



**André Filipe Paredes Gonçalves**

Licenciado em Engenharia Geológica

**Fundações por gravidade para aerogeradores *offshore*  
– estudo de viabilidade para São Pedro de Muel**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Geológica

Orientadora: Doutora Eng<sup>a</sup> Paula F. da Silva, Professora Auxiliar,  
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de  
Lisboa

Co-orientador: Doutor Joaquim M. M. Pombo, Instituto Hidrográfico

Setembro, 2017



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

**Fundações por gravidade para aerogeradores *offshore* – estudo de viabilidade para São Pedro de Muel**

***Copyright*® André Gonçalves, 2017**

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Esta dissertação não foi escrita ao abrigo do mais recente Acordo Ortográfico.

## AGRADECIMENTOS

Aos meus orientadores, a Doutora Paula Silva, da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA, e Doutor Joaquim Pombo, do Instituto Hidrográfico, agradeço as suas directrizes e o material disponibilizado. Ao Doutor Joaquim Pombo devo particular reconhecimento pela disponibilização dos dados necessários para a construção do modelo que culminou nesta dissertação.

Ao Instituto Hidrográfico agradeço terem posto à disposição as suas instalações para que lá desenvolvesse o trabalho.

Agradeço também ao Doutor Engenheiro João Marcelino, do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Deve-se a ele a sugestão do *software* que usei na modelação, à iniciação ao sistema operativo *Linux* e à ambientação com a sua interface.

À Luísa, pelo apoio e companhia desde o primeiro dia que comecei a trabalhar neste tema.

Um agradecimento geral a todos os meus amigos e colegas, que tanto esperaram para me ver fazer uma dissertação e sempre (in)oportunamente me lembraram que já era tempo.



## RESUMO

A crescente aposta em fontes energéticas renováveis e alternativas motiva o desenvolvimento de novos métodos e técnicas de aproveitamento energético. Como tal, novas estruturas de geração de energia são criadas e/ou melhoradas.

A energia eólica *offshore*, em particular, foi alvo de estudo nesta dissertação, pelo seu carácter inovador e de aplicação incipiente em Portugal, que conta apenas com o projecto *Demogravi3*<sup>®</sup> da EDP<sup>®</sup>.

O foco principal da dissertação são as fundações dos aerogeradores, cuja aplicabilidade é função das características batimétricas, climatéricas e do solo de fundação. O estudo incide sobre as fundações por gravidade, aplicáveis a batimetrias superiores a 30 m, acompanhando assim a motivação nacional em aproveitar este recurso a uma distância confortável da costa portuguesa. Avalia-se a capacidade de um solo marinho ao largo de S. Pedro de Muel, na costa oeste portuguesa, em acomodar a instalação de um aerogerador com fundação por gravidade nas batimétricas de 50 m.

Procede-se, primeiramente, a uma caracterização física e mecânica da área em estudo. Em seguida, com a quantificação das cargas às quais o aerogerador vai estar submetido e que serão transmitidas ao solo marinho, realiza-se uma modelação tridimensional com recurso ao *software open-source* Salome-Meca, que utiliza o Método dos Elementos Finitos.

Analisa-se neste programa a distribuição de tensões, os assentamentos totais e diferenciais, bem como a plastificação do solo de fundação. Analiticamente, complementando e validando os resultados da modelação, avaliaram-se os assentamentos, tombamento da estrutura, resistência do solo ao carregamento e ao deslizamento do aerogerador.

Conclui-se que, para o material arenoso e cascalhento que constitui o solo em estudo, há viabilidade de instalação do aerogerador com uma margem de segurança alta no que diz respeito à capacidade portante e à resistência ao deslizamento e também aos outros tipos de instabilização mencionados.

Palavras-chave: *Offshore*, Fundações GBF, Gravidade, *Salome-Meca*, *Vici Ventus*



## **ABSTRACT**

The growing interest on the energy supply from renewable energies sources prompts the development of new energy gathering methods and techniques. Consequently, new energy generating structures are being created and/or improved.

Offshore wind energy, in particular, is the researched subject of the following dissertation, for its innovative nature and incipient application in Portugal, which accounts only with the Demogravi3® project, from EDP®, to rely on.

The main purpose of this dissertation is the study of a foundation for offshore wind turbines, whose applicability is related to the depths of installation, climate conditions and characteristics of the marine soil. This study concerns gravity foundations, installed at depths above 30 m, following Portugal's motivation on gathering wind energy at a comfortable distance from the shore. It is evaluated, for a depth of 50 m, the feasibility of the installation of an offshore wind turbine with a gravity based foundation.

Firstly, it is necessary to characterize the area of interest. Then, after knowing the magnitude of the forces which the wind turbine will be submitted and that will be transferred to the underlying soil, it is performed, using an open-source software called Salome-Meca, a tridimensional numerical modelling software (Finite Element Method – FEM)

With this software, the stress distribution, total and differential settlements, as well as soil plastification are studied. At the same time, an analytical assessment is undertaken, filling in and validating the software results regarding the settlements, the wind turbine toppling, bearing capacity and sliding resistance.

The outcome of this study is that for the sandy and gravelly material that constitutes the marine foundation soil, there's feasibility for an installation of a wind turbine with safety regarding the bearing capacity, sliding resistance and for the other limit states mentioned above.

**Keywords:** Offshore, GBF Foundations, Gravity, Salome-Meca, Vici Ventus



# CONTEÚDOS

Copyright.....	ii
Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Índice de figuras.....	xiii
Índice de tabelas e quadros.....	xv
Lista de abreviaturas e siglas.....	xvii
Símbolos.....	xvii
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 Considerações gerais.....	1
1.2 Objectivos e metodologia.....	8
1.3 Organização da tese .....	8
<b>2 ESTADO DA ARTE – AEROGERADORES <i>OFFSHORE</i> .....</b>	<b>11</b>
2.1 Generalidades.....	11
2.1.1 Tecnologia.....	11
2.1.1.1 Componentes de um aerogerador.....	11
2.1.1.2 Materiais de construção .....	13
2.1.1.3 Modo de funcionamento .....	14
2.1.2 Fundações.....	14
2.1.2.1 Fundações por gravidade .....	15
2.1.2.2 Outras fundações.....	27
2.1.2.3 Síntese.....	33
2.2 Panorama nacional e europeu.....	36
2.2.1 Portugal: <i>Demogravi3</i> .....	36
2.2.2 Europa .....	37
2.3 Considerações ambientais .....	39
2.3.1 Impactes .....	39
2.3.1.1 Poluição e reciclagem de materiais.....	39
2.3.1.2 Ameaças à fauna .....	39
2.3.1.3 Perturbação dos fundos marinhos .....	40
2.3.2 Desactivação .....	40
2.3.2.1 Monoestaca .....	41
2.3.2.2 Gravidade.....	41

2.3.2.3	Treliça .....	42
2.3.2.4	Estacas de sucção.....	42
<b>3</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA ESTUDADA .....</b>	<b>43</b>
3.1	Enquadramento da área de estudo.....	43
3.1.1	Geográfico.....	44
3.1.2	Oceanográfico e meteorológico .....	44
3.1.2.1	Temperatura.....	44
3.1.2.2	Marés .....	44
3.1.2.3	Ondas .....	45
3.1.2.4	Correntes.....	46
3.1.2.5	Vento.....	47
3.1.3	Morfológico.....	47
3.1.4	Geológico .....	49
3.1.5	Tectónico e sísmico.....	50
3.1.6	Síntese .....	55
3.2	Caracterização geotécnica.....	55
<b>4</b>	<b>MODELAÇÃO 3D DE UMA FUNDAÇÃO POR GRAVIDADE EM OFFSHORE .....</b>	<b>61</b>
4.1	Considerações e pressupostos teóricos da modelação.....	61
4.1.1	Normas e recomendações aplicáveis.....	61
4.1.2	Solicitações .....	62
4.1.2.1	Estados limite.....	62
4.1.2.2	Cargas permanentes .....	63
4.1.2.3	Cargas variáveis .....	63
4.1.2.4	Cargas ambientais .....	64
4.1.3	Comportamento do solo .....	76
4.1.3.1	Compressão.....	76
4.1.3.2	Corte.....	77
4.1.3.3	Liquefacção.....	79
4.2	Estudo de viabilidade para um aerogerador <i>offshore</i> - um contributo .....	80
4.2.1	Aerogerador e maciço de fundação.....	80
4.2.2	Modelação por MEF – Code_Aster e Salome-Meca.....	81
4.2.3	Descrição do modelo 3D .....	81
4.2.4	Modelação numérica .....	84
4.2.4.1	Carregamentos simples e momento rotacional .....	84
4.2.4.2	Distribuição de tensões .....	86
4.2.4.3	Deformação e assentamento .....	87
4.2.4.4	Plastificação do terreno.....	89
4.2.5	Validação por métodos analíticos e discussão .....	92

4.2.5.1	Estado natural de tensões no solo .....	92
4.2.5.2	Estado de tensões pós-instalação da fundação .....	93
4.2.5.3	ELU - Abordagem de Cálculo 1 .....	95
4.2.5.4	ELS - Deformação e assentamentos.....	100
4.2.5.5	Rotação da fundação associada a momentos .....	102
4.2.6	Síntese .....	104
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>107</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>111</b>
	<b>ANEXO.....</b>	<b>115</b>



# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Potência instalada no período de 2005 a 2016 em energia eólica.....	3
Figura 1.2 - Diferentes tipos de fundação para aerogeradores <i>offshore</i> .....	4
Figura 1.3 - Número de projectos em operação, construção e planeados, consoante o tipo de fundação .....	5
Figura 1.4 - Quotas de mercado das várias soluções para fundação de aerogeradores existentes.....	5
Figura 1.5 - Quotas de mercado para projectos de construção de aerogeradores.....	6
Figura 1.6 - Distribuição das batimetrias máximas alcançadas nos projectos eólicos offshore no Reino Unido e na Europa.....	6
Figura 1.7 - Mapa da velocidade do vento a 80 m: simulação com base no peso das frequências de ocorrência dos regimes de 1951 a 2002 .....	7
Figura 2.1 - Componentes de um aerogerador <i>offshore</i> .....	12
Figura 2.2 - Vista aérea do parque eólico Thornton Bank (Bélgica).....	12
Figura 2.3 - Materiais presentes num aerogerador .....	13
Figura 2.4 - Diferentes fundações de aerogeradores offshore com base no tipo de funcionamento .....	14
Figura 2.5 - Evolução das fundações em batimetria .....	15
Figura 2.6 – Distribuição dos custos associados à instalação e exploração de um aerogerador.....	16
Figura 2.7 - Esquema de uma fundação GBF .....	16
Figura 2.8 - Relação entre a profundidade da fundação, potência da turbina e as condições do meio.....	18
Figura 2.9 - Fundação Gravitas®.....	21
Figura 2.10 - Fundação Seatower®.....	22
Figura 2.11 - Fundação desenvolvida por Skanska/SMIT Marine Projects/Grontmij® .....	23
Figura 2.12 - Dimensões da fundação.....	24
Figura 2.13 - Fundação CBF da Vici Ventus® .....	26
Figura 2.14 - Fundação GBF Vinci/Freyssinet® .....	27
Figura 2.15 - Fundação por monoestaca .....	28
Figura 2.16 – Estaca de sucção .....	29
Figura 2.17 - Fundação em tri-estaca .....	30
Figura 2.18 - Fundação em treliça.....	31
Figura 2.19 – Tipos de fundações flutuantes.....	33
Figura 2.20 - Demogravi3 ® .....	37
Figura 3.1- Localização da área em estudo junto à ZP.....	43
Figura 3.2 - Modelo Digital de Superfície do fundo marinho da área em estudo .....	48
Figura 3.3 – Batimétricas, com espaçamento de 1 m, para a área em estudo.....	48
Figura 3.4 - Cartografia dos depósitos sedimentares superficiais .....	49
Figura 3.5 - Enquadramento geográfico e tectónico da Bacia Lusitaniana .....	51
Figura 3.6 – Esboço do contexto tectónico de Portugal .....	52
Figura 3.7 - Zonamento sísmico em Portugal continental.....	53
Figura 3.8 - Mapa dos depósitos sedimentares superficiais da área em estudo realizado com base nos ensaios laboratoriais e na informação de retrodispersão do backscatter .....	57

Figura 3.9 - Modelos geológico (a) e geomecânico (b) da área em estudo .....	58
Figura 4.1 - Tipos potenciais de rotura de uma fundação directa marinha.....	63
Figura 4.2 - Discretização do volume de controlo, dr, na pá para aplicação da BEM .....	66
Figura 4.3 – Esquema das forças actuantes numa pá de rotor .....	67
Figura 4.4 – Esquema da força do vento actuante num cilindro .....	68
Figura 4.5 - Parâmetros geométricos de uma onda .....	69
Figura 4.6 - Validade das teorias para cada modelo de onda consoante os parâmetros .....	70
Figura 4.7 - Campos de aplicação para as forças actuantes em estruturas offshore .....	71
Figura 4.8 - Esquema e dimensões necessárias para o cálculo da força de impacto das ondas.....	72
Figura 4.9- Forma do espectro de resposta elástica.....	73
Figura 4.10 - Tensões no solo durante um carregamento.....	78
Figura 4.11 - Perfil de solo antes da instalação da fundação.....	82
Figura 4.12 - Exemplo de malha tetraédrica .....	82
Figura 4.13 - Comparação volumétrica entre malha tetraédrica, hexaédrica e poliédrica.....	83
Figura 4.14 - Malha do modelo 3D .....	83
Figura 4.15 - Modelo de equilíbrio para o aerogerador.....	84
Figura 4.16 - Vista tridimensional do modelo de carregamento .....	87
Figura 4.17 - Vista bidimensional do modelo de carregamento.....	87
Figura 4.18 – Assentamentos em vista tridimensional .....	88
Figura 4.19 – Vista bidimensional dos assentamentos .....	89
Figura 4.20 - Plastificação do solo no horizonte 0 m .....	90
Figura 4.21 - Plastificação do solo no horizonte 1,6 m (profundidade máxima de plastificação).....	90
Figura 4.22 - Plastificação do solo no horizonte 0 m .....	91
Figura 4.23 - Plastificação do solo no horizonte 1,7 m (profundidade máxima de plastificação).....	91
Figura 4.24 - Plastificação do solo no horizonte 0 m .....	92
Figura 4.25 - Plastificação do solo no horizonte 1,7 m (profundidade máxima de plastificação).....	92
Figura 4.26 – Gráfico das tensões no solo .....	93
Figura 4.27- Perfil de solo com os pontos de cálculo de tensões .....	94
Figura 4.28 – Gráfico das tensões efectivas no solo abaixo do centro de gravidade da fundação .....	94
Figura 4.29 - Excentricidade de uma carga.....	95
Figura 4.30 - Curva genérica tempo-assentamento de uma fundação .....	100
Figura 4.31 – Rotação de uma fundação superficial .....	103

## ÍNDICE DE TABELAS E QUADROS

Tabela 1.1 - Previsões de produção energética offshore em TWh/ano .....	2
Tabela 1.2 - Valores de energia produzidos na União Europeia: total, onshore e offshore.....	3
Tabela 3.1 - Altura das marés nas Estações da Figueira da Foz, Nazaré e Peniche. ....	44
Tabela 3.2 - Velocidades da corrente a 10 m de profundidade na ZP .....	46
Tabela 3.3 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas de Portugal.....	54
Tabela 3.4 - Tipos de terreno .....	54
Tabela 3.5 - Principais características apuradas para a área em estudo.....	55
Tabela 3.6 - Parâmetros granulométricos das três unidades cartografadas na Figura 3.8 .....	56
Tabela 3.7 - Características das unidades geotécnicas cartografadas.....	57
Tabela 3.8 - Parâmetros resistentes dos solos .....	59
Tabela 4.1 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1 .....	74
Tabela 4.2 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2 .....	74
Tabela 4.3 - Classes de importância para edifícios .....	76
Tabela 4.4 - Coeficiente de importância .....	76
Tabela 4.5 - Parâmetros do perfil de solo.....	82
Tabela 4.6 - Forças e momentos actuantes no aerogerador.....	84
Tabela 4.7 - Dados de entrada para a modelação 3D .....	85
Tabela 4.8 – Determinação da tensão vertical com o peso do aerogerador (sem aplicação do momento).....	94
Tabela 4.9 - Parâmetros utilizados no cálculo analítico para avaliação da capacidade portante .....	98
Quadro 2.1 - Tipos de fundação por gravidade consoante o seu modo de transporte .....	20
Quadro 2.2 - Síntese das várias soluções GBF existentes no mercado .....	34
Quadro 2.3 - Síntese das várias fundações para aerogeradores offshore.....	35
Quadro 2.4 - Principais explorações eólicas offshore com recurso a GBF .....	38
Quadro 4.1 – Assentamentos esperados para cada tipo de solo de fundação .....	101



