam não poluentes, renováveis e com menor impacto sobre o ambiente.

É neste contexto que se vem renovando o interesse pela energia eólica. Efetivamente, a energia eólica é considerada uma energia limpa, tendo um reduzido impacto sobre o ambiente – o mais significativo sendo, provavelmente, o impacto visual das enormes torres na paisagem. Apesar de ser uma fonte de energia utilizada desde a antiguidade para, por exemplo, mover barcos à vela ou fazer funcionar a engrenagem dos moinhos, nos últimos dois séculos o aproveitamento deste tipo de energia tinha vindo a ser relegado para segundo plano.

A energia eólica é obtida por transformação da energia do vento em energia útil para o homem através de aerogeradores, que se encontram ligados à rede de transmissão de energia elétrica.

Para além do aspeto ambiental, a sustentabilidade deste tipo de energia também depende do seu custo. Um dos fatores determinantes para este, é o custo inicial tanto do aerogerador eletromecânico como da torre que o sustém. Esta pode ser considerada como uma especialização das torres clássicas, mas apresentando uma grande altura, estando sujeita a ações dinâmicas significativas de forma quase permanente durante toda a sua vida útil, de origem mecânica e natural, e aspeto muito relevante, sendo expectável a construção de muitos exemplares com características similares. Assim, a otimização da torre, tanto em termos de custo como de comportamento revela-se determinante. Esta dissertação aborda este tema ou, mais particularmente, a modelação e análise do comportamento dinâmico deste tipo de estruturas, com localização onshore, quando sujeitas a uma ação dinâmica simples, no ambiente de um programa de CAD.

1.2 Objetivos

Esta dissertação tem dois grandes objetivos: (i) a modelação de torres eólicas em betão pré-esforçado e (ii) a análise do seu comportamento dinâmico, quando sujeitas a uma ação periódica, representativa do efeito do vento e do funcionamento do próprio aerogerador, modelada por um sinal simples, com o auxílio de um programa informático de modelação e análise estrutural – *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016*.

As torres eólicas em betão estrutural constituem um mercado ainda em expansão, sendo necessária a otimização do seu custo, de modo a aumentar a sua competitividade relativamente às soluções já existentes, em aço, e melhorar o seu comportamento dinâmico face à ação tanto do vento como do equipamento mecânico que suportam – este comportamento é importante não só pelos seus efeitos instantâneos mas, particularmente, por causa do fenómeno da fadiga, mais crítico para as torres eólicas do que para qualquer outro tipo clássico de estrutura. Por outro lado, não só o tipo de estrutura, uma casca, como a própria ação dinâmica considerada, saem fora do âmbito dos problemas abordados ao longo do curso de mestrado integrado, o que torna a sua modelação e análise num programa informático um desafio também interessante, pelas novas competências na utilização deste tipo de programas que é necessário desenvolver, as quais poderão vir a revelar-se úteis também para outros tipos de problemas.

1.3 Organização da dissertação

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

No segundo capítulo, a Revisão Bibliográfica, faz-se uma breve introdução sobre a energia eólica e a sua importância, falando também na conceção e dimensionamento das torres eólicas, focando as torres em betão pré-esforçado. Apresentam-se também conceitos base para os dois objetivos desta dissertação (i) modelação da torre eólica e (ii) modelação de uma ação dinâmica e análise do comportamento correspondente, sempre no âmbito de um programa de CAD (computer aided design).

No terceiro capítulo, Modelação da torre eólica, explica-se todos os procedimentos adotados e opções tomadas até se obter a estrutura final. Faz-se ainda um pequeno estudo, que se pode considerar uma análise de sensibilidades, de como varia a frequência fundamental da torre, quando se alteram alguns dos parâmetros que definem a sua geometria e material: este estudo

é de extrema importância para a análise dinâmica e proporciona ainda indicações de como pode alterar o modelo caso haja uma modificação, por exemplo, das características do rotor ou do próprio vento. Para verificar a viabilidade da estrutura definida fizeram-se ainda algumas verificações relativas à sua segurança e procedeu-se ao dimensionamento da sua fundação.

No quarto capítulo, que se debruça sobre a análise dinâmica, explicam-se os métodos de integração direta oferecidos pelo programa utilizado e justifica-se a escolha feita para o caso estudado. Em seguida, procede-se à análise dinâmica propriamente dita para uma ação dinâmica simplificada e analisam-se os resultados.

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

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Energia Eólica

Ao longo do tempo foram sendo exploradas pelo homem diferentes formas de produção de energia, tais como o carvão, o petróleo, o gás natural, a hídrica, a solar, a eólica e a geotérmica. Como, anteriormente, não havia noção de certos efeitos secundários, extremamente nefastos para o ambiente, que alguns tipos de energia acarretavam, o único fator que pesava na escolha do tipo de energia a produzir era o custo económico imediato. Atualmente, tem vindo a ser dada uma atenção progressivamente maior à sustentabilidade dos tipos de energia produzidos: isso quer dizer que a importância dos aspetos económicos se mantém, mas também é necessário considerar os aspetos ambientais e sociais. Este novo posicionamento tem levado ao crescimento do investimento nas energias renováveis, de modo que tanto a tecnologia eletromecânica, como as soluções estruturais, como até os modelos teóricos ligados à energia eólica, e as ferramentas computacionais postos à disposição para modelação tanto da ação como da estrutura, sofreram um grande desenvolvimento, particularmente nos últimos 40 anos.

A energia eólica é uma energia limpa, renovável, que está quase permanentemente disponível em qualquer lado, tanto em terra como no alto mar, e a sua infraestrutura requer menores áreas territoriais que outros tipos de energia, o que também é uma vantagem em termos de impacto ambiental. Estes fatores tornam a energia eólica muito competitiva e com grande potencial de expansão em todo o globo. Em 2011, a energia eólica já representava 6.3% do total de energia consumida na União Europeia. O avanço da tecnologia e a tendência para a redução dos custos de instalação e exploração, contribuirão para que ela se torne numa energia ainda mais barata (Reg Platt et al, 2012).

Segundo um relatório da GWEC (GWEC, 2015), *Global Wind Energy Council*, a capacidade de produção de energia eólica instalada aumentou 19% só em 2012, passando de 6.1GW para 432.4GW nos últimos 19 anos, como se pode ver na figura 2.1.

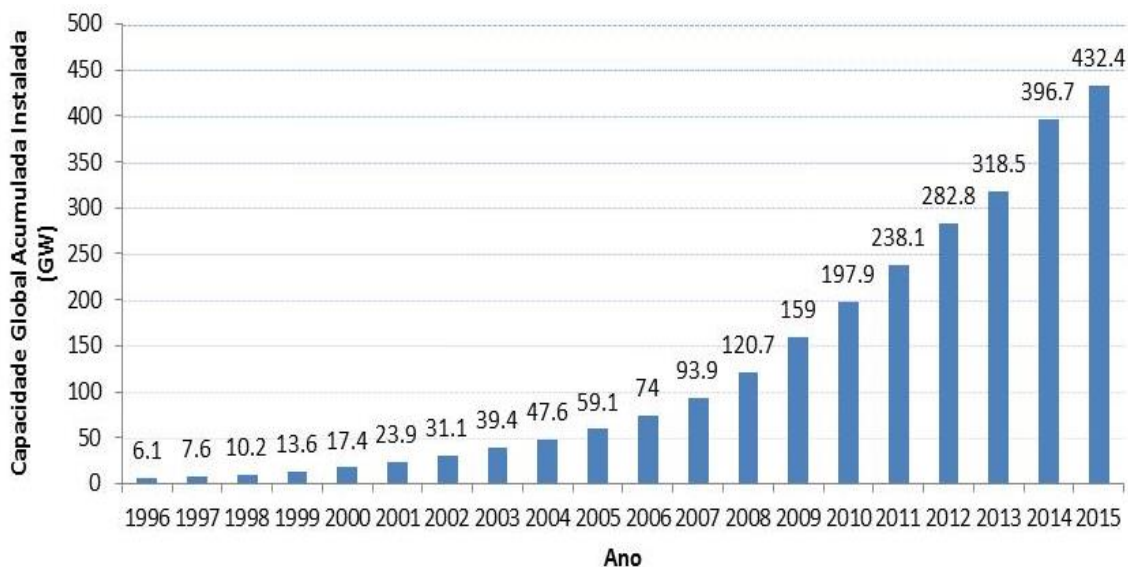


Figura 2.1- Capacidade global acumulada instalada de energia eólica (GWEC, 2015)

De acordo com o mesmo relatório (GWEC, 2015), os cinco países com maior capacidade eólica instalada em 2014, eram: 1º- China, com 114.76 GW instalados, 2º- EUA com 65.88 GW, 3º- Alemanha com 39.13 GW, 4º- Espanha com 23.03 GW e 5º- Índia com 22.46 GW. Portugal aparece em 12º no ranking com 4.91 GW, ver quadro 2.1; tal pode indicar, por um lado, que no nosso país a construção deste tipo de equipamentos pode já ter atingido a fase decrescente, mas, por outro lado, pode também justificar o desenvolvimento de geradores com maior potência para soluções em terra, os quais surgem associados a torres mais altas, porque a velocidade do vento cresce com a distância à superfície da terra (Grünberg e Göhlmann, 2013), e em betão armado, para evitar os problemas de comportamento dinâmico associados às soluções metálicas.

2.2 Torres Eólicas

A conceção e o dimensionamento das torres eólicas, de que resultam as suas dimensões e características estruturais, têm de ser adequadas aos aerogeradores utilizados. Por outras palavras, a torre não é mais que um suporte suficientemente elevado para estes, com as características de comportamento e durabilidade impostas por aquele tipo de equipamento. O processo de geração de energia elétrica é, neste caso, bastante simples: o ar, movido pelo vento, bate nas pás fazendo-as rodar, e este movimento de rotação é transmitido ao aerogerador criando um campo magnético no rotor, a partir do qual o gerador produz a energia elétrica, que é transmitida à rede. A tecnologia associada às torres eólicas não é toda

igual, mas existe uma tendência para os rotores de eixo horizontal com três pás. A Figura 2.2 ilustra os principais elementos componentes de uma torre eólica terrestre (Gasch e Tvele, 2012).

Quadro 2.1- Ranking da GWEC de 2014 das potências instaladas em diversos países (GWEC, 2014).

Posição	País	Potência instalada (GW)
1	China	114.76
2	EUA	65.88
3	Alemanha	39.16
4	Espanha	22.99
5	Índia	22.46
6	Reino Unido	12.44
7	Canadá	9.69
8	França	9.28
9	Itália	8.66
10	Brasil	5.96
11	Suécia	5.42
12	Portugal	4.91
13	Dinamarca	4.84
14	Polónia	3.83
15	Austrália	3.81
16	Turquia	3.76
17	Roménia	2.95
18	Holanda	2.80
19	Japão	2.79
20	México	2.38

Em termos do local de construção, as torres eólicas podem ser de dois tipos distintos: *onshore*, caso sejam erigidas em terra, que é o mais comum, ou *offshore*, se forem construídas em plataformas próprias em alto mar, como mostra a Figura 2.3, que se espera venham a ter um forte crescimento na próxima década, nos países onde a capacidade de instalação em terra já foi esgotada (Grünberg e Göhlmann, 2013). Para a presente dissertação, foram consideradas torres do primeiro tipo, em betão armado. O agrupamento de várias torres, em parques eólicos, é mais habitual, por motivos de rentabilidade, mas também é possível a instalação isolada de uma torre.

Com o desenvolvimento de grupos aerogeradores de potência crescente, as dimensões da torre também tiveram de aumentar, e, com isso, o seu custo. Assim, as torres, por si só, representam uma parte significativa do custo de investimento.

Por isso, um dos maiores desafios associado à produção deste tipo de energia é o da estrutura de suporte propriamente dita, ou seja, criar torres mais altas, rígidas, resistentes e duráveis que

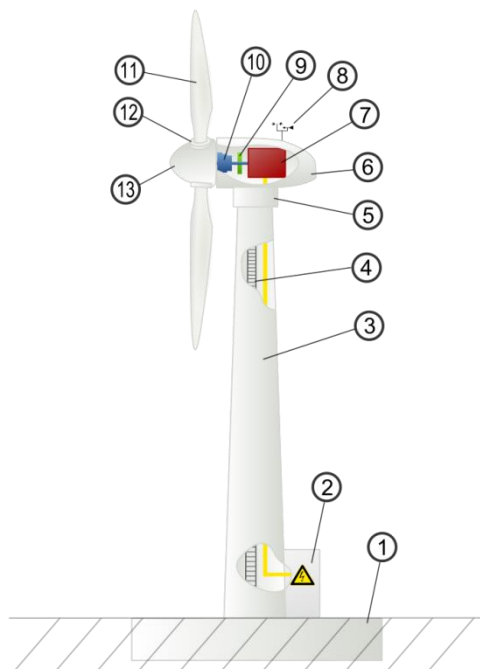


Figura 2.2- Componentes de uma torre eólica. Legenda: 1- Fundação, 2- Ligação à rede elétrica, 3- Torre, 4- Escada, 5- Controle de orientação, 6- Nacelle, 7- Gerador, 8- Sensores de direção e velocidade do vento, 9- Freixo elétrico ou mecânico, 10- Caixa de velocidades, 11- Lâmina ou pá, 12- Controle de inclinação das pás, 13- Roda (Arne Nordmann, 2007)

possam sustentar os desenvolvimentos na tecnologia associada aos rotores. Existe ainda outro aspeto importante a realçar, que é o facto de, para se maximizar o aproveitamento das torres, elas deverem ser erigidas em zonas altas, onde o vento normalmente é permanente e tem uma velocidade quase ótima (Grünberg e Göhlmann, 2013).

Atualmente, as especificações mais comuns em Portugal são geradores com cerca de 2 MW de potência, pás com comprimento entre os 40 e 60m e torres com uma altura total de 60 a 70m. Mas, como já foi mencionado anteriormente, graças à elevada procura de energias limpas, estes valores estão, ou melhor estavam, destinados a aumentar, estimando-se, já em 2005 que a altura das torres crescesse para valores de 100m e superiores, de modo a suportarem a nova geração de geradores com 4.5-5MW, que já então estava a despontar (Concrete Center, 2005).

Estas torres podem ser encontradas em dois materiais distintos, o aço e o betão armado pré-esforçado, existindo ainda soluções mistas, ditas híbridas, com a parte inferior em betão armado e a superior, mais esbelta, em aço.



Figura 2.3- Parque eólico onshore, à esquerda (ENBW) e offshore, à direita (Peerawat Songbundit, 2015)

Para a construção das torres em aço, são previamente fabricados segmentos anelares que são transportados para o local da construção e aí soldados ou aparafusados entre si, formando a torre. Por forma a permitir este transporte, a altura e diâmetro dos segmentos maiores têm de ser limitados. Esta é uma das principais limitações das soluções em aço. Outra grande desvantagem do aço é a volatilidade do seu preço, devido à relativa escassez deste material, podendo atingir valores muito elevados. Além disso, quando a torre em aço é muito alta, pode ser difícil conseguir um bom comportamento dinâmico. Finalmente, até aquela que seria uma das suas principais vantagens pode jogar contra este tipo de solução: a maior leveza das torres metálicas leva a que necessitem de fundações maiores e mais pesadas, para garantir a sua estabilidade, perdendo-se parte do ganho em termos do peso total (Concrete Center, 2005).

