



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

Estruturas metálicas para suporte de turbinas eólicas offshore

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

Autor

Arafam Mané Júnior

Orientadores

Prof. Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo

Prof. Doutor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto

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, Janeiro, 2014

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer em primeiro lugar a minha mãe pelo apoio que sempre me deu ao longo de todos estes anos, sem a sua dedicação nunca chegaria ao ponto a que me encontro hoje.

Um especial agradecimento ao meu primo Úmaro Sissocó, ao meu tio Armando António Monteiro Barbosa e ao meu irmão Gibril Mané.

Aos meus irmãos que sempre foram uma motivação para mim, à minha namorada que me apoiou desde o início, aos meus colegas que sempre me apoiaram aqui e aos professores a quem devo tudo o que aprendi.

Quero agradecer também ao Coimbramma que foi a minha família aqui em Coimbra.

Sem esquecer do Miguel Serra e Hugo Augusto por me terem disponibilizado uma parte do seu escasso tempo.

Gostaria de mostrar o meu apreço e gratidão ao Professor Doutor Carlos Alberto da Silva Rebelo e ao Professor Doutor Paulo Miguel Cunha Matos Lopes Pinto pela orientação e disponibilidade que sempre me dispensaram.

RESUMO

A busca de soluções para a produção de energia alternativas aos métodos convencionais baseados em combustíveis fósseis tem revelado a energia eólica como um caminho fiável, sólido e com resultados já amplamente demonstrados. Nas últimas décadas as torres eólicas têm vindo a ser localizadas em zonas costeiras, conseguindo-se assim orografias mais homogêneas e menos obstáculos, resultando deste modo ventos mais fortes e estáveis. Por outro lado essa transferência de torres onshore para offshore acarreta maiores custos, já que são necessárias estruturas mais robustas para acomodar os esforços do vento e das ondas.

Para melhorar a viabilidade de um projeto offshore, é necessário ter em conta todas as condicionantes de implantação: a sua localização, as cargas de dimensionamento, conhecimento do funcionamento de turbinas offshore e da própria fundação, e é importante ter disponíveis instrumentos de cálculo que permitam melhorar o aproveitamento do material.

Nesta tese é apresentado um resumo de diferentes tipologias adoptadas para as estruturas de suporte de turbinas eólicas offshore e a sua adequabilidade a diferentes profundidades.

Apresentam-se também um modelo de uma estrutura de suporte metálica e o dimensionamento dos seus elementos, em particular as barras e respectivas ligações. É também estudado o efeito da fadiga na estrutura, e é feita uma análise dinâmica, comparando as frequências e os modos de vibração entre uma torre encastrada e uma torre apoiada sobre a fundação estudada. Finalmente, apresenta-se uma proposta para a ancoragem da estrutura de suporte no fundo oceânico.

O caso de estudo da estrutura de suporte apresentada aplica-se a uma torre de 100 m com turbina de classe II-A situada no mar do norte. A estrutura de suporte tem 50 m dos quais 35 m estarão submersos.

ABSTRACT

The search for alternative sources of energy to conventional fossil fuel based energy has already proven that wind energy is a reliable, robust source and with already widely demonstrated results. In recent decades the wind towers have been located in coastal areas, where the increase in wind speed with height above the sea level is more suitable, since there are no obstacles from the orography of the terrain. The transfer onshore from offshore incurs higher costs, as more robust structures are needed to accommodate the resulting energy of the wind and waves.

To improve the cost-effectiveness of offshore wind, the risks involved must be known and mitigated and the critical design parameters must be optimised. From an engineering point of view, these requirements can be met through the following steps: studying the implantation site, understanding the basics of offshore wind-turbines, and improving the design tools.

In this thesis the basics of offshore engineering and of wind energy technology are summarized first, specifically focused on the design of the support structure. Also, a model of a metal support structure and the dimensioning of its components, such as bars and links, is presented. The effect of fatigue on the structure is also studied and a dynamics analysis is performed, comparing the ways and frequencies of the vibration for a fixed tower, and a tower supported on the studied foundation.

A proposal for anchoring the support structure on the sea-bed is presented.

The solution of the support structure shown is for a 100 m tower of class II-A turbine located in the North Sea. The support structure is 50 m, of which 35 m will be submerged.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	2
ABSTRACT	3
Índice	iii
SIMBOLOGIA	v
1 INTRODUÇÃO.....	8
1.1 Considerações Iniciais	8
1.2 Energia eólica em Portugal	10
1.3 Organização da tese	12
2 Revisão bibliográfica e estado da arte	13
2.1 Considerações Iniciais	13
2.2 Estruturas de suporte de turbinas offshore e as suas configurações	13
2.2.1 Fundação de gravidade (Gravity base foundation).....	13
2.2.2 Monopile.....	14
2.2.3 Jacket	15
2.2.4 Tripile	16
2.2.5 Tripod	17
2.2.6 Fundações flutuantes	18
2.3 Requisitos de dimensionamento	19
2.3.1 Vento	19
2.3.2 Ondas.....	20
2.3.3 Correntes.....	20
2.3.4 Gelo	20
2.3.5 Sismo	21
2.3.6 Características de leito do mar e a profundidade da água	21
3 Modelação Estrutural.....	23
3.1 Características geométricas.....	23
3.2 Cargas de dimensionamento e combinações de ações.....	25
3.2.1 Carga do vento.....	25
3.2.2 Carga hidrodinâmica.....	26
3.2.3 Combinação de cargas	29
3.2.4 Condições de apoio.....	30
4 Análise e Dimensionamento estrutural.....	31

4.1	Dimensionamentos das barras.....	32
4.1.1	Barras principais	32
4.1.2	Barras diagonais	38
4.1.3	Barras horizontais	42
4.1.4	Ligações.....	46
5	Fadiga	49
5.1	Efeito da fadiga na ligação.....	49
6	Fundações	52
6.1	Transferência de cargas horizontais, verticais e momentos.....	52
6.2	Características do solo	54
6.3	Capacidade de carga da estaca.....	54
6.3.1	Resistência lateral	54
6.3.2	Resistência de ponta	56
6.4	Cálculo estrutural.....	57
6.4.1	Verificação da estabilidade do elemento	58
6.5	Deslocamentos e assentamentos	62
7	Análise dinâmica	63
7.1	Modos de vibração.....	64
8	Conclusão	69
9	Proposta de trabalho de continuação	71
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72
	Anexo	75

SIMBOLOGIA

γ_G	coeficiente parcial de segurança relativo às acções permanentes
G_k	valor característicos das acções permanentes
γ_Q	coeficiente parcial de segurança relativo às acções variáveis
Q_k	valor característico das acções variáveis
f_y	tensão de cedência
E	módulo de elasticidade
G	Módulo de distorção
ν	coeficiente de Poisson
α_{cr}	factor pelo qual as acções de cálculo teriam que ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global
F_{Ed}	Valor de cálculo da carga que actua na estrutura
F_{cr}	valor crítico da carga associado à instabilidade elástica de um modo global, determinado com base no valor da rigidez elástica inicial
α	factor de imperfeição
ε	extensão
σ	tensão
ε	factor que depende de f_y
Ψ	relação entre tensões
d	diâmetro exterior de uma secção tubular
γ_{M0}	coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções de qualquer classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal actuante
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante, em relação ao eixo y-y

$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante, em relação ao eixo z-z
N_{Rd}	valor de cálculo do esforço normal resistente
$M_{y,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente, em relação ao eixo y-y
$M_{z,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente, em relação ao eixo z-z
M_{Rk}	valor característico do momento flector resistente da secção transversal condicionante
N_{Rk}	valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante
$N_{t,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de tracção
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção bruta
V_{Ed}	valor de cálculo do esforço transversal actuante
$V_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente
$V_{pl,Rd}$	valor de de cálculo do esforço transversal resistente plástico
A_v	área resistente ao esforço transversal
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço resistente à compressão de uma secção transversal
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal
$M_{N,Rd}$	valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, reduzidos pela interação com esforço normal
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
W_{pl}	módulo de flexão plástico de uma secção transversal
I	momento de inércia
A	área de uma secção transversal
ρ	coeficiente de redução para determinar os valores dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interação com os esforços transversos
n	relação entre os valores de cálculo dos esforços normais actuante e resistente plástico de uma secção transversal bruta
L_{cr}	comprimento de encurvadura
χ	coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
ϕ	valor para determinar o coeficiente de redução χ
α	factor de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos

a_0, a, b, c, d	designações das curvas de dimensionamento à encurvadura
i	raio de giração relativo ao eixo considerado, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruto
λ_1	valor da esbelteza de referência para determinar a esbelteza normalizada
χ_y	coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y
χ_z	coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z
k_{yy}	factor de interação
k_{yz}	factor de interação
k_{zz}	factor de interação
k_{zy}	factor de interação
C_{my}	coeficiente de momento equivalente
C_{mz}	coeficiente de momento equivalente
R_b	resistência de ponta
R_s	resistência por atrito lateral
δ	ângulo de atrito entre o solo e o fuste da estaca
ϕ'	ângulo de resistência ao corte
σ'_v	tensão efectiva vertical
$\varepsilon_{50\%}$	valor de extensão axial quando aplicada 50% da tensão de rotura
$\varepsilon_{100\%}$	valor de extensão axial quando aplicada 100% da tensão de rotura
K	coeficiente de impulso do solo
q_b	resistência unitária de ponta
q_s	resistência unitária por atrito lateral
γ_b	coeficiente parcial de segurança para a resistência de ponta
γ_s	coeficiente parcial de segurança para a resistência por atrito lateral (compressão)
γ_{st}	coeficiente parcial de segurança para a resistência por atrito lateral (tracção)
c_u	resistência não drenada

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

A energia eólica representa desde há muito tempo uma fonte de energia promissora, é limpa renovável e inesgotável, e o seu aproveitamento tem vindo a crescer exponencialmente. Muitos países pretendem até 2030 satisfazer 20% da sua necessidade energética à partir da energia eólica, e grande parte dessa energia será produzida offshore (ASW, 2009).

Atualmente estão a ser produzidos em offshore cerca de 2200 MW de capacidade em todo o mundo e espera-se que em 2020 seja de 6500 MW com um investimento total de 20 bilhões de Euros (RBSC, 2013).



Figura 1.1-Crescimento do mercado do offshore na Europa, Norte América e Ásia até 2020 (RBSC, 2013).

Um dos fatores que influenciou o desenvolvimento da eólica offshore foi a introdução de novos materiais (ex. fibra de carbono, fibra de vidro). Os engenheiros puderam, assim, responder a questões como a corrosão provocada pelo ambiente marinho ou a criação de pás de rotor maiores, mais fortes e mais leves.

Os fabricantes estão a testar turbinas eólicas maiores, com altas velocidades nas pontas das pás, de modo a aumentar a eficiência e a produzir mais energia. As máquinas de vários MW poderão ser o futuro da eólica offshore, uma vez que a principal barreira para a eólica offshore tem sido o custo de instalação e manutenção dos parques. O fabrico de máquinas maiores vai possibilitar a redução do custo de capital, bem como dos custos de operação e manutenção (Aquaret@,2013).

O custo de instalações das turbinas offshore é praticamente o mesmo independentemente do tamanho do rotor, o que faz com que a instalação de turbinas com diâmetros maiores e consequentemente com maiores ganhos de energia, seja mais vantajosa (EWEA,2009). As turbinas são responsáveis por aproximadamente 47% do custo total de um parque eólico, enquanto que as fundações equivalem a aproximadamente 22% (EWEA,2009). Já nos parques eólicos onshore estes valores são aproximadamente 75.6% e 6.5% (EWEA,2009).

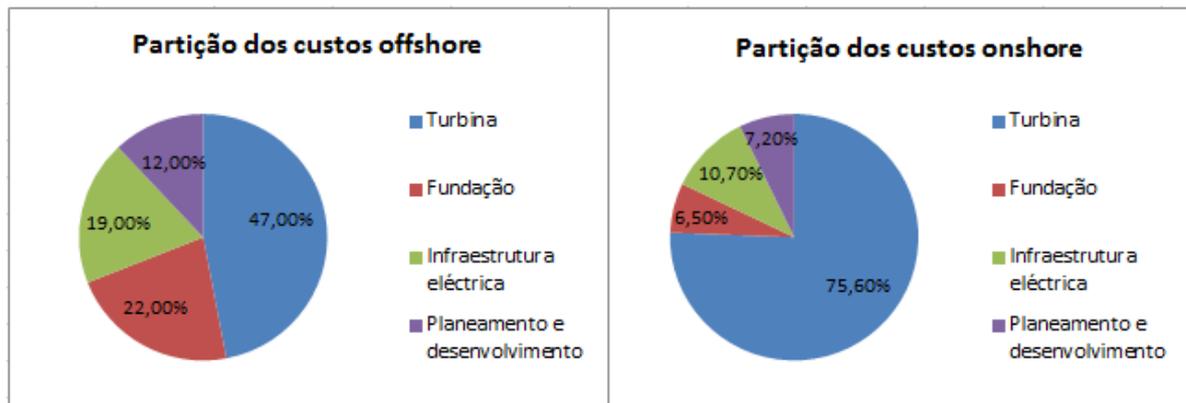


Figura 1.2- Partição de custos para parque eólicos offshore e onshore

As turbinas offshore são montadas em torres tubulares na gama de 60 a 105 metros acima do nível do mar. As torres são fixas nas fundações e entre estas e a torre é montada uma peça de transição que garante a transferência de forças desde a torre até a fundação. Estas torres permitem que as turbinas capturem vento a grandes alturas, onde as suas velocidades são maiores e existem menos turbulências (Rebelo e Simões da Silva, 2009).

As primeiras estruturas de suporte de turbinas offshore que surgiram no mercado foram as Monopiles (monopilar) e Gravity-based foundation (base gravítica) que são mais adequadas às águas menos profundas, e a necessidade de maior ganho energético levou com que fossem implantadas cada vez mais afastadas da costa, surgindo assim a necessidade de encontrar configurações mais adequadas. Baseando-se na já conhecida indústria petrolífera offshore surgiram configurações como jacket, tripods, tripiles, estruturas que ligam a torre e o leito do mar através de 3 ou 4 pernas e apresentam bons comportamentos para profundidades até 50 metros, e ainda existem as plataformas ancoradas, que são capazes atingir profundidades superiores a 60 metros, mas são as menos usadas e apenas existem alguns projetos piloto (Rebelo e Simões da Silva, 2009).



Figura 1.3- Fundação tripile, tripod e jacket, respectivamente.

A escolha, o dimensionamento e a implantação dessas fundações são diretamente afetados pelas condições do local tais como: velocidade máxima do vento, profundidade da água, altura da onda, correntes e propriedades do solo (ASW, 2009).

A implantação dessas fundações é extremamente complexa e não pode ser feita a qualquer altura do ano. É necessário um estudo posterior para conhecer as condições ambientais e o estado do mar e só depois é estabelecido períodos de instalação.

1.2 Energia eólica em Portugal

O setor de energia português tem sido reconhecido como um exemplo para outros na Europa, com o uso de tecnologias que colocam Portugal na vanguarda daqueles que tentam diversificar as fontes, afastando-se dos combustíveis fósseis. As energias renováveis representam mais de 40 por cento da produção de eletricidade no país e estima-se que o país tenha poupado cerca de € 2,5 bilhões em importações de combustíveis desde 2005 (Siemens@, 2013), tornando Portugal um dos poucos países na Europa no caminho certo para atingir a meta da União Europeia de que um quinto do consumo de energia deve ser verde em 2020.

A energia eólica tem dominado, com 4.310 dos 10.367 megawatts (MW) de capacidade de energia (renovável) instalada na rede elétrica, alimentados por ventos vindos do Atlântico e das montanhas ao norte. No final de abril de 2012, Portugal tinha 219 parques eólicos e 2.254 turbinas eólicas (Siemens@, 2013).

No que diz respeito a turbinas offshore, a EDP, a Repsol, a InovCapital e a Principle Power, Inc. (Principle Power) inauguraram a primeira eólica offshore em Junho de 2012, num projecto que custou 23 milhões de euros.

O sistema WindFloat apresentado na figura 1.3, pesa mais de duas mil toneladas, foi colocado a seis quilómetros da costa, está equipado com um aerogerador de 2 megawatts (MW), o que

corresponde ao consumo de cerca de 1300 habitações, e está ao largo da costa da Aguçadoura, na Póvoa do Varzim, estando já a produzir energia para a rede.

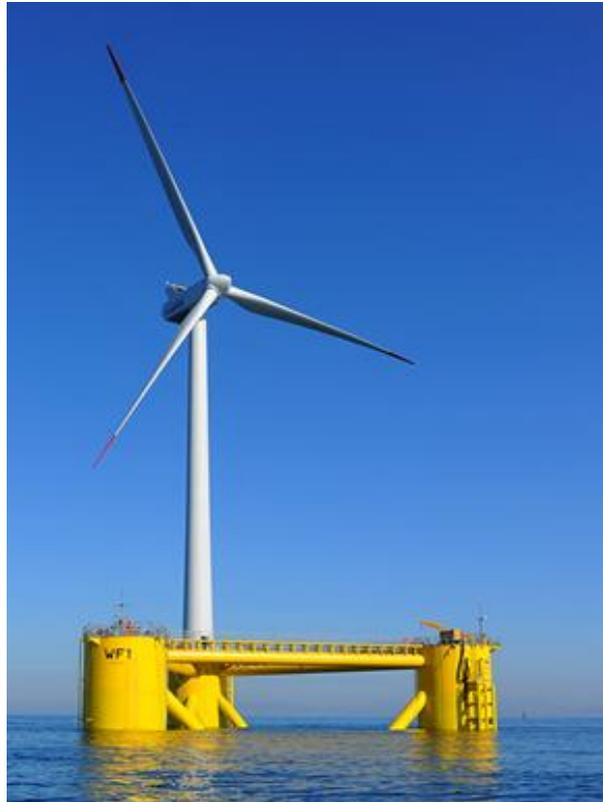


Figura 1.4- Estrutura implantada na costa Portuguesa

Trata-se do primeiro projeto de energia eólica offshore a nível mundial que não exigiu a utilização de qualquer equipamento de carga pesada offshore. Todo o processo de montagem final, instalação e preparação da entrada em funcionamento decorreram em terra firme, num ambiente controlado. Esta é a primeira turbina eólica em águas abertas no Atlântico, sendo igualmente a primeira colocação offshore de uma estrutura semi-submersível que sustenta uma turbina eólica multi-megawatts.

O WindFloat já atravessou um Inverno rigoroso, tendo sido exposto a ondas até 15 m, no final de 2011 (fase de teste). O sistema comportou-se adequadamente e de acordo com os modelos teóricos que estiveram na base do projeto de engenharia, sendo as primeiras conclusões sobre o desempenho do sistema muito positivas (EDP@, 2012).

1.3 Organização da tese

A tese está dividida em 9 capítulos.

O primeiro capítulo tem uma pequena introdução do assunto a estudar, e a sua relevância.

No capítulo 2 é feita uma apresentação mais profunda do tema da tese e são apresentadas as diferentes estruturas de suporte para turbinas eólicas offshore e os critérios de dimensionamento.

No capítulo 3 é feita a apresentação da estrutura a estudar, onde são apresentados os materiais e a geometria da estrutura.

No capítulo 4 é feito o dimensionamento da estrutura.

No capítulo 5 estuda-se o efeito da fadiga na estrutura e o caso particular da ligação.

No capítulo 6 estuda-se a fundação e o seu dimensionamento.

No capítulo 7 temos a análise dinâmica.

No capítulo 8 estão apresentadas as conclusões.

Finalmente no capítulo 9 há uma proposta de trabalhos futuros para dar seguimento ao estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA E ESTADO DA ARTE

2.1 Considerações Iniciais

A produção atual da energia eólica offshore exige soluções cada vez mais eficientes, levando a que as torres eólicas sejam implantadas longe da costa, onde as velocidades do vento aumentam substancialmente com a altura, já que a orografia do terreno é mais uniforme e não existem grandes obstáculos ao vento.

As forças do vento e da água fazem com que a estrutura tenha que suportar cargas muito elevadas, superiores àquelas que suportariam onshore ou na zona costeira. Portanto são necessárias fundações adequadas capazes de suportar essas cargas. Esta é normalmente a parte mais cara num projeto de turbinas eólicas offshore.