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

API	<i>American Petroleum Institute</i>
AWS	<i>Archimedes Wave Swing</i>
CAO	Central de Ondas do Pico
CAT	Conversor Articulado de Translação
CGF	<i>Concrete Gravity Foundation</i>
ELA	Estado Limite de Acidente
ELF	Estado Limite de Fadiga
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
GBF	<i>Gravity Base Foundation</i>
HAT	Maior maré astronómica
HAWT	<i>Horizontal Axis Wind Turbine</i>
HRPC	<i>High Rise Pile Cap</i>
IEA	<i>International Energy Agency</i>
IH	Instituto Hidrográfico
LAT	Menor maré astronómica
MEF	Método dos Elementos Finitos
MHWN	Nível média da água calma
MHWS	Nível médio da água de verão
MLWN	Nível médio baixo da água calma
MLWS	Nível médio baixo da água de Verão
MSL	Nível média da água
OTEO	Observatório Tecnológico para as Energias <i>Offshore</i>
TLP	<i>Tension Leg Platform</i>
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
VAWT	<i>Vertical Axis Wind Turbine</i>
ZP	Zona Piloto

## SÍMBOLOS

### Alfabeto latino

a	Raio da carga distribuída
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
$a_{gR}$	Aceleração máxima de referência
$a_i$	Assentamento imediato
$a_c$	Assentamento primário
$a_d$	Assentamento secundário
A	Parâmetro de profundidade
A'	Área efectiva da fundação
$A_D$	Área da pá na direcção de arrasto

$A_L$	Secção projectada na perpendicular ao vento
$B$	Parâmetro de profundidade
$B'$	Largura efectiva da fundação
$B''$	Largura total da fundação
$b_q$	Coefficiente de inclinação da base da fundação
$b_\gamma$	Coefficiente de inclinação da base da fundação
$b_c$	Coefficiente de inclinação da base da fundação
$c$	Velocidade da onda
$c'$	Coesão efectiva
$c'_d$	Coesão efectiva de projecto
$c'_p$	Coesão em tensões efectivas no pico
$C$	Factor de correcção à altura
$C_f$	Coefficiente de forma (vento)
$C_c$	Coefficiente de curvatura
$C_D$	Coefficiente de arrasto
$C_L$	Coefficiente de sustentação
$C_u$	Coefficiente de uniformidade
$C_{un}$	Resistência ao corte não drenada
$d_c$	Diâmetro do cilindro
$d$	Profundidade
$d_f$	Diâmetro da fundação
$dr$	Volume de controlo
$d_g$	Deslocamento à superfície
$e$	Índice de vazios
$e$	Número de Nepper
$e_{cr}$	Índice de vazios crítico
$e_{max}$	Índice de vazios máximo
$e_{min}$	Índice de vazios mínimo
$e_x$	Excentricidade da carga em $x$
$e_y$	Excentricidade da carga em $y$
$E_{50}$	Módulo de deformabilidade para nível de tensão $SL = 50\%$
$F_D$	Força de arrasto
$F_L$	Força de sustentação
$F_o$	Força do impacto da onda
$F_W$	Força do vento
$g$	Aceleração da gravidade
$G$	Módulo de distorção
$h$	Altura do cilindro
$H$	Profundidade de cravação
$H_d$	Carga horizontal de projecto
$H_i$	Carga horizontal
$H_{ref}$	Altura de referência
$H_o$	Amplitude
$H_{m0}$	Altura significativa

$H_{m\acute{a}x}$	Altura máxima
$i_q, i_c, i_\gamma$	Coefficientes de inclinação da carga horizontal
$I_R$	ndice de Densidade Relativa
$I_S$	Factor de rotação da fundação
$I_U$	Factor de correcção para a altura (z)
$k$	Número de onda
$L$	Diâmetro da estaca
$L'$	Largura efectiva da fundação
$m$	Coefficiente de direcção da carga horizontal
$M$	Momento rotacional
$M_x$	Momento rotacional em x
$M_y$	Momento rotacional em y
$M_{dir}$	Média da direcção da onda
$N_{SPT}$	Número de pancadas do ensaio SPT
$N_q, N_c, N_\gamma$	Factores de capacidade portante do terreno
$p_a$	Pressão atmosférica
$P_a$	Pressão da coluna de água
$p'$	Pressão de confinamento efectiva
$q$	Tensão de desvio
$q'$	Pressão efectiva vertical ao nível da base da fundação
$q_{Ed}$	Capacidade portante de projecto
$q_{Rd}$	Resistência ao carregamento de projecto
$q_v$	Pressão do vento
$Q$	Carga distribuída
$Q_v$	Carga vertical
$r$	Distncia  perpendicular do centro de gravidade da carga
$R$	Capacidade resistente do terreno
$R_d$	Resistncia do terreno ao deslizamento de projecto
$R_{ult}$	Resistncia do terreno última ao deslizamento
$S_p$	área da superfície projectada na direcção do vento
$S$	Coefficiente do solo
$S_A$	Parmetro de secção transversal da fundação
$s_q, s_\gamma, s_c$	Coefficientes de forma da fundação
$S_i$	Parâmetro de inclinação da onda
$Se(T)$	Espectro de resposta elástica
$T$	Período
$T_{máx}$	Tensão máxima no solo
$T_{mín}$	Tensão mínima no solo
$T_x$	Tempo de medição
$T_0$	10 minutos
$T_B$	Límite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_C$	Límite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
$T_D$	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
$T_p$	Período de pico

$u$	Pressão intersticial
$\Delta u$	Variação da pressão intersticial
$U$	Velocidade do vento
$U_0$	Velocidade média para 10 minutos
$U_{(t,z)}$	Velocidade do vento em função do tempo e altura
$U_R$	Número de Ursell
$v_s$	Velocidade de propagação das ondas de corte no terreno
$v_{s,30}$	Velocidade média das ondas de corte
$V$	Velocidade do vento
$V_d$	Carga vertical de projecto
$V_i$	Carga vertical
$V_L$	Componente de sustentação do vento
$V_D$	Componente de arrasto do vento
$z$	Profundidade
$z_v$	Altura do vento

#### Alfabeto grego

$\alpha$	Ângulo de incidência do vento
$\alpha_i$	Ângulo de inclinação da base da fundação em relação à horizontal
$\beta$	Ângulo de ataque das pás
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma'$	Peso volúmico submerso
$\gamma'_d$	Peso volúmico submerso de projecto
$\gamma_a$	Peso volúmico da água
$\gamma_\phi'$	Factor de cálculo para o ângulo de atrito do solo em tensões efectivas
$\gamma_c'$	Factor de cálculo para a coesão do solo em tensões efectivas
$\gamma_G$	Factor de cálculo para acções permanentes
$\gamma_{R;v/R;h}$	Factor de correcção para as resistências
$\Delta u$	Pressão de sucção
$\Delta x$	Variação da coluna de água
$\Delta \sigma$	Variação da tensão vertical
$\eta$	Coefficiente de correcção do amortecimento
$\eta_w$	Altura da onda
$\theta$	Ângulo de rotação da fundação
$\lambda$	Comprimento de onda
$\Lambda$	Aumento da coluna de água
$\Lambda_{GEO}$	Factor de utilização
$\mu$	Coefficiente de fricção interna
$\mu_p$	Parâmetro de profundidade
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\pi$	Constante numérica $\pi$
$\rho_a$	Densidade do ar

$\rho$	Massa volúmica
$\sigma$	Resistência à compressão
$\sigma'$	Tensão efectiva
$\sigma_s$	Resistência devida à sucção
$\sigma_z$	Tensão vertical total
$\tau$	Resistência ao corte
$\tau_a$	Resistência ao deslizamento exterior
$\tau_{cy,u}$	Resistência ao corte cíclico não drenada
$\tau_i$	Resistência ao deslizamento interior
$\varphi$	Ângulo de atrito interno
$\varphi'$	Ângulo de atrito interno em tensões efectivas
$\varphi'_{cv}$	Ângulo de resistência ao corte a volume constante/crítico em tensões efectivas
$\varphi'_d$	Ângulo de resistência de projecto em tensões efectivas
$\varphi'_p$	Ângulo de resistência ao corte de pico em tensões efectivas
$\psi$	Dilatância



# 1 INTRODUÇÃO

A dissertação que se segue tem como objectivo a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa. O objecto de estudo são fundações directas por gravidade, mais concretamente a modelação da resposta do solo marinho à instalação destas estruturas ao largo da costa de S. Pedro de Muel, com vista ao estudo de viabilidade de um hipotético aproveitamento eólico *offshore*.

## 1.1 Considerações gerais

Dado o crescente interesse, desde há várias décadas, na procura de fontes de energia renováveis, as energias eólica, solar e das ondas assumem particular relevo no panorama mundial. Tratam-se de energias limpas, com impacte ambiental reduzido e com margem de progressão.

Em Portugal, a aposta na energia eólica *onshore* é já conhecida, tendo em operação parques eólicos que, em conjunto, têm cerca de 5 GW de capacidade <sup>[1]</sup>. O panorama *offshore* é menos amplo, tendo apenas, como projectos mais conhecidos, aqueles realizados no Parque de Ondas da Aguçadoura: o aerogerador *Windfloat* e, o mais recente projecto da EDP <sup>®</sup>, o *Demogravi3*. Conta-se, ainda, com a Central de Ondas do Pico (CAO), o Conversor Linear de Absorção Pontual AWS (*Archimedes Wave Swing*) e os três dispositivos de geração de energia pelas ondas *Pelamis*, estes dois últimos na Póvoa de Varzim. Todos os projectos enunciados encontram-se desactivados <sup>[2]</sup>. Em fase de expansão de projecto, encontra-se, em Peniche, um Conversor Articulado de Translação (CAT) *waveroller*.

A opção pelo *offshore* prende-se pelo maior potencial eólico, devido à menor turbulência, vento mais constante (e ventos mais fortes no período da tarde, quando a população consome mais energia), áreas exploráveis grandes e impactes ambientais menores, quando comparado com o seu congénere *onshore*. Apresenta, porém, dada a especificidade do local, maiores custos de manutenção e instalação <sup>[3]</sup>.

Cerca de 70% da superfície do planeta Terra é ocupada por uma massa de água. À medida que o espaço no continente escasseia, novas alternativas de obtenção de energia têm vindo a ser exploradas, nomeadamente aquelas que são obtidas *offshore*. Podem ser exploradas as movimentações de massas de ar, a dinâmica das correntes e marés, bem como o potencial osmótico de massas de água salgadas e doces; a energia solar também constitui uma opção de aproveitamento energético.

De acordo com o Observatório Tecnológico para as Energias *Offshore* (OTEO) <sup>[4]</sup>, a fracção da produção energética abarcada pelas energias renováveis situa-se nos 18%, sendo a representação *offshore* diminuta quando comparada com a congénere continental. Assim, o oceano constitui uma fonte pouco explorada para obtenção de energia. Na Tabela 1.1 encontram-se alguns valores de previsão anuais de produção para fontes *offshore*.

Tabela 1.1 - Previsões de produção energética *offshore* em TWh/ano (IEA/OES, 2008 in <sup>[4]</sup>)

<b>Fonte</b>	<b>Previsão anual de produção</b>
Gradiente térmico	10.000 TWh/ano
Correntes marinhas	+ 800 TWh/ano
Marés	+ 300 TWh/ano
Ondas	8.000 – 80.000 TWh/ano

A tecnologia eólica *offshore* foi criada em 1887 pelo Professor James Blythe, na Escócia, quando este forneceu energia para sua habitação, usando uma vela feita de pano que funcionava como moinho.

Cerca de 100 anos depois, em 1991, seria inaugurado o primeiro parque eólico, na Dinamarca (Vindeby), a 2,5 km da costa; tinha uma capacidade de 4,95 MW distribuídos por 11 turbinas de 450 kW. No mesmo ano, tinha sido, inaugurada, na Suécia (Nogersund), o primeiro aerogerador *offshore*, com 220 kW de potência.

À data, o maior parque eólico é o chamado “London Array *Offshore* Wind Farm”, em Inglaterra, com potência de 630 MW.

Segundo OTEO <sup>[4]</sup>, a vertente *onshore* constituía 72 GW do mercado energético da União Europeia em 2009; comparativamente com a *offshore*, que em 2020 se estima ter 20 a 40 GW disponíveis para produção, ou seja, cerca de metade da anterior. Do total de energia eólica produzida, almejam-se 4,3% para a que for produzida em parque eólicos no mar, ainda de acordo com o mesmo documento.

O Mar do Norte é, sem dúvida, um local propício para um empreendimento desta índole, como comprovam as diversas explorações por parte da Dinamarca, Reino Unido, Alemanha, Países Baixos e Suécia (perfazendo apenas 0,7% do consumo europeu, no entanto).

De acordo com as mais recentes estatísticas publicadas por Wind Europe <sup>[5]</sup>, é possível notar que a energia eólica *offshore* tem vindo a aumentar a percentagem de potência instalada - Figura 1.1, tendo aumentado de 0,1 GW em 2005 para cerca de 30 vezes num período de 10 anos; os dados de 2016 mostram 1,6 GW produzidos. São valores incomparáveis aos da potência no continente, mas que, no entanto, revelam a crescente aposta neste segmento energético.

Na Tabela 1.2 apresentam-se os dados relativos à energia produzida ao nível da União Europeia. O valor total de energia consumida na União Europeia é de 2860 TWh e, na mesma tabela, são reproduzidas as respectivas quotas de energia eólica *onshore* e *offshore*, com fatias de 9,1 e 1,3%, respectivamente, perfazendo 10,4% do total de energia.

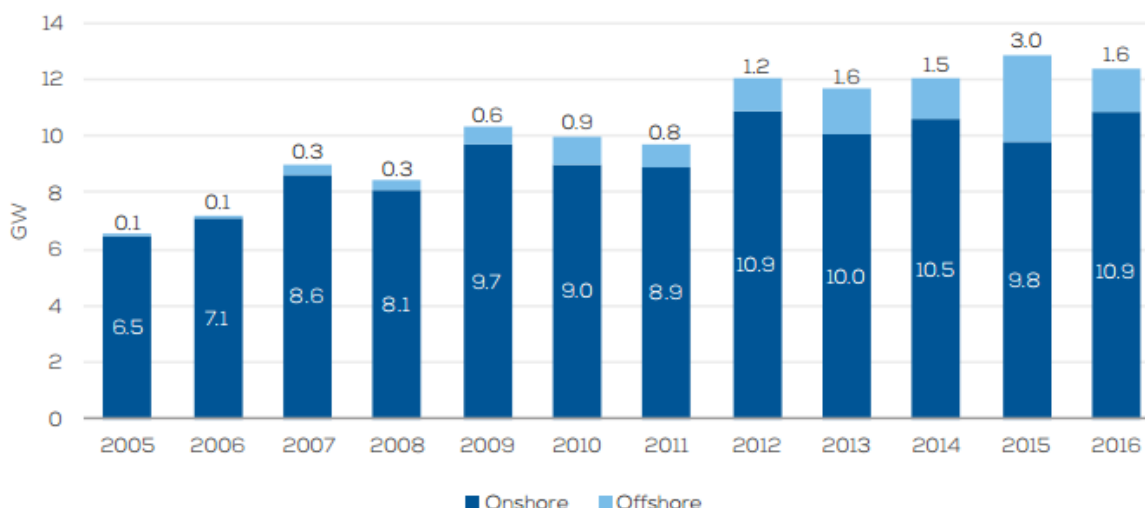


Figura 1.1 - Potência instalada no período de 2005 a 2016 em energia eólica <sup>[5]</sup>

Tabela 1.2 - Valores de energia produzidos na União Europeia: total, *onshore* e *offshore* <sup>[5]</sup>