Para ultrapassar estes problemas, foram inicialmente desenvolvidas as soluções mistas. Estas torres apresentam a parte inferior em betão armado pré-esforçado, já que este material permite a produção de segmentos de diâmetro mais elevado, pois estes podem ser divididos verticalmente, solucionando-se o problema do constrangimento ao transporte de peças de grande dimensão. A parte superior da torre continua a ser feita em aço, pois aí o diâmetro requerido é menor, além de que se pode tirar partido do grande número de fábricas existentes deste tipo de estrutura, e do elevado nível de otimização no fabrico destes elementos decorrente das várias dezenas de anos em que esta solução era a única disponível (Gaspar,

2012). Esta solução híbrida poderia ser a ideal, mas continua a ter o problema da limitação da altura total da torre e da capacidade de suporte de geradores com maiores dimensões (Gaspar, 2012).



Figura 2.4- Exemplos dos tipos de torres existentes. À esquerda- de aço (ArcelorMittal), ao meio- híbrida (REVE, 2013), à direita- de betão armado pré-fabricado (Ecoventia)

É neste contexto que as torres feitas integralmente em betão armado adquirem maior importância, já que permitem alturas e diâmetros muito superiores tanto às metálicas como às híbridas. Além disso, o facto de cada vez se produzirem mais torres em betão armado, tem permitido que estas passem por um processo de otimização similar ao percorrido no passado pelas torres em aço, aumentando ainda mais a sua competitividade (Concrete Center, 2005).

2.3 Torres Eólicas em Betão Estrutural

As torres eólicas em betão armado trazem várias melhorias em relação às mais comuns, de aço. Apresentam baixos custos de manutenção graças às boas propriedades dos betões de alto desempenho utilizados, uma maior variedade de possíveis configurações e de processos construtivos utilizados, característicos do betão armado, cujas propriedades também podem ser modificadas com relativa facilidade, por exemplo, a resistência à compressão, e a trabalhabilidade do betão, etc. Outra propriedade de grande importância, é o elevado amortecimento característico do betão armado, que lhe confere um bom desempenho quando sujeito a ações dinâmicas. Por outro lado, a avaliação do ciclo de vida de uma torre, permite concluir que a construção em betão se torna mais económica a longo prazo e permite alturas

superiores às das torres em aço, pois são mais robustas. O impacto ambiental das torres de betão também é menor, particularmente no caso das soluções betonadas in situ, reduzindo as emissões de CO₂ e a energia incorporada (embodied energy). Note-se, porém, que a pré-fabricação em ambiente controlado permite mais facilmente atingir o elevado nível de qualidade exigido por estas torres, particularmente pelas de maior altura. Como se trata de betão pré-esforçado, caso exista um aumento das forças horizontais, em resultado do incremento da potência do gerador, este pode ser facilmente contornado, aumentando o valor dos cabos de pré-esforço até ao valor necessário, permitindo assim um reforço ou melhoria da estrutura sem ser necessário uma construção extra (Concrete Center, 2005).

O aumento do interesse por soluções integralmente de betão pré-esforçado suscita a inovação nos materiais utilizados, como o betão de desempenho ultra elevado (UHPC) ou o betão reforçado com fibras, (Margarido e Gonçalves, 2012). Por outro lado, também estão a surgir novas configurações mais robustas, usando pré-esforço externo ou métodos de ligação entre segmentos com melhores prestações (Grünberg e Göhlmann, 2013).

2.4 Análise Dinâmica

Em termos de modelação e análise, o duplo objetivo deste estudo é o da modelação da torre, e de uma ação dinâmica simples, neste caso sinusoidal, com um período igual ao do tempo de revolução das pás, um terço deste valor, ou outro valor na vizinhança de qualquer um destes. Pretende-se estudar a forma de modelar esta ação no Robot, e determinar a resposta dinâmica da torre utilizando um procedimento de integração no tempo passo-a-passo, ver, por exemplo Clough e Penzien, (1985).

É corrente a aplicação de procedimentos de integração passo-a-passo, ou de análise temporal, à análise dinâmica, em particular quando o sistema apresenta resposta não linear, mas não só. Estes métodos podem ser explícitos ou implícitos. No caso explícito, os valores das variáveis (deslocamento, velocidade e aceleração) no final de cada intervalo de tempo dependem unicamente dos seus valores no início do intervalo. No caso implícito, os valores das variáveis no final do intervalo de tempo são definidos implicitamente, como o nome indica, sendo necessário um procedimento iterativo para os determinar. Sempre que possível, utilizam-se os métodos explícitos por requererem menor esforço de cálculo.

Dentro da abordagem passo-a-passo existem vários métodos, todos com uma base comum. O método seccionalmente exato (piecewise exact method) é baseado na solução exata da equação do movimento quando a força aplicada é aproximada por uma função seccionalmente

linear (Clough e Penzien, 1985). Num outro conjunto de métodos passo-a-passo, é estabelecida, a priori, a forma como varia a aceleração em cada passo de tempo. Por exemplo, no método de *Euler-Gauss* assume-se que a aceleração permanece constante em cada passo de tempo, de modo que a velocidade varia linearmente e os deslocamentos quadraticamente, durante esse intervalo (Clough e Penzien, 1985). Os métodos de *Newmark Beta* baseiam-se em expressões aproximadas que definem a velocidade e o deslocamento no final de cada passo de tempo, em função dos seus valores no início do intervalo, da aceleração nas duas extremidades do intervalo e de dois parâmetros, que, implicitamente, estabelecem o amortecimento numérico do procedimento e a variação da aceleração. Estes métodos são iterativos (daí a designação passo-a-passo), e o valor dos parâmetros referidos e do intervalo de tempo determinam a sua estabilidade.

Estes métodos estipulam uma forma pré-definida para a variação da aceleração (\ddot{u}) num dado passo de tempo h e, por integração no tempo, determinam a variação da velocidade (\dot{u}) e do deslocamento (u) nesse intervalo (Clough e Penzien, 1995),

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + \int_0^h \ddot{u}(\tau) d\tau \quad (1)$$

$$u_1 = u_0 + \int_0^h \dot{u}(\tau) d\tau \quad (2)$$

Assim, se forem igualmente conhecidas as condições iniciais em cada passo de tempo (u_0, \dot{u}_0), estas expressões determinam o valor da velocidade e do deslocamento no final desse passo de tempo (u_1, \dot{u}_1). Este método foi estabelecido por Newmark em 1959 (Newmark, 1959), e pode ter uma formulação implícita ou explícita, sendo a primeira mais complexa porque exige a iteração das equações em cada passo de tempo. Como se explicou, a variação prescrita da aceleração, pode ser definida em função de alguns parâmetros. As duas versões mais habituais, ambas explícitas, consideram dois parâmetros, γ e β . No método da aceleração média, em que se assume que ela toma um valor constante dado pela média dos seus valores nos extremos do intervalo, tem-se $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/4$. Por outro lado, no método da aceleração linear, assume-se que ela varia linearmente entre aqueles dois valores, correspondendo a fazer-se se $\gamma = 1/2$ e $\beta = 1/6$ (Chopra, 2007). A escolha do valor do passo de tempo h tem de satisfazer os critérios de estabilidade e precisão, sendo o seu valor máximo definido com uma fração do menor período de vibração natural da estrutura considerado na análise, dependendo esta fração dos valores de γ e β . Na prática, torna-se aconselhável a utilização de um procedimento com a repetição sucessiva da análise após o

refinamento do valor do intervalo, até que se verifique que este não causa uma alteração significativa dos resultados.

2.5 Modelação e análise estrutural em programas de CAD

Para além da análise do comportamento de uma torre eólica propriamente dita, um outro objetivo desta dissertação é a modelação deste problema num programa de CAD, tendo para tal sido escolhido o Robot, por ser o programa utilizado no curso. Basicamente, pretende-se estudar como modelar tanto a estrutura como a ação dinâmica, e avaliar os resultados, sempre no ambiente proporcionado por este programa.

Para modelar o problema em estudo é necessário conhecer as bases deste programa, tanto no que à modelação da estrutura e da ação dinâmica diz respeito, como aos procedimentos de aproximação por elementos finitos e de integração das equações de movimento que proporciona, e, finalmente, a consulta das bibliotecas de resultados. Relativamente ao modelo de elementos finitos, é possível recorrer a um modelo 1D, mais grosseiro, que representa a torre como uma peça linear de secção variável, ou um modelo mais refinado, 2D, baseado em elementos casca. Este programa também oferece a possibilidade de uma modelação 3D, com elementos sólidos, mas essa opção não é habitual para estruturas desta dimensão, e particularmente para a sua análise dinâmica. O programa oferece os procedimentos de refinamento automático da malha de elementos finitos, habitualmente incluídos nos programas deste tipo.

No que respeita ação dinâmica, definiu-se uma ação harmónica teórica, que combina o efeito mecânico do rotor com a ação do vento, ou seja, a sua frequência está associada ao primeiro e a sua amplitude a segunda. Só para esta ação se procedeu a uma análise dinâmica propriamente dita. Para o sismo procedeu-se à habitual análise modal com espetro de resposta. Foi quantificada e analisada a variação temporal dos deslocamentos, tensões e esforços para as combinações envolvendo a ação dinâmica acima definida.

3 MODELAÇÃO DA TORRE EÓLICA

3.1 Modelos utilizados

Um dos aspetos importantes a ter em conta nesta dissertação prende-se com a informação relativa ao aerogerador: a sua massa, gama das frequências de funcionamento, etc. Estes dados variam de fabricante para fabricante, de modelo para modelo e dependem ainda das características do vento no local de instalação. Esta variabilidade, o facto de esta informação ser quase sempre confidencial e a necessidade de fazer um estudo que não esteja demasiado focalizado num dado modelo, conduziram a que fossem seleccionados alguns valores indicativos de algumas publicações consideradas representativas do tipo de solução que se pretende cobrir, tendo-se ainda o cuidado de não se assumir uma posição demasiado rígida.

Como já foi referido, para a modelação da estrutura tendo em vista uma análise por elementos finitos (FEA) podem ser considerados elementos lineares (1D), de casca (2D) ou sólidos (3D). No caso presente, a terceira hipótese foi excluída à partida em virtude da grande dimensão da estrutura, acabando por se optar pela primeira sobretudo porque permite reduzir o tempo de cálculo envolvido na análise dinâmica. Todos os modelos utilizados foram 1D, ou seja, a torre foi definida como uma peça linear de secção anelar de diâmetro e espessura variáveis.

Numa primeira fase, optou-se por testar dois modelos diferentes: no primeiro o diâmetro exterior da secção varia linearmente em toda a altura da torre, ao passo que no segundo esta variação é seccionalmente linear, com um declive mais acentuado na parte inferior da torre do que na superior. O segundo modelo é mais realista, não só porque acompanha melhor a forma do campo do momento fletor devida à pressão do vento e às forças de inércia na torre, mas também porque permite, de uma forma simples, afastar a extremidade das pás da torre (Grünberg e Göhlmann, 2013). A geometria dos dois modelos considerados é similar à dos exemplos apresentados num documento da Concrete Center (2007), tendo sido feitos alguns ajustes. De acordo com o mesmo documento podemos ainda caracterizar a torre em três zonas distintas, a zona da base, uma zona intermédia e outra no topo. Isto permite ajustes em relação à espessura da zona do meio e do topo. A variação de declive continua a ser bi-linear como na figura 3.1 mas as espessuras são diferentes entre zonas. Ou seja, nas zonas intermédia e superior a variação do diâmetro é linear (com declive igual em ambas), mas a espessura pode ser diferente.

Devido à variedade dos valores da potência disponíveis no mercado para os geradores das torres eólicas, optou-se por utilizar o de 2 MW, já que em Portugal é o modelo com maior número de geradores instalados, de acordo com um estudo das Energias Endógenas de Portugal sobre os parques eólicos no país. Este facto é ilustrado na figura 3.2 (e2p,2014), que permite também constatar que a tendência até é para a utilização de potências mais elevadas.

Admitiu-se que a massa total do conjunto mecânico do gerador de 2 MW e pás é de 140 t, mas a informação sobre este valor é contraditória entre publicações. De acordo com o Concrete Center (2007), esta massa pode variar entre 70 e 150 t de acordo com a potência considerada. Por outro lado Lanier (1995) apresenta na sua publicação um quadro com as massas de vários geradores com potência compreendida entre 1.5 MW e 3.6 MW. Como este não inclui o valor de 2 MW, fez-se uma interpolação quadrática e obteve-se o valor de aproximadamente 163 t, o que ultrapassa os valores dados pelo Concrete Center (2007). Assim, optou-se por utilizar o valor de 140 t para estar dentro dos limites de ambas as publicações.

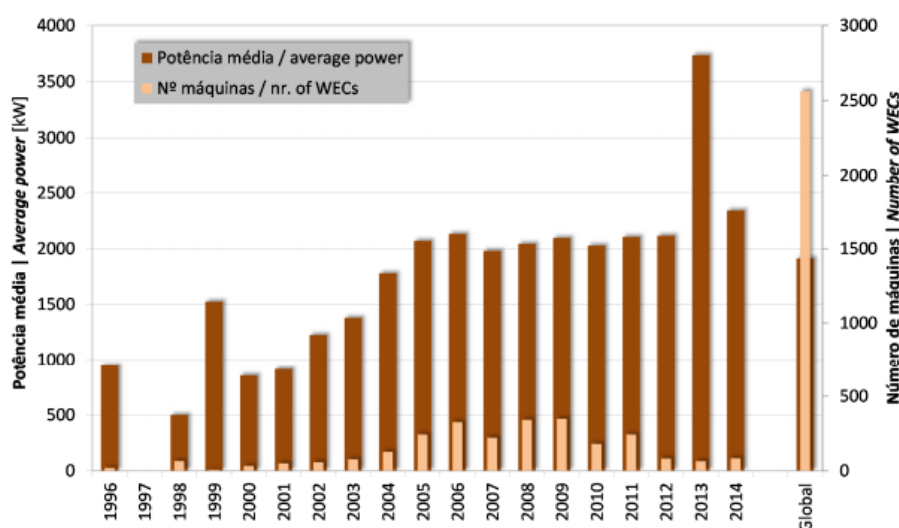


Figura 3.2- Número de geradores e sua potência unitária média em Portugal (e2p, 2004)

Considerou-se também que a torre tem uma altura de 100 m, já que é a partir dessa altura que as torres em betão pré-esforçado se tornam competitivas, por dois motivos: o primeiro é que as torres de aço se tornam demasiado esbeltas, trazendo problemas de estabilidade (Concrete Center, 2007); o segundo é que com o aumento tanto do peso da torre como da potência dos geradores surge a oportunidade de o betão pré-esforçado se destacar, tornando-se mais rígido, mais estável devido ao peso inerente, melhorando os níveis de fadiga e de desempenho

dinâmico. Além disso, melhora a eficiência das fundações ao derrubamento (Concrete Center, 2007). Em 2007 existiam já, em vários países, especialmente na Alemanha, torres eólicas de betão pré-esforçado com mais de 100 m, (Concrete Center, 2007).