O dimensionamento das fundações offshore lança um grande desafio à engenharia, tem que encontrar uma solução que conjuga um bom funcionamento estrutural e os custos da implantação. A escolha do tipo de fundação é um fator importante para o custo final, mas o fator mais importante para a solução final é a sua adequabilidade às condições do local principalmente a profundidade da água e o tipo do terreno que constitui o fundo do mar.

Existem três tipos fundamentais de fundações, as que funcionam por gravidade, as formadas por estruturas treliçadas compostas por tubos, e as plataformas flutuantes.

2.2 Estruturas de suporte de turbinas offshore e as suas configurações

2.2.1 Fundação de gravidade (Gravity base foundation)

A fundação de gravidade (figura 2.1) funciona usando seu próprio peso para estabilizar as forças do vento, das ondas, do gelo quando for o caso, que actuam na torre.

Uma caixa de aço ou betão é mergulhada até o fundo do mar e é preenchido com pedras, betão ou outro material de alta densidade. Este tipo de fundações é vulnerável a erosão na base que é provocado por correntes de água. Portanto, é necessária uma posterior preparação do leito do mar, criando uma superfície horizontal com maior resistência ao efeito das correntes.

O custo de fundações de gravidade, (fabricação e instalação) aumenta com a profundidade, por isso são adequadas para águas pouco profundas até 10 metros. No entanto, tecnicamente, é possível usá-las em águas mais profundas e existem protótipos para 20 a 35 metros (Rebelo e Simões da Silva, 2009).

Um das maiores instalações de turbinas eólicas com este tipo de fundação encontra-se em Thornton Bank, situado a 30 km da costa Belga, em que a estrutura de betão encontra-se a 27.5 metros de profundidade. A maior estrutura tem 44 metros de altura e pesa 3000 toneladas.

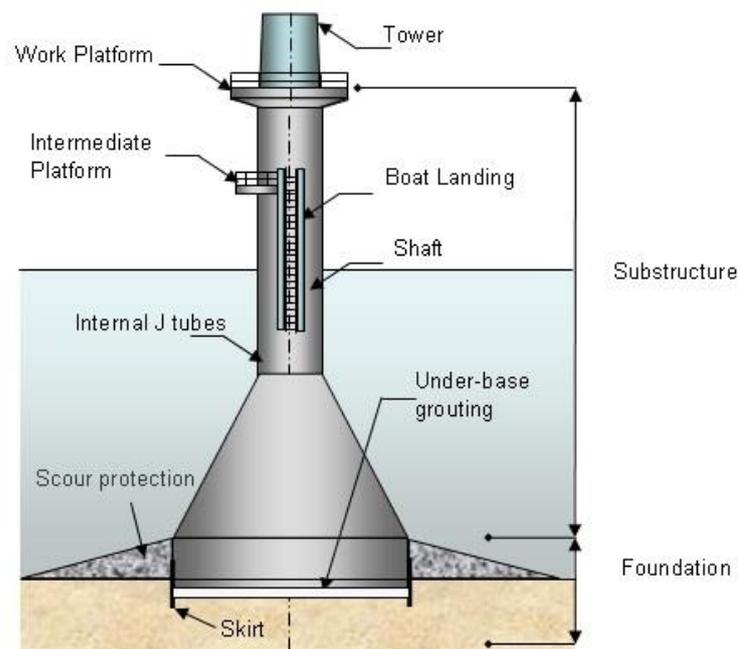


Figura 2.1- Esquema de uma fundação de gravidade (Rebelo e Simões da Silva, 2009)

2.2.2 Monopile

Uma fundação monopile consiste num tubo de aço com cerca de 6 metros de diâmetro e uma espessura na ordem dos 150 milímetros que é cravada no terreno.

A técnica é relativamente simples e normalmente não exige qualquer pré-tratamento do terreno. No entanto, durante a instalação são necessários equipamentos com grande capacidade de elevação.

A fundação monopile pode ser usada em diversas condições do leito, tais como misturas de pedras, areia ou argila. Desde que a fundação esteja implantada a grande profundidade (10 a 40 metros) no substrato do fundo não haverá problemas em áreas com grandes movimentações de sedimentos.

Em comparação com as fundações de gravidade, as monopiles têm menor impacto ambiental.



Figura 2.2- Fundação monopile (Rebello e Simões da Silva, 2009)

No quadro 2.1 estão representadas algumas instalações com fundações monopile em funcionamento.

Quadro 2.1- Características de monopiles em algumas instalações offshore existente

Instalação	Tipo de turbina (MW)	Profundidade (m)	Comp. do tubo (m)	Diâmetro (m)	Espessura (mm)
Utgrunden, SE;	1.5	7 - 10	19	3.0	55
Blyth, UK;	1.75	8 - 9	15	3.5	n.a.
Horns Rev, DK;	2	6 - 17	28 – 40	3.9	40 – 82
North Hoyle, UK;	2	5 - 12	33	4.0	n.a.
Scroby Sands, UK;	2	2 - 10	31	4.2	n.a.
Arklow, Ireland;	3.6	2 - 5	15 – 30	5.5 – 6.5	60 - 110
Kentish Flats, UK	3	5	28 – 34	4.3	n.a.
Gunfleet Sands, UK	3.6	2 - 15	36-46	5.0	n.a.
Robin Rigg, UK	3	>5	35	4.3	n.a.

2.2.3 Jacket

As fundações tipo jacket (figura 2.3) são standard na indústria petrolífera e de gás, e foram adaptadas para as turbinas offshore. É uma torre treliçada ancorada no fundo do mar e é composta normalmente por quatro pernas principais e por barras secundárias que são ligadas por soldadura ou por mangas moldadas que são montadas antes do transporte para o local. É montada uma peça de transição entre a torre e a fundação para garantir a transferência adequada de forças.

Tal como em todas as fundações de aço, a proteção contra a corrosão é muito importante e normalmente é conseguida através de ânodos, epóxi e / ou galvanização por baixo da pintura de cobertura.

A eficácia deste tipo de fundação deve-se ao aumento da rigidez gerada pela malha tridimensional formada pelas barras de aço. Quando a profundidade da água aumenta, a principal preocupação numa fundação do tipo monopile é a sua flexibilidade, que leva a grandes desvios de toda a estrutura. Com uma configuração 3D a rigidez aumenta substancialmente permitindo a essas estruturas tornarem-se numa das soluções mais eficientes em termos de custo em águas mais profundas. Ao passo que, quando utilizado em águas rasas é geralmente mais cara do que monopile ou fundação de gravidade (VINDVAL, 2010).

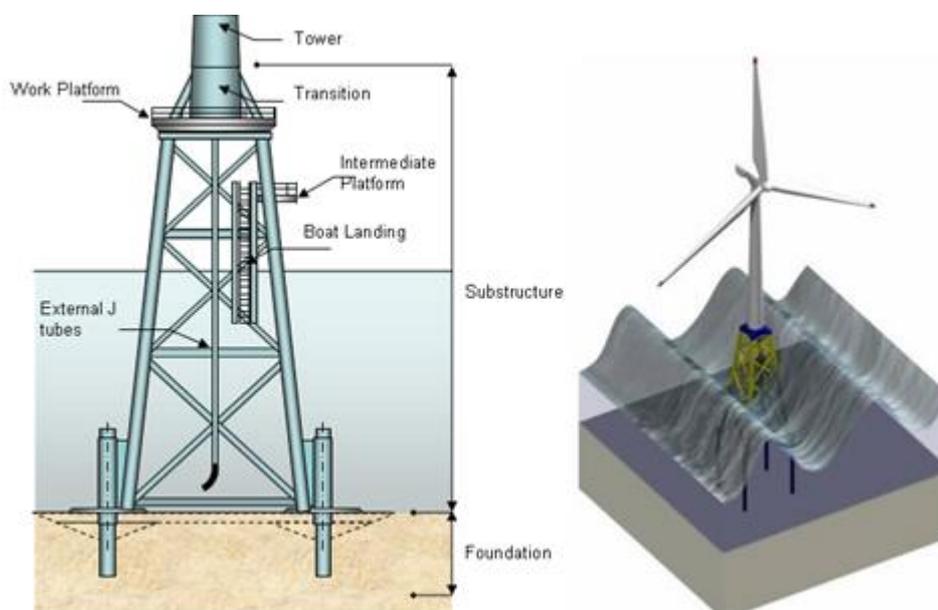


Figura 2.3- Fundação do tipo jacket (Rebello e Simões da Silva, 2009)

Outra vantagem importante deste tipo de fundação é que normalmente requer menos trabalho de cravação que as do tipo monopile, e mesmo quando é necessária os martelos são mais leves e acessíveis. Com o aumento do uso deste tipo de estruturas espera-se que se desenvolvam melhores processos de fabrico e dimensionamento.

2.2.4 Tripile

A fundação tripile (figura 2.4) é uma nova adaptação da fundação monopile. Ao invés de possuir apenas um tubo, esta estrutura possui três que são ligadas à torre através de uma peça de transição. Com esta nova configuração consegue-se maior rigidez e uma maior área de apoio, conseguindo-se assim instalar torres a profundidades até 50 metros. A sua configuração

adapta-se facilmente a diferentes condições do terreno, uma vez que se podem personalizar as pernas às condições esperadas no terreno.



Figura 2.4- Fundação tripile (ASW, 2009).

2.2.5 Tripod

Uma fundação tripod consiste num monopile dividida na base num formato triangular. A ligação ao terreno é feita por tubos de menor diâmetro em comparação com uma fundação monopile. Uma das maiores vantagens de uma fundação tripod em relação à fundação de gravidade e monopile é o facto de poder ser implantada em zonas mais profundas. Em um intervalo de profundidade de 20 a 40 metros a fundação tripod pode ter uma vantagem técnica e económica (VINDVAL, 2010).

Estáticamente tem um comportamento semelhante à fundação do tipo jacket, devido a divisão na base, permite uma maior área de distribuição de forças verticais, horizontais e dos momentos derrubadores induzidos pelo vento, ondas, correntes e o movimento de blocos de gelo.

O dimensionamento dessas fundações varia muito, dependendo das condições do terreno e da profundidade. Por exemplo, para uma turbina de 3 MW a 20 m de profundidade num solo arenoso rígido, pode-se chegar a usar 535 toneladas de aço, e esse valor pode atingir 1500 toneladas de aço se se passar para uma profundidade de 40 m, sem contar com a fundação no terreno (VINDVAL, 2010).

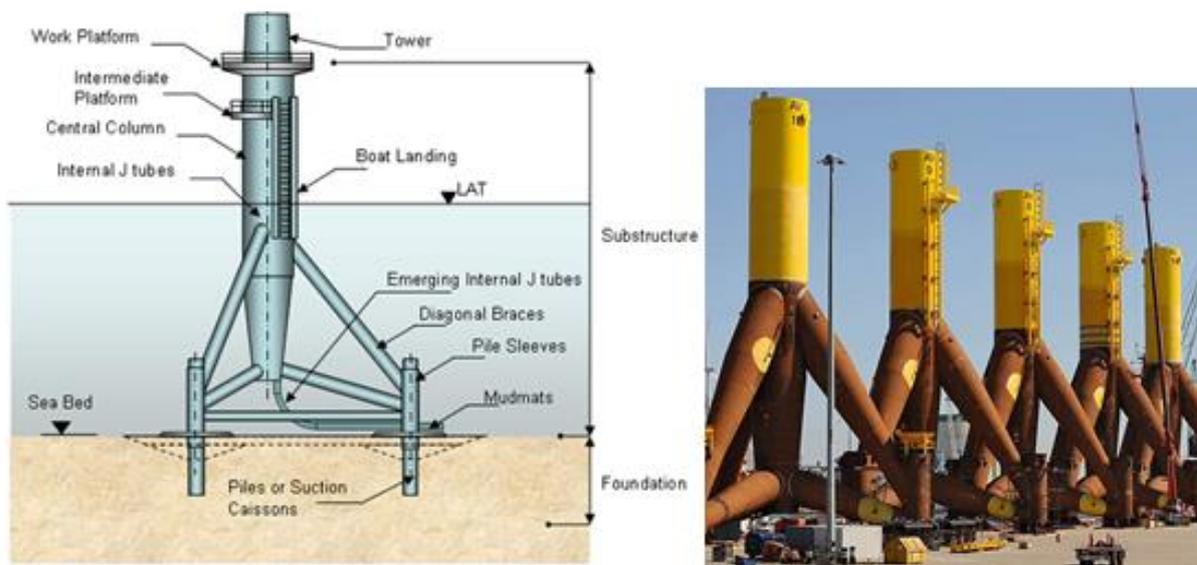


Figura 2.5- Fundação tripod (Rebello e Simões da Silva, 2009)

2.2.6 Fundações flutuantes

São plataformas flutuantes que são ancoradas no fundo do mar.

Apesar de ser muito usada na indústria petrolífera a sua adaptação à indústria eólica tem sido tímida, mas, contudo vão aparecendo projetos piloto para tirar partido do facto de poderem ser localizadas em zonas de grande profundidade e muito afastadas da costa.

Um desses projetos é o conceito da Hexicon (Figura 2.6), que consiste numa plataforma que terá capacidade de suportar múltiplas turbinas. Uma das vantagens é facto de poder ser movida em função do vento e por ser totalmente em aço no fim de vida todo o material pode ser recuperado.

Prevê-se que as turbinas podem ser substituídas, enquanto que a plataforma em si deve ser capaz de durar 50 anos ou mais.

A solução em estudo pode consumir aproximadamente 25.000 a 30.000 toneladas de aço e atingir um diâmetro de 480 metros. A capacidade da plataforma será cerca de 54 MW de potência.

O projeto está a ser objecto de uma avaliação da Comissão Europeia para um financiamento dentro de um programa chamado NER300, o que poderia significar um financiamento de 500-600 milhões de euros durante os primeiros cinco anos de execução (WSA, 2011).



Figura 2.6- Modelo de uma plataforma Hexicon (WSA, 2011).

2.3 Requisitos de dimensionamento

Um projeto de dimensionamento de turbinas eólicas offshore depende muito das condições atmosféricas esperadas durante a sua vida útil, normalmente 20 anos. Entre essas condicionantes os mais destacados são, o vento, as correntes, profundidade da água e as características do fundo do mar. (ASW, 2009).

Nesta secção apresento algumas características desses parâmetros.

2.3.1 Vento

É importante definir as condições do vento, não só para conhecer as cargas do dimensionamento, mas também para saber a quantidade de energia que será produzida durante a sua vida útil. Essas medições permitirão definir a distribuição e a direção das torres nos parques. Os parâmetros a conhecer são (ASW, 2009):

- Velocidades do vento- anual, mensal, horária (preferencialmente ao nível da altura da torre);
- Distribuição de frequências de velocidades- número de horas por ano dentro de cada intervalo de velocidade;
- Taxa de variação da velocidade do vento com a altura;
- Variação da direção do vento com a altura, especialmente no plano do rotor;
- Intensidade da turbulência- normalmente num período de 10 minutos em função da velocidade média;
- Distribuição do vento em diferentes direções;
- Rajadas de vento extremas e período de retorno, normalmente 50 a 100 anos.

2.3.2 Ondas

Para além do acréscimo de carga que provoca nas estruturas de suporte das turbinas, as ondas influenciam também à acessibilidade dos navios durante a construção e as operações de manutenção. Os parâmetros a conhecer são os seguintes (ASW, 2009):

- Altura significativa da onda- altura média da terceira onda mais alta;
- Altura extrema da onda- altura média da mais alta de 1% de todas as ondas;
- Altura máxima da maior onda observada;
- Frequência das ondas;
- Correlação entre a velocidade e a direção.

Na figura podemos ver a distribuição estatística das ondas

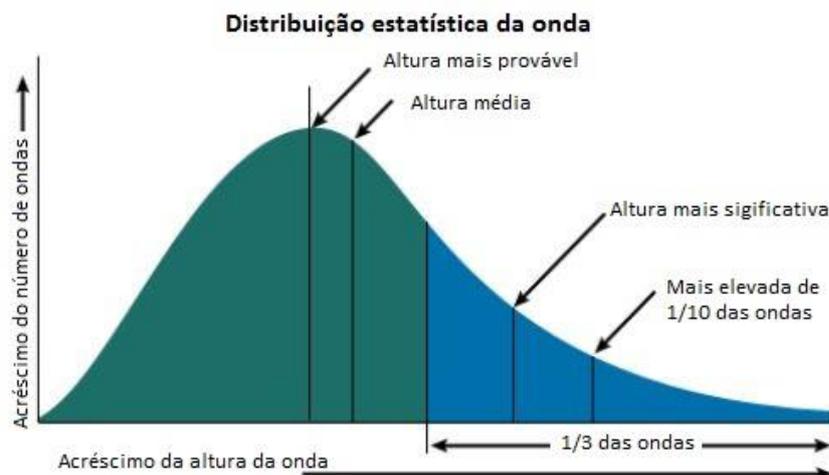


Figura 2.7- Distribuição estatística e parâmetros de uma onda.

2.3.3 Correntes

As correntes são geralmente caracterizadas como correntes de sub-superfície produzida pelas marés, tempestades e variações atmosféricas de pressão, ou como correntes próximas da superfície geradas pelo vento.

As correntes podem provocar transporte de sedimentos (por exemplo, ondas de areia) e desgaste das fundações. Afetam também as características do fundo do mar e movimento das embarcações durante a obra ou durante a manutenção (ASW, 2009).

2.3.4 Gelo

Em áreas onde se espera que haja gelo ou onde possam ocorrer movimentações de gelo, essas cargas devem ser tidas em conta no dimensionamento. Os dados relevantes para as condições do gelo do mar incluem a concentração e distribuição de gelo, o tipo de gelo, as propriedades mecânicas de gelo, a velocidade e direção de blocos de gelo, e a espessura do gelo (Sanjeev Malhotra, 2011).

2.3.5 Sismo

Para as turbinas eólicas localizadas nas áreas sísmicas, deve-se desenvolver um espectro de resposta local para as direções horizontal e vertical. Para a análise, a turbina eólica é representada por uma massa concentrada no topo da torre, e que inclui a massa da nacelle, os rotores e parte da torre.

A encurvadura da torre é realizada com as cargas de aceleração vertical do solo (Sanjeev Malhotra, 2011).

2.3.6 Características de leito do mar e a profundidade da água

As características geológicas e batimétricas do local da implantação da torre são parâmetros significativos num projeto de turbinas eólicas offshore. Embora todo o sistema - turbina, torre, estrutura de suporte e fundação – seja afetado por estes parâmetros, a fundação é particularmente a mais sensível às condições do local. A profundidade da água impõe a altura da estrutura de suporte a usar, e determina também a parte da estrutura que será afetada com as cargas hidrodinâmicas.

Um bom conhecimento das características do solo permite determinar a fundação mais adequada ao local, a que profundidade deve ser implantada e conseqüentemente a sua capacidade de carga.

As principais características a determinar são (ASW, 2009):

- Classificação do solo;
- Parâmetros de resistência vertical e horizontal;
- Deformabilidade;
- Permeabilidade;
- Rigidez e parâmetros de amortecimento, para a previsão do comportamento dinâmico da estrutura de suporte da turbina.

A temperatura do ar, a temperatura da superfície do mar, relâmpagos a humidade, etc., também podem ser parâmetros importantes quando se avalia o local de implantação.

No quadro abaixo estão representadas algumas estruturas existentes e as profundidades a que estão implantadas.