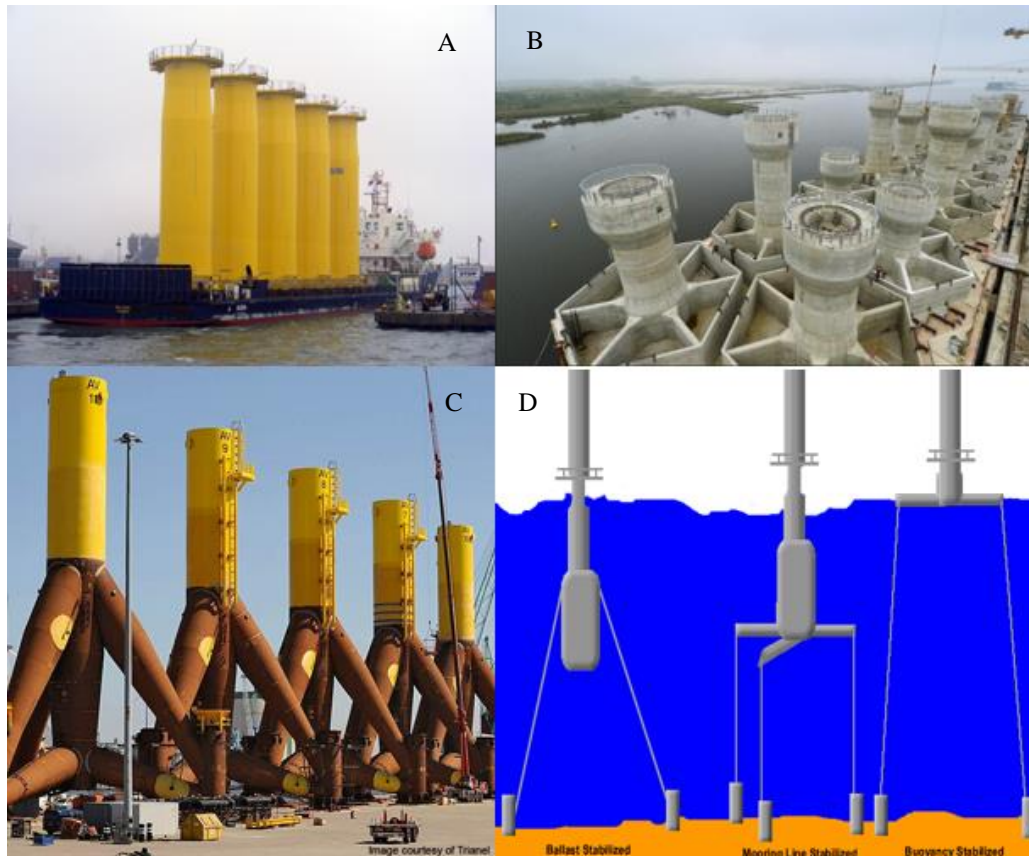
Consumo energético na UE (TWh)	Produção de energia eólica <i>onshore</i> (TWh)	Produção de energia eólica <i>offshore</i> (TWh)	Produção de energia eólica (TWh)	Quota de consumo da EU em energia eólica
2860	259	37	296	10,4 %

Trata-se de uma alternativa viável aos combustíveis fósseis, com margem para aproveitamento a nível mundial, em virtude do espaço disponível para a instalação, não emissão de gases de efeito de estufa e por ser uma fonte energética virtualmente inesgotável. No entanto, a exploração eólica *offshore* não traz só benefícios. Há uma óbvia perturbação dos ecossistemas (ainda para ser apurada com detalhe) <sup>[4]</sup>, de onde se destacam as perturbações migratórias de certas aves e dos fundos oceânicos com a instalação das fundações e dragagens (e conseqüente perda de habitats) ou a vibração e campos electromagnéticos gerados pelas turbinas, bem como perda de zonas de pesca (ver secção 2.3.1).

Assumindo uma actividade de 20 a 25 anos de um parque eólico <sup>[6]</sup>, é natural pensar-se no modo de como se vai desactivar a exploração (ver secção 2.3.2). Dessa forma, e dado que os aerogeradores não podem funcionar *ad eternum* no oceano, é necessário removê-los. A alternativa seria substituir elementos estruturais e continuar a exploração.

Como já foi referido, existem perturbações aquando da instalação dos aerogeradores e durante a sua actividade. Também, no processo de desactivação, é necessário recorrer a maquinaria pesada para o transporte e desmontagem dos componentes. Esse não será um aspecto muito explorado na presente dissertação, mas será dado enfoque na secção 2.3.2 da influência que a remoção (ou não) das fundações podem ter no meio marinho.

No que às fundações diz respeito, mediante as condicionantes do local, bem como a relação custo/benefício, podem ser adoptadas várias soluções (ver secção 2.1.2). O factor preponderante será, sem dúvida, a profundidade de instalação das mesmas. Mostram-se na Figura 1.2 os vários tipos de fundação para aerogeradores *offshore*; as suas quotas de mercado também se expõem – Figuras 1.3, 1.4 e 1.5.



A) Monoestacas; B) GBF; C) Tripés; D) Ancoragens/Sistemas flutuantes

Figura 1.2 - Diferentes tipos de fundação para aerogeradores *offshore* <sup>[7]</sup>

Até batimetrias de 30 m, as fundações por monoestaca e gravidade (*Gravity Based Foundations* – GBF) são as de uso mais frequente <sup>[7]</sup>. A primeira consiste na cravação de uma estaca no terreno, que irá suportar e transmitir o peso da estrutura ao substrato, bem como os momentos flector e torsor impostos pelas forças dinâmicas à superfície (marés e vento). A fundação por gravidade tem como função suportar a estrutura e impedir movimentações devido à massa de lastro na sua base, que contraria os esforços que a estrutura sofre, já mencionados acima.

Entre as batimétricas 20 e 80 m, segundo a fonte anterior <sup>[6]</sup>, a fundação por tripé é a mais adequada. O seu mecanismo de funcionamento é semelhante às monoestacas, com a diferença que a profundidade de cravação é inferior, em virtude de haver quatro estacas cravadas (três do tripé e outra central, onde as últimas estão ligadas).

Para maiores profundidades, opta-se por estruturas flutuantes que suportam o aerogerador e são fundeadas com âncoras cravadas no terreno, ligadas a um lastro a meia profundidade, de modo a traccionar toda a estrutura e manter o equilíbrio de forças. Garante-se, assim, alguma flexibilidade de movimentos, sem, no entanto, comprometer a integridade estrutural e funcional do aerogerador.

Sem dúvida que a fundação mais utilizada é a monoestaca. No entanto, com a procura de batimetrias mais elevadas, o custo do aço pode comprometer a viabilidade da operação. Surge a necessidade de se construir em betão, até profundidades de 50 m e, no limite, recorrer a ancoragens e estruturas flutuantes.

A evolução do tipo de fundações em uso em comparação com as projectos futuros indicam uma preferência pela fundação treliçada em detrimento da monoestaca, preservando esta última a maior percentagem, no entanto.

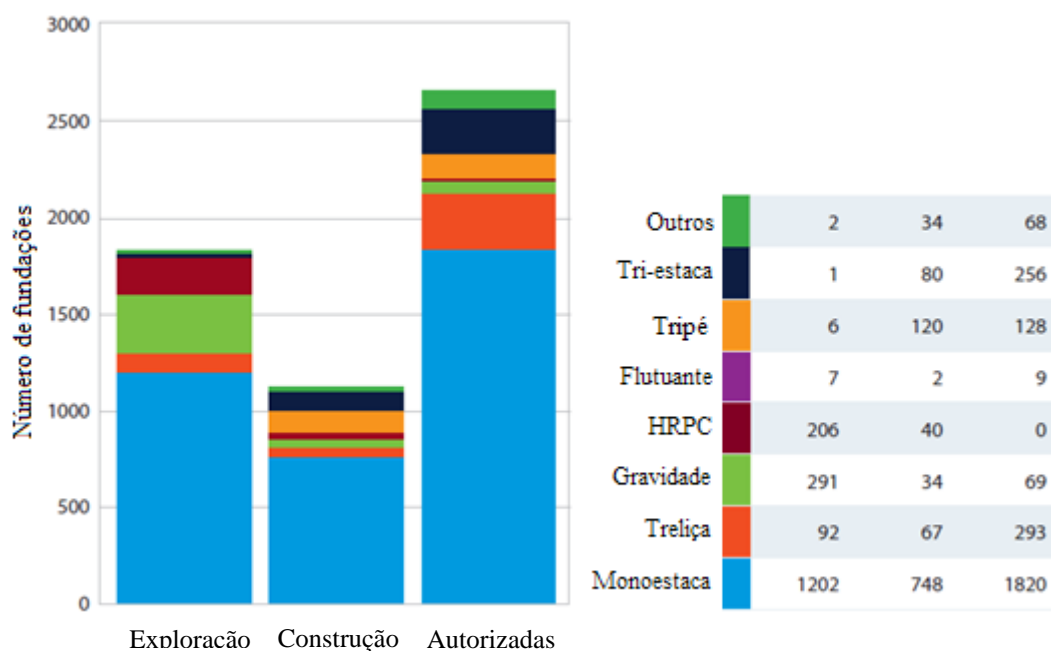


Figura 1.3 - Número de projectos em operação, construção e planeados, consoante o tipo de fundação <sup>[8]</sup>

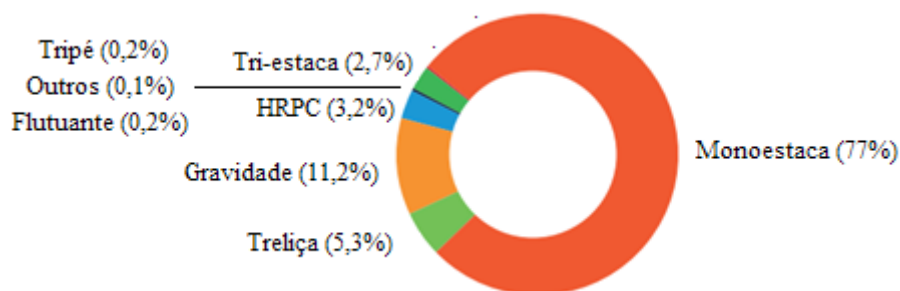


Figura 1.4 - Quotas de mercado das várias soluções para fundação de aerogeradores existentes <sup>[9]</sup>

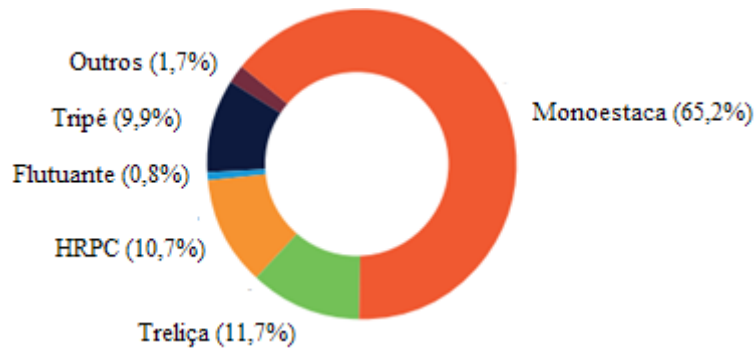


Figura 1.5 - Quotas de mercado para projectos de construção de aerogeradores <sup>[9]</sup>

De facto, como mostra a Figura 1.6, a tendência na última década foi a de aumentar a batimetria de instalação das fundações. Isto leva a que novas soluções sejam testadas e concebidas; aqui, as fundações por monoestaca, mais comuns e comprovadas, perdem na relação custo/benefício devido ao custo financeiro associado a estacas cada vez maiores <sup>[9]</sup>, tomando o seu lugar as estruturas por gravidade ou ancoradas.

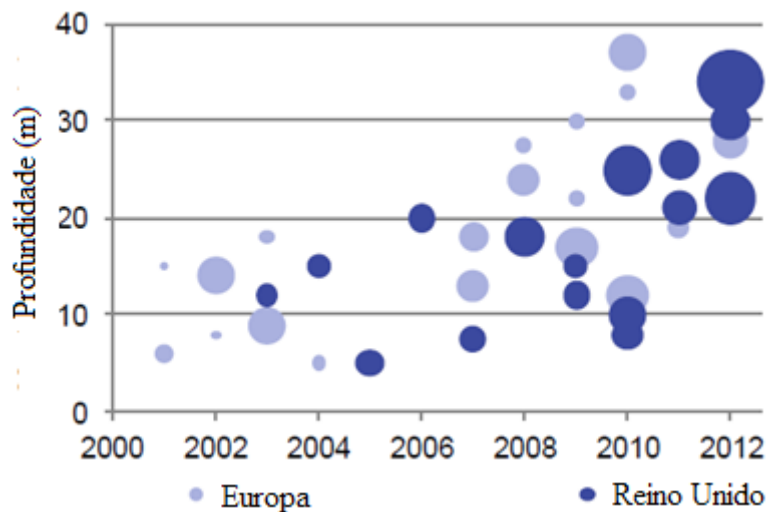


Figura 1.6 - Distribuição das batimetrias máximas alcançadas nos projectos eólicos *offshore* no Reino Unido e na Europa <sup>[10]</sup>

O distanciamento da costa, com conseqüente aumento de batimetria, é preferido aos projectos perto de terra devido às maiores velocidades do vento; a situação portuguesa pode-se observar na Figura 1.7. As velocidades do vento na costa portuguesa rondam 7 m/s a 80 m de altitude, sendo esse valor propício para explorações energéticas eólicas. O impacto visual é, naturalmente, reduzido. Por outro lado, o aumento da distância implica aumentos nos custos de transporte da energia e manutenção das estruturas e aerogeradores.

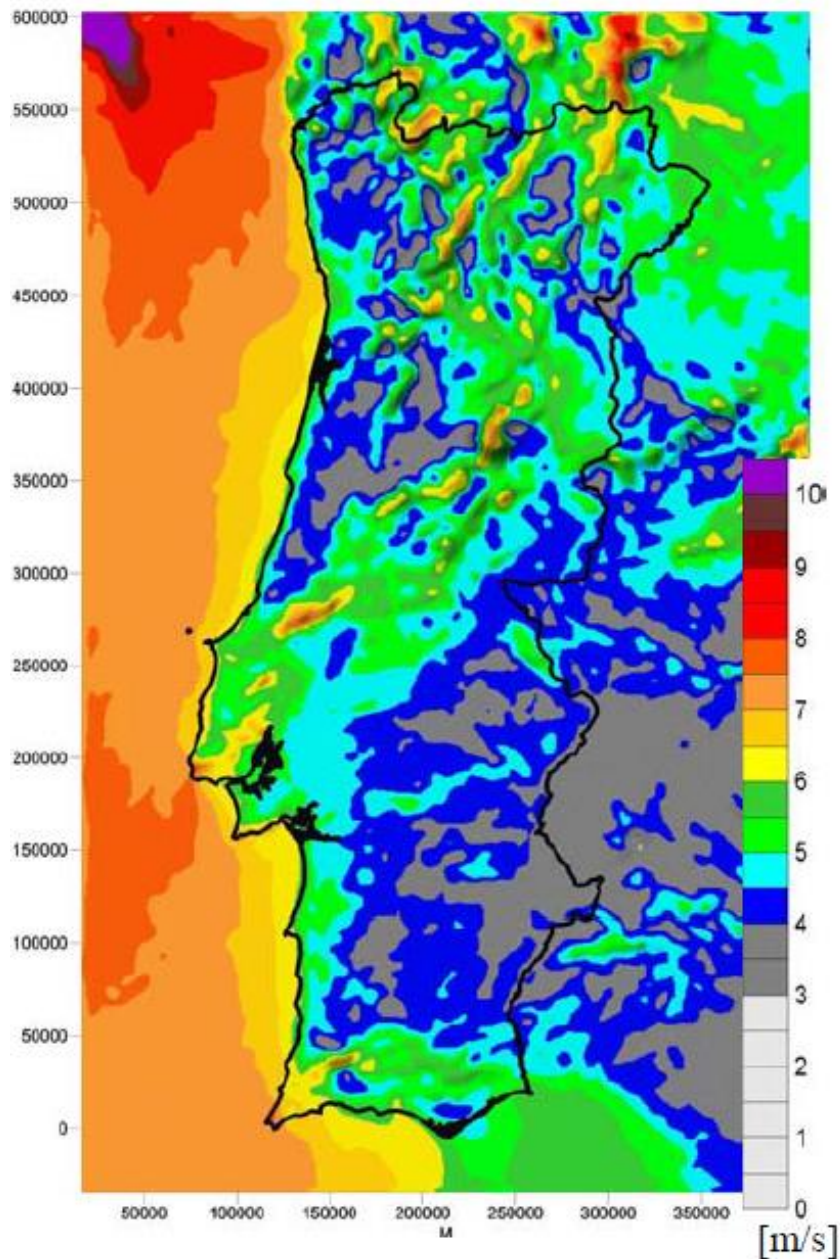


Figura 1.7 - Mapa da velocidade do vento a 80 m: simulação com base no peso das frequências de ocorrência dos regimes de 1951 a 2002 <sup>[11]</sup>

À medida que a tecnologia vai sendo testada, demonstrada e aprovada, novas metas no que diz respeito à potência instalada, vão sendo alcançadas. Desta forma, as turbinas têm vindo a aumentar a sua potência, já havendo turbinas com potência de 12 MW. O aumento da potência implica aumento do tamanho das pás e, como consequência disso, o aerogerador fica mais pesado e com maiores dimensões. Assim, novas fundações têm de ser concebidas; estuda-se a viabilidade das fundações em treliça (já usadas na indústria petrolífera) ou por gravidade <sup>[10]</sup>.