A figura 3.1 representa a torre que serviu de base aos modelos considerados neste estudo. Em termos de modelação, a massa das pás é considerada ao nível do eixo do rotor, ao passo que a massa do gerador, incluindo as suas componentes e equipamento anexo, tem uma distribuição espacial cujo centro de massa está acima do topo da torre de betão e abaixo do eixo do rotor. Todavia, como esta posição depende do fabricante e modelo, optou-se por, de modo conservativo, considerar que toda a massa das pás e gerador se encontra ao nível do eixo do rotor. De forma a considerar esta posição para a massa, o modelo apresenta acima do topo da torre propriamente dita um anel adicional fictício, feito de um material fictício ao qual se atribuiu uma rigidez muito grande ($E_f = 1000 E_s$) e um peso volúmico muito pequeno ($\gamma_f = 0.001 \text{ kN/m}^3$). Note-se ainda que embora a altura destas torres seja frequentemente definida como a distância do solo ao eixo do rotor, no presente trabalho, e de modo a evitar a dependência das dimensões do gerador, que variam de fabricante para fabricante, definiu-se a altura da torre como a altura da laje em que se apoia a nacelle. Esse pormenor está ilustrado na figura 3.3.

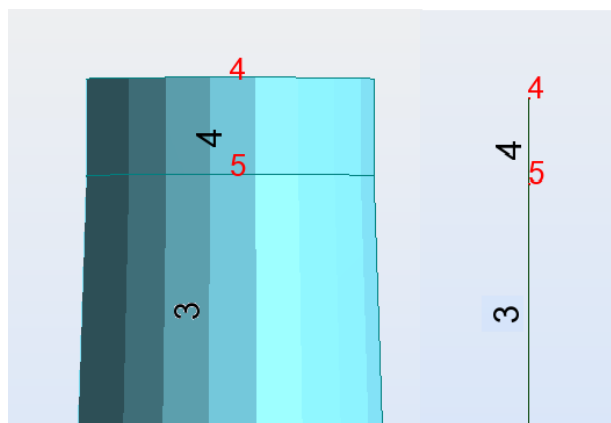


Figura 3.3- Pormenor do anel fictício colocado no topo da torre, representando à esquerda o alçado das secções anelares e à direita o eixo dos elementos finitos. (Os elementos estão numerados a preto e os nós a vermelho.)

Outro ponto relevante da modelação, por afetar as características dinâmicas da torre, é o das suas condições de apoio. Assumiu-se para o solo um módulo de deformabilidade $k_s = 100000 \text{ kN/m}^3$, que é o valor máximo admitido por Scarlat (1996), e que corresponde a

um solo rígido. Como o modelo implementado é 1D, foi necessário determinar a correspondente rigidez angular, k_φ , definida por (Grünberg e Göhlmann, 2013)

$$k_\varphi = k_s \cdot I_{\text{base da fundação}} \quad (3)$$

Normalmente, as fundações para este tipo de estruturas são circulares, octogonais ou quadradas. A vantagem das circulares e das octogonais está associada ao cálculo da sua armadura, com distribuição axi-simétrica, a qual, para este tipo de estrutura e ações, é mais eficiente que uma armadura ortogonal. Em contrapartida, em termos de exequibilidade, apresentam maior complexidade tanto em termos de montagem da armadura como da cofragem, o que pode levar a que estas soluções sejam mais dispendiosas do que as quadradas (Maunu, 2008). No presente caso, opta-se por utilizar uma fundação com planta circular, cujo valor do raio é obtido pelo pré-dimensionamento apresentado seguidamente. Como se explica na secção 3.3, admitiu-se que o vento provoca um momento de derrubamento com valor, já majorado, de 210 000 kNm, o qual deve ser considerado ao nível da base na torre. Como se explica na secção 3.3 o peso total da torre é de 11 515.32 kN, devendo este valor ser afetado por um fator de 0.9, de acordo com o EC7, (2010). Assim, o raio da fundação tem de satisfazer

$$M_{\text{derrubamento}} \leq 0,9PP_{\text{torre}} \cdot R \Leftrightarrow R \geq 20.26 \text{ m} \rightarrow R = 22 \text{ m} \quad (4)$$

Note-se que a verificação de estabilidade deve ser feita relativamente à base da sapata, e não da torre, o que teria um efeito agravante no cálculo anterior, mas que, em contrapartida, é também necessário considerar o efeito estabilizante do peso-próprio da fundação. Esta verificação será feita depois de determinada a altura da sapata. Assim o raio utilizado para o cálculo da inércia da função toma o valor de 22 m, vindo (Farinha e Reis, 1993)

$$I_{\text{base da fundação}} = \frac{\pi}{4} R^4 = 183\,984.2 \text{ m}^4 \quad (5)$$

Assim, de acordo com a expressão (3) obtém-se $k_\varphi = 1.834 \cdot 10^{10}$ kNm/rad, valor que foi considerado para simular as condições do solo. Claro (i) que o módulo de deformabilidade do solo também conduz à flexibilidade vertical do solo e (ii) também há uma flexibilidade horizontal, mas estas não foram modeladas porque o seu efeito é irrelevante para este exemplo, contrariamente à deformabilidade rotacional.

Considerou-se para as torres um betão da classe de resistência C45/55, ou seja, um valor característico da tensão de rotura à compressão, f_{ck} , de 45 MPa. Todavia, também a escolha deste material depende de caso para caso. Note-se, porém, que de modo a garantir um período de vida superior aos habituais 50 anos, uma das grandes vantagens das torres em betão relativamente às de aço (Concrete Center, 2005), é natural a utilização de betões de classes de resistência elevadas. Por outro lado, Lanier (2005) refere classes de betão com tensão de rotura à compressão entre 34.4 e 48 MPa, relativas a especificações norte-americanas. O valor médio do módulo de elasticidade do betão utilizado, E_{cm} , é de 36 GPa, (EC2, 2010)

Inicialmente, foi desenvolvido o modelo de torre mais simples, que apresenta uma variação linear do diâmetro em toda a sua altura, de 12 m na base a 3 m no topo, e tem uma espessura uniforme de 35 cm, o qual se representa na figura 3.4. O outro modelo, com variação seccionalmente linear do diâmetro, representado na figura 3.6, apresenta os mesmos valores para o diâmetro na base e topo, mas pode apresentar um valor da espessura para cada um dos três segmentos.

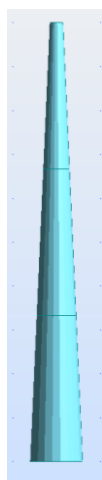


Figura 3.4- Primeiro modelo analisado, o qual apresenta variação linear do diâmetro exterior.

O primeiro modelo, com geometria mais simples, e mais rapidamente definida no programa de análise, serviu apenas para estabelecer uma primeira aproximação de forma expedita, e para verificar aspetos fundamentais como o valor da frequência fundamental e a estabilidade. Só o segundo modelo foi analisado com mais detalhe: ele é similar ao proposto pelo Concrete Center (2007), que se representa na figura 3.1. Como se explicou, a configuração geométrica deste modelo permite reduzir a distância inicial entre as pás e o eixo da torre. De facto, um dos constrangimentos na definição da geometria inicial da torre e da posição das pás, é que

estas, quando em operação, ou seja, fletidas por ação do vento, não entrem em contacto com a torre. O modelo na figura 3.6 representa também o apoio elástico calculado anteriormente.

Como foi anteriormente mencionado, para permitir uma otimização da torre, esta é dividida em três segmentos (Concrete Center, 2007), como o ilustra a figura 3.5. O segmento da base (TV_1) apresenta espessura de 30 cm e diâmetro exterior decrescendo de 12 m, junto ao solo, até 8.2 m, no topo. O diâmetro dos outros dois decresce de 8.2 m até 3 m no topo da torre. A espessura do segmento intermédio (TV_2) é de 20 cm e a do superior (TV_3) é de 10 cm. Por simplificação, considerou-se o anel fictício do topo da torre como parte da zona TV_3.



Figura 3.5- O segundo modelo estudado apresenta três segmentos anelares tronco cónicos.

Como já foi referido anteriormente, no modelo numérico, considerou-se inicialmente, no topo da torre, a massa de 140 t correspondente à nacelle e pás, de modo a proceder à análise de vibrações (e também na análise sísmica, para determinar as forças horizontais resultantes desta ação) que determinou as frequências de vibração naturais deste sistema. No entanto, aparentemente, o programa de análise não associa automaticamente um peso a esta massa, de modo que, por exemplo, o campo esforço axial na torre associado ao peso próprio vem incorreto. Optou-se, então, por definir uma ação adicional, consistindo numa força pontual vertical de 1400 kN (1 kg corresponde, aproximadamente, a 9.8 N), para representar o peso do conjunto nacelle-gerador e restantes componentes. Com esta nova ação, verificou-se que o valor das frequências se manteve inalterado e que os esforços na estrutura já eram os corretos.

Para o caso da ação sísmica é necessário definir alguns parâmetros, como o tipo de terreno em que a torre estará assente e a sismicidade da zona. Como este tipo de estruturas é instalado,

por norma, no topo de montes, que são habitualmente zonas rochosas, considerou-se que, segundo os critérios do EC8 (2009), será um terreno do tipo A, que corresponde a “Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície”. Visto que Portugal tem zonas de elevada sismicidade, como Lisboa, admitiu-se que a torre em estudo se situava nas redondezas de Lisboa. Na secção 3.3 volta-se a abordar este assunto com maior profundidade.

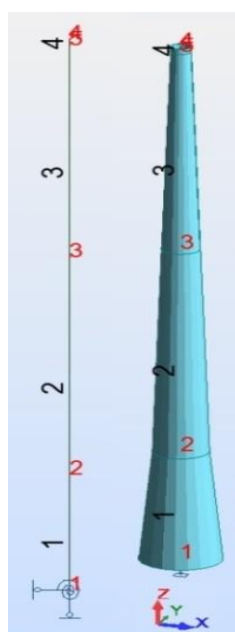


Figura 3.6- Segundo modelo analisado, apresentando variação bi-linear do diâmetro exterior, com numeração das barras e dos nós: à esquerda o eixo e à direita a secção anelar correspondente.

3.2 Frequências de vibração da estrutura

Como foi referido no capítulo anterior, uma das características que esta estrutura deveria satisfazer, seria a de apresentar a sua frequência fundamental de vibração no intervalo entre 0.305 Hz e 0.915 Hz, e o mais próximo possível da média destes dois limites, Lanier (2005). A frequência fundamental de vibração da estrutura é proporcional à raiz quadrada da rigidez sobre a massa, ou seja, quando se reduz o diâmetro, espessura ou o módulo de elasticidade dos materiais da estrutura ou da sua fundação, ou o módulo de deformabilidade do solo, a frequência fundamental também diminui.

Para as características geométricas e mecânicas apresentadas anteriormente, a análise de vibrações (designada de “análise modal” no programa de análise), determinou para a

frequência de vibração fundamental o valor de 0.630 Hz. Para verificar se este valor depende da malha usada (recorde-se que os elementos não são uniformes), refinou-se a mesma, dividindo o comprimento dos elementos para metade. O valor obtido com esse refinamento foi 0.631 Hz, e como o erro é de aproximadamente 0.15 % admite-se a convergência dos resultados. No programa, na janela para a análise de vibrações (“análise modal”) no programa selecionou-se a utilização da matriz de massa consistente. Também se optou por limitar os modos utilizados na análise dinâmica aos primeiros 10 modos de vibração (agora sim, tal como é possibilitado numa análise habitual), cujos valores são apresentados no quadro 3.1. Este número é mais do que suficiente, uma vez que a frequência atuante considerada está na vizinhança da frequência fundamental de vibração, como se explicou.

Como se pode observar, os primeiros seis modos apresentam apenas três valores diferentes das frequências de vibração, ver figura 3.7. (Como a amplitude é irrelevante, os modos de cada um destes pares são efetivamente absolutamente iguais.). De facto, sendo a estrutura axi-simétrica no plano horizontal, as frequências relativas aos modos horizontais são duplas, correspondendo a dois modos segundo direções ortogonais. Por exemplo, os modos 1 e 2 apresentam o mesmo valor para a frequência: o modo 1 ocorre no plano zx e o modo 2 no yz .

Claro que qualquer combinação destes dois modos é ainda um modo de vibração para o mesmo valor da frequência, ou seja, estes modos podem ocorrer numa direção arbitrária. Por outro lado, os modos verticais ou de torção não exibem tal paridade.

Quadro 3.1- Frequências correspondentes aos primeiros 10 modos de vibração

Modo de vibração	Frequência (Hz)
1	0.630
2	0.630
3	2.751
4	2.751
5	7.448
6	7.448
7	10.041
8	12.668
9	13.787
10	13.787

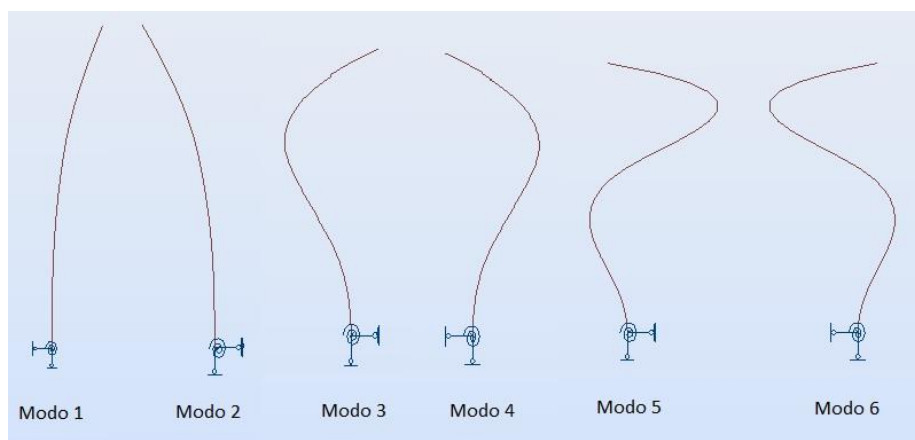


Figura 3.7- Primeiros 6 modos de vibração: Modo 1 em X; Modo 2 em Y; Modo 3 em Y; Modo 4 em X; Modo 5 em Y; Modo 6 em X.