Quadro 2.2- Instalações de fundações para turbinas eólicas offshore existentes

Estrutura	Exemplo;Ano; Número de turbinas	Profundidade (m)	Notas
Fundações de gravidade	Vindeby, DK;1991;11	3 to 5	
	Tuno Knob, DK; 1995,10	3 to 5	
	Middlegrunden, DK;2001;20	5 to 10	• Feito de metal ou de betão.
	Nysted, DK;2004;72	6 to 10	• Resiste as forças através do peso próprio;
	Lilgrund, SE;2008;48	2.5 to 9	pode ser acrescentado um peso extra
	Sprogo, DK;2009;7	6 to 15	• Pode ser necessária uma pré preparação
	Thornton Bank, BE;2009;6	25	do solo
	Rodsand II, DK;2010;90	5 to 12	
Monopile	Belwind, BE; 2011;55	20 to 35	
	Gunfleet Sands, UK;2009;48	5 to 24	
	Horns Rev, DK;2009,91	2 to 15	
	Rhyl Flats, UK;2009;25	9 to 17	• Feito de tubo de metal, tipicamente de 4 a 6 metros de diâmetro
	Robin Rigg, UK;2009;60	8	• Instalado por cravação ou perfuração
	Greater Gabbard, UK;2010;140	>5	• A peça de transição é montada no topo
	Nordergrunde, DE;2010;18	24 to 34	fundação
	Thanet, UK;2011;100	4 to 20	
Jacket	London array, UK;2012;175	20 to 25	
	Beatrice, UK;2006;2	43	• Feito com tubos de aço soldados, tipicamente de 0.5 a 1.5 m de diâmetro
	Alpha Ventus, DE;2009;6	30	• Ancorada com estacas modadas ou cravadas tipicamente com diâmetros entre 0.8–2.5 m
Tripod	Ormonde, UK;2011;30	17 to 22	
	Sky2000, GE;2003;50	20	• Feito com tubos de aço soldados, tipicamente de 1.0 a 5.0 m de diâmetro
Estruturas flutuantes	Borkum West, DE;2011;86	22 to 33	• Peça de transição incorporada no centro da coluna
	Blue H Puglia,IT;2007, pilot	108	• Ancorada com estacas modadas ou cravadas tipicamente com diâmetros entre 0.8–2.5 m
Estruturas flutuantes	WindFloat, PT;2012;pilot	50	• Ainda em desenvolvimento
			• Depende da fluutuabilidade para resistir as cargas
			• Não é afectada pelas condições do terreno

3 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A fundação que irá ser estudada no presente trabalho tem 50 m de altura dos quais 35 metros estão submersos. A torre tem 100 m de altura e suportará uma turbina de 5 MW.

3.1 Características geométricas

A solução estudada é uma estrutura treliçada 3D de 50 metros, constituída por secções circulares soldadas entre si formando a treliça final.

A solução treliçada tem a vantagem de conferir grande rigidez à fundação, característica necessária para suportar as cargas de dimensionamento.

A treliça é constituída por oito níveis de barras com oito pernas principais que formam um ângulo de 66 graus com a horizontal. O comprimento das cordas diminui com a altura de modo a aumentar a rigidez da parte superior, visto que essas barras fazem parte da zona da estrutura que simula a peça de transição. Na figura 3.1 está representada a fundação.

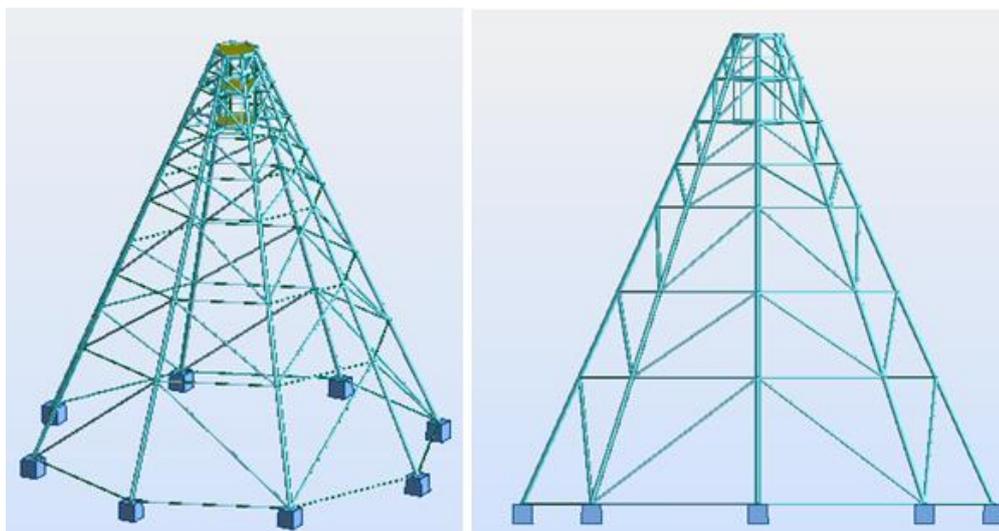


Figura 3.1- Esquema da fundação

A peça de transição garante a transmissão dos esforços da torre à fundação. É simulada por um tubo de aço com 4.5 m de diâmetro e uma altura total de 9.12 m.

Na tabela seguinte estão representados os comprimentos das diferentes barras nos diferentes níveis da fundação (contanto de baixo para cima).

Quadro 3.1- Comprimento das barras nos diferentes níveis da torre

Níveis	Barras principais (mm)	Barras horizontais (mm)	Barras diagonais (mm)
Nível 1	14.829,28	19.135,43	22.293,09
Nível 2	10.000,00	14.477,37	16.251,82
Nível 3	10.000,00	11.336,39	13.889,09
Nível 4	5.000,00	8.195,40	8.904,73
Nível 5	5.000,00	6.624,91	7.647,58
Nível 6	5.000,00	5.054,42	6.527,60
Nível 7	2.500,00	3.483,93	3.856,28
Nível 8	2.500,00	1.698,68	3.778,45

As características do aço usado S355 NH/NLM da Norma EN 10210-1, tais como, a densidade, módulo de Young, coeficiente de Poisson, tensão de cedência e tensão última, estão apresentadas no quadro seguinte:

Quadro 3.2- Propriedades do aço

Propriedades	Valor
Densidade (kg/m ³)	7.850,00
Módulo de Young (N/mm ²)	210.000,00
Coeficiente de poisson	0,30
Tensão de cedência (N/mm ²)	355,00
Tensão última (N/mm ²)	490,00

3.2 Cargas de dimensionamento e combinações de ações

3.2.1 Carga do vento

As cargas de dimensionamento para o vento foram obtidas em Rebelo (2012), sendo baseadas no EC 1 (CEN,2002). Essas cargas correspondem a turbinas de classe II-A, que é a classe de turbina mais usada. Segundo Rebelo (2012), as cargas obtidas do vento que actuam nas turbinas são representadas como cargas pontuais no topo da torre. Existem três situações de projeto a considerar.

- A condição extrema de não-utilização- é obtida com a velocidade do vento calculada para um período de retorno de 50 anos (Extreme Wind Model, EWM). Para esta situação a turbina está imobilizada e a velocidade do vento considerada é baseada na velocidade de referência (V_{ref}) e no valor da intensidade de turbulência (I_{ref}). $V_{ref}=42.5\text{m/s}$ a qual corresponde a picos da velocidade para períodos de 10 minutos, $I_{ref}=15\text{m/s}$.
- A condição extrema de utilização (Extreme Operating Condition, EOG) inclui a velocidade do vento associada a frequentes eventos tais como arranques e paragens do rotor. Esta combinação de efeitos é feita para um período de retorno de 50 anos.
- Considera-se ainda a ação da fadiga, utilizando para este último o conceito de ação de dano equivalente (DEL), com $m=3$ e $N_{ref}=2E6$.

Na tabela 3.2, estão representados os valores das forças no topo da torre para as condições acima mencionadas.

Quadro 3.3- Cargas do vento para (EMW) e (EOG)

Carga do vento	EMW	EOG
$F_{x_{top}}$ (kN)	578,00	1.065,00
$F_{y_{top}}$ (kN)	578,00	1.065,00
$F_{z_{top}}$ (kN)	-5.000,00	-4.879,00
$M_{x_{top}}$ (kNm)	28.568,00	14.987,00
$M_{y_{top}}$ (kNm)	28.568,00	14.987,00
$M_{z_{top}}$ (kNm)	5.834,00	3.966,00

3.2.2 Carga hidrodinâmica

O cálculo da carga das ondas deve seguir uma lei teórica, e para estruturas esbeltas como são os elementos que constituem a estrutura de jacket/treliçadas pode-se usar a equação de Morison (DNV, 2010).

Segundo Morison a força total a que está submetida um elemento mergulhado no mar depende de duas componentes. A primeira componente diz respeito às forças de inércia e o segundo componente diz respeito às forças de arraste.

Representada por:

$$dF = dFM + dFD = C_M \rho \pi \frac{D^2}{4} \ddot{x} dz + C_D \rho \frac{D}{2} |\dot{x}| \dot{x} dz \quad (3.1)$$

Sendo C_M e C_D os coeficientes de arraste e de inércia respectivamente, D o diâmetro do cilindro, ρ a densidade da água do mar, \dot{x} velocidade da água provocada pela onda, \ddot{x} aceleração da água provocada pela onda e z a profundidade a que está implantada o cilindro.

Os coeficientes C_M e C_D são funções do número de Reynolds, do número de Keulegan-Carpenter e da rugosidade da peça. Dependem também da secção transversal e da orientação da peça.

Para um cilindro com diâmetro D :

$$Re = \frac{U_{max} * D}{v} \text{ e } KC = \frac{U_{max} * T_i}{D}$$

Sendo u_{max} a velocidade máxima da partícula de água à superfície, v a velocidade cinemática da água do mar, e T_i o período das ondas.

Para o cálculo do coeficiente de arraste C_D pode-se usar a relação entre este e o coeficiente de arraste para fluxos estáveis C_{DS} . O C_{DS} depende da rugosidade da superfície do elemento estrutural e é definida como:

$$C_{DS} = \begin{cases} 0.65 & \text{for } k/D < 10^{-4} \text{ (smooth)} \\ \frac{29 + 41 \log_{10}(k/D)}{20} & \text{for } 10^{-4} < k/D < 10^{-2} \\ 1.05 & \text{for } k/D > 10^{-2} \text{ (rough)} \end{cases}$$

Sendo k a rugosidade do elemento e D o diâmetro.

Através da relação $C_D = C_{DS} \times \Psi \times (C_{DS}, KC)$ determina-se o C_D .

O coeficiente de amplificação Ψ obtém-se a partir da figura 3.2 desde que se conheça o valor de KC e C_{DS} .

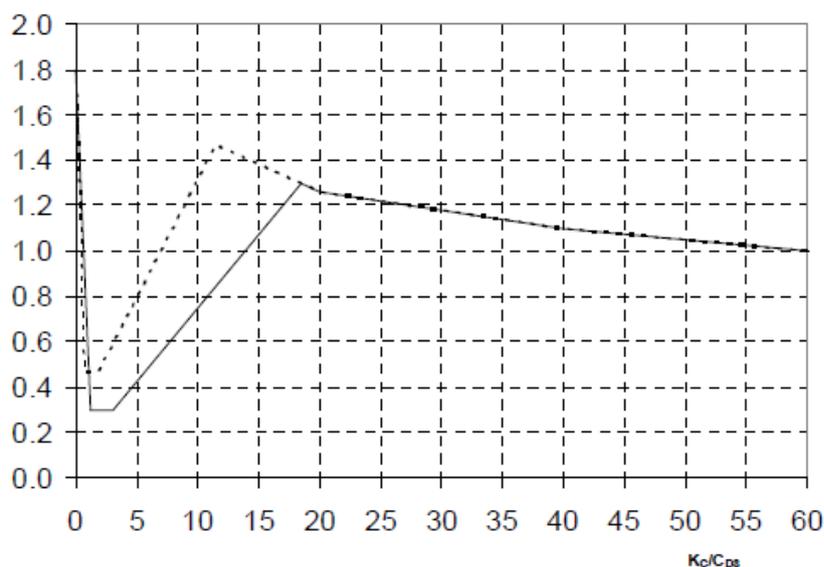


Figura 3.2- Fator de amplificação da onda em função de KC, superfícies suaves (linha cheia), superfície rugosa (linha tracejada) (DNV,2010).

Os parâmetros usados para o cálculo da carga das ondas obtêm-se depois de muito estudo do comportamento hidrodinâmico da zona de implantação. Na falta de dados os valores de C_D e C_M foram adoptados, segundo (DNV, 2010) para o mar do norte pode-se usar $C_D = 0,8$ e $C_M = 1,6$ no cálculo da fadiga desde que o diâmetro do tubo seja inferior a 2,2 m. Estes valores também foram usados para os estados limites últimos.

A força total ao longo do elemento resulta da integração da equação de Morison desde $z=-d$ até a crista da onda:

$$F = F_M + F_D = \int_{-d}^{\eta(t)} C_M \rho \pi \frac{D^2}{4} \ddot{x} dz + C_D \rho \dot{x} \frac{D}{2} |\dot{x}| \dot{x} dz \quad (3.2)$$

Pode-se assumir a integração desde $z = -d$ até $z = 0$, mas nesse caso estaríamos a desprezar a contribuição da força da crista da onda acima da linha de água, o que levaria a um erro pouco significativo caso o F_M fosse a componente dominante na força resultante, mas levaria a um erro grosseiro caso fosse o F_D a força dominante. Para determinar que força é a dominante, determina-se a relação entre as suas amplitudes $\frac{AM}{AD}$, desde que sejam conhecidas as relações H/D e d/λ . Os valores podem ser tirados da figura 3.3.

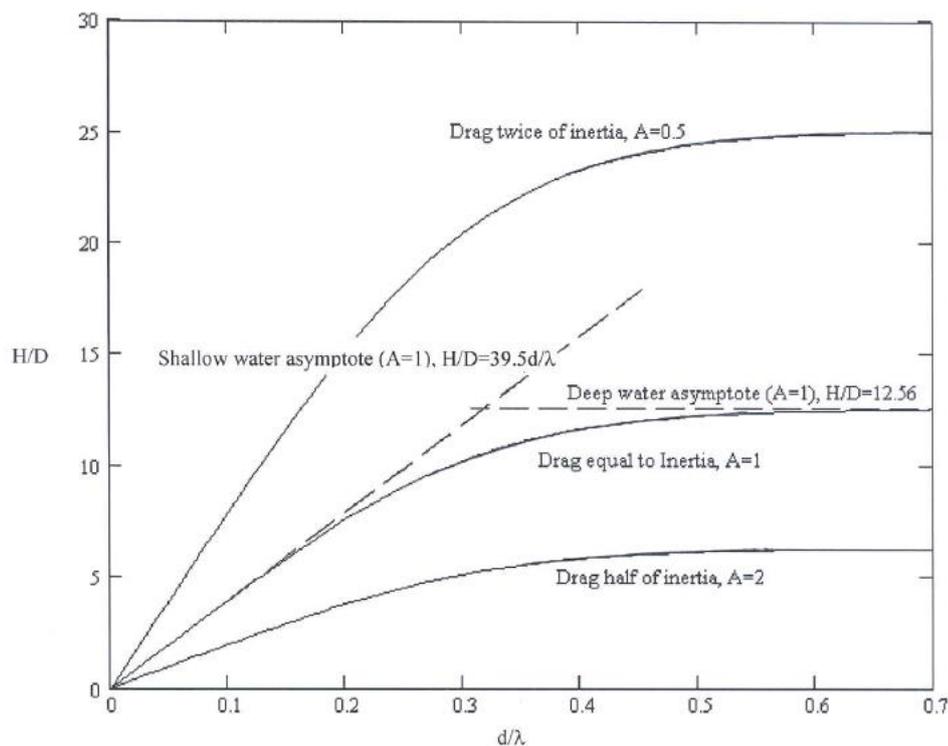


Figura 3.3- Relação entre a magnitude da força de inércia e de arraste para cilindros com $D/\lambda < 0,2$ (DNV,2010).

A equação de Morison apenas é válida quando $D/\lambda < 0,2$, isto é, quando a dimensão do elemento estrutural é pequena em comparação com o comprimento da onda (λ). Nesta tese é assumida que $D/\lambda < 0,2$, o que não fugirá muito à verdade, já que a maior dimensão de tubo na estrutura é de 559 mm, logo o comprimento da onda tem de ser no mínimo 2.795 metros.

Para o cálculo de carga de onda nos elementos da estrutura a estudar, foram considerados os seguintes parâmetros para uma onda de 10 metros de altura. $C_M = 1,6$, $C_D = 0,8$, período das ondas $T_i = 9s$, $\rho_{\text{água}} = 1.025 \text{ kg/m}^3$ e os espectros de velocidade e acelerações foram retirados de (Wei Gong, 2011) e estão apresentados no anexo.

A aplicação da equação 3.2 resulta as seguintes forças nas diferentes profundidades nos elementos:

Quadro 3.4- Valores de carga das ondas nas barras à diferentes profundidades

		Barras principais			Barras diagonais			Barras horizontais		
Z=-30	v(m/s)	8,25	F _m (kN)	14,09	170,08	F _m (kN)	6,57	132,21	F _m (kN)	3,06
	a(m/s ²)	3,50	F _d (kN)	155,99		F _d (kN)	125,64		F _d (kN)	77,37
Z=-20	v(m/s)	1,13	F _m (kN)	2,92	5,82	F _m (kN)	1,59	4,32	F _m (kN)	0,81
	a(m/s ²)	0,73	F _d (kN)	2,90		F _d (kN)	2,73		F _d (kN)	1,84
Z=-10	v(m/s)	0,75	F _m (kN)	2,69	4,60	F _m (kN)	1,36	2,61	F _m (kN)	0,67
	a(m/s ²)	0,45	F _d (kN)	1,91		F _d (kN)	1,26		F _d (kN)	1,08
Z=-1	v(m/s)	0,75	F _m (kN)	2,69	4,60	F _m (kN)	1,36	2,61	F _m (kN)	0,67
	a(m/s ²)	0,45	F _d (kN)	1,91		F _d (kN)	1,26		F _d (kN)	1,08

O sinal menos resulta do facto do eixo das coordenadas se encontrar na base da fundação.

3.2.3 Combinação de cargas

As combinações de acções foram feitas segundo o EN 1990, seção 6.4.3.2, a combinação fundamental para os estados limites últimos é definida como:

$$N_{Ed} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.3)$$

Os coeficientes parciais de segurança são:

Quadro 3.5- Coeficientes parciais de segurança

Tipo de carga	Coeficiente
Cargas desfavoráveis	1,35
Cargas favoráveis	0,90
Cargas da fadiga	1,00

3.2.4 Condições de apoio

A estrutura da fundação tem molas que simulam a rigidez das fundações nas direções x, y e z calculadas no capítulo 6. Os valores das molas são as seguintes:

Quadro 3.6- Rigidez das molas nas direções x, y e z.

Rigidez das molas	
Kx (kN/m)	68.621,34
Ky (kN/m)	69.218,43
Kz (kN/m)	275.540,28

Para as rotações a estrutura está totalmente restringida.

Na figura 3.4 estão representadas as condições de apoio e as molas introduzidas.

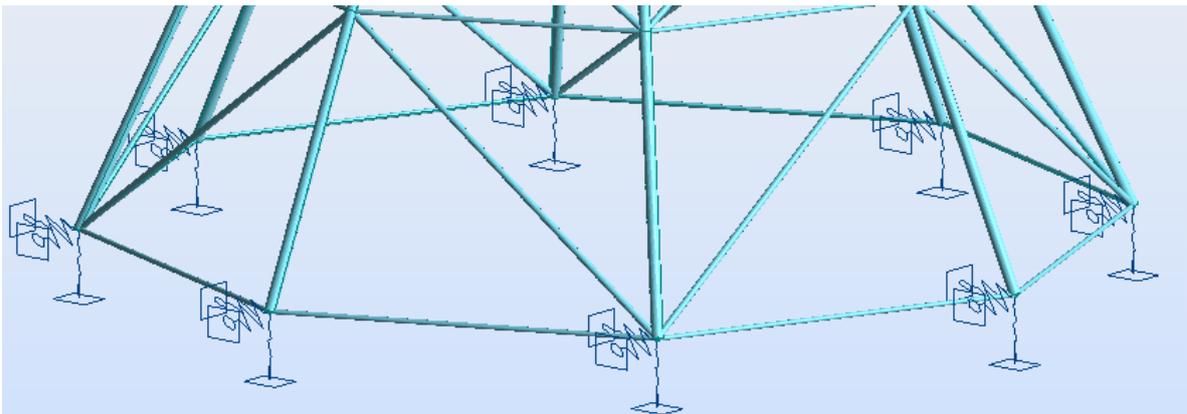


Figura 3.4- Molas introduzidas no modelo para simular a rigidez das fundações

4 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

A análise global dos esforços numa estrutura, e principalmente nas estruturas metálicas, depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios. Assim, na definição do tipo de análise a adoptar numa determinada situação deve ter-se em conta todos estes aspectos (Simões, 2007).

Para uma estrutura hiperestática como é o caso da estrutura em estudo pode ser feita uma análise global elástica, ou uma análise global plástica. Neste caso em particular foi feita uma análise global elástica e dimensionamento plástico das secções dos elementos que constituem a treliça, e uma análise global elástica e dimensionamento elástico das ligações soldadas.

O dimensionamento foi feito segundo os regulamentos do EC3-1-1.

Segundo o EC3-1-1, os esforços podem ser obtidos através de uma análise de primeira ordem, se para uma dada combinação de ações, forem verificadas as seguintes condições:

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{ed} \geq 10 \quad (\text{em análise elástica})$$

Neste caso nem todas as combinações cumpriram os requisitos, e os esforços foram obtidos através de uma análise de segunda ordem.