Em Portugal, o projecto *Windfloat* deu provas de funcionamento com um aerogerador de plataforma flutuante de 2 MW de potência. Em Viana do Castelo a EDP® testa um novo projecto, o *Demogravi3*, cuja diferença para o *Windfloat* reside no tipo de fundeamento executado que, em última análise, acaba por ser o objecto de estudo desta investigação.

No *Windfloat*, a estrutura onde foi montada o aerogerador está ancorada ao fundo marinho e tem uma plataforma flutuante, ao contrário do *Demogravi3*, que tem como base um lastro de betão e aço. Desta forma, o estudo das fundações assume importância significativa, dado o conhecimento das forças actuantes e a área de contacto entre a estrutura e a fundação, pese o seu carácter aparentemente simplista.

Já foram conduzidos inúmeros estudos desta índole na Europa <sup>[12] [13] [14]</sup> e várias empresas apostaram no potencial deste tipo de fundação (*Vinci*®, *Bam*® ou *Strabag*®, por exemplo). É no Mar do Norte onde se localiza a maioria dos parques eólicos *offshore* europeus, dado o vento constante, a sua força e a batimetria adequada para a instalação dos aerogeradores. A solução da fundação por gravidade é aplicável à costa portuguesa, entre as batimétricas de 30 a 60 m, onde ocorrem declives perto de 3% <sup>[15]</sup>.

## 1.2 Objectivos e metodologia

A criação de uma zona de testes para avaliação do potencial energético de várias tecnologias (Zona Piloto – ZP) motivou estudos recentes para implantação de estruturas de aproveitamento energético, como os conduzidos por Pombo <sup>[2]</sup> ou Feliciano <sup>[16]</sup>. Na senda destes estudos, surge a hipótese de analisar a tecnologia de fundação por gravidade nos solos marinhos de uma área na proximidade desta zona, um conceito, à data, sem aplicação relevante em Portugal.

O objectivo desta dissertação é conduzir uma análise estática, por métodos analíticos e numéricos, de uma infra-estrutura daquelas, que avalie aspectos relativos aos estados limites últimos do terreno.

A análise estática numérica é feita por modelação tridimensional - 3D, com recurso a um *software* de código aberto (*open source*) para o sistema operativo *Linux*. Foi necessário desenvolver, para o efeito, em autoaprendizagem pelo autor desta dissertação, as competências e os conhecimentos de modo a manipular o *software*.

## 1.3 Organização da tese

No primeiro Capítulo desta dissertação identifica-se o problema/questão a resolver, que constituiu o mote para a elaboração da dissertação. O potencial eólico da área escolhida motivou um estudo de viabilidade para instalação de fundações por gravidade de aerogeradores, dado que é uma tecnologia

ainda não implementada a nível nacional; está a ser estudada, pela EDP<sup>®</sup>, na Aguçadoura (Póvoa do Varzim), no projecto Demogravi3<sup>®</sup>, como se fez referência anteriormente.

Depois de uma revisão bibliográfica para apurar os mais recentes desenvolvimentos na tecnologia eólica *offshore* recorrendo a GBF – Capítulo 2, enquadra-se a área em estudo e identificam-se os parâmetros geotécnicos obtidos por Pombo<sup>[2]</sup>, necessários para a modelação da resposta do terreno do fundo marinho à fundação por gravidade de aerogeradores – Capítulo 3. Ainda no Capítulo 2, tecem-se considerações acerca dos impactes ambientais gerados pela actividade e desactivação de aerogeradores *offshore*.

O trabalho culmina num modelo tridimensional pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) de uma fundação por gravidade assente em solos marinhos, com resultados no que concerne aos assentamentos, distribuição de tensões e plastificação do solo. Acompanhando estes resultados, procedeu-se a uma validação analítica dos mesmos – Capítulo 4.

Por fim, no Capítulo 5, tecem-se as considerações e os aspectos mais relevantes que resultaram do estudo realizado. Sumarizam-se as conclusões e comparações feitas entre as análises numéricas e analíticas e também a viabilidade de instalação da estrutura do ponto de vista estático.

Seguidamente, lista-se a bibliografia consultada para a elaboração da dissertação e um anexo.



## 2 ESTADO DA ARTE – AEROGERADORES *OFFSHORE*

O presente capítulo expõe as informações mais actuais relativamente a aerogeradores *offshore*. Primeiramente, em 2.1., mostrar-se-ão quais os componentes de um aerogerador, materiais de construção, o modo de funcionamento e, de seguida, apresentar-se-ão as fundações para estas estruturas. Descrevem-se os processos de preparação dos terrenos e de instalação dos aerogeradores. Ainda se expõem as diferentes soluções de fundações por gravidade oferecidas pelas várias empresas mais relevantes do ramo.

No subcapítulo seguinte, 2.2., far-se-á uma vistoria geral aos projectos de energia eólica que usem GBF a nível europeu e nacional, enunciando e apresentando os mais relevantes, bem como às características dos mesmos que foram possíveis apurar.

O subcapítulo final, 2.3., dedica-se às implicações ambientais e ecológicas da instalação destas estruturas e da sua desactivação.

### 2.1 Generalidades

#### 2.1.1 Tecnologia

##### 2.1.1.1 Componentes de um aerogerador

Um aerogerador é uma estrutura concebida para usar a força do vento para gerar energia eléctrica. É constituído, desde a sua base, pela fundação, peça transitória, torre, turbina e rotor - Figura 2.1. A orientação do eixo do rotor determina se se trata de uma turbina HAWT (eixo horizontal) ou VAWT (eixo vertical); no caso em estudo abordar-se-ão as turbinas HAWT, dado serem as mais comuns, com maior espaço de mercado e, acima de tudo, mais eficientes e fiáveis <sup>[17]</sup>.

Dentro da turbina, encontram-se, ainda, uma caixa de velocidades e o gerador, peça responsável pela conversão da energia mecânica em eléctrica. Quando se tem um conjunto de aerogeradores, está-se na presença de um parque eólico - Figura 2.2.

Segundo Malhotra <sup>[18]</sup>, o distanciamento entre aerogeradores num parque eólico é de 4 a 8 vezes o diâmetro das pás (que facilmente atingem os 50 m de comprimento) variando geralmente de 80 a 100 m <sup>[19]</sup>. A altura de um aerogerador pode ultrapassar os 100 m.

O propósito da fundação e da torre é manter a estrutura estável durante o seu funcionamento. À torre, liga-se, no seu topo a turbina que, por sua vez, está ligada às pás/rotor. A peça transitória que liga a fundação à torre é usada pela impossibilidade de fazer uma peça única e, também, para corrigir o

alinhamento da fundação caso haja alguma deficiência na sua instalação. Providencia, também, um cais para atracarem barcos. A torre, com comprimento de 80 a 130 m, apoia a turbina e as pás <sup>[19]</sup>.

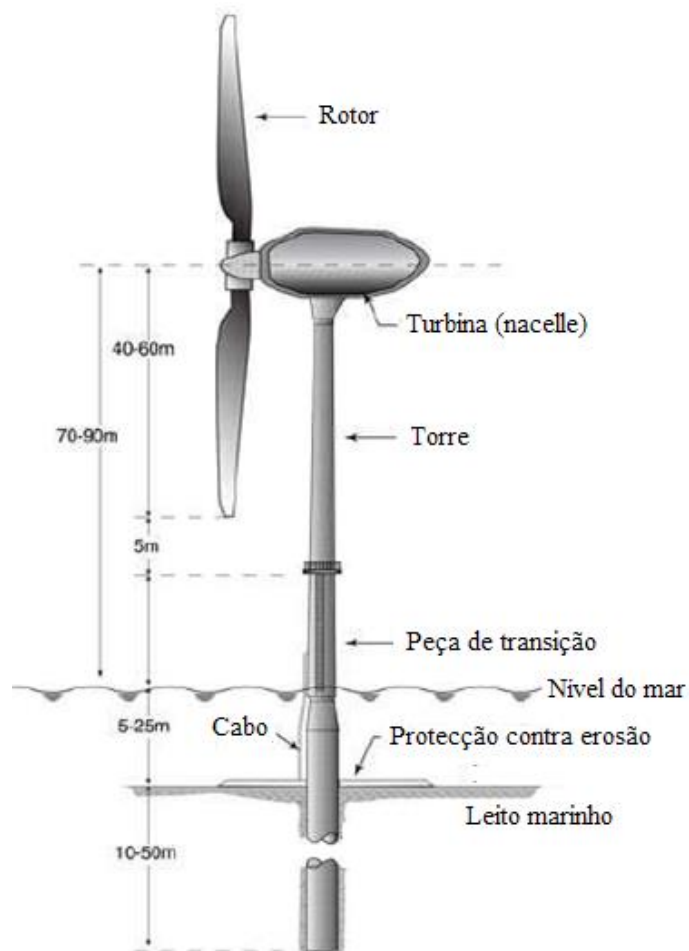


Figura 2.1 - Componentes de um aerogerador *offshore* <sup>[18]</sup>



Figura 2.2 - Vista aérea do parque eólico Thornton Bank (Bélgica) <sup>[20]</sup>

### 2.1.1.2 Materiais de construção

As condições às quais estão expostos os aerogeradores, implicam uma cuidada escolha dos materiais para a sua construção. Os agentes exteriores são o sal, quer pela água ou pelos ventos salinos, radiação ultravioleta e, às vezes, gelo. Existem, ainda, forças dinâmicas, que para além de influenciarem a escolha dos materiais, são tidas em conta no dimensionamento do projecto (marés, correntes e vento).

Na Figura 2.3, explicitam-se os consumos de materiais usados em cada componente do aerogerador, em termos de massa de material.

Para a fundação, os materiais usados dependem do tipo de fundação; genericamente, usa-se betão e aço, entre outros materiais em menor percentagem. Para as pás, os compósitos são os materiais de eleição, como a fibra de vidro ou carbono (a de carbono é preferível devido à menor densidade) [21]. Os agentes de revestimento para aumentar a resistência ao sal e à radiação UV são o epoxy e o poliéster. Na turbina, usa-se aço, bem como metais como o cobre ou o alumínio. Como é possível observar-se na mesma figura, o material que tem maior representação num aerogerador é o aço, seguido do plástico (*latu sensu*) e, por fim, o betão.

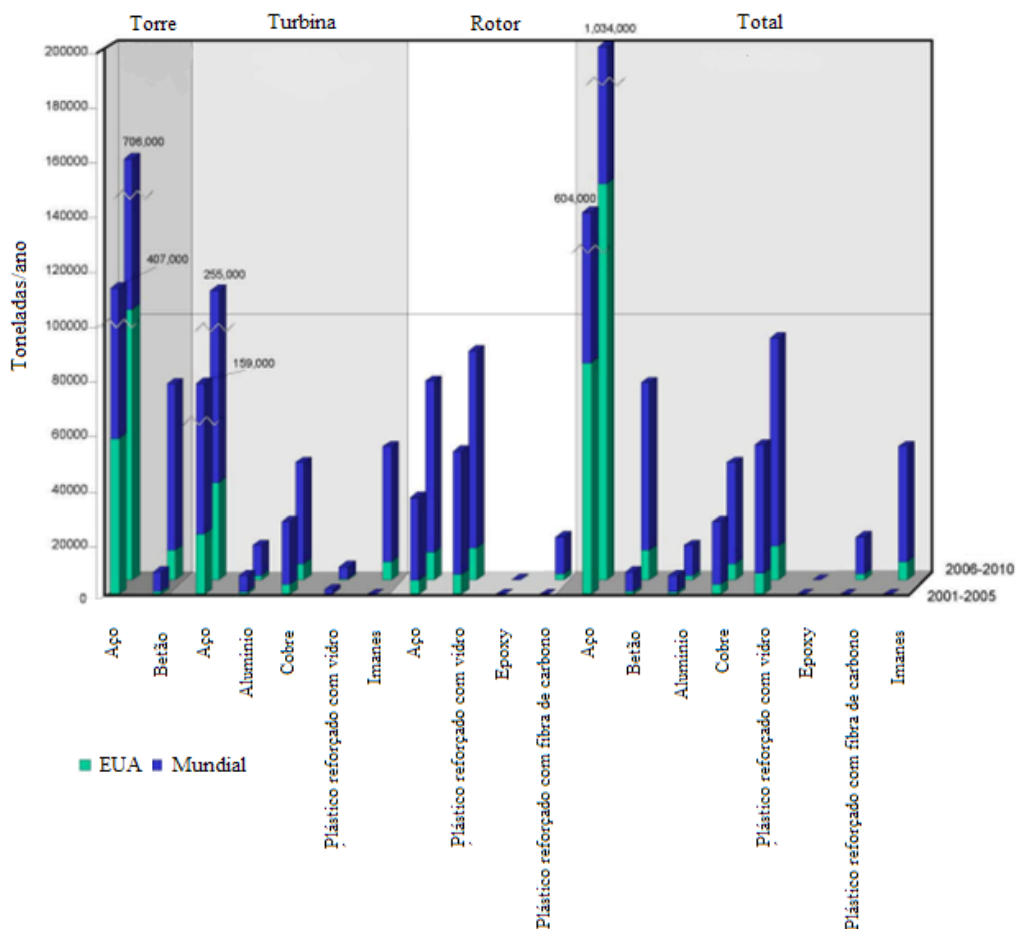


Figura 2.3 - Materiais presentes num aerogerador [22]

### 2.1.1.3 Modo de funcionamento

É na turbina que a conversão de energia é feita. O vento, ao ir de encontro às pás, provoca a rotação da turbina que, depois de converter o movimento na caixa de velocidades, gera, por indução magnética numa bobine, corrente. A direcção das pás é ajustável à melhor direcção do vento.

No entanto, nem toda a energia eólica é convertida em energia eléctrica. Tendo em conta que o rendimento de qualquer máquina nunca é 100% (no caso das torres eólicas, este valor é, teoricamente, 59%), é imposta uma limitação para não haver desgaste excessivo nas peças e maquinaria, bem como para proteger o aerogerador estruturalmente [18].

A ligação entre os aerogeradores e o continente é feita por cabos eléctricos submarinos, que, numa primeira fase, ligam os geradores a um transformador no mar, por sua vez ligado a um transformador em terra, que distribui a energia pela rede eléctrica.

### 2.1.2 Fundações

O objectivo de uma fundação, seja para que estrutura for, é suportar o seu peso e transmitir as tensões de forma eficaz ao terreno.

Nas próximas secções salientam-se as fundações de um aerogerador *offshore*, expondo-se o respectivo funcionamento, vantagens, desvantagens e condições de utilização de cada uma, bem como demais características. Das duas secções, a primeira é inteiramente dedicada às fundações por gravidade, objecto de estudo da presente tese; a segunda aborda de forma geral os restantes tipos de fundações. Na Figura 2.4, apresenta-se um diagrama com todos os tipos de fundação existentes.

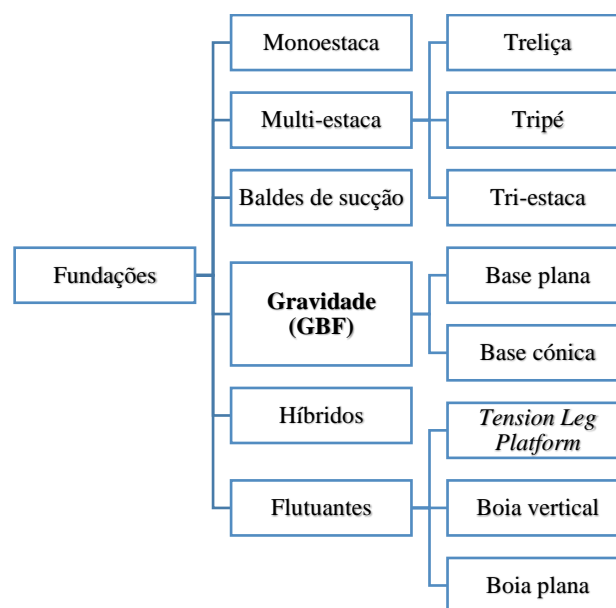


Figura 2.4 - Diferentes fundações de aerogeradores *offshore* com base no tipo de funcionamento (adapt.) [23]

A profundidade também influencia o tipo de fundação a utilizar num projecto *offshore* (Figura 2.5). Nas secções seguintes estudam-se cada uma delas.