Uma vez que as características de um outro rotor poderiam requerer a alteração das características dinâmicas da torre, fez-se um pequeno estudo paramétrico, ou análise de sensibilidades, para avaliar de que modo a variação das características consideradas para o modelo pode afetar a sua frequência natural. Em primeiro lugar, estudou-se o efeito da variação da classe do betão e, portanto, do módulo de elasticidade. Por exemplo, com um C35/45, cujo módulo de elasticidade (E_{cm}) é 34 GPa, a frequência fundamental baixou para 0.610 Hz, enquanto que para um C60/75, com módulo de elasticidade igual a 39 GPa, a frequência fundamental subiu para 0.650 Hz. Estes e outros casos são representados no quadro 3.2, que inclui a taxa de variação (ou sensibilidade) dada pelo quociente entre a variação da frequência e a variação do modelo de elasticidade.

Quadro 3.2- Sensibilidade da frequência fundamental à variação do valor do módulo de elasticidade

Classe de resistência	E_{cm} [GPa]	Frequência [Hz]	Taxa de variação [Hz/GPa]
C35/45	34	0.613	0.00850
C40/50	35	0.622	0.00800
C45/55	36	0.630	-
C50/60	37	0.639	0.00900
C55/67	38	0.648	0.00900
C60/75	39	0.656	0.00877

Conclui-se, como seria de esperar, que a frequência fundamental aumenta com o valor do módulo de elasticidade do material estrutural.

Em seguida, estudou-se o efeito de uma variação uniforme da espessura da parede da torre. Um aumento de 10% fez subir o valor da frequência fundamental para 0.651 Hz e uma redução de 10% fê-lo baixar para 0.607 Hz. Estes valores e as correspondentes taxas de variação são apresentados no quadro 3.3.

Quadro 3.3- Sensibilidade da frequência fundamental à variação do valor da espessura

Efeito	Frequência [Hz]	Variação [%]
Aumento de 10%	0.651	3.23
Diminuição de 10%	0.607	-3.79

Conclui-se, também como seria de esperar, que a frequência fundamental aumenta com a espessura dos anéis. Isto apesar da variação da espessura afetar tanto a rigidez como a massa, e com sentidos opostos – os resultados mostram que é mais relevante a variação da rigidez do que a da massa.

Por fim, estudou-se o efeito da variação dos valores do diâmetro da torre. Aumentando todos os diâmetros em 10% a frequência fundamental aumentou para 0.721 Hz. De maneira semelhante, reduziram-se todos os diâmetros em 10% e a frequência fundamental diminuiu para 0.543 Hz. Estes resultados e as respetivas taxas de variação são apresentados no quadro 3.4.

Quadro 3.4- Sensibilidade da frequência fundamental à variação uniforme do diâmetro em toda a torre

Diâmetro	Frequência [Hz]	Variação [%]
Reduzir em 10%	0.543	-16.0
Aumentar em 10%	0.721	12.6

Como seria de esperar também aqui a redução dos diâmetros, afetam mais a frequência fundamental da estrutura.

Mais uma vez, os resultados vão ao encontro da afirmação feita no início desta secção, de que ao diminuir o diâmetro, espessura ou módulo de elasticidade a frequência natural também baixa.

3.3 Ações consideradas na análise

As ações consideradas para a verificação da segurança e serviço, para além do peso próprio da estrutura, do conjunto nacelle-gerador e restantes componentes mecânicas, incluindo as pás, foram o pré-esforço, a ação sísmica, a ação do vento e a ação dinâmica do rotor.

Como se explicou na secção 3.1, considerou-se que a torre está assente num terreno do tipo A, que, de acordo com o EC8, é rocha, e que se situa na zona de Lisboa, que é uma zona com elevada sismicidade. Esta caracterização determina o valor dos parâmetros necessários para definir (o espectro de resposta das acelerações para) cada tipo de ação sísmica. De acordo com o Anexo Nacional do EC8, o valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A (a_{gR}) para uma ação sísmica do Tipo 1 é 1.5 m/s^2 e para uma do Tipo 2 é de 1.7 m/s^2 . Aquele Anexo indica também os parâmetros que definem o espectro de resposta de cálculo das acelerações, de acordo com o tipo de terreno e de ação sísmica. Para a ação sísmica do Tipo 1 tem-se o coeficiente de solo $S = S_{\max} = 1$ e os períodos de transição $T_B = 0.1 \text{ s}$, $T_C = 0.6 \text{ s}$ e $T_D = 2.0 \text{ s}$. Para a ação sísmica do Tipo 2 tem-se: $S = S_{\max} = 1$, $T_B = 0.1 \text{ s}$, $T_C = 0.25 \text{ s}$ e $T_D = 2.0 \text{ s}$. Em qualquer dos casos, o coeficiente de limite inferior vale $\beta = 0.2$. Para o coeficiente de comportamento considerou-se o valor de 1.5, como indicado na cláusula 5.3.3 da norma (EC8, 2009), visto que se trata de uma estrutura em pêndulo invertido. Este valor pode aliás ser utilizado para qualquer tipo de tipologia.

No programa de análise estrutural é selecionada uma análise sísmica, e introduzidos estes dados, com o que ele cria automaticamente os correspondentes espectros de resposta de cálculo das acelerações horizontais segundo “cada direção” e para cada tipo de ação sísmica, e procede à análise modal com espectro de resposta com base nos mesmos, com o que obtém a resposta da estrutura para esta ação “horizontal”. Em seguida, procede-se às combinações sísmicas para cada tipo de ação sísmica, necessárias à verificação da segurança. Este assunto é abordado na secção 3.4. A título de exemplo, a figura 3.8 representa a janela do programa, com os parâmetros relativos à ação sísmica Tipo 1 segundo a direção x.

A ação do vento é obviamente fundamental para este tipo de estruturas. Normalmente, será necessário considerar as situações de rotor em operação e rotor parado, ou estacionado, correspondendo o último caso a velocidades do vento demasiado baixas ou demasiado

elevadas, acima de um máximo admissível, tanto para estados limites de utilização como últimos, incluindo-se nestes as situações de fadiga, (IEC 61400-1, 2005). A caracterização desta ação depende não apenas do local e altitude da instalação, da altura da torre, mas também do fabricante e do modelo, estando habitualmente sujeita a condições de sigilo bastante restritas. Por esse motivo, entre outros, considerar-se-ão apenas algumas situações, e serão utilizados valores representativos indicados numa publicação do setor industrial da construção em betão. A partir destes valores serão estabelecidos valores para outras situações consideradas na análise. Para já interessa caracterizar a situação correspondente aos estados limites últimos (ELU).

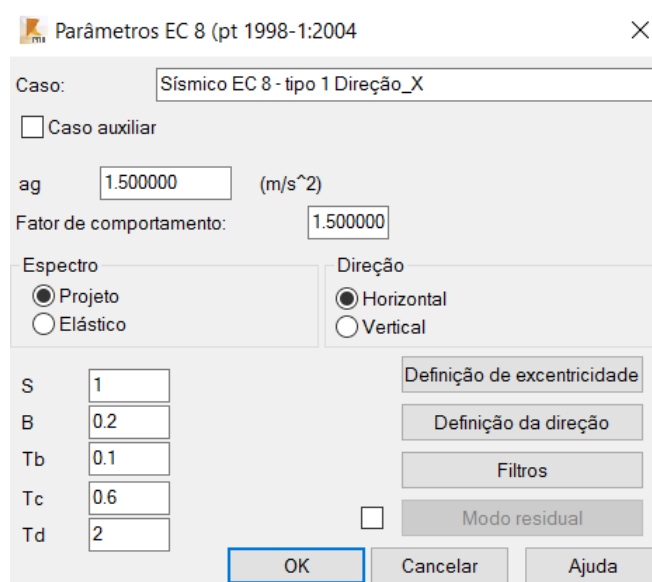


Figura 3.8- Janela do programa para introdução dos dados relativos à análise sísmica

De acordo com o Concrete Center (2007), para torres com uma altura de aproximadamente 100 m, pode-se considerar, de uma maneira geral, que a ação do vento sobre o sistema tem efeitos mais severos quando o rotor está a funcionar para a velocidade máxima do vento admissível. Aquela publicação apresenta para esta situação um valor representativo do momento na base da torre devido à ação do vento de 210 000 kNm, valor este já afetado do coeficiente parcial de segurança com valor 1.5.

Este valor é utilizado para as combinações fundamentais de verificação dos ELU envolvendo o vento como ação variável de base. Para as verificações relativas aos estados limites de utilização (ELS) adota-se metade deste valor, ou seja, 105 000 kNm. Se se admitir que (i) estes valores são representativos do efeito do vento nas pás e na própria torre e (ii) que a

sua resultante se encontra ao nível do eixo do rotor, então, o valor desta resultante, para os ELU, é dado por:

$$F_{\text{vento}} = \frac{210\,000}{1.5 \times 100} = 1\,400 \text{ kN} \quad (6)$$

E seguindo a mesma linha de raciocínio para a situação de serviço (ELS), considera-se $F_{\text{vento}} = 105\,000 / (1.5 \times 100) = 700 \text{ kN}$.

Por outro lado, e de acordo com o EC1-1-4 (2010), é possível calcular as pressões do vento em toda a altura da torre. Considerando que a torre seria um cilindro perfeito e calculando o número de Reynolds pela expressão (7.15) daquela norma, $R_e = b \times v(z_e) / \nu$, sendo b o diâmetro da base ($b = 12 \text{ m}$), $v(z_e)$ a velocidade de pico do vento ($v(z_e) = 62.93 \text{ m/s}$) e ν a viscosidade cinemática do ar ($\nu = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$), ou seja, $R_e = 5.03 \cdot 10^7$, e consultando a tabela 7.12 dessa mesma norma, obtêm-se os valores dos coeficientes de pressão a aplicar na torre. Na figura 3.9 estão indicados os valores das pressões e das respectivas resultantes. Fazendo um cálculo do correspondente momento em relação à base da torre, obtêm-se o valor $6\,333.45 \text{ kNm}$, que é muito inferior ao valor global utilizado anteriormente, pois estes coeficientes não têm em conta a pressão do vento exercida sobre as pás, que neste caso é a parcela mais importante.

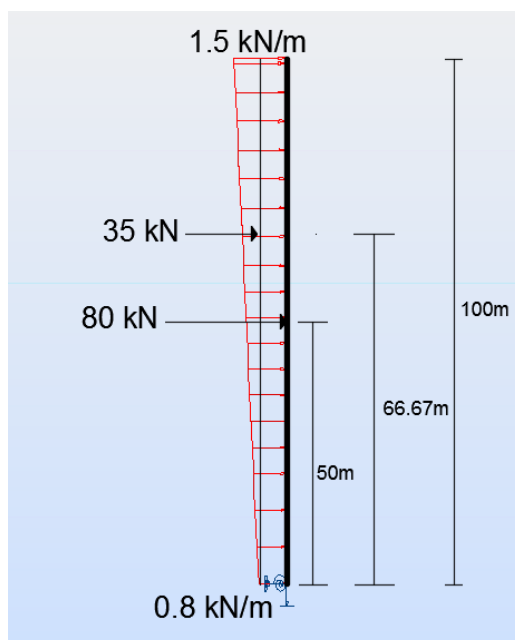


Figura 3.9- Esquema de cálculo para a determinação do momento resultante da pressão do vento sobre a torre

Quanto à ação dinâmica considerada neste estudo, a sua definição é adiada para o próximo capítulo, porque é mais adequado enquadrá-la com a análise dinâmica aí abordada.

3.4 Combinações de ações consideradas na análise

As combinações das ações caracterizadas na secção anterior foram definidas de acordo com as indicações do EC0 (2009), para os estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS).

Para os ELU foram consideradas as combinações sísmica e fundamental. Relativamente à combinação sísmica, primeiramente foi definida para cada tipo de ação sísmica. De acordo com o EC0 (2009) cláusula 6.4.3.4, a combinação sísmica é definida simplificada por

$$1.0 \cdot G_k + 1.0 \cdot \text{Ação Sísmica}_{\text{tipo 1 ou 2}} + P_E \quad (7)$$

onde G_k é o valor característico das ações permanentes na estrutura, ou seja, o peso próprio e o peso do conjunto pás-nacelle e equipamento associado e P_E é o valor do pré-esforço calculado no final desta secção através da expressão (12).

A verificação das secções da torre pode ser feita com o diagrama de tensões retangular no betão, como proposto pelo EC2-1 (2010) e ilustrado pela figura 3.10. Para o presente caso os valores de referência são, segundo o EC2:

- $E_{cu3}=3.5\%$ para betão da classe C45/55;
- $\lambda=0.8$ e $\eta=1$ porque $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $\varepsilon_s=2.5\%$, para um aço de Classe 1, de acordo com o Anexo C do EC2-1 (2010)

Todos os cálculos são feitos para a zona mais desfavorável, a que apresenta maior tensão, sendo neste caso a secção inferior do segmento superior (recorde-se que este segmento é o que tem o menor valor da espessura). Essa secção apresenta diâmetro exterior de 5,60 m. Por equilíbrio de forças na direção vertical, vem

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow F_c + F_s = N = 2100 \text{ kN} \quad (8)$$

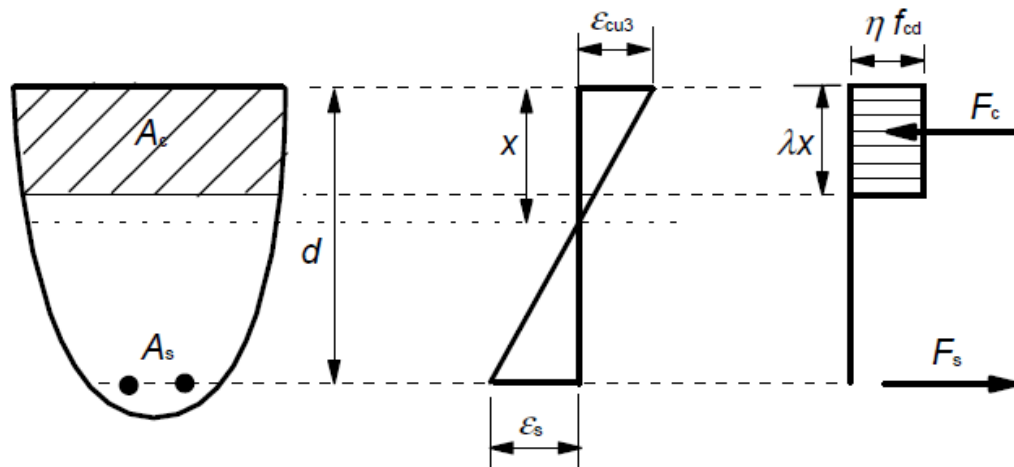


Figura 3.10- Distribuição retangular de tensões no betão comprimido (EC2, 2010)

Devido à complexidade da secção, fez-se uma verificação expedita, considerando uma secção rectangular equivalente com largura igual a duas vezes a espessura, isto é, $b = 0.2$ m e altura igual ao diâmetro da secção. Fez-se ainda outra simplificação, esta seguramente excessivamente insegura, que foi considerar a armadura de tração no centro geométrico da espessura, originando $d = 5.55$ m. Esta simplificação pode ser observada na figura 3.11.