As verificações a levar a cabo para cada uma das combinações de ações para os estados limites últimos são as seguintes:

- Verificação das secções transversais;
- Verificação da encurvadura por flexão.

O EC3-1-1 dispensa a verificação da encurvadura lateral nas secções circulares ocas.

O programa de cálculo usado para a análise e obtenção dos esforços foi o Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012. Para a análise da ligação, como o EC3-1-8 não abrange o tipo de ligação usado nesta tese, foi feita uma análise pontual do nó no programa de cálculo Abaqus.

4.1 Dimensionamentos das barras

Foram dimensionadas três tipos de barras, uma barra pertencente às pernas principais designadas por barras principais, uma barra horizontal e uma barra diagonal.

4.1.1 Barras principais

Secção a estudar CHS 559x25

Quadro 4.1- Características geométricas

D(mm)	A(cm ²)	tw(mm)	I _x (mm ⁴)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	W _{ply} (mm ³)	W _{plz} (mm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)
559	419,19	25	2.994.913.000	1.497.457.000	1.497.457.000	7.134.108,3	7.134.109,3	189	189

Esforços na secção em estudo:

Quadro 4.2- Esforços atuantes

Esforços	Valor
N _{Ed} (kN)	12.229,11
M _{yEd} (kNm)	165,41
M _{zEd} (kNm)	-85,32
V _{yEd} (kN)	-9,89
V _{zEd} (kN)	-2,63

Classe da secção:

A classificação da secção é feita segundo EC3-1-1 cláusula 5.5. os valores limite das relações d/t dos elementos comprimidos para a maioria das secções recorrentes, são indicados no Quadro 5.2 do EC3-1-1.

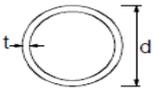
Secções tubulares	
	
Classe	Secção em flexão e/ou compressão
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$
<i>NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>	

Figura 4.1- valores limites para determinação de classe de secções tubulares

Para a secção em estudo resulta:

$$\frac{d}{t} = \frac{559}{25} = 22,36 \leq 50 \times 0,66 = 32,81$$

Secção de classe 1.

4.1.1.1 Verificação da secção transversal

4.1.1.1.1 Verificação à compressão (EC3-1-1 cláusula 6.2.4)

O valor de cálculo de compressão actuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

O valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme $N_{c,Rd}$ deverá se determinado do seguinte modo:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \text{ para as secções transversais da Classe 1, 2 ou 3} \quad (4.1)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{419.19 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 14.881,25 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 14.881,25 \text{ kN} \geq 12.229,11 \text{ kN.}$$

4.1.1.1.2 Momento flector (EC3-1-1 cláusula 6.2.5)

O valor de cálculo do momento flector actuante M_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

O valor de cálculo do momento flector resistente de um secção transversal em relação a um dos seus eixos principais é determinado do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \text{ para as secções transversais da Classe 1 ou 2} \quad (4.2)$$

$$M_{c,y,Rd} = M_{c,z,Rd} = \frac{7.134.108,33 \times 10^{-9} \times 355.000}{1,00} = 2.532,61 \text{ kNm}$$

$$M_{c,y,Rd} = 2.532,61 \text{ kNm} \geq 165,41 \text{ kNm}$$

$$M_{c,z,Rd} = 2.532,61 \text{ kNm} \geq 85,32 \text{ kNm}$$

4.1.1.1.3 Esforço transverso (EC3-1-1 cláusula 6.2.6)

O valor de cálculo de compressão actuante V_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Com $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd}$ e

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (4.3)$$

$$V_{pl,y,Rd} = V_{pl,z,Rd} = \frac{266,86 \times 10^{-4} \times \frac{355.000}{\sqrt{3}}}{1,00} = 5.469,55 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y,Rd} = 5.469,55 \text{ kN} \geq 9,89 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 5.469,55 \text{ kN} \geq 2,63 \text{ kN}$$

4.1.1.1.4 Interação esforço transverso e momento fletor (EC3-1-1 cláusula 6.2.8)

Na presença de esforço transverso, os seus efeitos deverão ser tomados em consideração no cálculo do momento fletor resistente, mas no caso em que o esforço transverso seja inferior a metade do esforço transverso resistente plástico, como é o caso, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado.

4.1.1.1.5 Flexão composta (EC3-1-1 cláusula 6.2.9)

Na presença de um esforço normal, o seu efeito no cálculo do momento fletor resistente plástico deverá ser tomada em consideração, e no caso de secções transversais de classe 1, deve ser satisfeito o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

No caso de secções tubulares de espessura uniforme, o $M_{N,Rd}$ determina-se da seguinte forma:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7}) \quad (4.4)$$

Resultando assim os determinados valores para o $M_{N,y,Rd}$ e $M_{N,z,Rd}$

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = 2.532,61 \times (1 - 0,82^{1,7}) = 718,54 \text{ kNm}$$

4.1.1.1.6 Verificação da resistência à encurvadura por flexão (EC3-1-1 cláusula 6.3.1)

Um elemento comprimido deverá ser verificado à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Com $N_{b,Rd}$ determinado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções de classe 1} \quad (4.5)$$

χ coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante e determina-se através de:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{mas } \chi \leq 1,0 \quad (4.6)$$

e χ deve ser calculada para ambas as direções.

4.1.1.1.6.1 Comprimentos de encurvadura

Em ambas as direções os comprimentos de encurvadura foi considerado como $L_{ey} = L_{ez} = 0,8xL$. Resultando assim $L_{ey} = L_{ez} = 0,8x2,5 \text{ m} = 2 \text{ m}$.

4.1.1.1.6.2 Determinação das esbeltezas

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 \times 0,81 = 76,06$$

$$\lambda_y = L_{ey}/i_y = 2/189 * 10^{-2} = 10,58$$

$$\lambda_{ynormalizada} = \lambda_y/\lambda_1 = 10,58/76,06 = 0,14$$

$$\lambda_z = L_{ez}/i_z = 2/189 * 10^{-2} = 10,58$$

$$\lambda_{znormalizada} = \lambda_z/\lambda_1 = 10,58/76,06 = 0,14$$

4.1.1.1.6.3 Cálculo do factor de redução

Para secções tubulares enformadas a quente, para encurvadura em relação a qualquer eixo a curva de encurvadura correspondente é sempre a curva a com um factor de imperfeição $\alpha = 0.21$.

Aplicando a formula:

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.7)$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,14 - 0,2) + 0,14^2] = 0,504$$

Aplicando a equação 4.6 chega-se a:

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{0,5 + \sqrt{0,5^2 - 0,14^2}} = 1,02 \text{ mas } \chi \leq 1, \text{ logo } \chi = 1$$

Chega-se a conclusão que não é necessário reduzir o valor do N_{Rd} .

$$N_{b,Rd} = \frac{1,00 \times 419,19 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 14.881,25 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = N_{Rd} = 14881,25 \text{ kN.}$$

Para verificar a estabilidade global do elemento, deve-se verificar as equações 6.61 e 6.62 do EC3-1-1.

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.8)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.9)$$

Em que:

χ_y e χ_z são os coeficientes de redução devidos à encurvatura por flexão;

χ_{LT} é o coeficiente de redução devido à encurvatura lateral, que neste caso é 1;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} são os factores de interação.

Os factores de interação k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} foram obtidos segundo o método 2 apresentado no Anexo B do EC3-1-1.

kyy	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	(4.10)
kyz	0,6 k_{zz}	(4.11)
kzz	$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	(4.12)
kzy	0,6 k_{yy}	(4.13)

Os valores do C_{mz} e C_{my} são determinados através do quadro B.3 do EC3-1-1:

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respectivamente.				
C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Figura 4.2- Quadro B.3 do EC3-1-1 para determinação dos parâmetros C_{my} , C_{mz} e C_{mLT}

$$C_{my} = 0,6 + 0,4 \times \Psi = 0,6 + 0,4 \times 0,95 = 0,98$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \Psi = 0,6 + 0,4 \times 0,69 = 0,88$$

$$k_{yy} = 0,98 \times \left[1 + (0,14 - 0,2) \frac{12.229,11}{1 \times \frac{14.881,25}{1}} \right] = 0,93$$

$$k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 0,93 = 0,56$$

$$k_{zz} = 0,87 \times \left[1 + (0,14 - 0,2) \frac{12.229,11}{1 \times \frac{14.881,25}{1}} \right] = 0,83$$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,83 = 0,50$$

Aplicando as equações 4.8 e 4.9 chega-se a seguintes valores:

$$\frac{12.229,11}{1 \times 14.881,25} + 0,93 \frac{165,41}{1 \times \frac{2.532,61}{1}} + 0,50 \frac{2,47}{1 \times \frac{2.532,61}{1}} = 0,88 \leq 1$$

$$\frac{12.229,11}{1 \times 14.881,25} + 0,56 \frac{165,41}{1 \times \frac{2.532,61}{1}} + 0,83 \frac{2,47}{1 \times \frac{2.532,61}{1}} = 0,86 \leq 1$$

Elemento estável.

4.1.2 Barras diagonais

Secção a estudar SHS 323.9x25

Quadro 4.3- Características geométricas

D(mm)	A(cm ²)	tw(mm)	Ix(mm ⁴)	Iy(mm ⁴)	Iz(mm ⁴)	Wply(mm ³)	Wplz(mm ³)	iy(mm)	iz(mm)
323,9	235	25	528.000.000	264.000.000	264.000.000	2.238.738,6	2.238.738,6	106	106

Esforços na secção em estudo:

Quadro 4.4- Esforços aplicados

Esforços	Valor
N _{Ed} (kN)	1.178,31
M _{yEd} (kNm)	-93,21
M _{zEd} (kNm)	-0,36
V _{yEd} (kN)	-0,09
V _{zEd} (kN)	-20,78

Classe da secção:

A classificação da secção é feita segundo EC3-1-1 (ver figura 4.1) cláusula 5.5. os valores limite das relações d/t dos elementos comprimidos para a maioria das secções recorrentes, são indicados no Quadro 5.2 do EC3-1-1.

Para a secção em estudo resulta:

$$\frac{d}{t} = \frac{323,9}{25} = 12,96 \leq 50 \times 0,66 = 32,81$$

Secção de classe 1.

4.1.2.1 Verificação à compressão (EC3-1-1 cláusula 6.2.4)

O valor de cálculo de compressão actuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.1 resulta:

$$N_{c,Rd} = \frac{235 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 8.342,5 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 8.342,5 \geq 1.178,31 \text{ kN.}$$

4.1.2.2 Momento flector (EC3-1-1 cláusula 6.2.5)

O valor de cálculo do momento flector actuante M_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.2 resulta:

$$M_{c,y,Rd} = M_{c,z,Rd} = \frac{2.238.738,58 \times 10^{-9} \times 355.000}{1,00} = 794,75 \text{ kNm}$$

$$M_{c,y,Rd} = 794,75 \text{ kNm} \geq 93,21 \text{ kNm}$$

$$M_{c,z,Rd} = 794,75 \text{ kNm} \geq 0,36 \text{ kNm}$$

4.1.2.3 Esforço transversal (EC3-1-1 cláusula 6.2.6)

O valor de cálculo de compressão actuante V_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.3 resulta:

$$V_{pl,y,Rd} = V_{pl,z,Rd} = \frac{149,6 \times 10^{-4} \times \frac{355.000}{\sqrt{3}}}{1,00} = 3.066,20 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y,Rd} = 3.066,20 \text{ kN} \geq 0,07 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 3.066,20 \text{ kN} \geq 20,78 \text{ kN}$$

4.1.2.4 Interação esforço transversal e momento fletor (EC3-1-1 cláusula 6.2.8)

Na presença de esforço transversal, os seus efeitos deverão ser tomados em consideração no cálculo do momento fletor resistente, mas no caso em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, como é o caso, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado.

4.1.2.5 Flexão composta (EC3-1-1 cláusula 6.2.9)

Na presença de um esforço normal, o seu efeito no cálculo do momento fletor resistente plástico deverá ser tomada em consideração, e no caso de secções transversais de classe 1, deve ser satisfeito o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

No caso de secções tubulares de espessura uniforme, o $M_{N,Rd}$ determina-se da seguinte forma:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - \eta^{1.7})$$

Resultando assim os determinados valores para o $M_{N,y,Rd}$ e $M_{N,z,Rd}$:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = 794,75 \times (1 - 0,14^{1.7}) = 766,65 \text{ kNm}$$

4.1.2.6 Verificação da resistência à encurvadura por flexão (EC3-1-1 cláusula 6.3.1)

Um elemento comprimido deverá ser verificado à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Com $N_{b,Rd}$ determinado pela equação 4.5 e χ pela equação 4.6.

4.1.2.6.1 Comprimentos de encurvadura

Em ambas as direções os comprimentos de encurvadura foi considerado como $L_{ey} = L_{ez} = 0,8 \times L$. Resultando assim $L_{ey} = L_{ez} = 0,8 \times 22,30 \text{ m} = 17,84 \text{ m}$.

4.1.2.6.2 Determinação das esbeltezas

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times 0,81 = 76,06$$

$$\lambda_y = L_{ey}/i_y = 17,84/106 \times 10^{-2} = 168,30$$

$$\lambda_{y\text{normalizada}} = \lambda_y/\lambda_1 = 168,30/76,06 = 2,21$$

$$\lambda_z = L_{ez}/i_z = 17,84/106 \times 10^{-2} = 168,30$$

$$\lambda_{z\text{normalizada}} = \lambda_z/\lambda_1 = 168,30/76,06 = 2,21$$

4.1.2.6.3 Cálculo do factor de redução

Para secções tubulares enformadas a quente, para encurvadura em relação a qualquer eixo a curva de encurvadura correspondente é sempre a curva a com um factor de imperfeição $\alpha = 0,21$.

Aplicando a equação 4.7:

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (2,21 - 0,2) + 2,21^2] = 3,16$$

Da equação 4.6 resulta:

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{3,16 + \sqrt{3,16^2 - 2,21^2}} = 0,18$$

E aplicando 4.5 resulta:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,18 \times 235 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 1.501,65 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1.501,65 \text{ kN} \geq 1.178,31 \text{ kN}$$

4.1.2.6.4 Factores de interação (ver equações 4.10 a 4.13)

$$C_{my} = -0,8 \times \alpha_s = -0,8 \times (-0,49) = 0,40$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \Psi = 0,6 + 0,4 \times (-0,79) = 0,284, \text{ mas } C_{mz} \geq 0,40 \text{ logo } C_{mz} = 0,40$$

$$k_{yy} = 0,4 \times \left[1 + 0,8 \frac{1.178,31}{0,18 \times \frac{8.342,50}{1}} \right] = 0,65$$

$$k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 0,65 = 0,39$$

$$k_{zz} = 0,4 \times \left[1 + 0,8 \frac{1.178,31}{1 \times \frac{8.342,50}{1}} \right] = 0,65$$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,65 = 0,39$$

Verificação da estabilidade global do elemento segundo as equações 4.8 e 4.9 desta tese:

$$\frac{1.178,31}{0,18 \times 8.342,50} + 0,65 \frac{93,21}{1 \times \frac{794,75}{1}} + 0,39 \frac{0,36}{1 \times \frac{794,75}{1}} = 0,86 \leq 1$$

$$\frac{1.178,31}{0,18 \times 8.342,50} + 0,39 \frac{93,21}{1 \times \frac{794,75}{1}} + 0,65 \frac{0,36}{1 \times \frac{794,75}{1}} = 0,83 \leq 1$$

Elemento estável

4.1.3 Barras horizontais

Secção a estudar 244.5x25.

Quadro 4.5- Características geométricas

D(mm)	A(cm ²)	tw(mm)	Ix(mm ⁴)	Iy(mm ⁴)	Iz(mm ⁴)	Wply(mm ³)	Wplz(mm ³)	iy(mm)	iz(mm)
244,50	172,00	25,00	210.000.000,40	105.000.000,20	105.000.000,20	1.209.714,58	1.209.714,58	78,20	78,20

Esforços na secção em estudo:

Quadro 4.6- Esforços aplicados

Esforços	Valor
N _{Ed} (kN)	976,04
M _{yEd} (kNm)	-39,37
M _{zEd} (kNm)	1,42
V _{yEd} (kN)	-0,09
V _{zEd} (kN)	-14,15

Classe da secção:

A classificação da secção é feita segundo EC3-1-1 (ver figura 4.1) cláusula 5.5 ver figura . os valores limite das relações d/t dos elementos comprimidos para a maioria das secções recorrentes, são indicados no Quadro 5.2 do EC3-1-1.

Para a secção em estudo resulta:

$$\frac{d}{t} = \frac{244,50}{25} = 9,78 \leq 50 \times 0,66 = 32,81$$

Secção de classe 1.

4.1.3.1 Verificação à compressão (EC3-1-1 cláusula 6.2.4)

O valor de cálculo de compressão actuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.1 resulta:

$$N_{c,Rd} = \frac{172 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 6.106 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 6.106 \text{ kN} \geq 976,04 \text{ kN.}$$

4.1.3.2 Momento flector (EC3-1-1 cláusula 6.2.5)

O valor de cálculo do momento flector actuante M_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.2 resulta:

$$M_{c,y,Rd} = M_{c,z,Rd} = \frac{1.209.714,58 \times 10^{-9} \times 355.000}{1,00} = 429,45 \text{ kNm}$$

$$M_{c,y,Rd} = 429,45 \text{ kNm} > 39,37 \text{ kNm}$$

$$M_{c,z,Rd} = 429,45 \text{ kNm} > 1,42 \text{ kNm}$$

4.1.3.3 Esforço transversal (EC3-1-1 cláusula 6.2.6)

O valor de cálculo de compressão actuante V_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.3 resulta:

$$V_{pl,y,Rd} = V_{pl,z,Rd} = \frac{109,5 \times 10^{-4} \times \frac{355.000}{\sqrt{3}}}{1,00} = 2.244,31 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y,Rd} = 2.244,31 \text{ kN} > 0,09 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 2.244,31 \text{ kN} > 14,15 \text{ kN}$$

4.1.3.4 Interação esforço transversal e momento fletor (EC3-1-1 cláusula 6.2.8)

Na presença de esforço transversal, os seus efeitos deverão ser tomados em consideração no cálculo do momento fletor resistente, mas no caso em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, como é o caso, o seu efeito sobre o momento fletor resistente poderá ser desprezado.

4.1.3.5 Flexão composta (EC3-1-1 cláusula 6.2.9)

Na presença de um esforço normal, o seu efeito no cálculo do momento fletor resistente plástico deverá ser tomada em consideração, e no caso de secções transversais de classe 1, deve ser satisfeito o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

No caso de secções tubulares de espessura uniforme, o $M_{N,Rd}$ determina-se da seguinte forma:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - \eta^{1,7})$$

Resultando assim os determinados valores para o $M_{N,y,Rd}$ e $M_{N,z,Rd}$:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = 429,45 \times (1 - 0,16^{1,7}) = 410,40 \text{ kNm}$$

4.1.3.6 Verificação da resistência à encurvadura por flexão (EC3-1-1 cláusula 6.3.1)

Um elemento comprimido deverá ser verificado à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Com $N_{b,Rd}$ determinado pela equação 4.5 e χ pela equação 4.6.

4.1.3.6.1 Comprimentos de encurvadura

Em ambas as direções os comprimentos de encurvadura foi considerado como $L_{ey} = L_{ez} = 0,9 \times L$. Resultando assim $L_{ey} = L_{ez} = 0,9 \times 14,48 \text{ m} = 13,03 \text{ m}$.

4.1.3.6.2 Determinação das esbeltezas

$$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times 0,81 = 76,06$$

$$\lambda_y = L_{ey} / i_y = 13,03 / 78,2 \times 10^{-3} = 166,65$$

$$\lambda_{y\text{normalizada}} = \lambda_y / \lambda_1 = 166,65 / 76,06 = 2,20$$

$$\lambda_z = L_{ez} / i_z = 13,03 / 78,2 \times 10^{-3} = 166,65$$

$$\lambda_{z\text{normalizada}} = \lambda_z / \lambda_1 = 166,65 / 76,06 = 2,20$$

4.1.3.6.3 Cálculo do factor de redução

Para secções tubulares enformadas a quente, para encurvadura em relação a qualquer eixo a curva de encurvadura correspondente é sempre a curva a com um factor de imperfeição $\alpha = 0,21$.