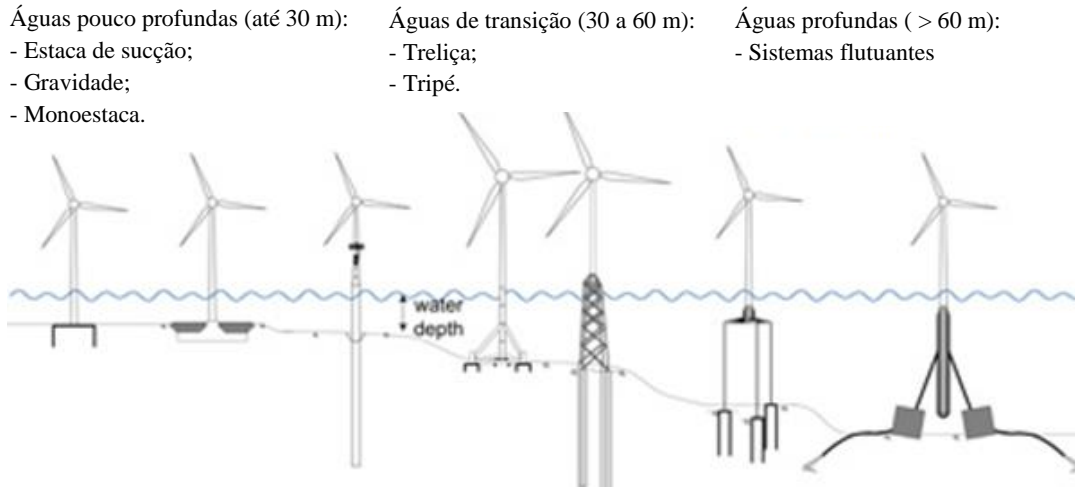


Figura 2.5 - Evolução das fundações em batimetria (adapt.) <sup>[24]</sup>

### 2.1.2.1 Fundações por gravidade

Nos parágrafos que se seguem, mostrar-se-á no que consistem as fundações por gravidade para aerogeradores, bem como as soluções de várias empresas disponíveis no mercado.

#### a) Características

O princípio de funcionamento das GBF é o de um lastro como força contrariante às forças que provocam um momento na torre eólica (tombamento da mesma). Desta forma, terá de ter uma massa elevada, aproximando o centro de massa o mais possível do fundo marinho, usando-se, para isso, betão, aço e também material rochoso adicionado depois da instalação da fundação (lastro).

As fundações representam um terço dos custos associados a um aerogerador *offshore* <sup>[26],[25]</sup> - Figura 2.6. Como tal, a procura de alternativas cada vez mais baratas, mantendo a qualidade e segurança, é imperativa. Uma das maiores vantagens encontradas nesta solução é, precisamente, o seu custo baixo. Dada a menor flutuabilidade dos preços do betão, quando comparados com o aço (também mais caro) e ainda a sua durabilidade no meio marinho, é possível ter benefícios no que concerne à produtividade e à relação qualidade/preço <sup>[26]</sup>.

Geometricamente, a forma das GBF varia. No entanto, é comum ter-se uma disposição cónica ou ter uma base larga e baixa, na qual se encaixa a torre - Figura 2.7. Podem ainda ser adicionadas “saias” à fundação para aumentar a área de contacto da base, sem aumentar significativamente a massa total. Es

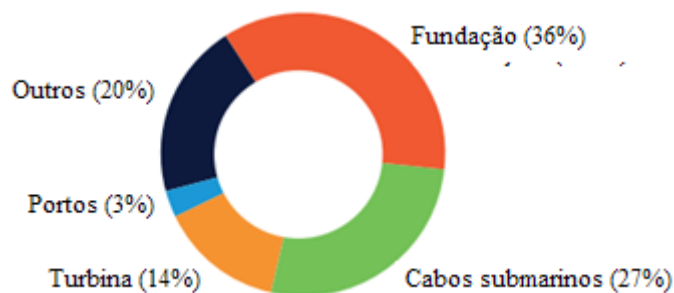


Figura 2.6 – Distribuição dos custos associados à instalação e exploração de um aerogerador <sup>[9]</sup>

Como é possível constatar pela Figura 2.7, não há invasão do fundo marinho, como acontece com outros tipos de fundação. Assim, são inexistentes as forças de tracção entre a fundação e o substrato e, também, alguns esforços de flexão em toda a estrutura (papel desempenhado, como se explicou anteriormente, por uma peça de transição que permite acomodar alguns desvios verticais na estrutura).

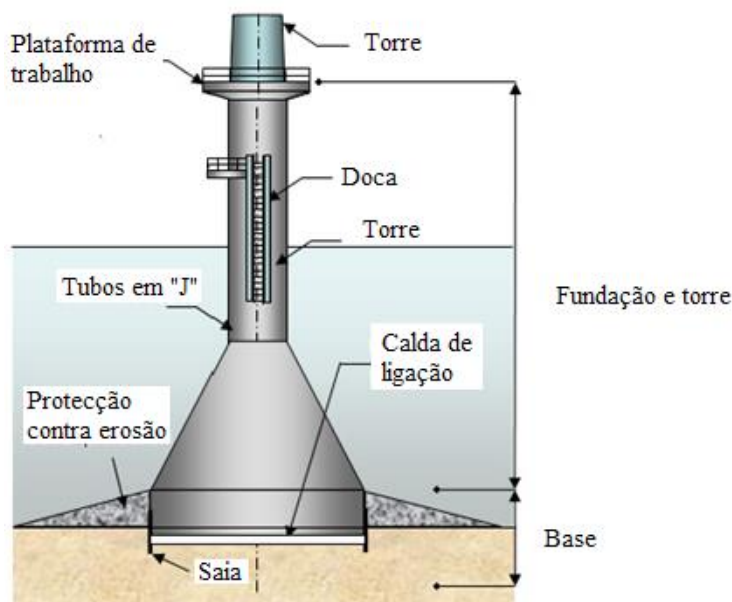


Figura 2.7 - Esquema de uma fundação GBF (adapt.) <sup>[27]</sup>

A fundação constitui, como é notório, um obstáculo às correntes marinhas. Como tal, modificará as mesmas. Isto provocará erosão de material junto à base da fundação, por arraste de material. É um fenómeno inevitável e a projecção das fundações tem de ter em conta este aspecto, embora seja um campo ainda em desenvolvimento <sup>[13]</sup>. A protecção contra a erosão e o acumular de material marinho também é feita em função das condições esperadas.

Como é possível imaginar, se a fundação for assente num determinado solo que, ao longo do tempo, é transportado devido às perturbações da corrente, deixa de haver suporte, podendo a estrutura colapsar, tombar ou afundar. A protecção tem de ser feita imediatamente; Alonso <sup>[13]</sup> alerta que a erosão começa assim que há contacto entre a fundação e o solo (até 2 m de solo erodidos em 16 h).

## b) Considerações gerais, vantagens e desvantagens

A GBF é o segundo tipo de fundação mais utilizada, seguida da monoestaca, mas a procura por maiores profundidades tem diminuído a sua utilização - estão limitadas à batimétrica 60 m <sup>[14]</sup>, em detrimento de estruturas flutuantes ancoradas <sup>[28]</sup>. Pesando ainda em algum do desinteresse neste tipo de fundação, têm-se os tempos de cura do betão e as dragagens necessárias para preparar o fundo marinho. Constitui outra desvantagem, a utilização de barcos especializados para mover a fundação nalgumas situações.

A Figura 2.8 relaciona a profundidade da fundação e a potência da turbina e de que forma essa relação limita a escolha entre fundações por monoestaca (estaca de suporte à torre eólica) e por gravidade. São exibidos 3 gráficos (a, b, c), que representam, desde o topo, um agravamento das condições climatéricas e profundidade crescente. Consta-se que, à medida que as condições do meio ficam agravadas, é mais apropriado o uso de uma fundação por gravidade, em detrimento da monoestaca.

Em relação ao seu transporte, a tarefa pode ser facilitada, em virtude de se usar uma estrutura oca e, como tal, flutuável. Assim, o transporte pode ser feito com a própria fundação à superfície, sendo puxada por rebocadores (solução *Gravita*®). Quando no local de instalação, é lastrada com água para que se torne menos flutuável e, assim, afunde. Este processo é auxiliado por gruas e, no fim, são colocados os materiais que servirem de lastro; caso contrário, se for uma fundação sólida, o transporte é feito de barco e instalada com gruas no local destinado. No caso de o aerogerador ser de baixa potência (2 MW, por exemplo), a montagem pode ser efectuada inteiramente em terra, diminuindo os custos de montagem no mar <sup>[19]</sup>.

Ainda no capítulo das fundações gravíticas flutuantes, pode ser necessário transporte especial para mover a fundação para o local desejado (solução *Strabag*®). No extremo, caso a fundação seja maçica (solução *Rambiz-DEME*®), são necessários navios de transporte pesado e gruas para transportar e colocar a fundação no local.

Este pormenor de projecto constitui uma vantagem porque não é necessário recorrer a navios especializados para transporte de objectos pesados, que não se verifica se for usada uma fundação sólida. É uma consequência directa de se ter uma estrutura oca para transportar; por este motivo, os custos serão influenciados de uma forma positiva, devido ao menor gasto em betão e aço na sua construção.

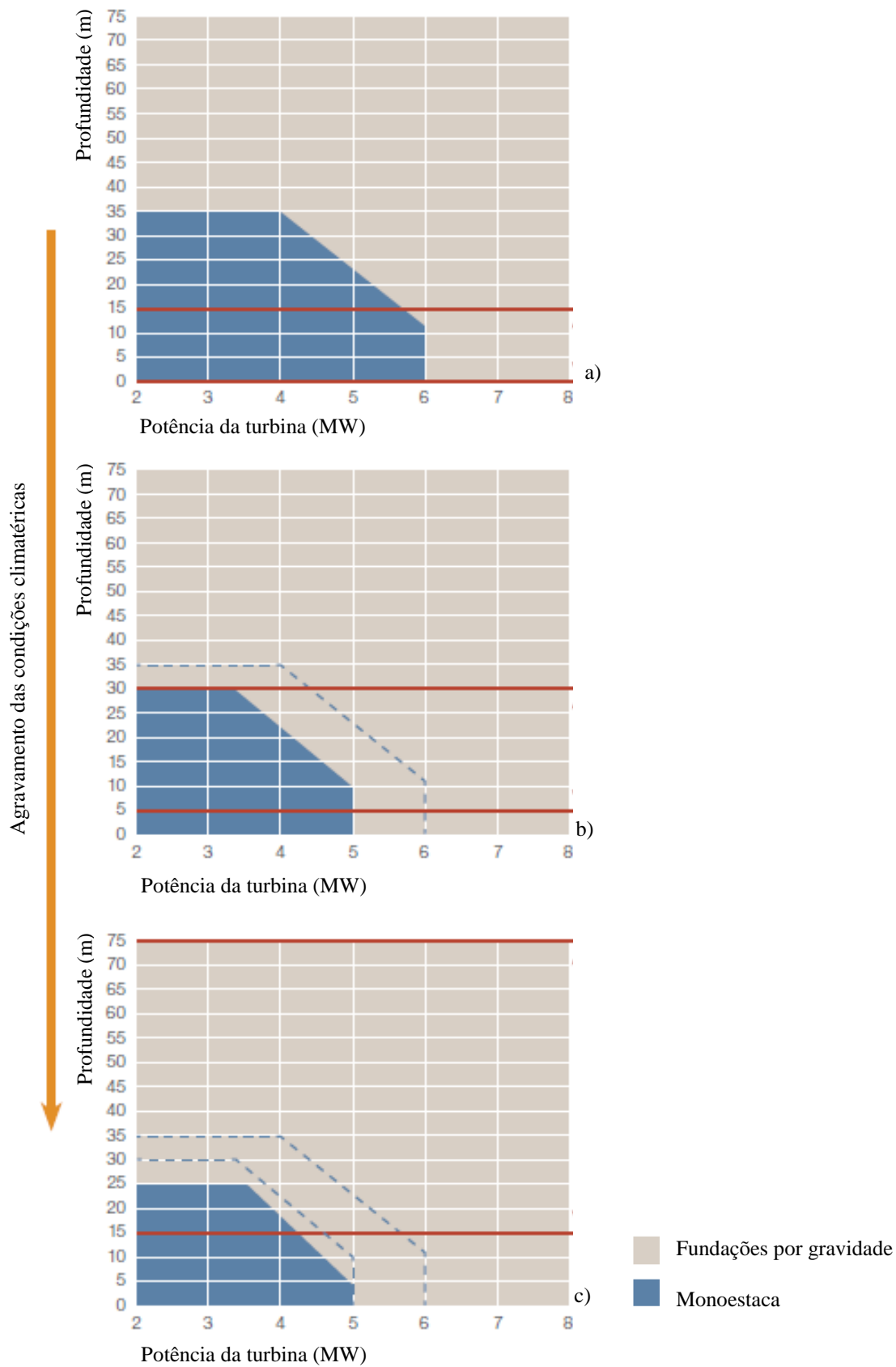


Figura 2.8 - Relação entre a profundidade da fundação, potência da turbina e as condições do meio [26]

Por fim, a fundação assenta, geralmente, numa camada de enrocamento, com o propósito de acomodar desníveis no fundo marinho e, também, para poder dar mais resistência a solos fracos e melhor distribuir as cargas impostas pelo peso do aerogerador <sup>[12]</sup>. É necessária, apenas, uma ou várias dragagens para nivelar o terreno, seguidas de um enchimento com enrocamento para assentar a fundação.

Esta dragagem consiste na remoção da primeira camada de material, normalmente o mais solto e menos coeso, até se chegar a uma camada não perturbada. Os valores escavados podem ir de 0,5 a 10 m de profundidade, mediante as condições locais: batimetria, litologia, morfologia do fundo ou características geotécnicas do solo <sup>[13]</sup>. O material dragado pode, caso seja apto, ser usado como lastro na fundação.

Por fim, Carbon Trust <sup>[14]</sup> divide as GBF consoante o seu modo de transporte: flutuante (F - *floate*d)/barco (L - *lifted*) e se a estrutura é montada em terra (IT – *integrated transport*) ou não (FO – *foundation only*) - Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Tipos de fundação por gravidade consoante o seu modo de transporte (adapt. de Carbon Trust <sup>[14]</sup>)

		IT – transporte integrado	FO – apenas fundação	Características	Diferenças entre F e L	Limitações
Modelo	F - flutuante	<p>Maior diâmetro de base</p> <p>Dificuldade de verticalização da torre</p> <p>Gasto de + 20% de betão</p> <p>Critérios de fluutuabilidade implicam mudanças no <i>design</i></p>	<p>Várias soluções no mercado</p> <p>Maior pegada ecológica</p> <p>Critérios de fluutuabilidade implicam mudanças no <i>design</i></p> <p>Diferenças no <i>design</i> consoante se opte por uma torre em aço ou betão</p>	<p>Massa média de 5000 t</p> <p>Uso de lastro no final</p> <p>Diâmetros de base a rondar os 30 m</p> <p>Quanto maiores os aerogeradores, mais competitivos se tornam as fundações GBF</p>	<p>Altura da base: 7 – 10 m</p>	---
	L – por barco	<p>Uso de betão pré-esforçado</p> <p>Dificuldade de verticalização da torre</p> <p>Reduzido diâmetro de base para ser levado numa embarcação</p>	<p>Uso em profundidades baixas</p> <p>Historicamente usados no Mar Báltico</p>			
Condições (água e geologia)	F - flutuante	<p>Solos rochosos reduzem o peso da fundação em 15%</p>	<p>Capacidade portante do solo influencia dimensões</p> <p>Resistência ao deslize do solo influencia dimensões</p> <p>Dificuldades na industrialização da peça</p>	<p>Usadas em qualquer solo, excepto não consolidados (podem ser dragados, no entanto)</p> <p>Preferência de solos com alta resistência ao corte</p> <p>Solos pouco resistentes são compensados com bases mais largas</p> <p>Mais competitivos em batimetrias superiores a 30 m</p> <p>Acoplam turbinas de grandes dimensões</p> <p>Não variam as dimensões em função das condições do solo</p> <p>Necessidade de enrocamento entre a fundação e o solo</p>	<p>Variados tipos de preparação para o solo (diferentes projectistas defendem a necessidade, ou não, de dragagens, independentemente do tipo de solo)</p> <p>Uso de “saías” não é aceite universalmente entre projectistas</p> <p>Uso de protecção contra a erosão não é explícita</p>	<p>Variabilidade nas condições do solo e, consequentemente na sua preparação, cria incerteza nos clientes</p>
	L – por navio	<p>Dificuldades na industrialização da peça</p>	<p>Capacidade portante do solo influencia dimensões</p>			
Operação e manutenção	F-flutuante	---	<p>Possível dano por embarcações quando atracam em estruturas com torre em aço</p> <p>Colisões em torres de betão expõem a armadura, levando a corrosão</p> <p>Montagem <i>onshore</i> reduz o nº de embarcações necessárias para o transporte para o local de instalação, bem como o risco da operação</p>	<p>Baixa manutenção em comparação com estruturas em aço</p> <p>Maior durabilidade do betão em comparação com o aço</p> <p>Revisão anual do estado da estrutura</p> <p>Não há necessidade de pessoal especializado para fazer vistorias</p> <p>Não requer transporte especializado</p> <p>Instalação com vagas até 3 m de altura, com um mínimo de 12 horas</p> <p>Durabilidade máxima de 25 anos, podendo ser estendida até 100 com sucessivas re-instalações</p> <p>Baixa volatilidade nos preços dos materiais de construção</p> <p>Reduzidas emissões acústicas</p> <p>Remoção fácil do local</p>	<p>Não há consenso entre o período necessário entre vistorias (anual ou de 2 – 5 anos)</p> <p>Alguns projectistas defendem que o foco da inspecção é sobre as peças de aço, turbina e na zona de erosão na base da peça</p>	<p>Investimento avultado durante a fase inicial</p> <p>Necessidade de instalar várias fundações para viabilizar a operação</p> <p>Diferenças entre projectistas criam incerteza para os construtores</p>
	L – por navio	---	---			

### c) Soluções no mercado

#### c) 1. Arup, Costain & Hochtief

A primeira fundação apresentada foi desenvolvida em consórcio pela Arup®, Costain® e Hochtief® (projecto *Gravitas*®), é construída em betão armado e como se pode constatar pela Figura 2.9, tem uma forma cónica/afunilada, como é comum neste tipo de fundação. De seguida, apresentar-se-ão as suas características e as dimensões para um caso de estudo no Mar do Norte.