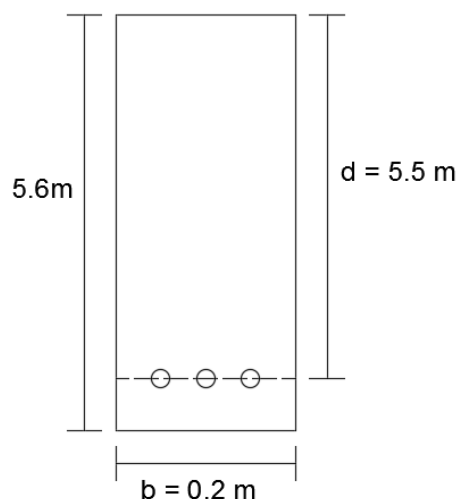


Figura 3.11 – Secção retangular equivalente utilizada para a verificação

Consultando a Tabela 4 das tabelas e ábacos de dimensionamento de Barros (2010), calcula-se $\mu_s = M_{rd}/b \times d^2 \times f_{cd} = 0.42$. Sendo M_{rd} o momento na secção ao qual se subtrai o

momento provocado pelo esforço axial. Consultando a tabela referida anteriormente obtém-se $\alpha = x/d = 0.42$, então $x = 4.20$ m.

Por semelhança de triângulos obtém-se $\varepsilon_s = 1.125\% < 2.5\%$, o que significa que a rotura se dá por esmagamento do betão e não pelas armaduras.

Por outro lado, uma verificação muito mais simplificada, controla o valor das tensões de compressão no betão, que não poderá ultrapassar o valor da tensão de rotura do betão à compressão que, para a classe de resistência C45/55, vale $f_{ck} = 45$ MPa. Os resultados obtidos foram muito inferiores a este limite para os dois tipos de ação sísmica, concluindo-se que o sismo não é crítico. Os quadros 3.5 e 3.6 reúnem resultados determinados pelo programa de análise.

Quadro 3.5- Valores máximos da tensão normal para a combinação com a ação sísmica Tipo 1

Barra	Nó	Tensão máxima [MPa]
1	1	2.41
1	2	2.82
2	2	4.04
2	3	3.68
3	3	6.73
3	5	5.44

Quadro 3.6- Valores máximos da tensão normal para a combinação com a ação sísmica Tipo 2

Barra	Nó	Tensão Máxima [MPa]
1	1	2.34
1	2	2.45
2	2	3.49
2	3	3.34
3	3	5.73
3	5	6.65

A combinação fundamental vem de acordo com a cláusula 6.4.3.2 do EC0 (2009) e tendo como ação variável de base o vento é dada por

$$\text{Combinação Fundamental} = 1.35 G_k + 1.5 Q_{k, \text{vento}} + P_E \quad (9)$$

O quadro 3.7 apresenta os resultados determinados pelo programa de cálculo para esta combinação, verificando-se aqui que as tensões são bastante mais elevadas que para as combinações sísmicas e que, num dos pontos, atingem um valor relativamente próximo do valor limite. Esta é então a combinação de ações condicionante. Também se pode concluir que a espessura, ou o diâmetro, dos segmentos não crítico poderia ser reduzida.

Quadro 3.7- Valores máximos da tensão normal para a combinação fundamental com o vento como ação de base

Barra	Nó	Tensão Máxima [MPa]
1	1	8.24
1	2	13.15
2	2	19.07
2	3	20.34
3	3	38.65
3	5	7.34

Em seguida, considerou-se a verificação dos ELS. Neste caso, as combinações utilizadas foram a quase permanente e a frequente. Segundo o EC0 (2009) cláusula 4.1.3, nota 2, para o cálculo da ação do vento deve-se utilizar o valor frequente, que corresponde a um período de retorno de 1 ano, e é dado pelo valor característico afetado do coeficiente Ψ_1 , é também com esta combinação que se irá calcular o valor do pré-esforço. A combinação quase permanente é utilizada para verificar as tensões de compressão no betão, sendo o limite de $0.45 f_{ck}$, indicado na cláusula 7.2.(3) do EC2 (2010).

De acordo com o EC0 (2009) cláusula 6.5.3, as expressões para estas combinações são as seguintes:

$$\text{Combinação Quase Permanente} = 1.0 G_k + 1.0 \Psi_2 Q_{\text{vento}} + P_E \quad (10)$$

$$\text{Combinação Frequente} = 1.0 G_k + 1.0 \Psi_1 Q_{\text{vento}} + P_E \quad (11)$$

De acordo com o Quadro A1.1, presente no Anexo A do EC0 (2009), os valores de Ψ_2 e Ψ_1 para o vento são 0 e 0.2, respectivamente. Por essa razão, se utiliza a combinação frequente para calcular o valor do pré-esforço.

O quadro 3.8 apresenta os valores da tensão máxima de compressão para a combinação quase permanente, observando-se que são sempre inferiores ao limite de 20.25 MPa.

Inicialmente nenhuma das combinações incluía o valor do pré-esforço, já que este não era conhecido a priori. Foi-se então procurar o valor máximo da tensão normal de tração, para a combinação de ações frequente, e através da expressão (10) calculou-se o valor de P_E . Só após esse passo é que se considerou o seu valor em todas as combinações.

Quadro 3.8- Tensões máximas para a combinação quase permanente com o vento como ação de base

Barra	Nó	Tensão Máxima [MPa]
1	1	1.20
1	2	1.14
2	2	1.70
2	3	1.31
3	3	2.57
3	5	3.51

O valor do pré-esforço após perdas é determinado pelo valor máximo da tensão normal de tração, $\sigma_{max,tr}$, de modo a garantir que em condições de serviço todo o betão está comprimido.

$$\sigma_{max,tr} < \frac{P_E}{A_{secção}} \quad (12)$$

O programa de cálculo determinou para a combinação frequente o valor máximo da tensão de tração no betão 0.82 MPa, que ocorre na barra 3 e nó 3, ou seja, na parte inferior do elemento TV_3. O raio e a espessura nesta secção valem 2.80 m e 10 cm, respetivamente, correspondendo-lhe uma área de aproximadamente 1.73 m², vindo para a força de pré-esforço após perdas um valor mínimo de 1416.86 kN Assim, de modo a cobrir as perdas pode estipular-se um valor inicial de 1800 kN.

Os valores máximos e mínimos da tensão normal para a combinação frequente referida, e incluindo já o pré-esforço estão representados no quadro 3.9.

Quadro 3.9- Valores máximos e mínimos da tensão normal para a combinação frequente, incluindo o pré-esforço

Barra	Nó	Tensão Máxima [MPa]	Tensão Mínima [MPa]
1	1	1.65	0.76
1	2	1.92	0.37
2	2	2.82	0.57
2	3	2.56	0.06
3	3	4.94	0.20
3	5	3.73	3.29

Note-se que todos os quadros apresentados ao longo da secção 3.4 incluem já o valor do pré-esforço, embora o cálculo do seu valor só agora tenha sido apresentado.

3.5 Dimensionamento da fundação

Na secção 3.3 foram apresentadas algumas verificações com o intuito de assegurar que o modelo da torre era realista. Também a sua fundação tem de ser adequadamente dimensionada para garantir a segurança da estrutura, tanto em termos de resistência do solo e da fundação como de estabilidade, ou derrubamento, de modo a evitar situações como a representada na figura 3.12. A verificação da segurança da fundação deve seguir o EC7 (2010), incluindo no que respeita às combinações de ações.

Para verificar a segurança da fundação ao derrubamento é necessário garantir que o efeito das ações estabilizantes, incluindo o peso próprio da estrutura e do equipamento, é superior ao das que podem dar origem ao derrubamento. O derrubamento pode ser causado pela ação sísmica ou do vento. O vento é uma ação variável fixa, como mencionado no ponto 3.3 do EC1-1-4 (EC1, 2010), tendo-se concluído na secção anterior ser mais desfavorável do que o sismo. Neste caso, o peso próprio é uma ação permanente favorável, ou seja, estabilizante, à qual corresponde o coeficiente parcial $\gamma_{G;stb} = 0.9$, enquanto que o vento é uma ação variável desestabilizadora, devendo ser majorada pelo coeficiente parcial $\gamma_{G;sst} = 1.5$, como consta no EC7 (2010).

O peso próprio é determinado pelo programa de cálculo, 10 082.96 kN; mas, dada a forma simples da torre, este valor é facilmente validado: $4757.886 + 4078.959 + 1246.107 = 10\,082.96$ kN. Os valores parciais foram calculados multiplicando a área de cada secção (determinada no programa) pelo seu comprimento e pelo peso volúmico do betão (24.53 kN/m³, valor também definido na base de dados do programa). O peso do anel fictício não é obviamente incluído neste cálculo.



Figura 3.12- Torre eólica tombada devido ao incorreto dimensionamento das fundações (Ontario Wind Resistance, 2011)

Para estabelecer a equação de equilíbrio de momentos para a verificação ao derrubamento, considere-se o esquema simplificado representado na figura 3.13, para o caso de uma fundação de base circular. A equação de momentos deve ser estabelecida relativamente ao ponto P que se situa no perímetro da base da sapata e no plano de flexão. O peso próprio da torre e do equipamento mecânico situado no seu topo tem o valor de 11 482.95 kN e multiplicando-o pelo coeficiente parcial referido, vem 10 334.66 kN. O momento estabilizador associado a este peso é obtido multiplicando-o pelo raio da fundação, $r = 22$ m, como calculado na secção 3.1, vindo, $10\,334.66 \times 22$ m = 227 362.5 kNm.

Para o cálculo do momento de derrubamento é necessário incluir o seu acréscimo em relação à base da sapata. A altura desta, de acordo com Maunu (2008), pode variar de 2.5 m a 3.6 m,

no caso de fundações quadradas. Para o exemplo em estudo, uma fundação circular, escolheu usar-se um valor intermédio, isto é, $h_{Fundação} = 3 \text{ m}$.

O momento de derrubamento relativamente à face superior da sapata devido ao vento, já majorado, vale 210 000 kNm, de acordo com os dados utilizados no modelo apresentado. Determinando o acréscimo associado à altura da sapata e majorando esse valor, então, $1400 \times 1.5 \times 3 \text{ m} = 6300 \text{ kNm}$. O momento de derrubamento total vale pois $210\,000 + 6300 = 216\,300 \text{ kNm}$.

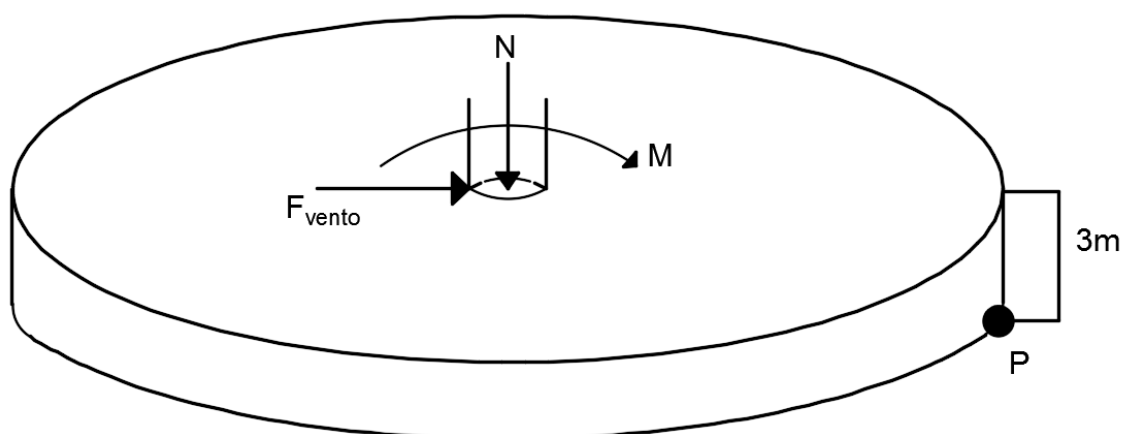


Figura 3.13- Representação simplificada da fundação para verificação da estabilidade ao derrubamento

Como o $M_{estabilizador}$ é superior ao $M_{derrubador}$, está verificada a segurança relativamente ao derrubamento, verificando-se que não há qualquer folga no pré-dimensionamento realizado.

Outro fator que também é necessário verificar é a tensão admissível no solo, pois se essa for maior do que a tensão exercida, a fundação cede. De acordo com Pinto (2014), verifica-se que a tensão resistente admissível para uma rocha dura e sã é de 10 000 kPa para uma fundação que esteja a uma profundidade de 0.5 m. Calculando a tensão exercida pelo peso próprio da torre e o respetivo equipamento sobre a área da fundação obteve-se o valor 6.79 kPa. Este valor é muito inferior à tensão a que a rocha pode estar sujeita, pelo que se considera que existe segurança na fundação.

3.6 Análise de 2ª ordem

Como já foi mencionado anteriormente, as torres eólicas são compostas normalmente por peças pré-fabricadas, que são transportadas para o local de instalação e aí erigidas (Concrete Center, 2007). Este processo pode originar pequenas imperfeições geométricas mas, dada a dimensão da estrutura, podem ter efeitos globais relevantes. Isto poderá levar a problemas de estabilidade na torre, agravados pela deformação resultante das ações atuantes. A correspondente excentricidade total resultante no topo da torre, conjugada com as ações verticais aí atuantes, isto é, peso próprio e peso do conjunto pás/gerador e restantes componentes, produzem um momento adicional de segunda ordem, ou seja, não considerado na análise linear. Note-se que este momento de segunda ordem também deveria ter sido considerado na verificação da segurança da fundação.

Para se efetuar uma análise de segunda ordem no programa de análise, utilizou-se o método P-Delta, que é um processo de análise geométrica não-linear que tem em conta os efeitos de segunda ordem devido às deformações (Autodesk, 2015).

Estudou-se então a variação de alguns dos resultados obtidos anteriormente com a análise linear, em particular, as frequências de vibração e tensões.

Em relação às frequências verificou-se que a frequência fundamental da estrutura baixou mas que a partir do 5º modo de vibração aumentou significativamente, ver quadro 3.10.

As tensões aumentam para todas as combinações de ações, com exceção da quase-permanente, ver quadros 3.11 e 3.12. Como se concluiu que a ação mais desfavorável era a do vento, apresentaram-se apenas os resultados para essa combinação e para a utilizada no cálculo do pré-esforço.

Por falta de tempo, nesta análise não se verificou a estabilidade da fundação mas será provável que ela não passe nas verificações quando se inclui os efeitos de segunda ordem, já que a sua verificação apresentada para a análise linear passou à justa.