Aplicando a equação 4.7:

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (2,20 - 0,2) + 2,20^2] = 3,11$$

Da equação 4.6 resulta:

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{3,11 + \sqrt{3,11^2 - 2,20^2}} = 0,19$$

E aplicando 4.5 resulta:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,19 \times 172 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 1.149,06 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 1.149,06 \text{ kN} \geq 990,08 \text{ kN}$$

4.1.3.6.4 Factores de interação (ver equações 4.10 a 4.13)

$$C_{my} = -0,8 \times \alpha_s = -0,8 \times (-0,41) = 0,33, \text{ mas } C_{my} \geq 0,4 \text{ logo } C_{my} = 0,4$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \Psi = 0,6 + 0,4 \times 0,05 = 0,62$$

$$k_{yy} = 0,4 \times \left[1 + 0,8 \frac{990,08}{0,19 \times \frac{6.106,00}{1}} \right] = 0,67$$

$$k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 0,67 = 0,40$$

$$k_{zz} = 0,62 \times \left[1 + 0,8 \frac{990,08}{0,19 \times \frac{6.106,00}{1}} \right] = 1,04$$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 1,04 = 0,63$$

Verificação da estabilidade global do elemento segundo as equações 4.8 e 4.9 desta tese

$$\frac{990,08}{0,19 \times 6.106,00} + 0,67 \frac{38,26}{1 \times \frac{429,45}{1}} + 0,63 \frac{2,47}{1 \times \frac{429,45}{1}} = 0,92 \leq 1$$

$$\frac{990,08}{0,19 \times 6.06,00} + 0,40 \frac{38,26}{1 \times \frac{429,45}{1}} + 1,04 \frac{2,47}{1 \times \frac{429,45}{1}} = 0,90 \leq 1$$

Elemento estável.

4.1.4 Ligações

Para o dimensionamento da ligação, foi feito um modelo no programa Abaqus para a análise das tensões no nó mais esforçado.

Recorri ao programa Abaqus para a análise da ligação porque o EC3-1-8 não abrange a ligação adoptada nesta tese.

Depois de obter as tensões, a única verificação feita, foi garantir que as tensões instaladas no nó mais esforçado é inferior ao valor admitido que é de 355 MPa, para a análise elástica.

Na modelação do nó, foram considerados os pontos onde o momento mais representativo (myy) é nulo, e foram introduzidas apenas cargas axiais e transversais em cada ponto que constitui a ligação (ver figura 4.4).

Na figura 4.3 pode-se ver uma representação esquemática da zona da ligação.

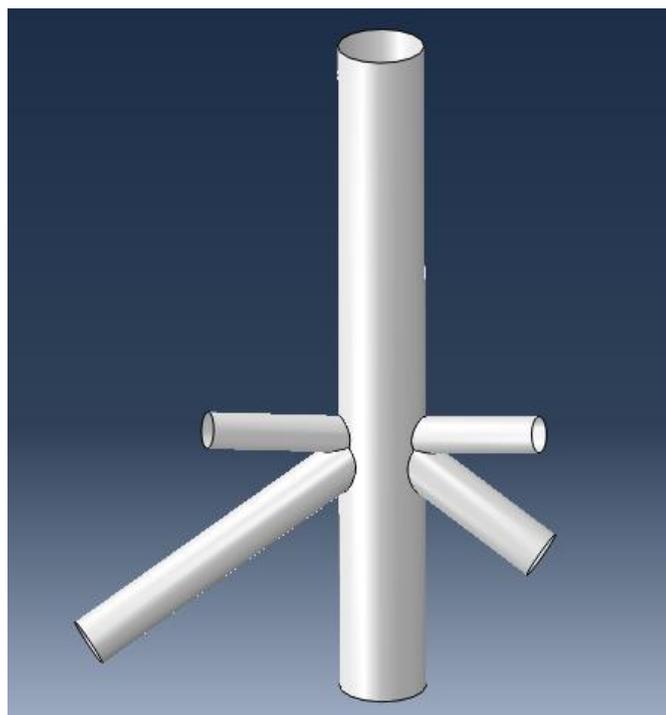


Figura 4.3- Configuração do nó estudado

A ligação foi encastrada na base no nó RP-4, e os esforços introduzidos nos restantes pontos representados na figura 4.4, esforços esses obtidos pelo programa Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012.

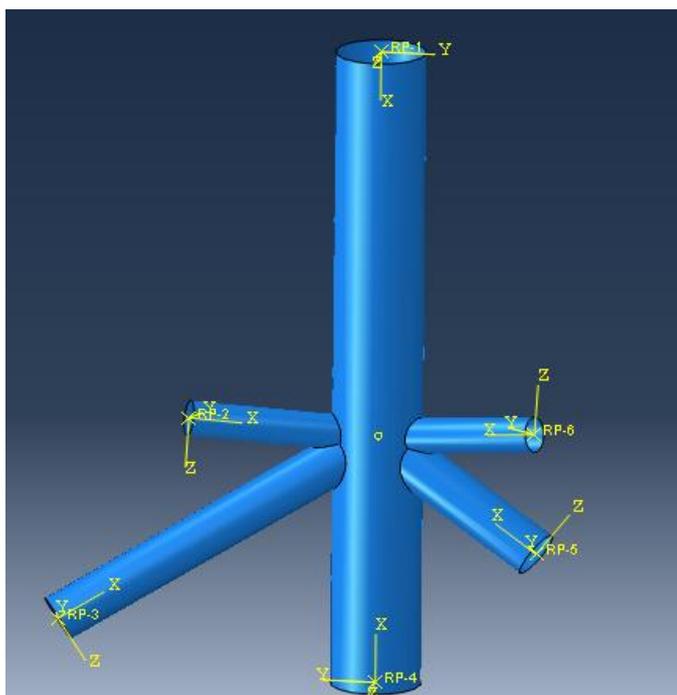


Figura 4.4- Numeração e eixos relativos de cada nó

Os pontos representados na figura acima, correspondem a um ponto central criado através de um comando do programa, que permite que todos os pontos que constituem cada circunferência que representa o final da secção seja governada apenas por esses único ponto. E os eixos apresentados são os eixos locais de cada secção que constitui a ligação, secções essas que são SHS 559x25 para a perna principal, SHS 323.9x25 para as barras diagonais e SHS 244.5x25 para as barras horizontais.

Na tabela seguinte estão representados todos os esforços introduzidos nos nós representados na figura 4.4.

Quadro 4.7- Esforços introduzidos em cada nó apresentadas na figura 4.3

Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 5	Nó 6
Fx (kN) 12.229,11	Fx (kN) -339,49	Fx (kN) 256,42	Fx (kN) 376,06	Fx (kN) -430,7
Fy (kN) -14,33	Fy (kN) 13,68	Fy (kN) -3,71	Fy (kN) 7,77	Fy (kN) -6,12
Fz (kN) -11,4	Fz (kN) 21,46	Fz (kN) -7,32	Fz (kN) 7,37	Fz (kN) -13,23

Após a introdução dos esforços acima mencionados, foram obtidas as seguintes tensões:

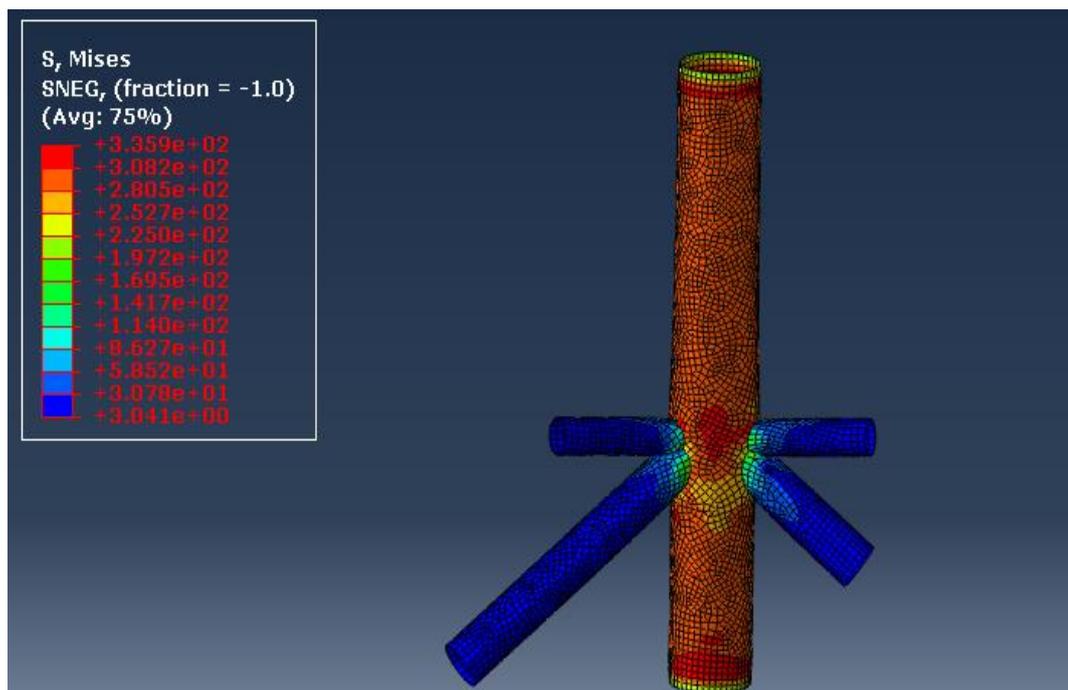


Figura 4.5- Distribuição de tensões no nó.

A tensão máxima no elemento é de 336 MPa e na zona central temos a seguintes distribuição de tensões (os valores podem ser consultados no Anexo):

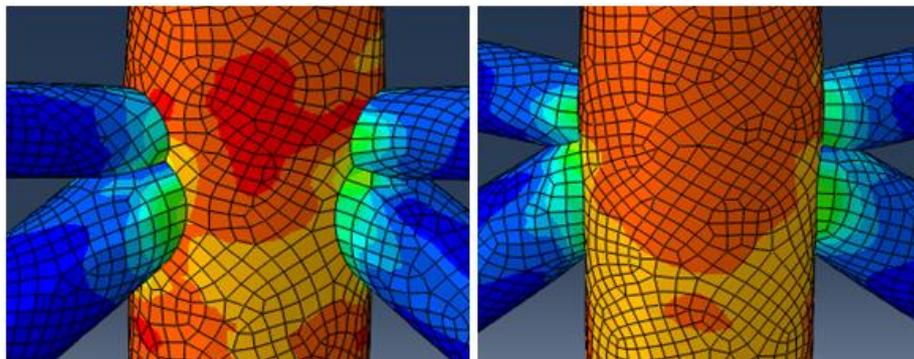


Figura 4.6- Distribuição de tensões na zona central do nó

5 FADIGA

Todas as estruturas de engenharia civil estão sujeitas a variações dos valores das tensões ou deformações instaladas, no entanto uma torre eólica possui um elevado número destas variações no seu tempo de vida útil de 20 anos. Este elevado número de ciclos deve-se ao facto de que cada rotação das pás causar uma pequena variação de tensão na torre.

Um método simples de converter os danos provocados pela turbina à estrutura em ações é o método da ação de dano equivalente (*Damage Equivalent Load, DEL*).

Este método que consiste em considerar um conjunto de forças que provocariam um dano equivalente ao que provocariam todas as variações de forças actuantes ao longo da vida útil da torre. No quadro 5.1 estão representadas essas cargas, para $m=3$ e $N_{ref}=2 \times 10^6$.

Quadro 5.1- Forças para o estudo da fadiga para $m=3$ e $N_{ref}=2 \times 10^6$

Esforços	Valor
ΔF_x (kN)	203
ΔM_x (kNm)	781
ΔM_y (kNm)	4.065
ΔM_z (kNm)	3.950

5.1 Efeito da fadiga na ligação

A verificação da fadiga é feita ao nível de um detalhe, e o detalhe verificado neste trabalho foi o da ligação.

Para que a ligação verifique os estados limites da fadiga é necessário que as tensões que nela estejam instaladas sejam inferiores à tensão limite fornecida pela figura 7.1 do EC3-1-9.

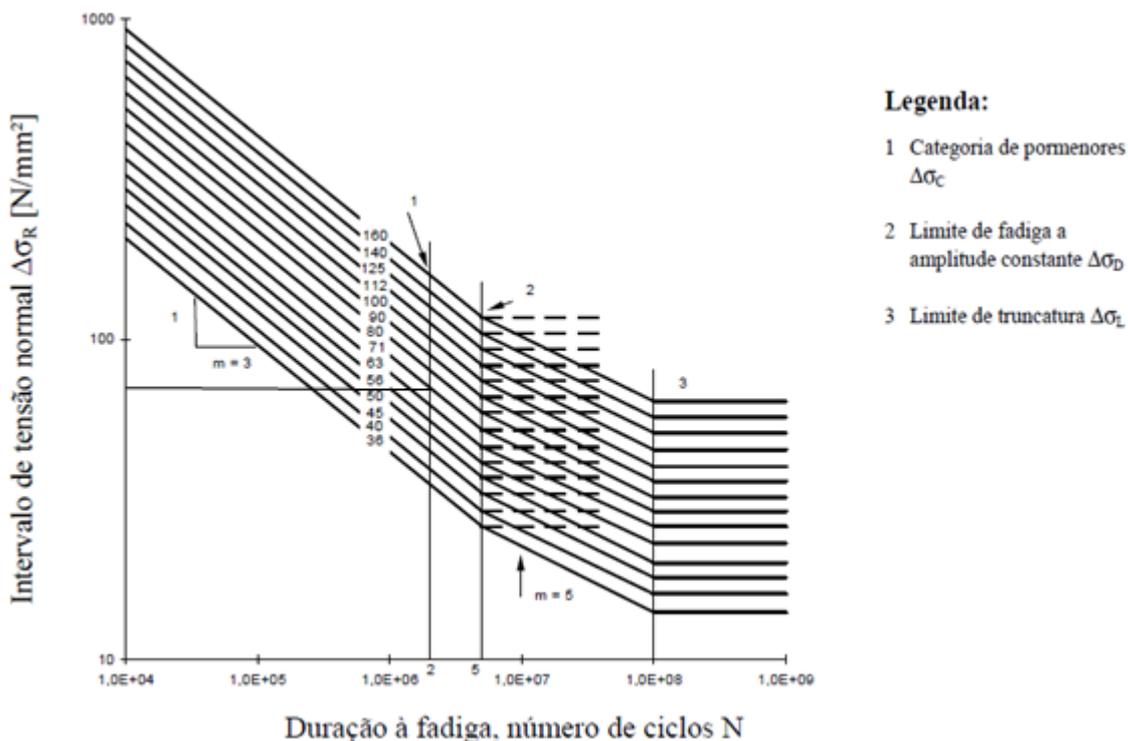


Figura 5.1- Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensões normais

Após a aplicação das cargas da tabela 5.1, foram transferidas os esforços obtidos (ver tabela 5.2) no modelo do Robot para o modelo do nó no Abaqus, resultando as tensões apresentadas na figura 5.2.

Quadro 5.2- Esforços introduzidos em cada nó apresentadas na figura 4.4.

Nó 1	Nó 2	Nó 3	Nó 5	Nó 6
Fx (kN) 2261,67	Fx (kN) -186,25	Fx (kN) 215,39	Fx (kN) -116,62	Fx (kN) 67,28
Fy (kN) -2,04	Fy (kN) 0,54	Fy (kN) -2,04	Fy (kN) -0,11	Fy (kN) -3,53
Fz (kN) -4,66	Fz (kN) -0,56	Fz (kN) -4,66	Fz (kN) -3,13	Fz (kN) -7,81

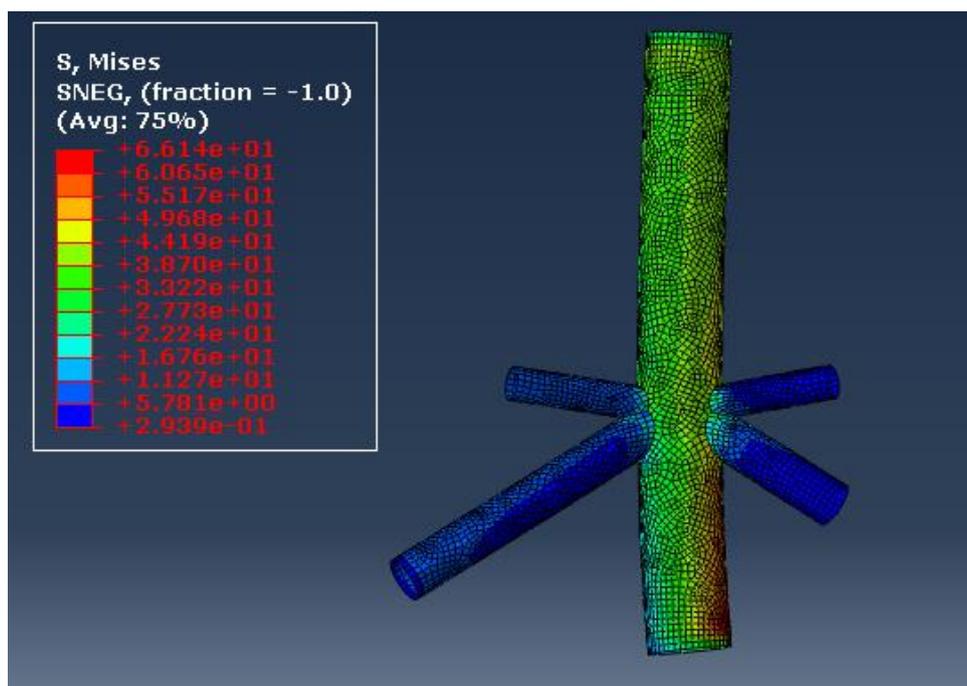


Figura 5.2- Distribuição de tensões no nó.

A tensão máxima na zona da ligação é de 60 MPa e na zona central temos a seguintes distribuição de tensões (os valores podem ser consultados no Anexo):

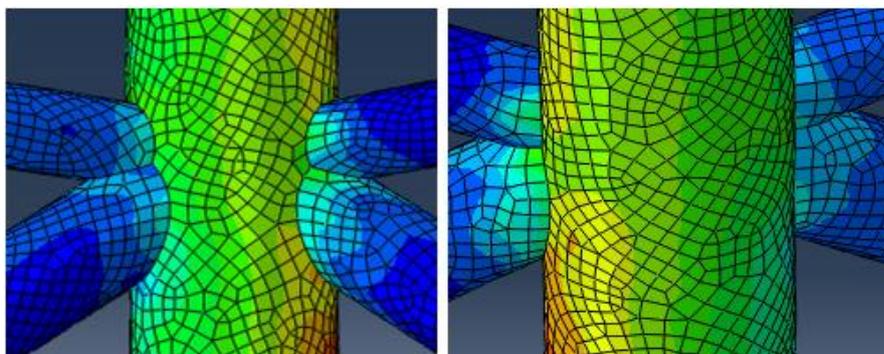


Figura 5.3- Distribuição de tensões na zona central do nó.

O detalhe escolhido para a comparação das tensões foi o detalhe 71 (Ligações com soldaduras de topo de secções tubulares circulares) do quadro 8.6 do EC3-1-9.

Da figura 5.1 resulta que a tensão limite é de aproximadamente 83 MPa superiores à tensão instalada. A ligação verifica os estados limites da fadiga.

6 FUNDAÇÕES

6.1 Transferência de cargas horizontais, verticais e momentos

As fundações offshore devem ser capazes de transferir as principais cargas actuantes até ao solo, sendo estas as cargas verticais, horizontais e os momentos derrubadores. Quando são usadas estacas a transferência das cargas verticais faz-se de duas formas, através da resistência ao corte entre o fuste da estaca e o solo que o rodeia, e pelo contacto da ponta da estaca com o solo. Para os momentos derrubadores, a capacidade de estruturas com multi-apoios recai principalmente na capacidade vertical da fundação. Devido à fixação da estrutura, as pernas de apoio deformam-se numa configuração do tipo S, mobilizando ao mesmo tempo a resistência horizontal do solo, e o momento de derrube é transferido como carga axial para as pernas opostas como mostra a figura 6.1 (Jan van der Tempel, 2006).