As suas características, segundo o *website* oficial do consórcio [29] são:

- Possibilidade de instalação em águas até 60 m;
- Acomodação de turbinas de grande tamanho (8 MW);
- Ajustável à morfologia do terreno e a diferentes tipos de solo;
- *Design* cónico estandardizado sem prejuízo da performance;
- Estrutura em betão armado;
- Peça de transição entre a torre e a fundação permite desvios verticais até 2°;
- Estrutura durável, permitindo mais do que uma turbina no seu período de operação, caso contrário pode ser reciclada ou mudada de local.

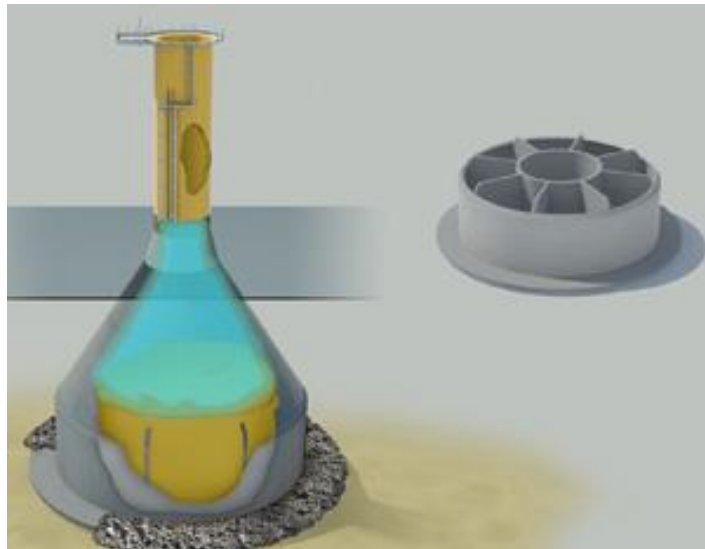


Figura 2.9 - Fundação Gravitas® [29]

Relativamente à sua instalação e operação:

- Fundação flutuável;
- Vibração e ruídos mínimos durante a instalação;
- Instalação por lastramento com água e inertes;

- Sem necessidade de embarcações especializadas para o reboque até ao local de destino;
- Manutenção mínima devido à durabilidade do betão e à boa protecção contra a erosão.

Para um caso de estudo de um aerogerador de 6 MW de potência no Mar do Norte a uma batimetria de 35 m, as características gerais eram as seguintes <sup>[29]</sup>:

- Altura do rotor acima do nível do mar: 90 m;
- Diâmetro da base: 34 m;
- Diâmetro do topo da fundação: 6,5 m;
- Volume de betão usado: 2800 m<sup>3</sup>;
- Massa de aço usado no reforço: 840 t.

### c) 2. Seatower

A Seatower<sup>®</sup> apresenta uma solução que tem como característica principal a ausência de guias para a instalação da fundação (*Crane free gravity base*<sup>®</sup> - Figura 2.10). Só são necessários navios para a transportar, por flutuação, ao local desejado.

Tem, tal como a fundação apresentada anteriormente, uma morfologia afunilada invertida.



Figura 2.10 Fundação Seatower<sup>®</sup> <sup>[30]</sup>

A pegada ecológica é reduzida, visto não ser necessária tanta maquinaria (e, também, menos pessoal), não existir cravação no terreno para além das saias e a fundação ser simplesmente lastrada com água para promover o seu afundamento no local de instalação, como explica o CEO da Seatower<sup>®</sup>, Petter Karal <sup>[31]</sup>.

Em termos de dimensões, apresenta um diâmetro de base de 23 m. Suporta aerogeradores com pás de 150 m de diâmetro e com o rotor encontra-se a 100 m de altura <sup>[32]</sup>. A massa da fundação, juntamente com o lastro, é de 2000 t, um valor até baixo para o habitual neste tipo de fundação.

Outra das características da fundação é a existência de saias laterais que penetram 1 m na fundação, aumentando assim o atrito com o terreno, reduzindo a necessidade de ter uma estrutura mais pesada <sup>[33]</sup>.

O *ex libris* desta solução é o parque eólico Fécamp, no canal da Mancha, ao largo de Le Havre, onde foram instaladas em 2015, em águas com cerca de 27 m de profundidade, 83 turbinas de 6 MW com uma potência conjunta de 498 MW <sup>[32]</sup>.

### c) 3. Skanska, SMIT Marine Projects & Grontmij

A estrutura desenvolvida pelo consórcio entre a Skanska®, SMIT Marine Projects® e Grontmij® tem uma forma cônica (não foi possível recolher dados concretos relativamente às dimensões) - Figura 2.11, como as já apresentadas e as suas características não diferem muito das anteriores, como se mostra de seguida <sup>[30]</sup>. Opera em várias tipos de solo e morfologias do leito marinho;

- Instalação até à batimétrica dos 60 m;
- Suporta turbinas de várias potências;
- Estrutura flutuante sem necessidade de equipamento especializado;
- Não é necessário supervisionar a fundação aquando das operações de reboque e de lastramento;
- Durabilidade até 50 anos.

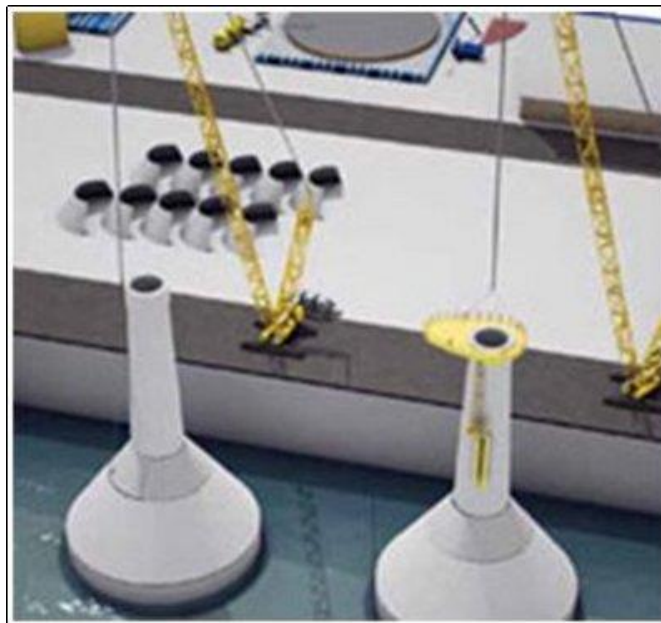


Figura 2.11 - Fundação desenvolvida por Skanska/SMIT Marine Projects/Grontmij® <sup>[30]</sup>

Em termos ambientais o uso de materiais reciclados, um projecto e instalação ecológicos, reduzindo, assim, o ruído, as vibrações e as perturbações impostas ao meio aquático. A desinstalação é facilitada porque a fundação está preparada para voltar a flutuar <sup>[30]</sup>.

#### c) 4. Strabag

A fundação apresentada neste subcapítulo, desenvolvida pela Strabag®, não tem uma forma convencional - Figura 2.12; no entanto, como se verá, em nada prejudica o seu desempenho. Listam-se, abaixo, as suas características gerais [35],[34]:

- Fundação passível de ser produzida em grande escala;
- Resistência a condições temporais adversas;
- Uso em batimetrias até 50 m;
- Instalação rápida e com boa relação custo/benefício;
- Construção em betão pré-esforçado;
- Pegada ecológica baixa;
- Sem necessidade de cravação no terreno;
- Baixas emissões acústicas na instalação;
- Tempo de vida útil elevado;
- Pode ser totalmente re-instalado noutra local;
- Pré-montagem em terra;
- Lastrada com areia;
- Peso total: 80 MN.

No entanto, dado o tipo de fundação, o seu peso é elevado, como se viu acima. Para efeitos de transporte, teve de ser concebida uma grua apenas para transportar este sistema, que, pesem todas as vantagens enunciadas, constitui uma desvantagem, em virtude de ser um investimento que dificilmente será usado com outros propósitos.

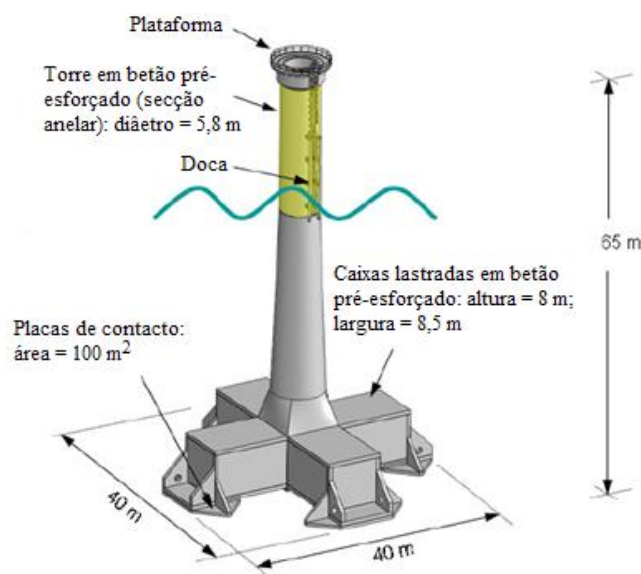


Figura 2.12 - Dimensões da fundação [35]

Geometricamente, a sua base consiste em duas caixas dispostas ortogonalmente, com um comprimento de 32 m cada. Daqui resultam 4 pés de fundação, cada um com, aproximadamente, 100 m<sup>2</sup> (8 m x 12.2 m), sendo que apenas o extremo de cada um é que contacta com o fundo marinho - Figura 2.12. Foi concebida, ainda, uma saia metálica com 50 cm de altura em redor da fundação.

A forma da torre é aproximadamente cónica. Todo o conjunto mede 65 m até ao nível da água e, no extremo superior, o diâmetro da torre é de 5,8 m.

### c) 5. Vici Ventus

As principais características da fundação da norueguesa Vici Ventus<sup>®</sup>, *Concrete Gravity Foundation* (CGF) são as seguintes [36]:

- Instalação entre as batimétricas de 30 a 100 m;
- Instalação em solos moles ou rijos;
- Durabilidade até 100 anos, livre de manutenção;
- Sem necessidade de estacas ou âncoras;
- Estrutura em betão e aço;
- Pode acoplar turbinas de maiores dimensões no futuro (dimensionada para 5 MW).

A montagem (fundação, torre, turbina e pás) e testes de funcionamento são completamente feitos *onshore*, procedendo-se à instalação apenas por afundamento com entrada de água na fundação. Normalmente não requer preparação prévia do terreno (como já se explicou, cada caso requer necessidades diferentes) nem embarcações de transporte especial. A desinstalação é feita tirando água da fundação e promovendo a sua subida à superfície.

As suas dimensões e forma são as seguintes - Figura 2.13, para um caso de estudo no Mar do Norte a 40 m de batimetria [30],[36]:

- Forma cónica com base adicional;
- Diâmetro da base: 40 m;
- Volume de betão: 1790 m<sup>3</sup>;
- Reforço de aço: 650 t;
- Peso submerso: 69 MN;
- Massa do lastro: 5151 t;
- Massa total (com turbina): 13000 t;
- Diâmetro da torre, em metros: 19,2 (base) – 6 (topo);
- *Towing draft*: 35 m;
- *Air gap concrete structure*: 20 m;
- Altura do rotor acima do mar: 89 m.



Figura 2.13 - Fundação CGF da Vici Ventus® [30]

De referir, ainda, que a ligação entre a fundação e a torre é feita através de um anel aparafusado, que reduz o desgaste entre o aço e o betão [36].

#### c) 6. Vinci

A fundação oferecida pela Vinci Construction UK® e Freyssinet International® foi concebida para batimetrias dos 20 aos 55 m e para a maioria dos solos. Tal como outras empresas, também a montagem do aerogerador é feita *onshore*; no entanto, é necessário uma embarcação especial para a transportar (*Transport and Installation Barge – TIB*), como se pode constatar pela diferença geométrica em relação às outras fundações apresentadas - Figura 2.14. O afundamento é feito com água [30], tal como se tem verificado nas fundações exibidas até aqui.

Não foram disponibilizadas dimensões e massas para a estrutura, mas atendendo à profundidade máxima de instalação, é expectável que tenha no mínimo, 60 m de altura até ao nível no mar, onde lhe podem ser acopladas turbinas de 3 a 7 MW de potência [30].



Figura 2.14 - Fundação GBF Vinci/Freyssinet® [30]

#### 2.1.2.2 Outras fundações

Nos parágrafos seguintes descrevem-se outros métodos de fundeamento no que concerne às suas características gerais, vantagens e limitações.

##### a) Monoestaca

O tipo de fundação largamente mais utilizada, como se viu na secção 1.1, é a monoestaca. É a estrutura com mais provas dadas, em virtude de ser a fundação historicamente usada nas explorações de petróleo e gás natural.

Como as explorações eólicas não tinham sido implantadas a profundidades superiores a 40 m, não houve necessidade de usar outras tecnologias para além desta que se vai descrever em seguida. Não obstante, o progressivo avanço para maiores batimetrias, motivou o surgimento de outros tipos de fundação.

O funcionamento e concepção é simples, consistindo numa estrutura tubular em aço, geralmente com diâmetro superior a 10 m, cravada no leito marinho com recurso a martelos e meios vibratórios - Figura 2.15. Este tubo está ligado, por uma calda, à torre que suporta a turbina e tem resistência suficiente para suportar a força das ondas e ventos, acrescentando-lhes os momentos que provocam em toda a estrutura.