Quadro 3.10- Variação das frequências entre as análises de primeira e segunda ordem

Modo de vibração	Tipo de análise		Variação [%]
	1º ordem	2ª ordem	
	Frequência [Hz]		
1	0.630	0.570	-10.53
2	0.630	0.570	-10.53
3	2.751	2.503	-9.91
4	2.751	2.503	-9.91
5	7.448	8.364	10.95
6	7.448	8.364	10.95
7	10.041	9.993	-0.48
8	12.668	12.107	-4.63
9	13.787	14.168	2.69
10	13.787	14.168	2.69

Quadro 3.11- Variação das tensões máximas para a combinação de ações fundamental com o vento como ação de base

Barra	Nó	Tensão Máxima [MPa]		Variação [%]
		1ª ordem	2ª ordem	
1	1	8.24	7.67	1.79
1	2	13.15	12.64	2.38
2	2	19.07	18.30	2.36
2	3	20.34	19.73	3.37
3	3	38.65	37.42	3.30
3	5	7.34	4.67	1.21

Quadro 3.12- Variação das tensões máximas para a combinação de ações frequente, incluindo o pré-esforço

Barra/Nó	Nó	Tensão Máxima [MPa]		Variação [%]
		1ª ordem	2ª ordem	
1	1	1.65	1.66	0.60
1	2	1.92	1.94	1.03
2	2	2.82	2.85	1.05
2	3	2.56	2.60	1.54
3	3	4.94	5.02	1.59
3	5	3.73	3.74	0.27

4 ANÁLISE DINÂMICA

4.1 Definição da ação dinâmica

Após a caracterização e verificação da segurança do modelo, passou-se à segunda parte desta dissertação: a análise dinâmica da estrutura com o auxílio do programa de análise estrutural utilizado. Para tal, aplica-se à estrutura uma ação dinâmica simples, com representação temporal definida por uma função seno, determina-se a resposta da estrutura e analisa-se essa resposta. Com esta função pretende-se representar o efeito da rotação do bloco formado pelo rotor e pás, que funciona com uma velocidade angular aproximadamente constante, de acordo com o estipulado pelo fabricante. Este exercício é um pouco abstrato, sendo o objetivo da dissertação, não o estudo de uma dada ação concreta, mas sim a modelação deste tipo de ação, sua análise dinâmica e leitura da resposta da estrutura, sempre no ambiente proporcionado pelo programa de análise utilizado. Assim, pretende-se estabelecer um procedimento que possibilite o estudo de uma dada ação dinâmica arbitrária, que poderá ser útil para estudos posteriores. Por exemplo, para a verificação do estado limite último de fadiga poder-se-á considerar a frequência do funcionamento do rotor, ou o triplo desta, de modo a modelar o efeito de sombra da passagem das pás sobre a torre, durante um número especificado de ciclos (M. Rocha e E. Brühwiler, 2012). Um estudo muito mais complexo será o da análise do comportamento da estrutura quando sujeito, por exemplo, a rajadas de vento, ou mesmo à ação estacionária do vento com o rotor em funcionamento.

Denotando a frequência de rotação do rotor por P , sendo então a frequência de passagem das pás $3P$, para o caso mais comum de uma torre eólica com três pás.

De acordo com Lanier (1995), as frequências ideais de operação destes geradores são as indicadas no quadro 4.1.

Como a potência do gerador utilizado no caso em estudo é de 2 MW, valor não contemplado neste quadro, fez-se uma interpolação quadrática no Matlab, por meio da função “fit”, a qual se revelou muito boa, ver figura 4.1. Nesta figura, representa-se no eixo vertical a frequência de operação e no horizontal a potência do gerador. Obteve-se, para a potência considerada, uma frequência de operação com o valor $P = 0.305$ Hz, de modo a que a frequência de passagem das pás é de $3P = 0.915$ Hz.

Quadro 4.1- Frequências de operação para diferentes potências do rotor (Lanier, 1995)

Gerador [MW]	P [Hz]	$3P$ [Hz]
1.5	0.342	1.025
3.6	0.220	0.660
5.0	0.187	0.560

Ainda segundo Lanier (1995), a frequência fundamental da torre deverá estar suficientemente afastada daqueles limites, devendo estar entre $1.1P$ e $2.6P$, ou seja, 0.336 Hz e 0.793 Hz, respectivamente. A margem de segurança de cerca de 10% incluída nestes valores, contempla as incertezas associadas ao cálculo da frequência fundamental da estrutura. É claro que quanto mais perto o valor da frequência fundamental estiver de P ou $3P$ maior será a amplificação dinâmica, em virtude do fenómeno de ressonância. Por esse motivo, aquele autor ainda recomenda que se procure afinar o valor da frequência fundamental da estrutura de modo a que coincida com o ponto médio do intervalo P a $3P$. No caso presente, o ponto médio daria uma frequência de 0.610 Hz e a frequência natural da torre é de 0.630 Hz, ou seja, está bastante próxima daquele ideal. O ajuste para a frequência de 0.610 Hz pode ser facilmente efetuado, como foi mostrado na secção 3.2, mas, dada a reduzida diferença entre os dois valores, optou-se por manter o modelo já definido e, ou seja, a frequência de 0.630 Hz.

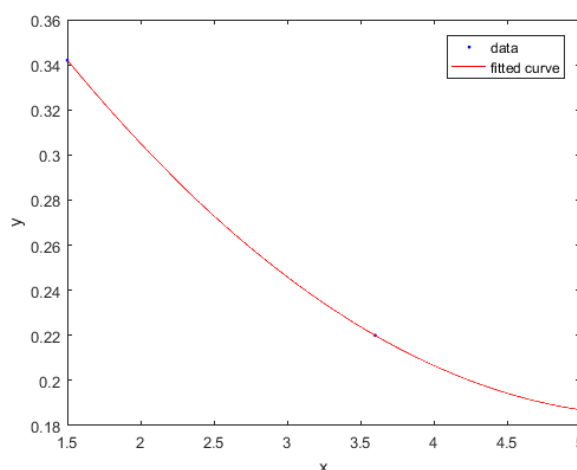


Figura 4.1- Fit quadrático utilizado para determinar a frequência de operação ideal para o gerador de 2 MW (Providência e Andrade, 2016)

De modo a proceder à análise dinâmica com o auxílio do programa de análise estrutural foi necessário examinar os vários tipos de análise dinâmica possibilitados pelo mesmo, o seu âmbito de aplicação e as suas limitações. Embora ele contemple procedimentos mais simples, mais especificamente para ações harmónicas, como é o caso da considerada, foi definido no objetivo da dissertação a utilização de um método de integração passo-a-passo, pela maior generalidade desses métodos. Recorde-se que o objetivo da tese não é tanto o estudo de um problema em concreto, mas a identificação dos métodos disponibilizados pelo programa de cálculo e a descrição da sua utilização num caso geral. Os métodos passo-a-passo são muito versáteis por poderem ser aplicados a qualquer tipo de sinal, e ainda serem válidos no caso da análise não linear, e, portanto, oferecem a generalidade buscada.

No programa de cálculo utilizado, os métodos passo-a-passo recebem a designação de “análise por histórico de tempo”. O programa determina a resposta da estrutura no intervalo de tempo de interesse $[t_1, t_2] = [0, t_2]$ (intervalo de tempo da análise), permitindo consultar a resposta de uma dada variável ao longo do tempo, ou determinar o estado da estrutura num dado instante de tempo contido naquele intervalo.

Nesta análise, sendo conhecidos os valores iniciais do deslocamento $d(0)=u(0)=d_0$ e da velocidade $v(0)=\dot{u}(0)=v_0$, resolve-se em ordem à variável tempo, t , o sistema linear de equações diferenciais ordinárias de segunda ordem

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{d}}(t) + \mathbf{C} \dot{\mathbf{d}}(t) + \mathbf{K} \mathbf{d}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (12)$$

onde \mathbf{M} é a matriz de massa, \mathbf{K} a matriz de rigidez, \mathbf{C} é a matriz de amortecimento e \mathbf{F} representa o vetor das forças aplicadas nos nós. Se se assumir um amortecimento proporcional, vem $\mathbf{C} = a \times \mathbf{M} + b \times \mathbf{K}$, onde a e b são constantes, e o sistema pode ser desacoplado, o que não é obrigatório nos métodos passo-a-passo.

Como se explicou, o valor do passo de tempo h deve ser tal que garanta a estabilidade e precisão do método, dependendo do valor do menor período natural considerado na análise. Assim, no caso geral, a versão normal do método de Newmark, requer um valor muito pequeno para h , de modo que quando é necessário determinar a resposta num período com longa duração, o esforço de cálculo pode ser muito elevado e a análise muito demorada.

Uma forma de resolver esta dificuldade é proporcionada pelo método de Hiber-Hughes-Taylor (1997), que se pode considerar uma especialização do método de Newmark, a qual

implementa um amortecimento numérico das frequências mais altas, ou seja, dos períodos mais baixos, sem reduzir a precisão da solução. Este método revela-se pois muito eficiente para a integração numérica, permitindo eliminar o impacto negativo das frequências elevadas sobre a solução.

Uma outra forma de reduzir o esforço de cálculo, aplicável quando as frequências da ação aplicada estão contidas num intervalo reduzido, é considerar apenas os modos correspondentes às frequências próprias que estão perto desse intervalo, uma vez que a contribuição dos restantes modos pouco significativa. Nesse caso, o movimento da estrutura é dado pela sobreposição das respostas desacopladas para cada um dos modos considerados. Este foi o método efetivamente adotado no programa de análise estrutural, por exigir menor esforço de cálculo e não necessitar de nenhuma simplificação especial, para além da utilização de uma matriz de amortecimento proporcional.

Este método é baseado num conjunto de equações que determina o vetor deslocamento para um determinado instante de tempo t após a resolução da equação (12) com

$$\mathbf{F}(t) = \sum_{k=1}^{N_g} F_k \varphi_k(t) \quad (13)$$

em que N_g é o número de conjunto de cargas, $\varphi_k(t)$ a variação no tempo de cada um desses conjuntos e F_k um vetor que define a sua distribuição espacial. No exemplo considerado tem-se, obviamente, uma única força num único conjunto, $N_g = 1$.

Seja m o número de modos de vibração V_i considerados na análise. Considere-se ainda que estes foram normalizados de modo a satisfazer as condições de ortogonalidade relativamente às matrizes de massa, $V_i M V_j = \delta_{ij}$, em que $\delta_{ij} = 1$ se $i = j$ e $\delta_{ij} = 0$ se $i \neq j$, e de rigidez, $V_i K V_j = \omega_i \omega_j \delta_{ij}$, em que a frequência angular é dada por $\omega_i = 2\pi f_i = 2\pi/T_i$. A resposta em coordenadas cartesianas obtém-se por sobreposição das respostas modais

$$\mathbf{d}(t) = \sum_{i=1}^m q_i(t) V_i \quad (14)$$

onde $q_i(t)$ são as m coordenadas modais a determinar. Introduzindo esta expressão na equação (12) e admitindo que o amortecimento é proporcional, obtém-se o sistema linear de m equações diferenciais ordinárias desacopladas

$$\ddot{q}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{q}_i + \omega_i^2q_i = \sum_{k=1}^{N_g} p_k^i(t), \quad i = 1, 2, \dots, m \quad (15)$$

onde ξ_i é a frequência relativa para o modo i e a contribuição da ação aplicada à i -ésima equação se determina multiplicando-a pelo i -ésimo modo, ou seja, $p_k^i(t) = \mathbf{F}_k \mathbf{V}_i \varphi_k(t)$. Considerou-se um amortecimento relativo $\xi_i = 0.05$ para todos os modos, o que permitiu ultrapassar a questão da utilização de uma matriz de massa proporcional.

Cada equação é resolvida numericamente com uma precisão de segunda ordem, isto é, se a função no membro direito fosse linear ou quadrática, o cálculo seria exato, determinando as m soluções $q_i(t)$ para $t \in [t_1, t_2]$. Como se explicou anteriormente, no caso considerado neste estudo, o somatório no membro direito da equação acima tem um único termo e a função é um seno. O vetor deslocamento resultante $\mathbf{d}(t^*)$ num dado instante $t^* \in [t_1, t_2]$ é obtido por substituição dessas soluções $q_i(t^*)$ na expressão (14).

Para avaliar a estabilidade e precisão das soluções determinadas a análise foi repetida para valores decrescentes do passo de tempo h , tendo-se considerado primeiro $h = 0.1$ s e depois 0.05 s. Para se ter uma boa perceção do que acontece à estrutura quando esta é sujeita à acção dinâmica, considerou-se que a ação tem uma duração total de 100 s. Deste modo, como se observará, a componente transitória (ou seja, não periódica) da resposta da estrutura acaba por ser totalmente amortecida ficando apenas a componente estacionária (ou seja, periódica).

Como foi referido, utilizou-se uma função sinusoidal para modelar a ação dinâmica, com uma amplitude igual a 10% do valor máximo da força que se considerou que o vento exerce nas pás em condições de serviço e com dois valores distintos para a frequência: $1.1P$ e $2.6P$. A escolha deste valor para a amplitude foi completamente arbitrária. Por outro lado, a escolha das frequências tende a cobrir, de forma indireta, o erro na determinação da frequência fundamental de vibração anteriormente referido. Como se explicou, o objetivo desta tese não é o estudo de uma ação específica, ou mesmo a ação do vento sobre este tipo de equipamento, até pela enorme complexidade da sua quantificação, incluindo a sua variabilidade no tempo, em grandeza e direção. De facto, pretende-se apenas considerar um sinal com definição variável no tempo, para investigar como o modelar e analisar resultados no programa de

análise estrutural utilizado. Por outro lado, é natural que a ação do vento e a velocidade de funcionamento do rotor sejam parâmetros determinantes para o comportamento da estrutura, daí que tenham sido considerados na definição desta ação, para que ela não seja totalmente abstrata. As funções temporais consideradas, para um valor unitário da amplitude, são pois

$$\sin(2\pi \times 1.1P \times t), \text{ com } 1.1P = 0.336 \text{ Hz} \quad (16)$$

$$\sin(2\pi \times 2.6P \times t), \text{ com } 2.6P = 0.793 \text{ Hz} \quad (17)$$

As figuras 4.2 e 4.3 representam estas funções, para um valor unitário da amplitude, ao longo do intervalo de tempo de 100 s considerado para a sua atuação. Mas, como se pode verificar nestas figuras, qualquer destas funções tem um valor para $t = 100$ s diferente de zero; assim, se o sinal fosse interrompido neste instante, tal equivaleria à aplicação estática de uma força com esse valor, o obviamente não se pretende. Para contornar esta questão de forma simples, em vez dos valores anteriormente definidos consideram-se frequências atuantes com os valores 0.400 Hz e 0.800 Hz. O primeiro corresponde a um incremento de 31% relativamente a P , ou seja, a uma ação muito mais gravosa do que a inicialmente definida, por estar mais perto da frequência fundamental, enquanto que a segunda corresponde a 13% de $3P$, sendo pois menos conservativa do que a inicialmente definida. Para estes valores das frequências atuantes, o sinal para $t = 100$ s vale zero para ambos os sinais, já que ao fim deste tempo a primeira frequência corresponde exatamente a $100/0.4 = 250$ períodos e a segunda a 125.