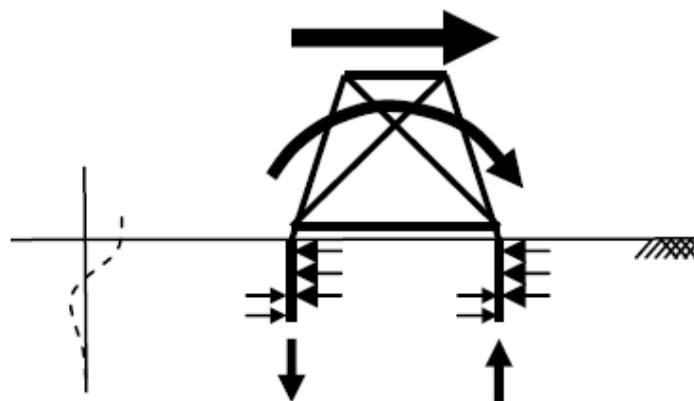


Figura 6.1-Transferência da carga horizontal e de momentos em estruturas com multi-apoios (Jan van der Tempel, 2006).

Na análise efectuada, a modelação da reacção do solo foi feita através de molas. Na figura 6.2, estão apresentadas as molas para as direcções horizontais e verticais, bem como para a resistência de ponta da estaca.



Figura 6.2- Modelo de molas para a interação estaca-solo (Jan van der Tempel, 2006)

Todas as molas apresentadas na figura acima são não-lineares, cujas propriedades podem ser obtidas através de medições in-situ ou através de modelações, como por exemplo a modelação do comportamento solo através das curvas p-y.

A forma padrão dessas curvas estão representadas na figura 6.3, representando o comportamento não linear da mobilização da resistência do solo, incluindo também a perda de resistência previsível para carregamentos cíclicos.

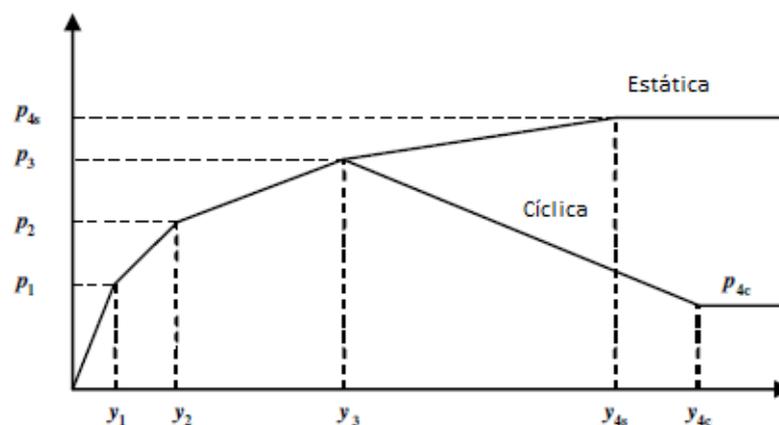


Figura 6.3- Curva tipo para carga horizontal p e deslocamento y em argilas para cargas estáticas e cíclicas segundo Matlock (Jan van der Tempel, 2006).

6.2 Características do solo

As características do solo apresentadas neste trabalho foram retiradas no artigo (Kellezi e Stromann, 2003), para um solo situado no mar do norte, e estão representados no quadro 6.1 e 6.2.

Quadro 6.1- Características do solo

Tipo de solo	Prof (m)	γ (kN/m ³)	ϕ'	c_u (kN/m ²)	E (kPa)
Argila mole	0-7	17,00	-	5,00	1.000,00
Areia	7-13,7	20,00	33,00	-	8.000,00
Argila rija	13,7-22,5	18,00	-	50,00	10.000,00
Argila muito rija	22,5-40	18,00	-	100,00	20.000,00

Quadro 6.2- Características do solo (continuação)

Tipo de solo	Prof (m)	ν	G (kPa)	$\epsilon_{50\%}$	$\epsilon_{100\%}$	Módulo do subsolo (kPa)
Argila mole	0-7	0,50	334,45	0,02	0,05	-
Areia	7-13,7	0,30	3.076,92	-	-	16.320,00
Argila rija	13,7-22,5	0,50	3.344,48	0,01	0,03	-
Argila muito rija	22,5-40	0,50	6.688,96	0,01	0,01	-

6.3 Capacidade de carga da estaca

A resistência por atrito lateral e de ponta apresentadas abaixo, foram calculadas para uma estaca metálica com 1524 mm de diâmetro e 3,5 mm de espessura. A ponta da estaca será preenchida com betão de modo que a estaca possa mobilizar toda a resistência de ponta. As propriedades do aço são iguais às apresentadas no quadro 3.2.

6.3.1 Resistência lateral

Para as argilas, numa condição não drenada, o q_s determina-se por:

$$q_s = \alpha \times c_u \quad (6.1)$$

Em que o coeficiente de adesão α para estacas cravadas é obtido pelo gráfico:

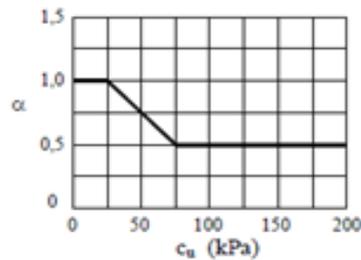


Figura 6.4- Relação entre o parâmetro α e c_u (API, 1974)

Resultando para cada camada de argila:

Quadro 6.3- Propriedades da argila

Tipo de solo	c_u (kN/m ²)	α	q_s (kPa)
Argila mole	5	1,00	5,00
Argila rija	50	0,75	37,50
Argila muito rija	100	0,50	50,00

Para a camada de areia, numa situação drenada, q_s determina-se por:

$$q_s = K \times \sigma'_v \times \tan \delta \quad (6.2)$$

Em que K é um coeficiente que depende do tipo de estaca e se há ou não grande movimentação do solo na sua implantação. σ'_v é a tensão efectiva vertical, e no ponto considerado é igual a $\gamma'_{\text{argila}} \times h_{\text{argila}} + \gamma'_{\text{areia}} \times \frac{h_{\text{areia}}}{2}$. O ângulo de atrito entre o fuste da estaca e o solo δ , depende do material da estaca e do tipo de solo. Neste caso particular para a interação areia-aço liso, a relação entre δ/ϕ' é igual a 0,6, resultando um $\delta = 19,80^\circ$.

Resultando:

Tipo de solo	K	σ'_v (kPa)	δ (°)	q_s (kPa)
Areia	1,00	82,5	19,80	29,70

A resistência total por atrito lateral resulta de:

$$R_S = \int q_s \times Per \times dz \quad (6.3)$$

O valor de R_s para cada camada está representada no quadro 6.4:

Quadro 6.4- Valores de atrito lateral de cada camada

Tipo de solo	R_s (kN)
Argila mole	167,57
Areia	952.72
Argila rija	1.579,97
Argila muito rija	4189.31
Total	6889.64

6.3.2 Resistência de ponta

A ponta da estaca assenta na camada de argila e a resistência de ponta determina-se por:

$$R_b = q_b \times A_{base} \quad (6.4)$$

Em que q_b determina-se por:

$$q_b = 9 \times c_u \times q \quad (6.5)$$

Resultando:

$$q_b = 9 \times 100 + 726.40 = 1626.40 \text{ kPa}$$

$$R_b = 1626.40 \times \pi \times 1.524^2/4 = 2966.79 \text{ kN}$$

Segundo o método do EC7 o valor de cálculo da resistência da estaca à compressão é determinado por:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b} + \frac{R_{sk}}{\gamma_s} \quad (6.6)$$

E para a tração:

$$R_{td} = \frac{R_s}{\gamma_{st}} \quad (6.7)$$

Em que γ_b , γ_s e γ_{st} são os coeficientes de segurança para resistência de ponta, de atrito para resistência à compressão e de atrito para resistência à tração respectivamente. γ_b e γ_s são iguais a 1,3 e γ_{st} é igual a 1,6 para a combinação do tipo 2.

Resultando para a compressão:

$$R_{cd} = \frac{2.966,79}{1,30} + \frac{6.889,64}{1,30} = 7.581,87 \text{ kN}$$

E para a tração:

$$R_{td} = \frac{6.889,64}{1,60} = 4.306,03 \text{ kN}$$

Com a combinação do tipo 2 para a verificação da rotura da seção, a maior carga de compressão (F_{cd}) e de tração (F_{td}) atuante é de $F_{cd} = 7.149,61 \text{ kN}$ e $F_{td} = 2.755,69 \text{ kN}$, respectivamente.

Verificando-se as condições: $F_{cd} \leq R_{cd}$ e $F_{td} \leq R_{td}$.

6.4 Cálculo estrutural

Os esforços de dimensionamento como acima mencionado foram obtidos pelo programa FB-Multipier. As combinações de ações usadas foram do tipo 1 do EC7. A verificação da estabilidade do elemento foi feita segundo o EC3-1-1.

O primeiro passo foi introduzir as combinações de ações no modelo da estrutura no programa Robot e as reações de apoios obtidos (quadro 6.5) foram aplicadas no topo da estaca no modelo feito no Multipier da qual resultaram os esforços apresentados no quadro 6.6.

Quadro 6.5- Valores das reações de apoios resultantes do modelo Robot que foram aplicadas às estacas no modelo Multipier

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
-2.164,79	2.261,34	6.932,54	130,29	272,12	19,04

As cargas que resultaram do programa Multipier estão representadas na tabela 6.6.

Quadro 6.6- Valores de esforços resultantes no modelo Multipier para a estaca

Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)
-2.157,00	2.254,00	6.941,30	12.617,00	13.094,00

6.4.1 Verificação da estabilidade do elemento

Secção a estudar: secção tubular com 1.524 mm de diâmetro e 35 mm de espessura em S355.

Quadro 6.7- Propriedades geométricas da secção

A(cm ²)	A _v (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)
1637,24	1.042,30	9.079.917,52	5.137.324,33	5.137.324,33	77.613,53	77.613,53	52,70	52,70

Esforços aplicados:

Quadro 6.8- Esforços aplicados

F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _y (kNm)	M _z (kNm)
-2.157,00	2.254,00	6.941,30	12.617,00	13.094,00

Classe da secção:

A classificação da secção é feita segundo EC3-1-1 cláusula 5.5 (ver figura 4.1). os valores limite das relações d/t dos elementos comprimidos para a maioria das secções recorrentes, são indicados no Quadro 5.2 do EC3-1-1.

Para a secção em estudo resulta:

$$\frac{d}{t} = \frac{1,524}{35} = 43,54 \leq 70 \times 0,66 = 46,20$$

Secção de classe 2.

6.4.1.1 Verificação à compressão (EC3-1-1 cláusula 6.2.4)

O valor de cálculo de compressão actuante N_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.1 resulta:

$$N_{c,Rd} = \frac{1.637,24 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 58.123,10 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 58.123,10 \geq 6.941,30 \text{ kN.}$$

6.4.1.2 Momento flector (EC3-1-1 cláusula 6.2.5)

O valor de cálculo do momento flector actuante M_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.2 resulta:

$$M_{c,y,Rd} = M_{c,z,Rd} = \frac{77.613,53 \times 10^{-6} \times 355.000}{1,00} = 27.552,80 \text{ kNm}$$

$$M_{c,y,Rd} = 27.552,80 \text{ kNm} \geq 12.617,00 \text{ kNm}$$

$$M_{c,z,Rd} = 27.552,80 \text{ kNm} \geq 13.094,00 \text{ kNm}$$

6.4.1.3 Esforço transversal (EC3-1-1 cláusula 6.2.6)

O valor de cálculo de compressão actuante V_{Ed} em cada secção transversal deve satisfazer a condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Da equação 4.3 resulta:

$$V_{pl,y,Rd} = V_{pl,z,Rd} = \frac{1.042,30 \times 10^{-4} \times \frac{355.000}{\sqrt{3}}}{1,00} = 21.362,91 \text{ kN}$$

$$V_{pl,y,Rd} = 21.362,91 \text{ kN} \geq 2.157,00 \text{ kN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 21.362,91 \text{ kN} \geq 2.254,00 \text{ kN}$$

6.4.1.4 Interação esforço transversal e momento flector (EC3-1-1 cláusula 6.2.8)

Na presença de esforço transversal, os seus efeitos deverão ser tomados em consideração no cálculo do momento flector resistente, mas no caso em que o esforço transversal seja inferior a metade do esforço transversal resistente plástico, como é o caso, o seu efeito sobre o momento flector resistente poderá ser desprezado.

6.4.1.5 Flexão composta (EC3-1-1 cláusula 6.2.9)

Na presença de um esforço normal, o seu efeito no cálculo do momento flector resistente plástico deverá ser tomada em consideração, e no caso de secções transversais de classe 1, deve ser satisfeito o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

No caso de secções tubulares de espessura uniforme, o $M_{N,Rd}$ determina-se da seguinte forma:

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7})$$

Resultando assim os determinados valores para o $M_{N,y,Rd}$ e $M_{N,z,Rd}$

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = 27.552,80 \times (1 - 0,12^{1,7}) = 26.803,30 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} \geq 12.617,00 \text{ kN}$$

$$M_{N,z,Rd} \geq 13.094,00 \text{ kN}$$

6.4.1.6 Verificação da resistência à encurvadura por flexão (EC3-1-1 cláusula 6.3.1)

Um elemento comprimido deverá ser verificado à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,00$$

Com $N_{b,Rd}$ determinado pela equação 4.5 e χ pela equação 4.6.

6.4.1.6.1 Comprimentos de encurvadura

Em ambas as direcções os comprimento de encurvadura foi considerado como $L_{ey} = L_{ez} = L$.

Resultando assim $L_{ey} = L_{ez} = 40 \text{ m} = 40 \text{ m}$.

6.4.1.6.2 Determinação das esbeltezas

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 \times 0,81 = 76,06$$

$$\lambda_y = L_{ey}/i_y = 40/52,70 * 10^{-2} = 75,90$$

$$\lambda_{ynormalizada} = \lambda_y/\lambda_1 = 75,90/76,06 = 1,00$$

$$\lambda_z = L_{ez}/i_z = 40/52,70 * 10^{-2} = 75,90$$

$$\lambda_{znormalizada} = \lambda_z/\lambda_1 = 75,90/76,06 = 1,00$$

6.4.1.6.3 Cálculo do factor de redução

Para secções tubulares enformadas a quente, para encurvadura em relação a qualquer eixo a curva de encurvadura correspondente é sempre a curva a com um factor de imperfeição $\alpha = 0,21$.

Aplicando a equação 4.7:

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,00 - 0,2) + 1,00^2] = 1,08$$

Da equação 4.6 resulta:

$$\chi_y = \chi_z = \frac{1}{1,08 + \sqrt{1,08^2 - 1,00^2}} = 0,67$$

E aplicando 4.5 resulta:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,67 \times 1.637,24 \times 10^{-4} \times 355.000}{1,00} = 38.942,47 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 38.942,47 \text{ kN} \geq 6.941,30 \text{ kN}$$

6.4.1.6.4 Fatores de interação (ver equações 4.10 a 4.13)

Segundo o EC3-1-1, em elementos como modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar- igual $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$.

$$k_{yy} = 0,9 \times \left[1 + 0,8 \frac{6.941,30}{0,67 \times \frac{58.122}{1}} \right] = 1,03$$

$$k_{zy} = 0,6 \times k_{yy} = 0,6 \times 1,03 = 0,62$$

$$k_{zz} = 0,9 \times \left[1 + 0,8 \frac{6.941,30}{0,67 \times \frac{58.122}{1}} \right] = 1,03$$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 1,03 = 0,62$$

Verificação da estabilidade global do elemento segundo as equações 4.8 e 4.9 desta tese:

$$\frac{6.941,30}{0,67 \times 58.122} + 1,03 \frac{12.617}{1 \times \frac{27.553}{1}} + 0,62 \frac{13.094}{1 \times \frac{27.553}{1}} = 0,94 \leq 1$$

$$\frac{6.941,30}{0,67 \times 58122} + 0,62 \frac{12.617}{1 \times \frac{27.553}{1}} + 1,03 \frac{13.094}{1 \times \frac{27.553}{1}} = 0,95 \leq 1$$

Elemento estável

6.5 Deslocamentos e assentamentos

Os deslocamentos e assentamentos máximos verificados nas estacas para as cargas de serviço são as seguintes:

X= 25 mm, Y= 22 mm e Z= 37 mm.

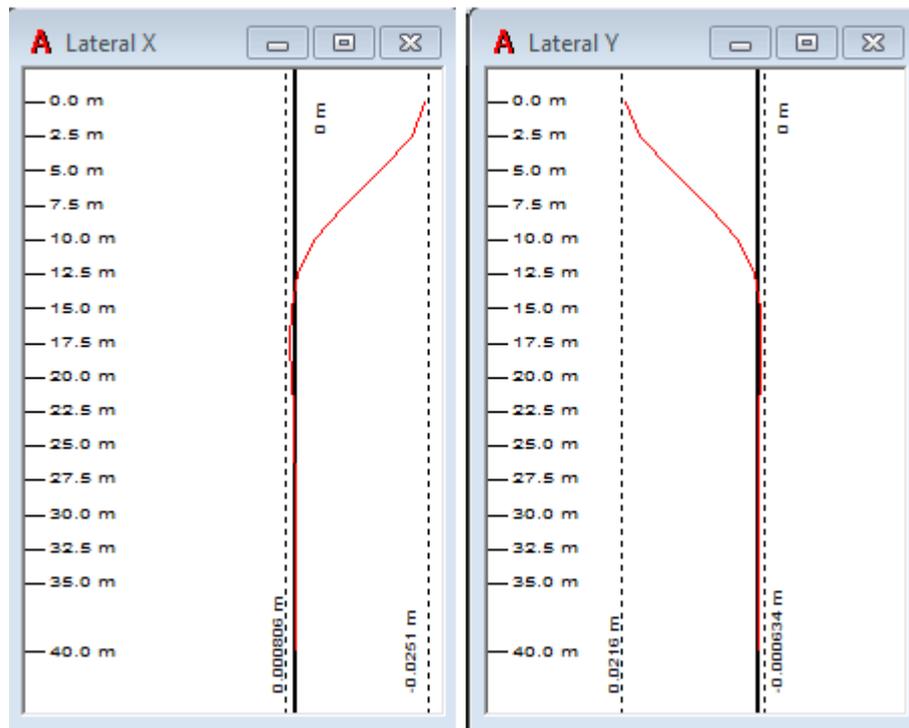


Figura 6.5- Deslocamentos máximos horizontais em x e y respectivamente.

7 ANÁLISE DINÂMICA

O cálculo da frequência da torre é extremamente importante dado que se deve impedir que as frequências próprias da estrutura sejam iguais às frequências próprias das cargas aplicadas, impedindo deste modo que a estrutura entre em ressonância. A amplificação dinâmica pode também influenciar diretamente as ações da fadiga. Deve-se, portanto conseguir a separação entre a frequência natural do sistema estrutural e as frequências de operação da turbina.

A flexibilidade da fundação tem uma influência significativa no comportamento dinâmico das torres (André Moura et al, 2012), sendo que esta não pode simplesmente ser considerada como um encastramento perfeito. Uma forma realista de realizar o cálculo é considerar a rigidez da fundação utilizando molas. A frequência natural da torre é calculada recorrendo ao programa Robot.

As frequências obtidas para a estrutura em estudo estão representadas no quadro 7.1:

Quadro 7.1- Frequências e períodos da estrutura considerando molas nos apoios

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	0,2181	4,5859
2	0,2189	4,5677
3	1,0595	0,9438
4	1,1058	0,9043
5	1,5433	0,648
6	1,905	0,5249
7	1,9664	0,5085
8	2,776	0,3602
9	3,1077	0,3218
10	3,1604	0,3164

Foi introduzida uma massa de 100 toneladas para simular a nacelle e as inércias de rotações em x y e z são respectivamente: 17880000 m⁴, 8940000 m⁴ e 8940000 m⁴.