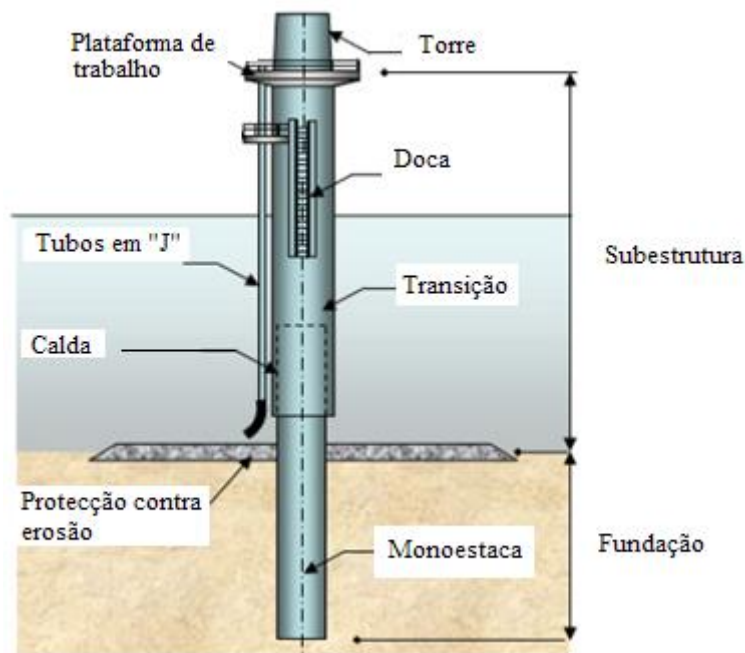


Figura 2.15 - Fundação por monoestaca (adapt.) [27]

As suas vantagens e limitações são as seguintes [37]:

- ✓ Conceção simples;
- ✓ Geometria simples possibilita a produção em massa e um transporte fácil;
- ✓ Instalável na maioria dos solos;
- ✓ Transmissão eficaz das tensões ao terreno.
- × Limitada a batimetrias inferiores a 40 m devido ao grande volume de aço que é necessário;
- × Necessária maquinaria cada vez mais especializada à medida que a profundidade aumenta (maiores forças de cravação, logo, maior perturbação do meio)
- × Quando o tempo útil de vida termina, removem-se os 1,5 m mais superficiais, ou seja, a estrutura não é removida totalmente, havendo, a longo prazo, corrosão da mesma, poluindo a água, constituindo um perigo para a vida marinha;
- × Necessita navios especializados muito onerosos (> 1M€/dia);
- × Em locais onde a cobertura sedimentar não consolidada tenha espessura reduzida, não se podem implantar.

#### b) Estacas de sucção

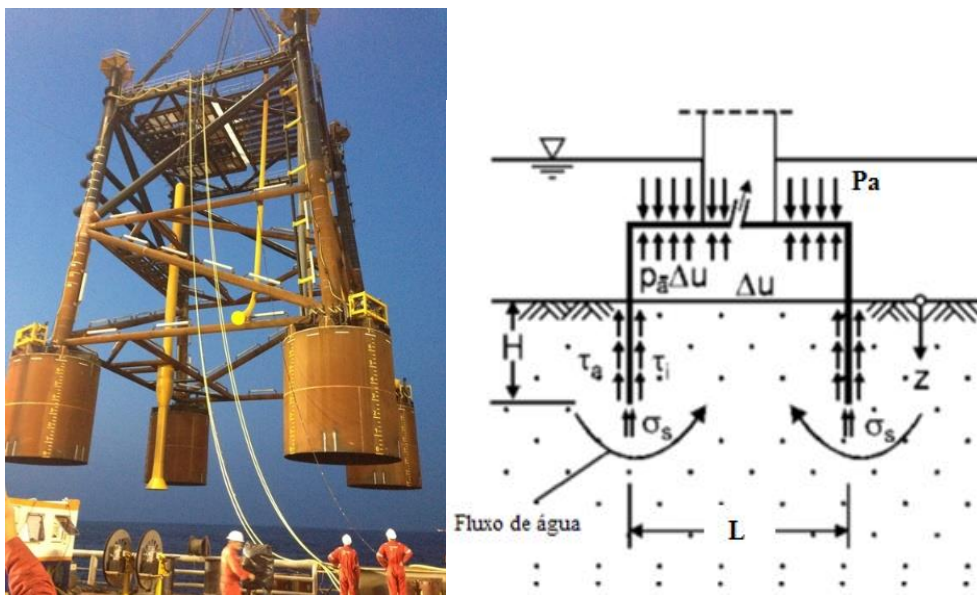
As estacas de sucção (*suction buckets* na terminologia anglo-saxónica) são estruturas cilíndricas ocas fabricadas em aço cuja única superfície aberta é o seu fundo. O princípio de fixação baseia-se na sucção das estacas em direcção ao terreno, como se vai explicar e ilustrar – Figura 2.16.

Numa primeira fase, a estaca é cravada no terreno usando o seu próprio peso. Em seguida, é criado, no topo da mesma, um diferencial de pressão, forçando a sua cravação.

Podem ser usadas como fundação de um aerogerador, actuando como uma mistura de monoestaca/GBF (auxiliando sistemas em treliça) ou, no caso de sistemas de ancoragem, podem constituir os pontos de ancoragem da plataforma flutuante (utilização extensa) <sup>[38]</sup>, <sup>[2]</sup>. Os solos onde a sua aplicação é mais vantajosa são os argilosos, em virtude da sua impermeabilidade <sup>[38]</sup>.

O processo de sucção é feito apenas na instalação, ou seja, durante a fase de exploração, a estrutura terá que resistir às cargas e momentos externos apenas com a sucção remanescente. É nesta altura que se comporta como uma monoestaca propriamente dita, resistindo a essas forças com o atrito entre as suas paredes e o leito onde está cravada. No entanto, dado o seu rácio comprimento/diâmetro baixo em comparação com as monoestacas, não responde tão bem como estas últimas a estas solicitações.

Têm um comprimento variável de 5 a 25 m e o rácio comprimento/diâmetro é de 3 a 6 <sup>[39]</sup> e podem ser usadas em vários tipos de solo (desde argilas/areias moles a compactas), bem como solos estratificados. O seu transporte feito de forma semelhante ao da monoestaca; no entanto, requer material de cravação, bem como bombas de sucção e ainda de veículos especializados para a sua instalação e inspecção (*Remotely Operated Underwater Vehicle (ROV)*) <sup>[2]</sup>.



Esquerda: Estaca de sucção acoplada a uma estrutura em treliça <sup>[40]</sup>; Direita: Princípio de funcionamento da sucção para a cravação <sup>[38]</sup>

Figura 2.16 – Estaca de sucção

### c) Tripé

Quando, ao invés de se usar apenas uma estaca para suportar a torre eólica, se usam três, trata-se de uma tri-estaca (tripile na nomenclatura anglo-saxónica) - Figura 2.17. A instalação é semelhante à sua

congénere estaca, usando um martelo vibratório numa primeira fase, seguido de um martelo hidráulico para os últimos metros de cravação (Welle, 2008 *in* <sup>[19]</sup>). Cada uma das estacas, espaçadas de 20 a 40 m, está ligada, por tubos metálicos, a um tubo central que transmite as cargas de toda a estrutura que se situa a seu topo; pode dar-se o caso de o tubo central também ser uma estaca, redistribuindo as tensões das outras três.

Se comparados os diâmetros de cada um dos tipos de fundação, os três da tri-estaca (2 a 3 m cada), somados, não atingem o diâmetro de uma monoestaca <sup>[19]</sup>.

É uma fundação em aço de base larga que oferece maior estabilidade contra as forças dinâmicas às quais o aerogerador é submetido bem como pode ser implantada a maiores profundidades que uma monoestaca convencional, de 25 a 50 m de profundidade <sup>[19]</sup>. No entanto, devido ao seu tamanho (embora mais leve), requerem-se embarcações maiores para o transporte; os custos aumentam, também, em virtude de se terem de cravar três estacas.

Salienta-se, ainda, que o local requer escassa preparação para a cravação das estacas.

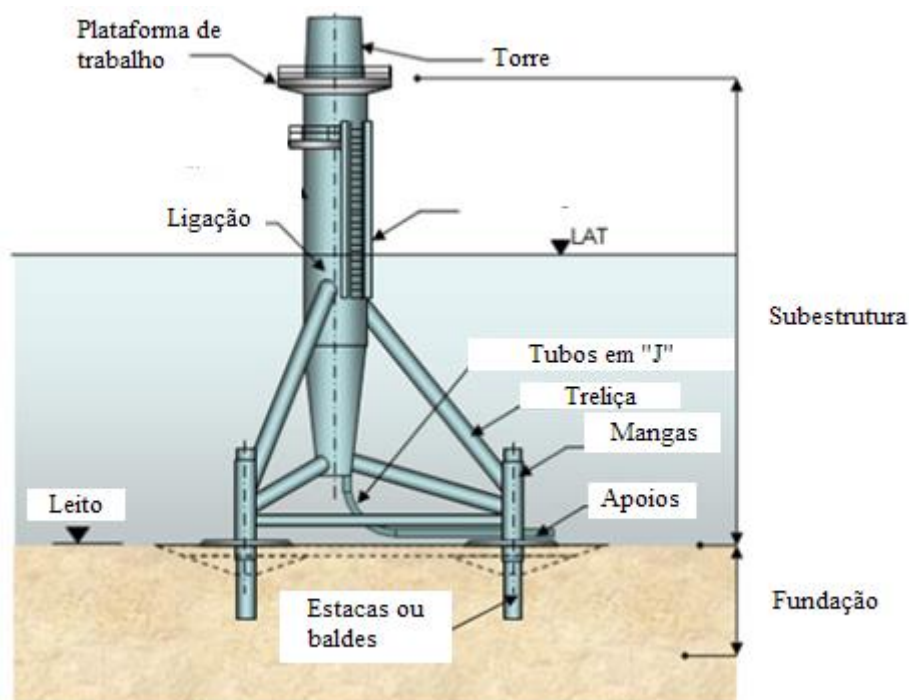


Figura 2.17 - Fundação em tri-estaca (adapt) <sup>[27]</sup>

#### d) Treliça

A estrutura em treliça (*jacket* na nomenclatura anglo-saxónica) é uma fundação semelhante à das plataformas petrolíferas e de gás - Figura 2.18. Podem ter três ou quatro “pés” (*tripod* ou *tetrapod*) <sup>[41]</sup>.

O método de fixação no terreno pode ser por gravidade ou cravação de estacas, sendo este último o mais comum <sup>[25]</sup>; a ligação entre as estacas e a estrutura é feita por uma calda <sup>[19]</sup>. São mangas para as estacas entrarem no terreno, por via de impactos e martelos vibratórios.

Em termos estruturais, a treliça é composta por tubos de 0,5 a 1,5 m de diâmetro e é aplicável até batimetrias de 25 a 50 m <sup>[42],[43]</sup> (Krolis *et al*, 2007 in <sup>[25]</sup>); no entanto, este valor é ultrapassado consoante a viabilidade económica do projecto: no caso da indústria petrolífera, os custos de maiores profundidades de instalação são cobertos pelos lucros de exploração, o que não acontece na exploração eólica.

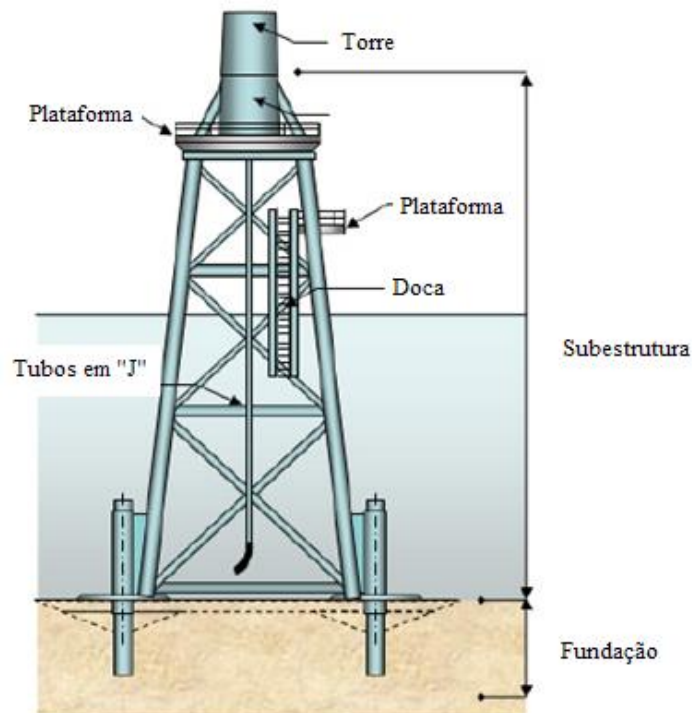


Figura 2.18 - Fundação em treliça <sup>[27]</sup> (adapt.)

As principais vantagens e desvantagens deste tipo de fundação, são, segundo <sup>[19] [44] [45]</sup>:

- ✓ Conceção simples e resistente;
- ✓ Usado para batimetrias elevadas;
- ✓ Estrutura leve, por usar tubos de aço ocos;
- ✓ Estrutura em treliça muito resistente;
- ✓ Independente da resistência do solo;
- ✓ Baixa sensibilidade à força das ondas (pouca área de superfície);
- ✓ Fabrico rápido em comparação com as GBF;
- ✓ Facilidade na desactivação;
- ✓ Transferência não excêntrica de tensões ao solo;

- ✓ Base larga dificulta a sua queda por tombamento;
- ✓ Raramente é necessária protecção contra a erosão.
- × Fabrico complexo;
- × Elevado número de juntas;
- × Difícil ligação às peças de transição para a torre eólica;
- × Custos de construção e manutenção elevados;
- × A protecção contra a erosão no fundo marinho, quando necessária, é dificultada pela inacessibilidade dos tubos no interior da estrutura.

#### e) Estruturas flutuantes

Para projectos a profundidades superiores a 60 m, onde as condições eólicas são geralmente, melhores, recorrem-se a métodos de fundeamento onde o contacto entre a torre eólica e o leito marinho seja mínimo, em virtude do distanciamento entre este último e a superfície. Tratam-se de soluções de fundação flutuantes.

Daqui advém, logicamente, que a quantidade de material necessário é inferior a todas as soluções apresentadas anteriormente, bem como tem uma desinstalação mais simples <sup>[19]</sup>.

Estruturalmente, a fundação consiste em ancoragens às quais estão ligados cabos de aço que, no outro extremo, se ligam ao suporte da torre eólica, à superfície (para mais esclarecimentos sobre as ancoragens, consultar <sup>[2]</sup>).

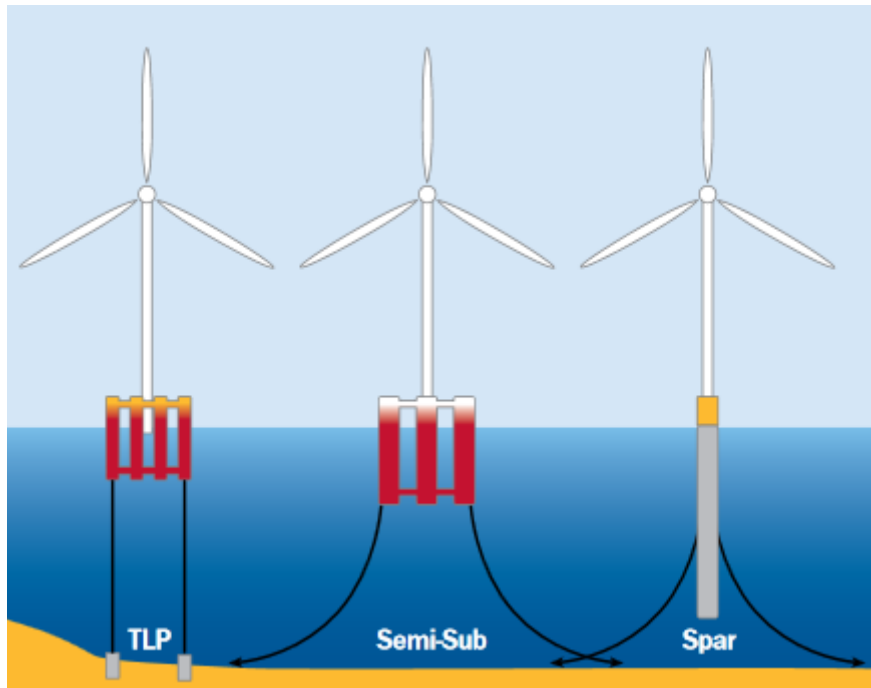
Um dos maiores problemas com uma fundação deste tipo, com reduzida massa imersa é que, em virtude do seu peso concentrado e altura, possa induzir tombamento em toda a estrutura. Agravando este cenário, têm-se ainda as cargas das forças dinâmicas do mar e vento.

Com efeito, este problema é contornado, primeiramente, pela tensão imposta no sistema ancoragem-cabo; ainda, é adicionada uma massa imersa sob a torre, que serve de contrabalanço - Figura 2.19. Existe outro modelo onde o peso não está sob a torre, mas sim em redor da mesma, semi-submerso - Figura 2.19. Em Portugal, como se refere na secção 2.2, foi esta a solução testada no projecto Demogravi3<sup>®</sup>, da EDP<sup>®</sup>.

As vantagens e limitações deste tipo de fundeamento são as seguintes <sup>[19]</sup>:

- ✓ Transporte fácil já com o aerogerador montado;
- ✓ Instalação a grandes batimetrias;
- ✓ Não é necessária protecção contra erosão;
- ✓ Em caso de manutenção, é possível trazer a estrutura para terra;
- ✓ Instalação sem ruído.