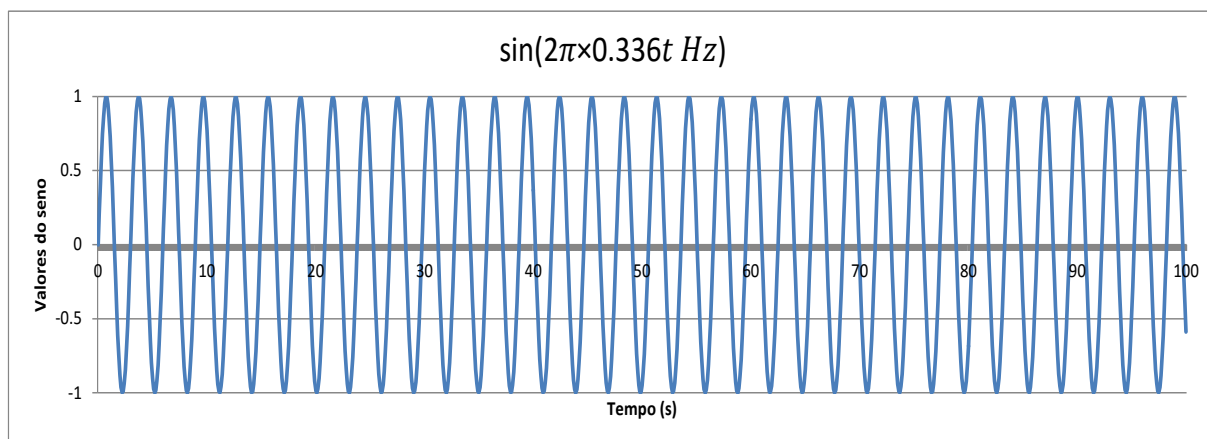


Figura 4.2- Gráfico da função $\sin(2\pi \times 0.336t \text{ Hz})$

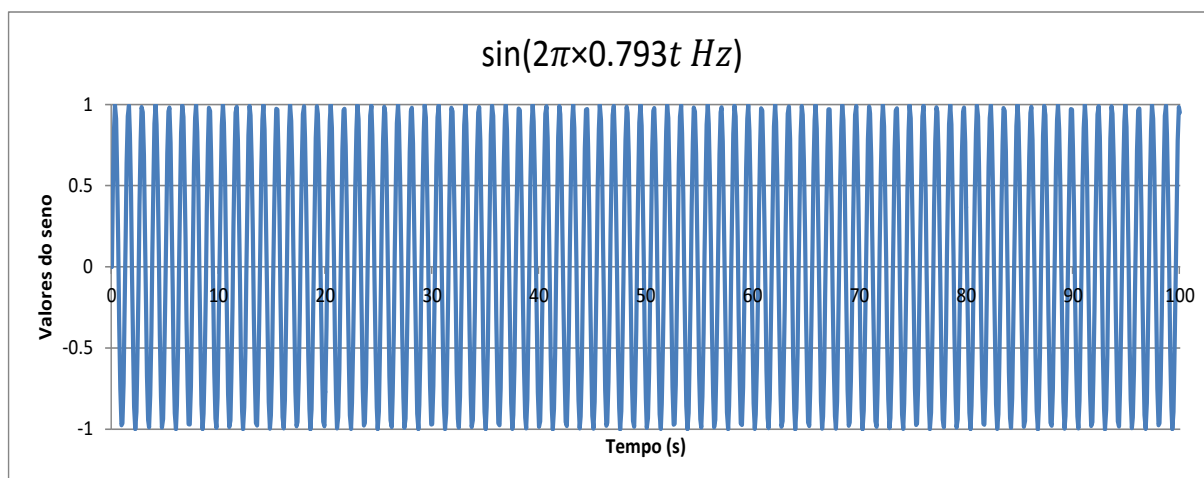


Figura 4.3- Gráfico da função $\sin(2\pi \times 0.793t \text{ Hz})$

Estas ações foram individualmente definidas no programa de análise utilizado. Após a análise dinâmica, para cada um dos passos de tempo referidos, procuraram-se os valores extremos da tensão normal devidos unicamente a estas ações, os quais se representam no quadro 4.2. Estes valores correspondem à função seno introduzida, com amplitude unitária, multiplicada por 70 kN, que é o valor médio da ação do vento em serviço. Observa-se que há convergência dos resultados numéricos para ambas as frequências. Como os resultados para o passo de tempo de 0.050 s apresentavam, relativamente aos resultados para 0.100 s, um erro de 0.38% e 2.43% para a frequência de 0.400 Hz e 0.800 Hz, respectivamente, decidiu-se voltar a reduzir o passo de tempo. Neste caso o erro já é de 0%, como se verifica no quadro 4.2. Na prática, de acordo com o problema concreto em estudo, poderia ser necessário continuar a reduzir o passo de tempo, até que a variação dos resultados fosse inferior a uma tolerância admissível pré-estabelecida.

Quadro 4.2- Valores extremos da tensão para as ações variáveis no tempo

Tensões - σ [MPa]	Função	Passo de tempo				
		0.100 [s]	0.050 [s]	Erro [%]	0.025 [s]	Erro [%]
$\sigma_{\text{máx}}$	$\text{Sen}(2\pi \times 0.400t \text{ Hz})$	2.64	2.65	0.38	2.65	0
$\sigma_{\text{mín}}$		-2.64	-2.65	0.38	-2.65	0
$\sigma_{\text{máx}}$	$\text{Sen}(2\pi \times 0.800t \text{ Hz})$	2.83	2.90	2.43	2.90	0
$\sigma_{\text{mín}}$		-2.84	-2.90	2.43	-2.90	0

Estes valores, causados pela ação, que atua de forma dinâmica, foram seguidamente comparados com os causados por uma ação equivalente, aplicada de forma estática, determinando os correspondentes fatores dinâmicos, ver quadro 4.3.

Quadro 4.3- Comparação dos efeitos produzidos por parte da ação do vento, dependendo da sua aplicação dinâmica ou estática

Aplicação da ação do vento (10%)	Expressão	Tensão normal [MPa]		Fator Dinâmico
		$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	
dinâmica	$\sin(2\pi \times 0.400t \text{ Hz})$	2.65	-2.65	2.25
	$\sin(2\pi \times 0.800t \text{ Hz})$	2.9	-2.9	2.46
estática	70 kN	1.18	-1.18	-

Os resultados ilustram a forte amplificação dos efeitos das ações que atuam de forma dinâmica (Dias da Silva, 2013). Por outro lado, a combinação quase-permanente envolvendo ações dinâmicas do tipo da considerada e ações estáticas, permite estabelecer o intervalo de variação da tensão normal nas secções críticas, necessário para avaliar a segurança associada ao estado limite último por fadiga.

O programa de análise estrutural utilizado estabelece gráficos que descrevem o comportamento de um determinado nó e grau de liberdade, ou seja, direção, em termos do deslocamento, velocidade e aceleração, durante o período de tempo considerado na análise dinâmica. Considere-se, por exemplo, o deslocamento horizontal do topo da torre na direção da ação dinâmica, e por efeito exclusivamente desta. O valor máximo deste deslocamento ocorre para a ação com frequência de 0.800 Hz, por volta do instante 2.10 s e tem valor 0.00159 cm. A figura 4.4 representa a variação temporal deste deslocamento para ambos os valores da frequência atuante considerados, a traço rosa 0.400 Hz e a azul 0.800 Hz. Esta figura permite constatar que a fase transitória é muito curta, tanto no início da atuação da ação como após o seu final aos 100 s, demorando cerca de 10 a 20 s, após o que a resposta da estrutura estacionariza. Observa-se também, de novo, o maior efeito da frequência de valor superior.

Na figura 4.5 é representada a variação da aceleração horizontal do topo da torre, na direção da ação, para o caso das frequências atuantes. Mais uma vez, e como seria de esperar, observa-se que os extremos são atingidos pouco depois do início da aplicação da ação. Este tipo de informação pode ser necessária para avaliar as condições de funcionamento do rotor,

uma vez que os equipamentos mecânicos apresentam habitualmente valores limite das acelerações a que podem estar sujeitos quando em operação.

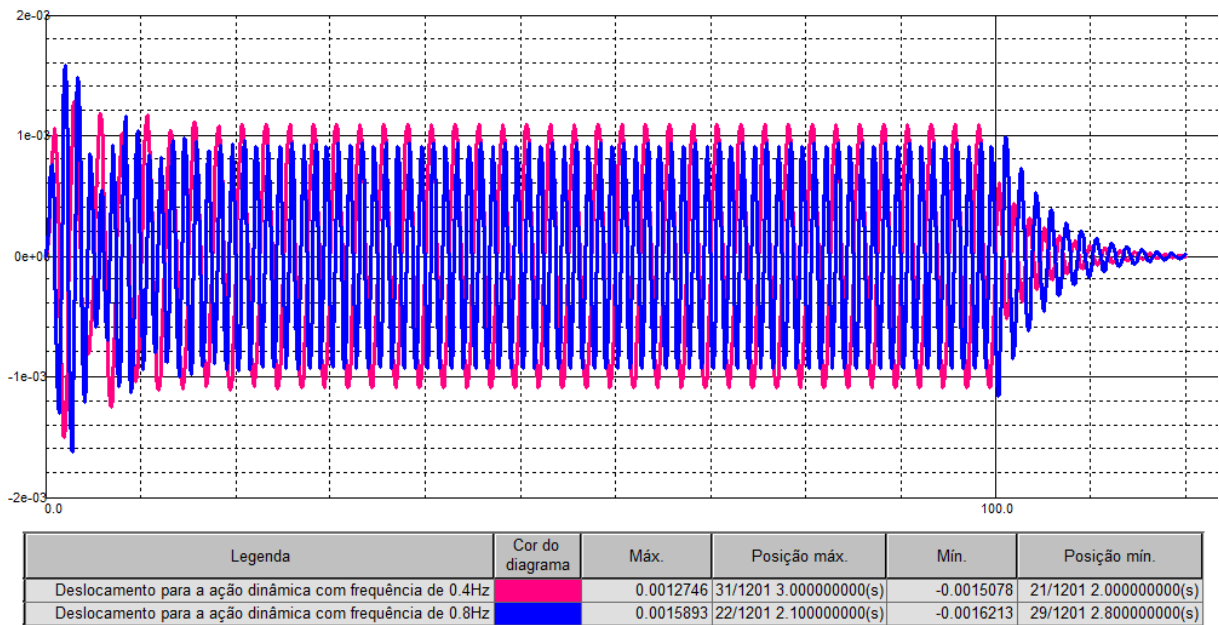


Figura 4.4- Variação temporal do deslocamento horizontal do topo da torre, na direção da força aplicada

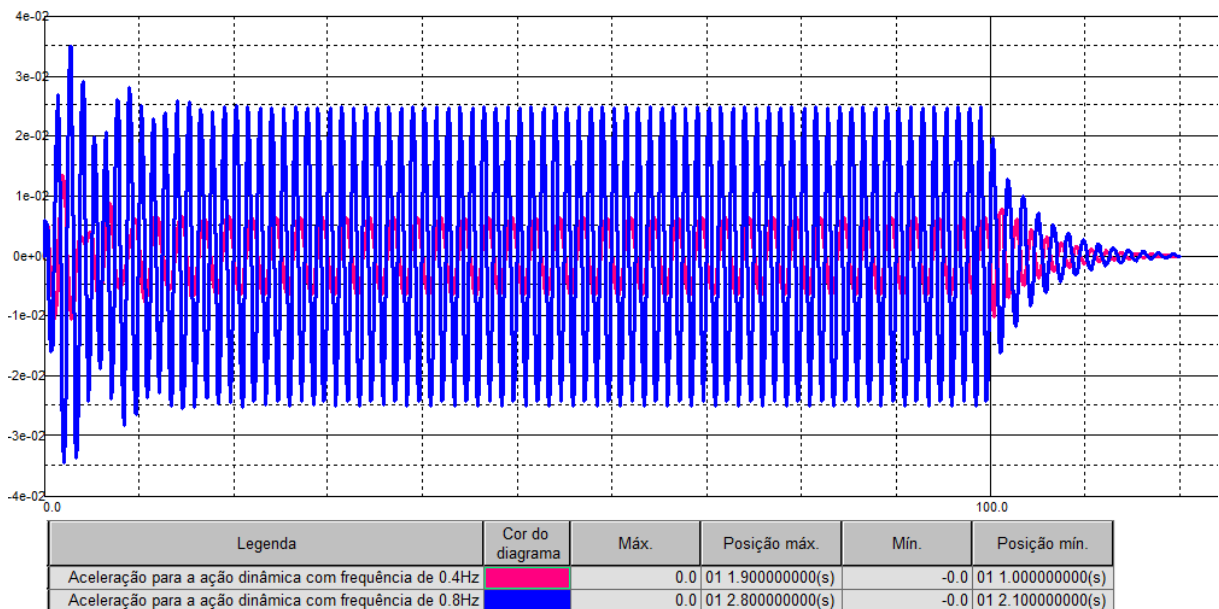


Figura 4.5- Aceleração horizontal máxima, no topo da torre para as frequências estudadas

4.2 Procedimento implementado no programa de análise

Um dos objetivos desta dissertação, é a modelação da ação dinâmica e a implementação da análise dinâmica, sempre no ambiente do programa de análise estrutural utilizado, neste caso, o ROBOT. Nesta secção explica-se como foram implementados no programa os passos anteriormente descritos.

Como se referiu, o tipo de análise escolhido é designado “Histórico de tempo” no programa utilizado. Definiram-se seis novas análises deste tipo, três para cada frequência de 0.400 Hz e de 0.800 Hz, com os passos de tempo 0.10 s, 0.05s e 0.025s, para verificar a convergência dos resultados apresentados. A figura 4.6 representa a janela correspondente com alguns dos valores escolhidos para os parâmetros, neste caso a frequência 0.400 Hz e o passo de tempo 0.10 s. Clicando em “Amortecimento”, definiu-se que para todos os modos o valor 0.05. Note-se que este foi o valor utilizado por defeito na análise sísmica, mas no caso da análise dinâmica não há um valor por defeito, nem o programa reconhece o valor já utilizado para a análise sísmica.

A introdução no programa da função que representa a ação dinâmica teve várias etapas. Em primeiro lugar, no Excel calcularam-se os seus valores, para cada uma das frequências e para cada instante. O intervalo de tempo de atuação destas ações foi $t \in [0,100 \text{ s}]$, correspondendo, para o passo de tempo maior a $t = 0, 0.10 \text{ s}, 0.20 \text{ s}, \dots, 99.90 \text{ s}, 100 \text{ s}$. O quadro 4.4 mostra um pequeno extrato do ficheiro Excel.

Seguidamente o ficheiro é guardado no formato texto *.txt, sendo * o seu nome, alterando-se posteriormente esta terminação para *.thf, que designa uma “time history file”, para que o ficheiro possa ser reconhecido pelo ROBOT, que o importa diretamente.