7.1 Modos de vibração

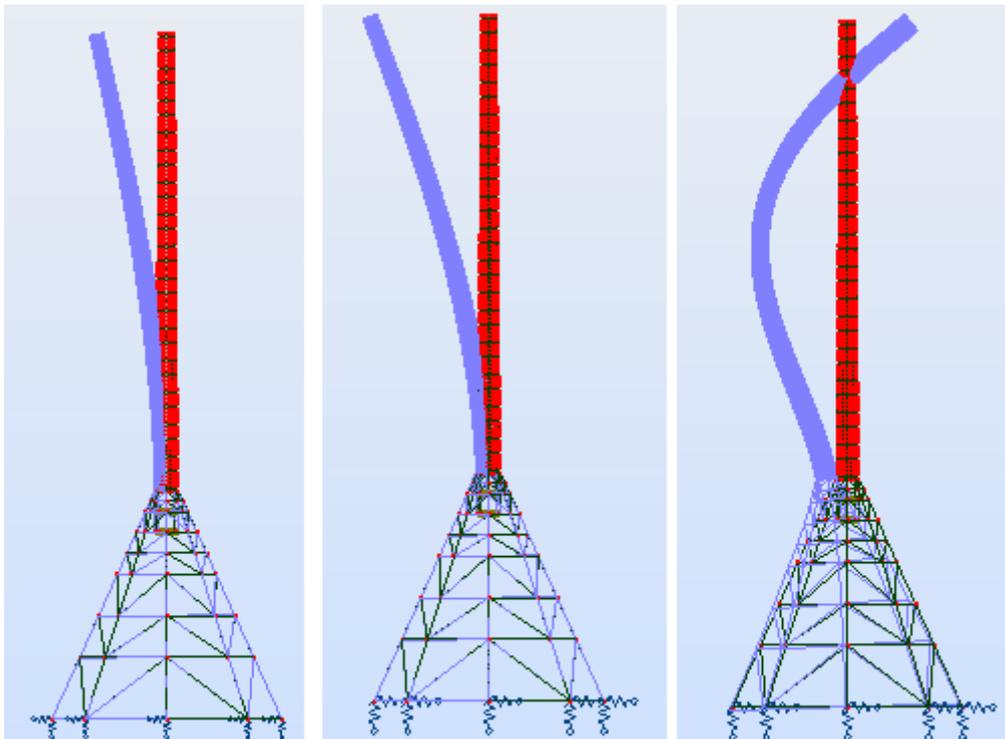


Figura 7.1-Modos 1, 2 e 3 (da esquerda para direita)

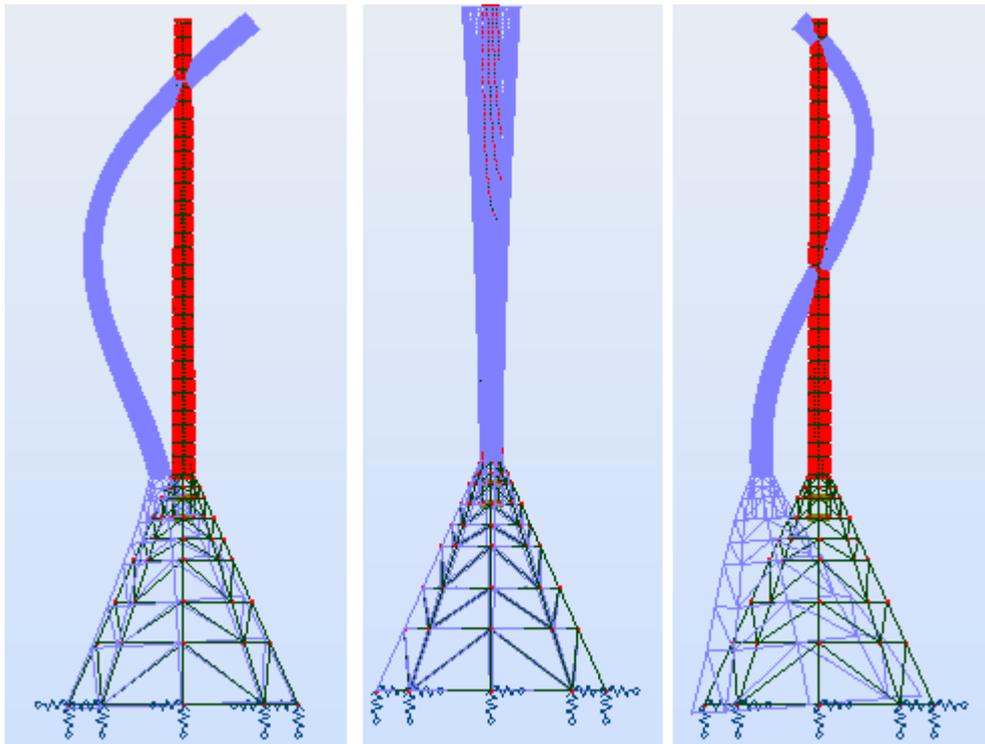


Figura 7.2- Modos 4, 5 e 6 (da esquerda para direita)

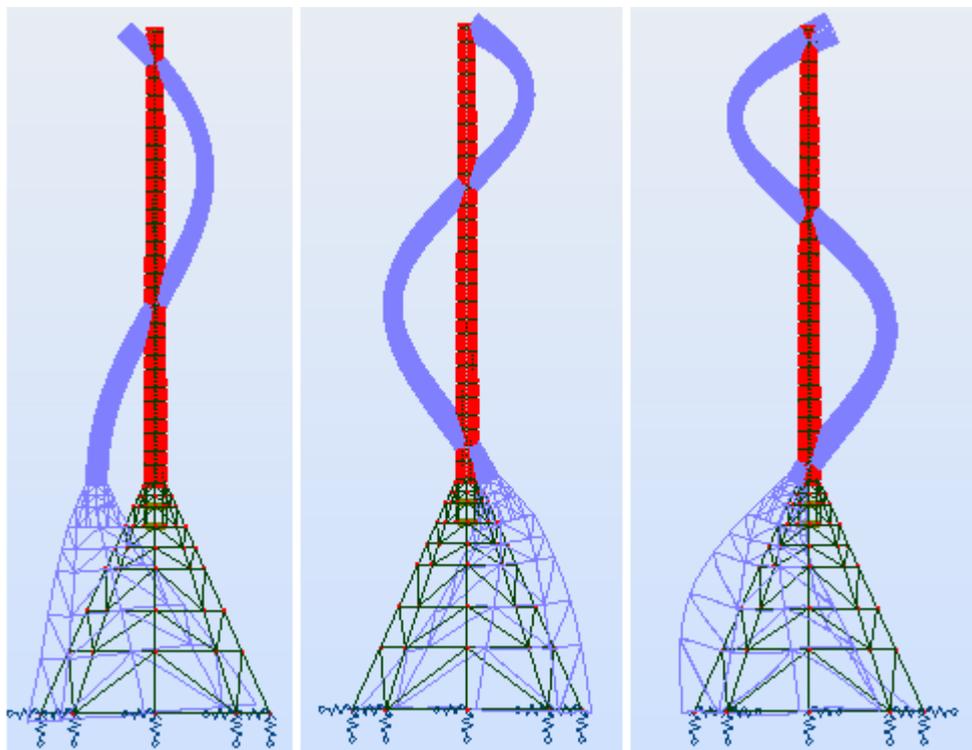


Figura 7.3- Modos 7, 8 e 9 (da esquerda para direita)



Figura 7.4- Modo 10

Usando as mesmas características da torre e as mesmas inércias, se a fundação fosse totalmente encastrada as frequências próprias seriam as seguintes:

Quadro 7.2- Frequências próprias da torre com a fundação totalmente encastrada

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	0,2210	4,5251
2	0,2219	4,5065
3	1,1134	0,8982
4	1,1714	0,8537
5	1,5463	0,6467
6	2,3953	0,4175
7	2,5822	0,3873
8	3,1121	0,3213
9	3,3325	0,3001
10	3,6192	0,2763

Usando as mesmas características da torre e as mesmas inércias, se analisarmos apenas a torre considerando-a totalmente encastrada as frequências próprias seriam as seguintes:

Quadro 7.3- Frequências próprias da torre totalmente encastrada

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	0,2802	3,5685
2	0,2812	3,5556
3	1,411	0,7087
4	1,4771	0,677
5	2,1035	0,4754
6	3,255	0,3072
7	3,6656	0,2728
8	5,7542	0,1738
9	6,378	0,1568
10	6,4248	0,1556

A frequência própria vai aumentando com a rigidez do apoio, algo que era de esperar, porque as frequências próprias são diretamente proporcionais às rigidezes, quanto maior a rigidez maior é a frequência própria da estrutura.

Na figura 7.5 observa-se o coeficiente de amplificação dinâmica R_d em função da relação entre frequência forçada e a frequência natural própria da estrutura ω_f/ω_n , este coeficiente é unitário para um carregamento estático, isto é, para ω_f/ω_n baixo, a resposta dinâmica é próxima da deformação estática e é controlada pela rigidez do sistema. Tende para zero quando a frequência de excitação tende para infinito, para qualquer valor do amortecimento. Para frequências de excitação muito elevadas as forças de inércia tornam-se preponderantes em relação às forças elásticas e de amortecimento, e a resposta dinâmica é controlada pela massa do sistema.

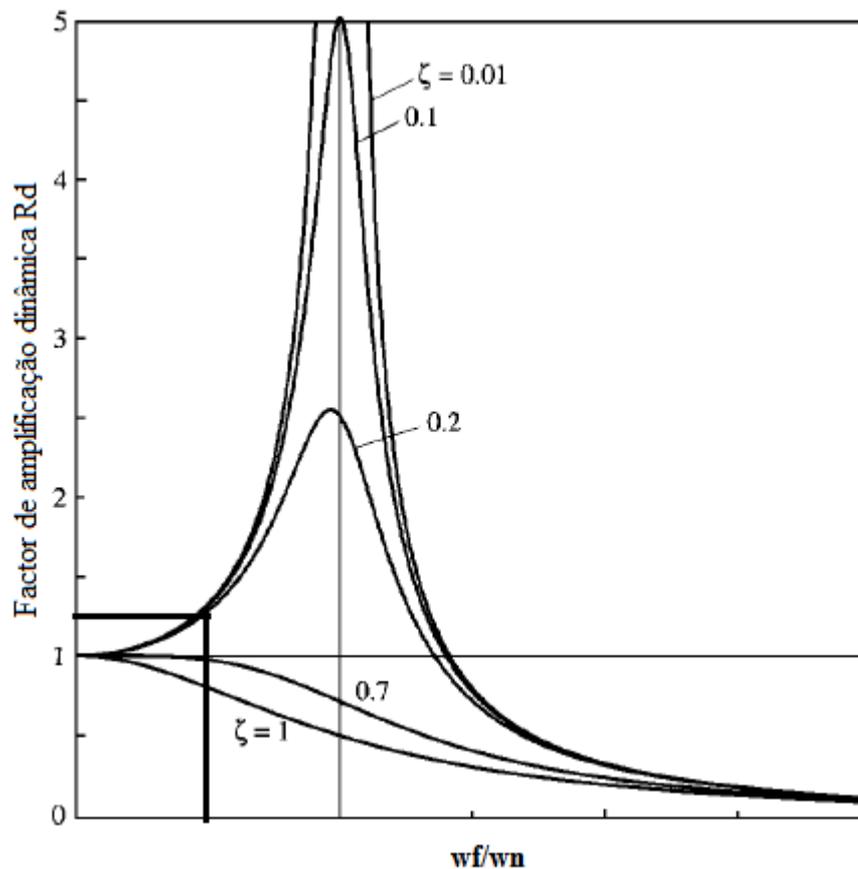


Figura 7.5- Coeficiente de amplificação dinâmica do deslocamento (Chopra, 1995)

A carga das ondas tem um período de $T = 9$ s, resultando uma frequência $f = 0,111$ Hz, se comparamos essa frequência com a frequência própria da estrutura que é igual a 2,181 Hz estaremos na zona em que $\omega_f/\omega_n \ll 1$, logo a resposta dinâmica é controlada pela rigidez, quanto maior a rigidez, mais esta se aproxima da resposta estática, pode-se dizer então que uma estrutura mais rígida melhoraria o comportamento dinâmico do sistema neste caso particular.

Da relação entre ω_f/ω_n resulta um coeficiente de amplificação de aproximadamente 1,25, isto é, a resposta de dinâmica agrava-se em aproximadamente 25% em relação à resposta estática.

8 CONCLUSÃO

Apesar de as turbinas eólicas offshore se encontrarem em geral localizadas a poucos quilômetros da costa e profundidade muito baixas, o desenvolvimento tecnológico tem permitido alargar a sua zona de implantação para águas mais profundas mantendo um bom equilíbrio entre o custo e o benefício.

As fundações de torres eólicas offshore começaram com as monopiles e as fundações de gravidade, mas o ganho que se tem em situar as turbinas mais afastadas da costa levou à procura de soluções que consigam acomodar essas torres em águas mais profundas, e as fundações treliçadas começaram a ganhar importância devido à sua rigidez e ao número de apoios no fundo oceânico, permitindo um melhor comportamento dinâmico de toda a estrutura.

No caso das estruturas flutuantes, apesar de ainda não terem ainda atingido a maturidade suficiente para uma utilização corrente, têm surgido em projetos como do sistema Hexacon mencionado nesta tese. Estes projetos visam tirar partido da capacidade que este tipo de fundações têm para se adaptar a águas muito profundas (mais de 60 metros), podendo assim ser instaladas a grandes distâncias da costa.

A principal diferença entre parques eólicos onshore e offshore é o custo da fundação. A tecnologia utilizada nas turbinas offshore é praticamente a mesma utilizada nas turbinas onshore. Estas precisam em geral de ser mais altas se contarmos a altura a partir do nível do solo em comparação com a altura contada a partir do nível médio da superfície do mar. No caso de estruturas offshore, à altura da torre soma-se a altura da estrutura de suporte submersa, sendo que as fundações são mais difíceis de construir e instalar. A transmissão elétrica em offshore é feita por cabos submarinos, que também são mais caros e exigem transmissão da energia a maiores distâncias com as consequentes perdas em linha.

O ambiente offshore é consideravelmente mais corrosivo e abrasivo, o que requer tratamento especial dos materiais utilizados na construção das torres e turbinas. Neste caso utilizam-se revestimentos, como epóxi de zinco ou silicatos, e proteção catódica. Outro fator que aumenta o custo das instalações offshore é a dificuldade de acesso, que dificulta reparos e manutenção. O acesso às turbinas é feito por meio marítimo ou aéreo, através de helicópteros.

De um modo geral, o potencial da energia eólica offshore e a sua viabilidade em termos de custos estão a tornar-se mais atrativos, à medida que a tecnologia continua a avançar e que cada vez mais fabricantes começam a fabricar turbinas para instalação offshore. O aumento das dimensões das turbinas eólicas e da sua distância da costa (i.e. reduzindo o ruído) implica

a instalação de turbinas eólicas mais eficientes e, conseqüentemente, a redução de custos da energia eólica offshore (Aquaret@, 2012).

A solução adotada para a fundação da torre não é a da jacket comum de quatro pernas, mas um dos objetivos da tese era ver que mudanças a carga das ondas introduziria no dimensionamento de uma estrutura de suporte já estudada. Chegou-se a uma estrutura mais leve apesar do acréscimo de carga devido às ondas, isso foi possível porque se conseguiu otimizar mais as secções e por outro lado as cargas do vento não foram agravadas.

Para a fundação no fundo marinho, devido a resistência do mesmo chegou-se a uma estaca de grandes dimensões, solução que é frequentemente utilizada para estruturas offshore, em que normalmente os solos são muito menos resistente que solos onshore.

É de salientar também que por essas estruturas serem de maiores dimensões, mais rígidas e estarem localizadas a grandes profundidades, faz com que sejam mais propensas a sofrer problemas da fadiga causados pelas ondas, mas por outro lado introduz um amortecimento hidrodinâmico significativo, melhorando o comportamento dinâmico e conseqüentemente danos por fadiga (Jan van der Tempel, 2006).

9 PROPOSTA DE TRABALHO DE CONTINUAÇÃO

Uma das propostas para trabalhos futuros é a de estudar uma fundação com 4 pernas e comparar o comportamento mecânico.

A segunda é estudar a peça de transição mais profundamente, aplicando um modelo de elementos finitos, para compreender de melhor forma como ocorre a transferência de carga desde a torre até a estrutura de suporte.

Verificar se a geometria da peça de transição influencia o modo de transferência de cargas, estudar quais as dimensões normais dessas peças e compreender o seu comportamento mecânico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A., D., Simões, Rui (2007). “Manual de dimensionamento de estruturas metálicas”. Multicomp, Lda.- Mem Martins.

AWS Truewind (ASW), (2009). “Offshore wind technology overview”. Report. AWS, New York.

Chopra, Anil, K. (1995). “Dynamic of structure: theory and applications to earthquake engineering”. Electronic Publishing Service, Inc. New Jersey.

DNV-OS-J101, “Offshore standard – Design of offshore wind turbines structures –”, DET NORSKE VERITAS, 2010.

EDP@ (2012). <http://www.edp.pt/pt/media/noticias/2012/Pages/inauguracaoWindfloat.aspx>. Energias de Portugal.

EN 1990: 2009, “Eurocode 0 – Basic of structural designs – ”, European Committee for Standardization, 2009.

EN 1990: 2009, “Eurocode 0 – Basic of structural designs – ”, European Committee for Standardization, 2009.

EN 1991-1-1:2009, “Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-1:General actions densities, self-weight, imposed loads for buildings”, European Committee for Standardization, 2009.

EN 1993-1-1:2010, “Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”, European Committee for Standardization, 2010.

EN 1993-1-9:2010, “Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue”, European Committee for Standardization, 2010.

EWEA – The European Wind Energy Association. (2012). Wind in power – 2011 European statistics. Belgium.

G., G., Figueiredo (2013). “Structural behavior of hybrid lattice – Tubular steel wind tower”. Master Thesis, Universidade de Coimbra, Portugal.

Hammar, L., Andersson S. and Rosenberg R. (2010) Adapting offshore wind power foundations to local environment, VINDVAL report 6367;

International Electrotechnical Commission. IEC 61400-1: 2005(E) Wind turbine generator systems – Part 1: Design Requirements, 3th Edition. International Standard.

Jan van der Tempel (2006). “Design of support structures for offshore wind turbines”. PhD Thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

L. Kellezi and H. Stromann (2003). “FEM analysis of jack-up spudcan penetration for multi-layered critical soil conditions”. Danish Geotechnical Institute, Lyngby, Denmark.

Moura, A., Rebelo, C., e Grevásio, H., (2012) “Análise coMParativa de torres eólicas em aço e híbridas aço-betão para alturas e potências variáveis” 2º congresso Luso-Africano de Construção Metálica Sustentável. ISISE, Dep. de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Rebelo, C., Simões da Silva L. (2012) “Foundation concepts for offshore wind farms”, Institute for Sustainability and Innovation In Structural Engineering (ISISE). University of Coimbra.

Rebelo, C. (2012). “WP1 - Design loads to be considered for tower and foundation design”. High-Strength Tower for Wind Turbine (HISTWIN2), background document, ISISE, University of Coimbra.

Roland Berger Strategy Consultants (RGSC), (2013). “Offshore wind toward 2020. On the pathway to cost competitiveness”.

Sanjeev Malhotra (2011). Selection, Design and Construction of Offshore Wind Turbine Foundations, Wind Turbines, Dr. Ibrahim Al-Bahadly (Ed.), ISBN: 978-953-307-221-0, InTech, Available from: <http://www.intechopen.com/books/wind-turbines/selection-design-and-construction-of-offshore-wind-turbinefoundations>.

Siemens@ (2013). https://www.swe.siemens.com/portugal/web_nwa/pt/PortalInternet/QuemSomos/negocios/Energy/Noticias_Eventos/noticias/Pages/SiemensfornecegeradoresDONGEnergy.aspx. Siemens, Portugal.

World Steel Association (WSA), (2011). “Wind energy trends and the market for steel”. Report. WSA, Belgium.

Wei Gong (2011). “Lattice tower design of offshore wind turbine support structures”. Master Thesis, Norwegian University of Science and Technology, Norway.

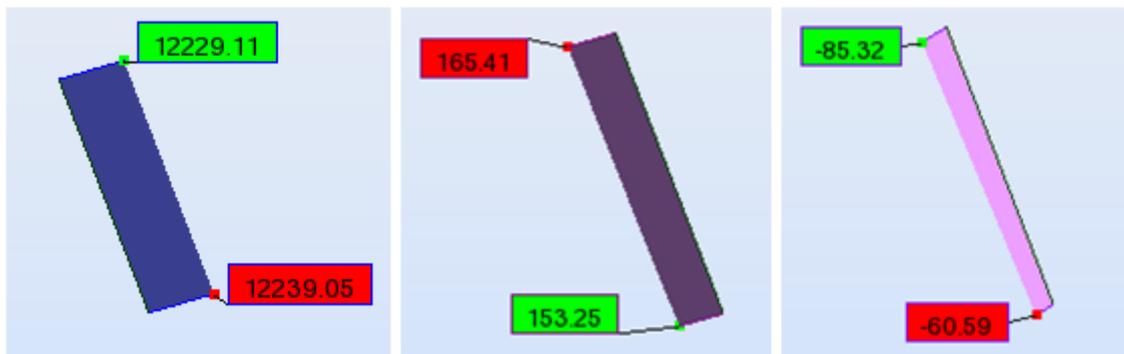
ANEXO

Diagrama da barra principal, da esquerda para direita: Esforço normal, momento em torno de y e momento em torno de z.