Clicando no botão “Definição de função” aparece uma nova janela, ilustrada na figura 4.7. Dá-se um nome à função, à escolha do utilizador, no campo “Nome da função”, clica-se em “Adicionar” para definir uma nova função. Seguidamente, seleciona-se o separador “Pontos”, ver figura 4.8. Neste separador, clica-se no botão “Ler” para abrir uma nova janela onde se seleciona o ficheiro *.thf anteriormente criado, o qual é importado pelo ROBOT que apresenta automaticamente uma lista com os pontos e a sua representação gráfica. Nesta janela, X representa a variável t e Y o valor da função $\sin(2\pi \times 0.336t \text{ Hz})$. Após este passo, clica-se em “Fechar” e retorna-se ao menu apresentado na figura 4.6. Agora a função já aparece no separador “Função”. Resta definir o “Factor”, ao qual, como foi explicado na secção anterior, se atribui o valor de 10% da ação do vento em ELS (isto é 0.05) que é o

“Caso” a que esse fator é aplicado. Como se pretende analisar o efeito da ação do vento sobre a torre, aplica-se ao caso “Vento”. Este caso foi anteriormente definido, e representa a força aplicada no topo da torre com valor de 1400 kN (valor para verificação do ELU). Ainda na mesma janela, clicando “Ok” ficam definidos os dados necessários à realização da análise de “histórico de tempo”. Depois executa-se o programa, e consultam-se os resultados, que são apresentados em diversos formatos, por exemplo, quadros, diagramas de esforços ou gráficos como os apresentados na secção anterior.

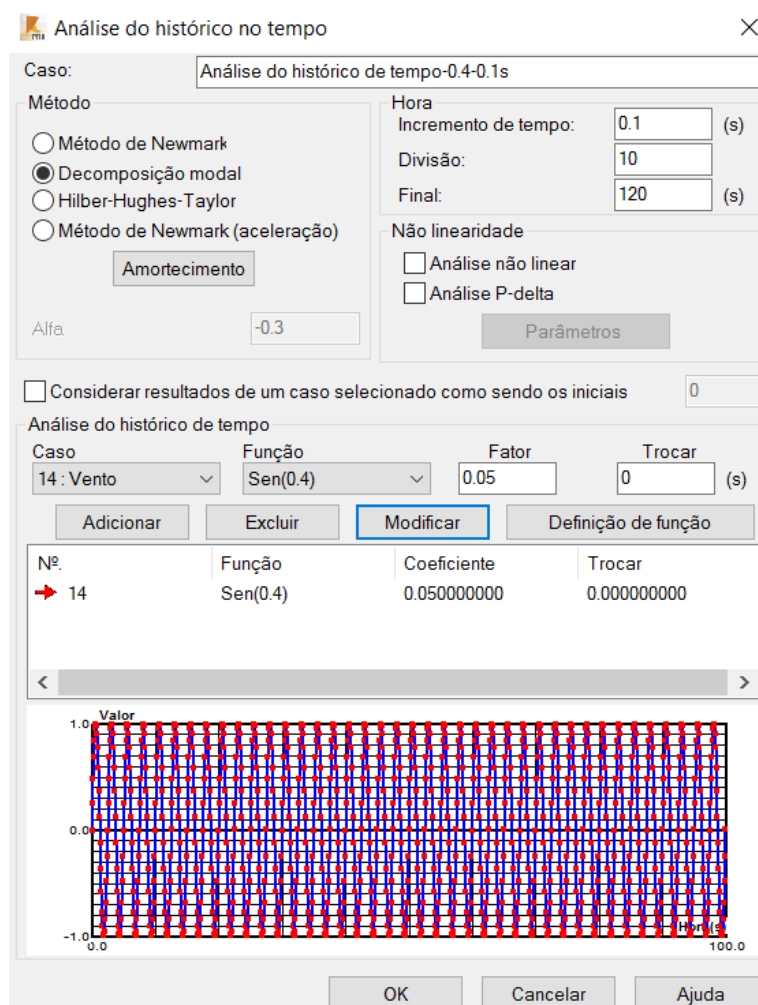


Figura 4.6- Janela do programa ROBOT para o tipo de análise “Histórico de Tempo”

Quadro 4.4 - Extrato do ficheiro Excel exemplificando o cálculo da função $\sin(2\pi \times 0.400t \text{ Hz})$

t [s]	$\sin(2\pi \times 0.400t \text{ Hz})$
0.00	0.000
0.10	0.249
0.20	0.482
0.30	0.685
0.40	0.844
0.50	0.951
0.60	0.998
0.70	0.982
0.80	0.905
0.90	0.771
1.00	0.588

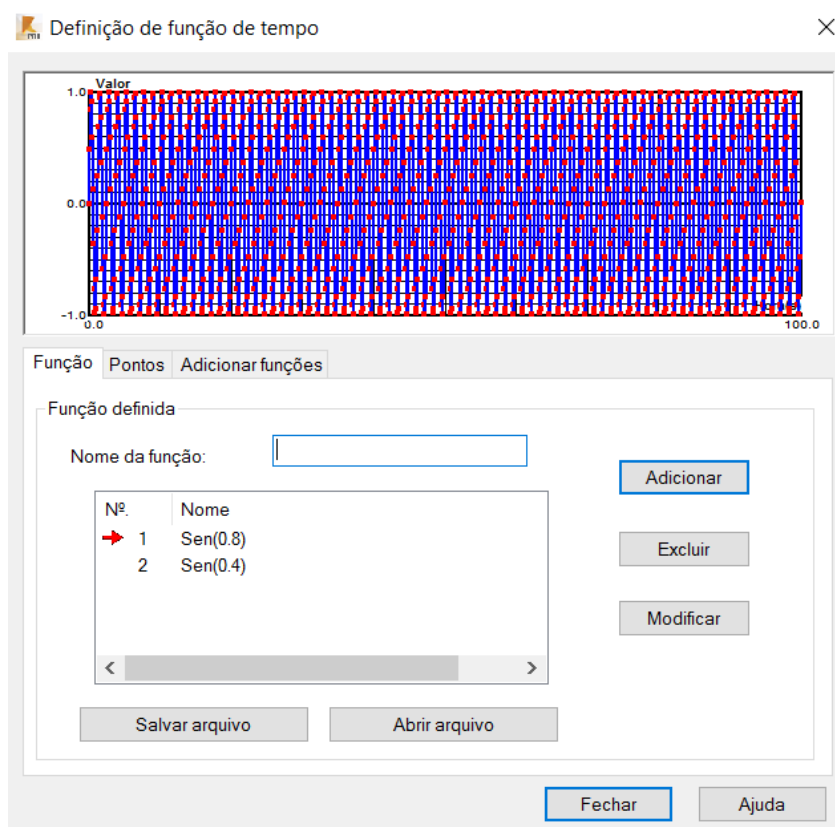


Figura 4.7- Janela para definição das funções temporais no programa

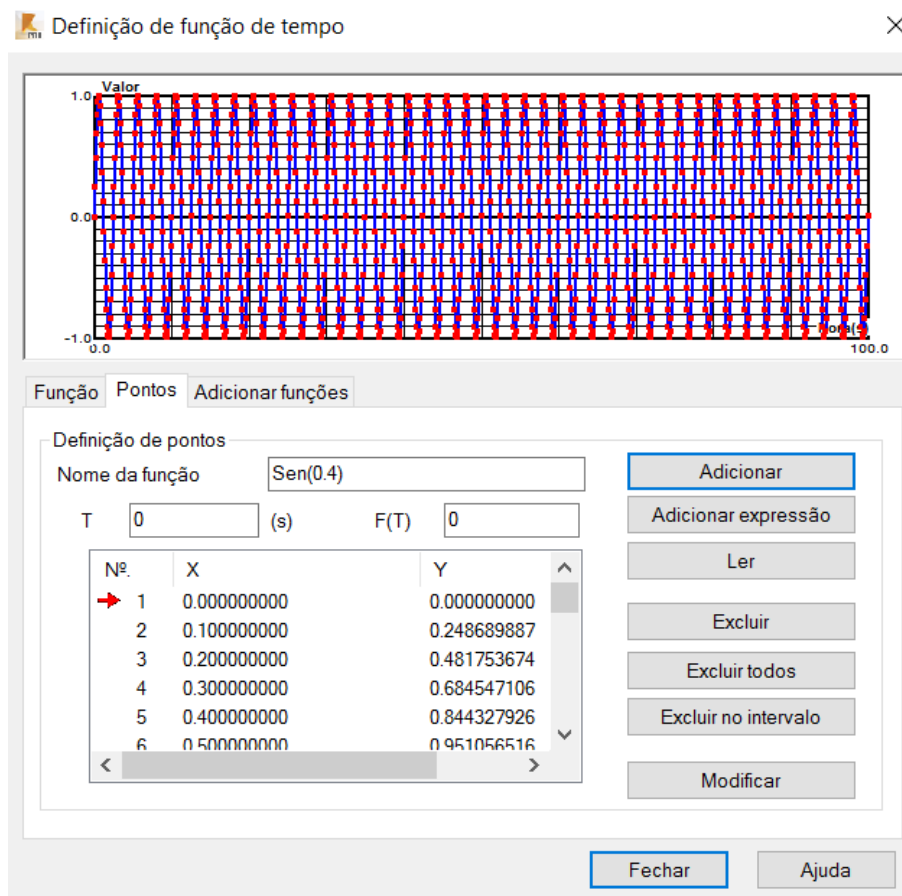


Figura 4.8- Separador “Pontos” da janela para definição das funções temporais no programa.

5 CONCLUSÕES

Esta dissertação apresentava três objetivos principais: (1) a modelação de uma torre eólica num programa de análise estrutural, neste caso o *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016*, e ainda no mesmo programa, (2) a modelação de uma ação dinâmica e (3) a realização de uma análise dinâmica, com apresentação de resultados e sua análise.

As principais conclusões são as seguintes:

- 1) Em relação à modelação da torre no programa, verificou-se que a sua frequência fundamental varia num pequeno intervalo, normalmente entre 0.61 e 0.65 Hz, dependendo dos valores da espessura, diâmetro ou módulo de elasticidade utilizados. Estes resultados demonstram que as soluções em betão pré-esforçado são particularmente apropriadas para este tipo de estrutura; foi incluída uma análise de sensibilidades para ilustrar este aspeto.
- 2) A análise de segunda ordem, que tem em conta a deformação da estrutura, necessária tendo em atenção a esbelteza destas estruturas bem como a sua tipologia em pendulo invertido, levou ao aumento espectável dos deslocamentos e das tensões. Apesar disso, a estrutura continua a satisfazer a segurança para os ELU bem como os ELS.
- 3) Em relação à ação dinâmica considerada, pretendeu-se que refletisse de algum modo o efeito da rotação do rotor e das pás, que apresentam frequências de operação de P e 3P, variando P com a potência da turbina; mostrou-se que a frequência fundamental de vibração da estrutura está entre estes dois valores e que é fácil de conceber a estrutura de modo a que ela fique aproximadamente equidistante de modo a atenuar os efeitos de ressonância.
- 4) No que respeita à análise dinâmica, mostrou-se que o método de integração passo a passo das equações do movimento, incluído no programa utilizado, é simples de utilizar, muito robusto e apresenta grande versatilidade em termos de possibilidades de saída de resultados; a avaliação da convergência e precisão são facilmente implementadas numericamente através da variação do passo de tempo; observou-se que o passo de tempo era mais crítico para frequências da excitação superiores.

- 5) Os efeitos da ação dinâmica foram comparados com os de uma ação estática com a mesma amplitude evidenciando a necessidade de se considerar um coeficiente ou fator dinâmico, o qual foi quantificado.

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

- 1) Fazer a modelação da torre com elementos de casca, e comparar com o modelo linear utilizado neste trabalho em termos de dificuldade de modelação, precisão da solução e tempo de cálculo.
- 2) Considerar uma ação dinâmica real, seja de curta duração, para estudar por exemplo o comportamento da estrutura perante uma rajada, ou de longa duração, para avaliar os estados limite de fadiga.
- 3) Comparar os resultados da análise dinâmica considerada, com outros métodos simplificados possibilitados pelo programa de cálculo.
- 4) Otimizar a estrutura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Appleton, J. (2013). “Estruturas de Betão – Volume 1”, 1ª edição. Edições Orion. Alfragide, Lisboa.

Autodesk @ (2012). <http://docs.autodesk.com/RSA/2012/ENU/filesROBOT/GUID-F549418E-C32C-4636-9924-3340C5CE5FE-716.htm>. Autodesk.

Autodesk@ (2015). <http://help.autodesk.com/view/RSAPRO/2015/ENU/?guid=GUID-539BF9B3-3DA5-4E07-8BC6-15284F87843A>. Autodesk.

Barros, H., Figueiras, J. (2010). “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Seções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2”. FEUP edições, Porto

Brazão Farinha, J.,S., Correia dos Reis, A. (1993). “Tabelas Técnicas”. Setúbal.

Chopra, A.,K. (2007). “Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering”, 3ª edição. Pearson Education.

Clough, R., Penzien, J. (1995). “Dynamics of Structures”, 3ª edição. Computers & Structures, EUA.

Dias da Silva, V. (2013). “Mecânica e Resistência dos Materiais”, 4ª edição. Coimbra.

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

Eurocódigo 1: Acções em estruturas (2010), Parte 1-4: Acções gerais, Acções do vento. CEN.

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

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

Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos (2009), Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. CEN.

Gasch, R., Twele, J. (2011). “Wind Power Plants - Fundamentals, Design, Construction and Operation” (2ªed.). Springer, Alemanha.

Gaspar, R. (2012). “Concrete wind towers: a lowtech innovation for a high-tech sector”. X&Y Partners, Lisboa.

Global Wind Energy Council (GWEC), (2012). “Global Wind Statistics 2012”. Bruxelas.

Global Wind Energy Council (GWEC), (2014). “Global Wind Energy Outlook”. Bruxelas.

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

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

Hilber, H.M, Hughes, T.J.R and Talor, R.L. (1997) "Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics" Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

IEC 61400-1: Wind turbines (2005), Part 1: Design requirements. IEC.

Pinto, P. (2014/2015). “Sebenta de Fundações”. DEC-FCTUC. Portugal.

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, EUA.

Margarido, F., Gonçalves, C., M. (2012), “Ciência e Engenharia de Materiais de Construção”. IST Press

Rocha, M., Brühwiler, E. (2012) “Prediction of fatigue life of reinforced concrete bridges using Fracture Mechanics”. École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Suíça.

Maunu, P., (2008). “Design of Wind Turbine Foundation Slabs”. Master’s Thesis, Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering.

Newmark, N. M. (1959) A method of computation for structural dynamics. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 85 (EM3) 67-94

Platt, R., et al (2012). “Beyond the bluster- Why wind power is an effective technology”. Institute for Public Policy Research, Reino Unido.

Providência, P., Costa, R., Andrade, A. (2015). “Apontamentos de apoio à disciplina de PAC”. DEC-FCTUC. Portugal

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

The concrete centre (2005). “Concrete Wind Towers - Concrete solutions for offshore and onshore wind farms”. The concrete centre, Camberley, Reino Unido.

The concrete centre (2007). “Concrete Towers for Onshore and Offshore Wind Farms- Conceptual design studies”. The concrete centre, Camberley, Reino Unido.

Tricklebank, A., H., e al. (2007). “Concrete Towers for Onshore and Offshore Wind Farms – Conceptual Design Studies”. The concrete centre, Camberley, Reino Unido.