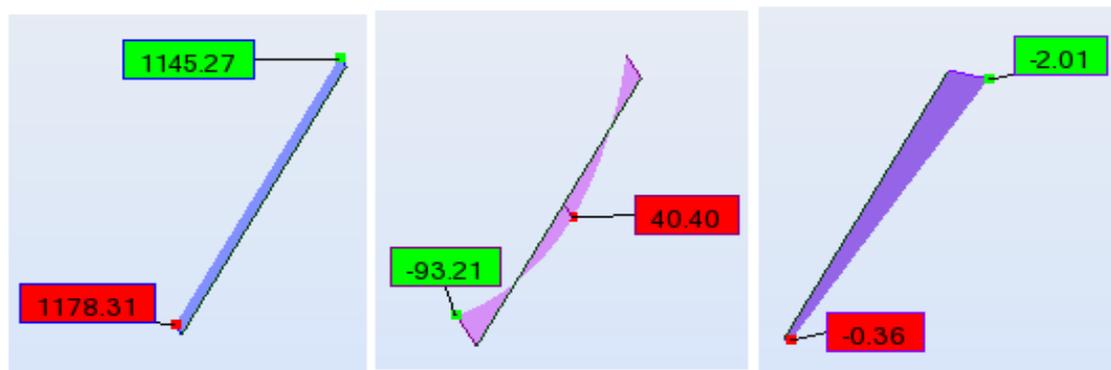


Diagrama da barra diagonal, da esquerda para direita: Esforço normal, momento em torno de y e momento em torno de z.

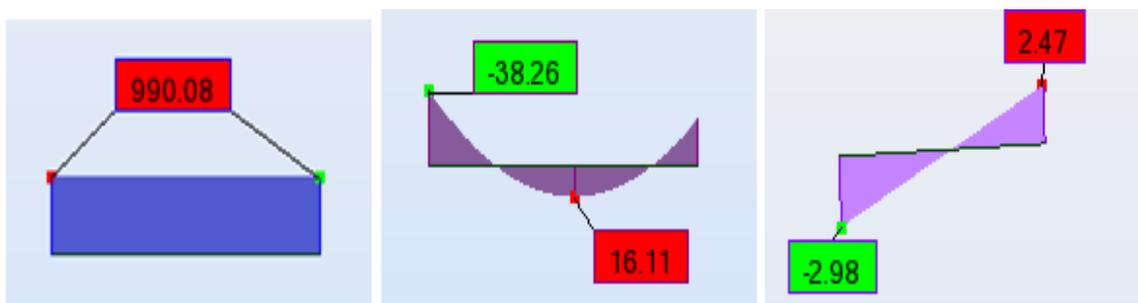


Diagrama da barra horizontal, da esquerda para direita: Esforço normal, momento em torno de y e momento em torno de z.

Tensões para os Estados limites últimos no centro do nó da ligação:

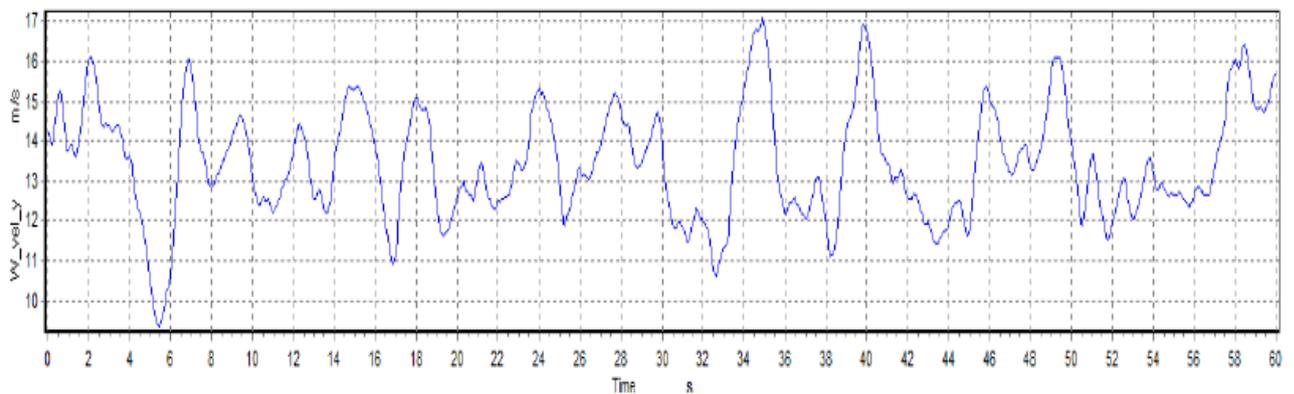
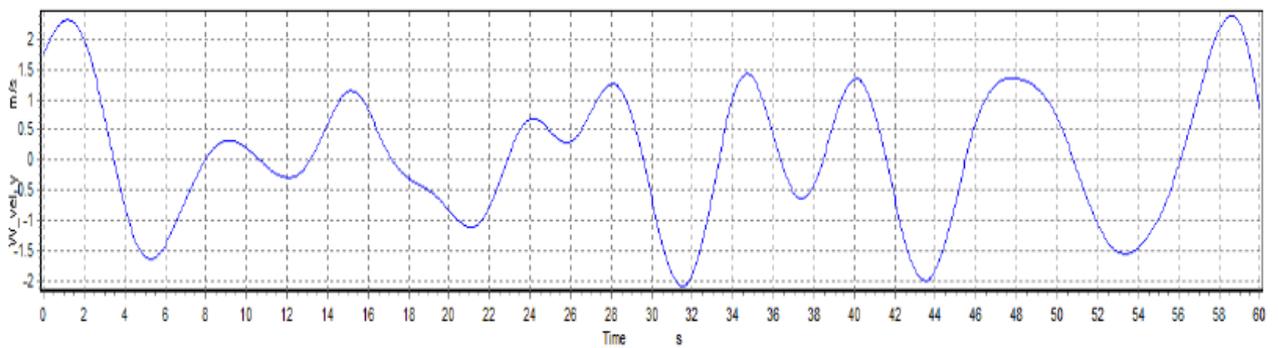
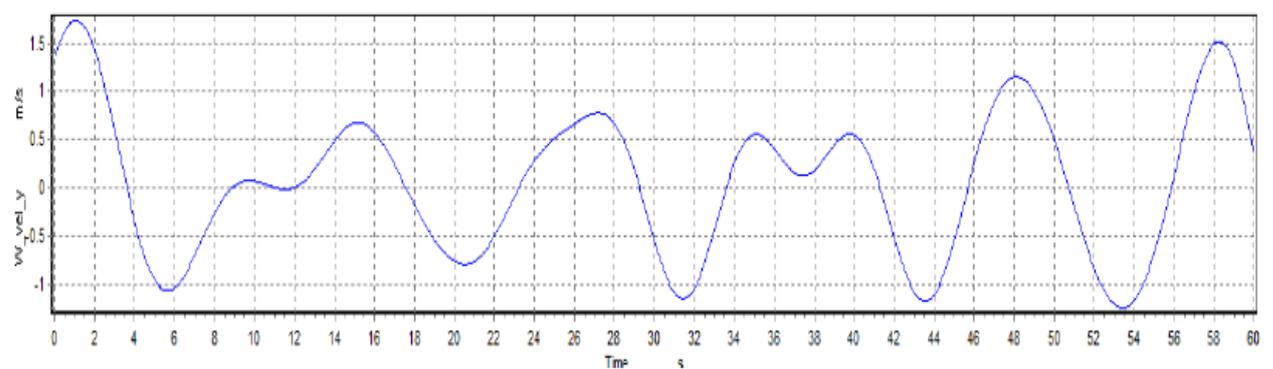
Part	Instance	Element ID	Type	Int. Pt.	S, Mises
NODE-1	6402	S4R	1	224.423	
NODE-1	6403	S4R	1	204.639	
NODE-1	6369	S4R	1	164.238	
NODE-1	6368	S4R	1	21.1973	
NODE-1	7117	S4R	1	262.142	
NODE-1	5559	S4R	1	148.004	
NODE-1	5562	S4R	1	131.169	
NODE-1	5134	S4R	1	122.663	
NODE-1	5138	S4R	1	138.237	
NODE-1	5141	S4R	1	165.475	
NODE-1	5018	S4R	1	223.329	
NODE-1	118	S4R	1	111.829	
NODE-1	117	S4R	1	203.504	
NODE-1	116	S4R	1	180.607	
NODE-1	106	S4R	1	104.374	
NODE-1	103	S4R	1	80.4325	
NODE-1	1506	S4R	1	318.943	
NODE-1	4733	S4R	1	309.722	
NODE-1	1507	S4R	1	334.454	
NODE-1	1467	S4R	1	324.873	
NODE-1	3588	S4R	1	291.606	
NODE-1	1469	S4R	1	229.114	
NODE-1	5109	S4R	1	220.953	
NODE-1	5110	S4R	1	172.592	

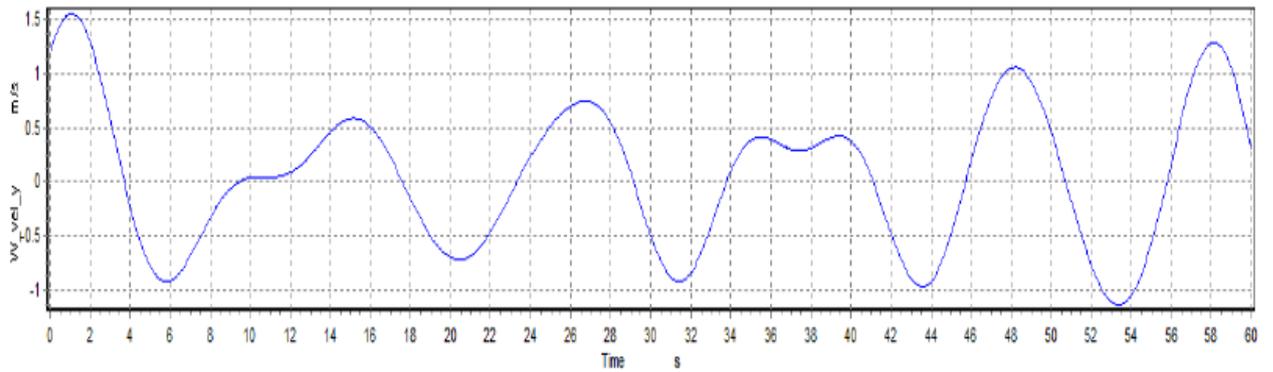
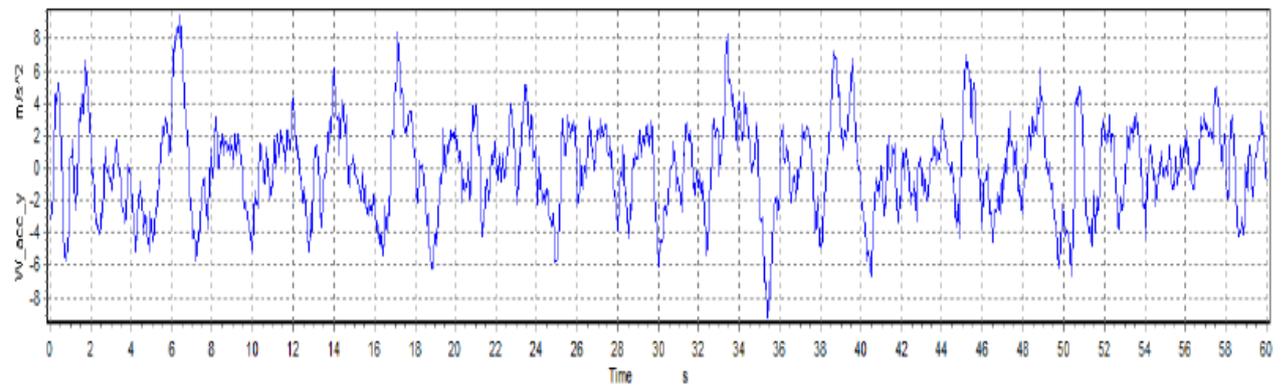
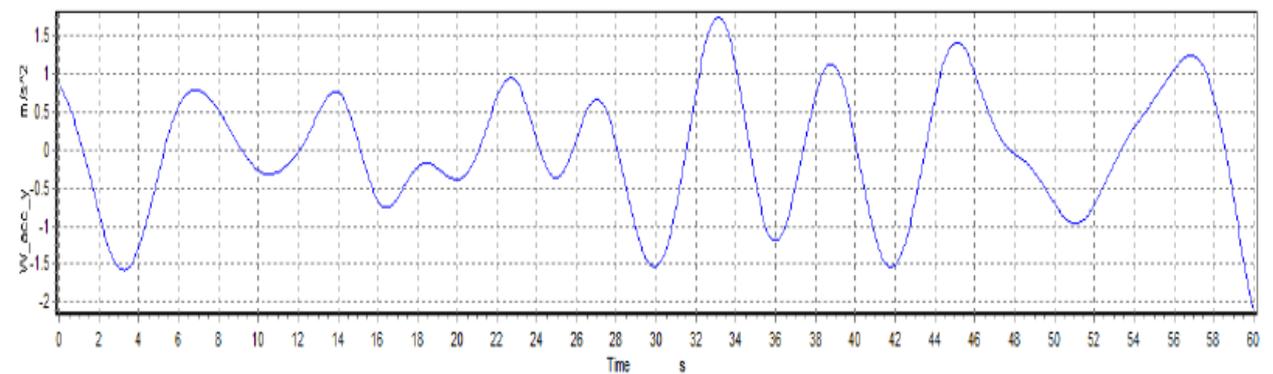
NODE-1	4440	S4R	1	253.784
NODE-1	581	S4R	1	313.463
NODE-1	582	S4R	1	324.723
NODE-1	1435	S4R	1	319.378
NODE-1	1433	S4R	1	296.567
NODE-1	7098	S4R	1	195.09
NODE-1	6395	S4R	1	28.0568
NODE-1	6701	S4R	1	138.272
NODE-1	6879	S4R	1	193.607
NODE-1	6389	S4R	1	204.414
NODE-1	6390	S4R	1	197.594
NODE-1	6391	S4R	1	200.457
NODE-1	7008	S4R	1	278.465
NODE-1	6996	S4R	1	281.029
NODE-1	6989	S3R	1	263.008
NODE-1	3267	S4R	1	312.06
NODE-1	4747	S4R	1	313.498
NODE-1	3288	S4R	1	314.052
NODE-1	1354	S4R	1	314.993
NODE-1	2949	S4R	1	312.82
NODE-1	2950	S4R	1	314.344
NODE-1	2922	S4R	1	324.299
NODE-1	3192	S4R	1	319.966
NODE-1	6968	S3R	1	304.63
NODE-1	6983	S4R	1	296.335
NODE-1	6972	S4R	1	301.969
NODE-1	6982	S4R	1	292.114
NODE-1	6980	S4R	1	290.075

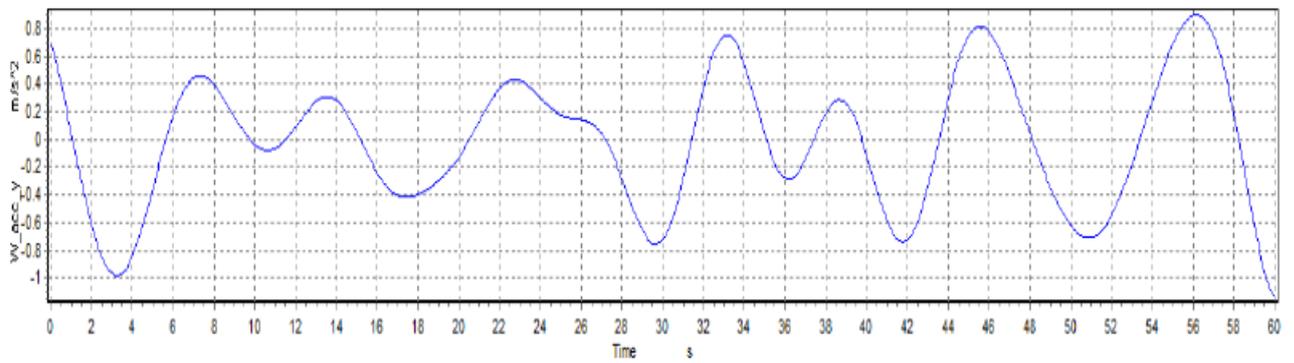
Tensões para os Estados limites da fadiga no centro do nó da ligação:

Part Instance	Element ID	Type	Int. Pt.	S, Mises
NODE-1	1409	S4R	1	52.3372
NODE-1	1408	S4R	1	50.0568
NODE-1	1472	S4R	1	48.5127
NODE-1	5107	S4R	1	22.5886
NODE-1	4730	S4R	1	43.2956

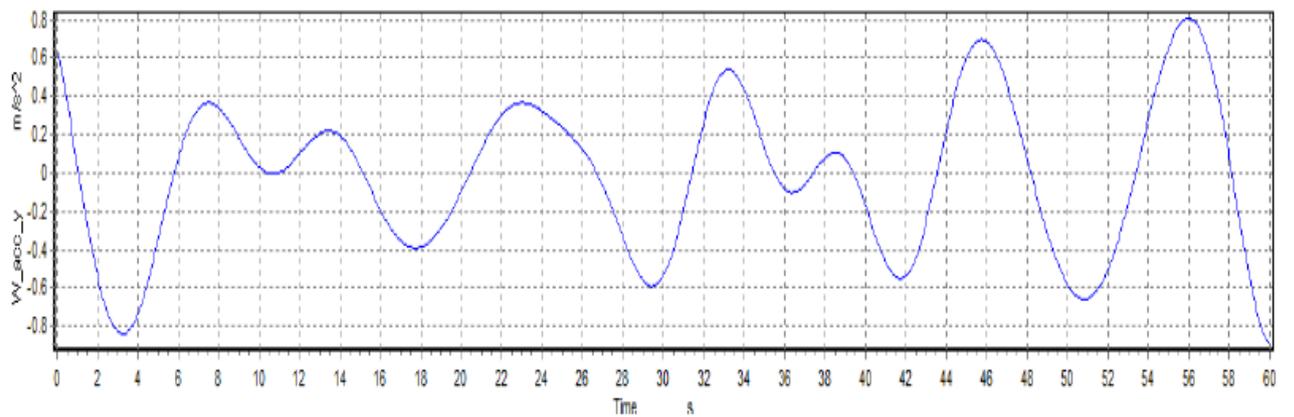
NODE-1	1468	S4R	1	39.6178
NODE-1	3589	S4R	1	42.7168
NODE-1	3790	S4R	1	45.5975
NODE-1	2876	S4R	1	47.7253
NODE-1	1463	S4R	1	44.4451
NODE-1	4587	S4R	1	44.4395
NODE-1	4587	S4R	1	44.4395
NODE-1	3588	S4R	1	42.2842
NODE-1	3611	S4R	1	44.173
NODE-1	1391	S4R	1	22.4418
NODE-1	1428	S4R	1	24.6876
NODE-1	6389	S4R	1	19.3497
NODE-1	6701	S4R	1	13.047
NODE-1	1431	S4R	1	25.5586
NODE-1	1431	S4R	1	25.5586
NODE-1	7099	S4R	1	15.2766
NODE-1	7099	S4R	1	15.2766
NODE-1	7101	S4R	1	17.8358
NODE-1	7101	S4R	1	17.8358
NODE-1	4728	S4R	1	45.2533
NODE-1	1510	S4R	1	37.1085
NODE-1	4684	S4R	1	55.4295
NODE-1	1511	S4R	1	47.0066
NODE-1	4723	S4R	1	47.581
NODE-1	1033	S4R	1	46.0981
NODE-1	1034	S4R	1	42.9755
NODE-1	2272	S4R	1	54.1771
NODE-1	5621	S4R	1	60.3138
NODE-1	5608	S4R	1	48.7877

Espectros de velocidade e acelerações (Wei Gong, 2011):Espectro de velocidade para $Z = -30$ mEspectro de velocidade a 10 m de profundidade para $Z = -20$ mEspectro de velocidade a 20 m de profundidade para $Z = -10$ m

Espectro de velocidade a 29 m de profundidade para $Z = -1$ mEspectro de aceleração para $Z = -30$ mEspectro de aceleração a 10 m de profundidade para $Z = -20$ m



Espectro de aceleração a 20 m de profundidade para Z= -10 m



Espectro de aceleração a 29 m de profundidade para Z= -1 m