- × Uso em águas pouco profundas não é rentável;
- × A estabilidade do aerogerador é um factor de risco considerável.



*TLP* – *Tension Leg Platform*; *Semi-sub* – Semiflutuável; *Spar* – Boia com contrabalanço

Figura 2.19 – Tipos de fundações flutuantes <sup>[46]</sup>

### 2.1.2.3 Síntese

Para sintetizar as principais ilações a tirar da secção 2.1.2. recorre-se a dois quadros: o primeiro apresenta as características gerais das fundações GBF – Quadro 2.2, e o segundo compara os outros tipos de fundação – Quadro 2.3.

Quadro 2.2 - Síntese das várias soluções GBF existentes no mercado

Empresa	Forma	Dimensões e massa	Profundidade	Flutuante	Potência das turbinas	Outros
Seatower	Cónica	Ø Base = 23 m Massa submersa (fundação + lastro) = 2000 t	27 m (Parque Eólico Fécamp)	Sim	6 MW	Saias
Arup	Cónica	Ø Base = 34 m Ø Topo = 6 m Volume de betão = 1910 m <sup>3</sup> Massa de aço = 720 t	Até 60 m	Sim	8 MW	Altura do rotor = 90 m Reflutuável
Skanska	Cónica	---	Até 60 m	Sim	Várias (não especificado)	Durabilidade ≤ 50 anos Materiais reciclados Reflutuável Várias condições de instalação
Vici Ventus	Cónica	Ø Base = 40 m Volume de betão = 1790 m <sup>3</sup> Massa de aço = 650 t Peso submerso = 69 MN Massa do lastro = 5151 t Massa total (com turbina) = 13000 t	30 – 100 m	Sim	5 MW (aceita maior potência)	Durabilidade até 100 anos Altura do rotor = 89 m
Strabag	Outra	Peso total = 80 MN Altura total = 65 m	Até 50 m	Sim	Várias (não especificado)	Betão pré-esforçado Reinstalável Lastrada com areia Altura do rotor = ??? Montagem <i>onshore</i>
Vinci	Outra	---	20 – 55 m		3 – 7 MW	Montagem <i>onshore</i>

Quadro 2.3 - Síntese das várias fundações para aerogeradores *offshore*

	Características	Profundidade	Desvantagens	Remoção/Durabilidade
Monoestaca	Método mais usado Cravação de estaca em aço Suporta os momentos e as forças dinâmicas através da sua resistência e do atrito das paredes com o leito marinho Transporte fácil Instalável na maioria dos solos Diâmetro superior a 10 m	< 40 m	Custo aumenta com a profundidade	Não é totalmente removível, levando à poluição das águas
Gravidade	Estrutura cónica de base larga Estrutura pesada em betão ou betão armado Baixo custo Assenta numa camada de enrocamento Não requer preparação do leito marinho Suporta as cargas dinâmicas e momentos com o seu próprio peso Transporte fácil se flutuar Lastrada com água e inertes	< 60 m	Protecção contra erosão Embarcações especiais para o transporte (raramente) Tempo de cura do betão Dragagens	Duram até 100 anos Podem ser reflutuáveis, caso contrário acoplam novas turbinas e não se movem Manutenção diminuta
Tripé	Funcionamento semelhante à monoestaca Transmissão de cargas por 3 ou 4 estacas de aço Diâmetro inferior à monoestaca	25 a 50 m	Número de estacas aumenta o custo Dimensões superiores requer transporte diferente	Não é totalmente removível, levando à poluição das águas
Estaca de sucção	Estrutura tubular em aço Comprimento de 5 a 25 m Cravação seguida de sucção ao terreno Suporta a estrutura através da pressão negativa e pelo atrito das paredes com o leito	< 40 m	Requer material de sucção e instalação adicional	Poluição das águas por enferrujamento
Treliça	Cravação de estacas Estrutura em treliça resistente Transporte difícil Transmissão de cargas através das tubagens (d = 0.5 – 1.5 m) para as estacas Pouco sensível a cargas das ondas Protecção contra erosão desnecessária	25 a 50 m	Fabrico complexo Elevado número de juntas Construção e manutenção onerosas	Desactivação fácil
Flutuante	Transporte fácil Ancoragem ao leito Pouca quantidade de material Não é necessária protecção contra a erosão	> 60 m	Não lucrativa a profundidades baixas Problemas de estabilidade no aerogerador	Desinstalação simples

## 2.2 Panorama nacional e europeu

### 2.2.1 Portugal: *Demogravi3*

À data, em Portugal, existe apenas um projecto de aproveitamento *offshore* eólico. O *Windfloat* encontra-se em fase de teste de tecnologia, instalado no Parque Eólico da Aguçadoura (Póvoa de Varzim). Trata-se de uma estrutura flutuante com uma turbina de 2 MW de potência cuja fixação ao terreno foi feita com recurso a sistemas de fundeamento do tipo catenária, utilizando âncoras de arraste <sup>[2]</sup>.

O projecto que se aborda é o *Demogravi3* <sup>®</sup>, desenvolvido pela EDP <sup>®[47]</sup>. Terá uma duração de 4 anos, desde o início de 2016 até final de 2019. Será instalado no presente ano, no mesmo local onde esteve instalado o *Windfloat*, que se considerou representativo das condições marítimas e eólicas europeias. A EDP <sup>®</sup> obteve financiamento da União Europeia na ordem dos 19 M €, de um total de 26,8 M estimados para o custo total da operação.

O *Demogravi3* <sup>®</sup> consiste numa fundação por gravidade em tripé, ou seja, é constituída por três lastros cujo funcionamento é semelhante ao das fundações por gravidade apresentadas nas secções anteriores - Figura 2.20. É um conceito diferente dos que já foram expostos, na medida em que combina a estrutura em tripé com a de gravidade.

A potência do gerador é de 2 MW, à semelhança do que sucedeu com o *Windfloat*.

O betão armado, como se viu nas soluções apresentadas anteriormente, é um material de eleição para este tipo de fundações e foi o escolhido também para este projecto. A fundação foi concebida para ser utilizada em profundidades dos 35 aos 60 m de batimetria e suportar aerogeradores até 8 MW <sup>[47]</sup>.

Os objectivos previstos para a construção do *Demogravi3* <sup>®</sup> em termos da sua construção, instalação e comportamento são as seguintes <sup>[48]</sup>:

- Construção *onshore* em contínuo (*slip-forming*) dos lastros, reduzindo a necessidade de juntas e aumentando a rigidez da estrutura;
- Fundação flutuável para evitar o uso de embarcações especializadas;
- Centro de massa baixo, aumentando a estabilidade durante o reboque;
- Lastramento final com água, permitindo:
  - Custos reduzidos;
  - Instalação possível durante qualquer altura do ano;
  - Desinstalação facilitada.
- Minimização de área portuária necessária para construção e armazenamento;

- Turbina acoplada à fundação em terra;
- Instalação sem ruído e sem cravação; solução ecológica;
- Adaptável a vários tipos de solo.

Devido à fase em que o projecto se encontra, não foi possível obter informações acerca do seu peso e dimensões, pelo que não se poderá modelar, no capítulo seguinte, uma fundação de morfologia semelhante.

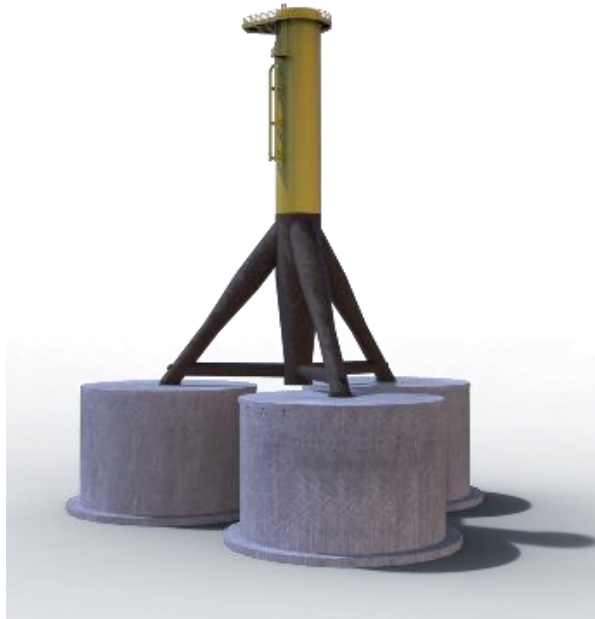


Figura 2.20 - Demogravi3<sup>®</sup> [49]

### 2.2.2 Europa

No Quadro 2.4 constam os projectos europeus de relevância mais significativa no panorama eólico *offshore* com recurso a fundações por gravidade. Apresentam-se as respectivas potências, dimensões e, se possível, outras características pertinentes [50] [51] [12].

Quadro 2.4 - Principais explorações eólicas *offshore* com recurso a GBF

Nome	Localização	Potência instalada (MW)	Altura do rotor em relação ao mar (m)	Batimetria de instalação (m)	Características
Fécamp	França	498 (83 turbinas)	100	30	Turbina: <i>GE Energy Haliade 150</i> Potência individual = 6 MW $\varnothing$ pás = 150,8 m
Lillgrund	Suécia	Fase 1: 34,5 (15 turbinas) Fase 2: 48,3 (21 turbinas) Fase 3: 27,6 (12 turbinas)	69	10	Turbina: <i>Siemens SWT-2.3-93</i> Potência individual = 2,3 MW $\varnothing$ pás = 93 m
Kårehamn	Suécia	48 (16 turbinas)	80	21	Turbina: <i>Vestas V112/3000</i> $\varnothing$ pás = 112 m Potência individual = 3 MW $M_{total}$ = 1800 t (sem lastro)
Middelgrunden	Dinamarca	40 (20 turbinas)	64	5	Turbina: <i>Bonus B76/2000</i> Potência individual = 2 MW $\varnothing$ pás = 76 m
Rodsand II/Nysted II	Dinamarca	207 (90 turbinas)	69	8	Turbina: <i>Siemens SWT-2.3-93</i> Potência individual = 2,3 MW $\varnothing$ pás = 93 m $M_{total}$ = 1600 t H = 16 m $A_{base}$ = 17 x 17 m <sup>2</sup>
Thornton Bank	Bélgica	Fase 1: 30 (6 turbinas) Fase 2: 184,5 (30 turbinas) Fase 3: 110,7 (18 turbinas)	95	Fase 1: 15 Fases 2 e 3: 20	<b>Fase 1</b> Turbina: <i>Senvion 5M</i> Potência individual = 5 MW $\varnothing$ pás = 126 m Só na primeira fase se utilizaram fundações por gravidade (cónica com base larga) $\varnothing$ ext. base = 23,5 m $\varnothing$ int. base = 8,5 m $\varnothing$ base cone = 17 m $\varnothing$ topo fundação = 6,5 m H = 17 m $M_{total}$ = 2800 – 3000 t $V_{betão}$ = 1085 m <sup>3</sup> $M_{aço}$ = 215 t  <b>Fases 2 e 3</b> Turbina: <i>Senvion 6M126</i> Potência individual = 6,15 MW $\varnothing$ pás = 126 m
Vindeby-Lolland	Dinamarca	4,95 (11 turbinas)	38	3	Turbina: <i>Bonus B35/450</i> Potência individual = 0,45 MW $\varnothing$ pás = 35m  Fora de serviço (2017) Primeiro parque eólico do mundo

## 2.3 Considerações ambientais

Nas secções seguintes expõem-se os principais impactes ambientais associados a uma exploração eólica *offshore* e os procedimentos gerais para remoção das fundações de um aerogerador, bem como as respectivas implicações.

### 2.3.1 Impactes

#### 2.3.1.1 Poluição e reciclagem de materiais

Tal como em qualquer tipo de exploração energética, há sempre poluição a um dado nível. No caso da exploração eólica, esta poluição é menor, comparativamente à exploração de carvão, gás ou petróleo; no entanto não está livre de causar danos socio-económicos ou ambientais.

Primeiramente, é necessário recuar à exploração dos próprios materiais de construção. Mais concretamente, a exploração de terras-raras para a construção de ímanes permanentes que são parte integrante da turbina; em particular, o neodímio, é responsável pela degradação ambiental de certas zonas da China e contribui para a exploração de mão-de-obra, recorrentemente escrava <sup>[53],[52]</sup>

A maquinaria que opera nos variados tipos de instalação dos aerogeradores, quer em terra ou *offshore*, é responsável, também, por derrames de óleos e combustível, que têm impactes directos na fauna e flora oceânicos.

Positivamente, muitas vezes, alguns dos materiais, quando o aerogerador é desactivado e até a sua própria fundação, veem os seus materiais (metais, plástico e betão) reutilizados.

#### 2.3.1.2 Ameaças à fauna

As duas maiores ameaças à fauna provocadas pela existência de um aerogerador são o conjunto rotor/torre e a fundação. O primeiro, pelo risco de colisão que acarreta para aves e o segundo pelas operações de instalação que induzem perturbações a nível vibratório e de ruído no subsolo marinho.

O planeamento do parque eólico tem de considerar rotas migratórias para mitigar o efeito que este possa ter junto das aves. Um estudo conduzido na Suécia, com uma população de 1,5 milhões de aves, aponta para uma taxa de mortalidade de 1 em cada 100.000 aves <sup>[54]</sup>, um valor irrisório quando comparado com as mortalidades anuais devido a colisões com edifícios, linhas de alta tensão e veículos nos E.U.A. (1 milhar de milhão de mortes) <sup>[55]</sup>. Os mesmos autores apontam ainda para a taxa de mortalidade superior causada por aerogeradores *onshore* do que os seus congéneres no mar.

Da mesma forma que as linhas de alta tensão (ou qualquer outra estrutura que produza correntes eléctricas) criam um campo magnético, também os aerogeradores o fazem. Isto tem influências directas no mecanismo de orientação de aves migratórias, que usam o campo magnético de Terra para se orientarem.

### 2.3.1.3 Perturbação dos fundos marinhos

As perturbações nos fundos marinhos são responsáveis, principalmente, pela destruição e/ou perturbação de *habitats* em redor das explorações eólicas. Podem-se identificar duas estruturas que são as responsáveis por estas perturbações: fundações e cabos eléctricos submarinos.

As primeiras, têm o seu impacto consoante o tipo de fundação. No caso de a estrutura ser cravada (monoestaca e treliça), o seu principal malefício ocorre durante a cravação, dadas as forças descontínuas que são necessárias para a cravação, induzindo vibrações no terreno.

No caso de uma estrutura por gravidade, os impactes neste aspecto são muito mais reduzidos, visto a fundação ser instalada paulatinamente. Neste tipo de fundações, mais do que nas outras soluções, é necessário recorrer a dragagens para preparar os terrenos do fundo marinho; aqui, há um remeximento do solo, causando vibrações e esmagamento de alguns organismos bentónicos.

Um aspecto positivo das fundações por gravidade, a longo-prazo, é a criação de ecossistemas recifais. Wilhelmsson <sup>[56]</sup> salienta que há um acréscimo significativo de peixes e caranguejos em redor das fundações, pese a perturbação temporária induzida por estas na altura da instalação.

### 2.3.2 Desactivação

A longevidade de uma exploração *offshore*, embora tenham sido apontados valores até 100 anos para a durabilidade da fundação, não excede os 20-25 anos <sup>[6]</sup>. Assim, durante o planeamento e estudo de viabilidade de um parque eólico, é necessário conceber um plano de desactivação, de modo a reduzir os custos e agilizar os procedimentos de desinstalação.

Este plano vai depender, acima de tudo, do tamanho total da estrutura, do seu peso e, naturalmente, do tipo de fundação utilizada e da sua batimetria. O objectivo para a desinstalação é promover a forma mais natural e menos invasiva e onerosa possível; a elevação de estruturas pesadas no mar é arriscada, pelo que a desmontagem é feita em terra, de preferência (Kaiser et al, 2012 *in* <sup>[6]</sup>).

Quando se considera a remoção da fundação, podem ser consideradas duas opções: remoção total ou parcial da mesma. No caso da segunda, a profundidade de remoção tem de ser suficiente para que as actividades bióticas locais não sejam perturbadas <sup>[57]</sup>.

De facto, esta é a opção preferível, envolvendo riscos e custos menores bem como menor perturbação do meio <sup>[6]</sup>. Não obstante, cada tipo de fundação apresenta particularidades e em seguida descrevem-se os procedimentos para cada uma delas, à excepção das flutuantes, dado o seu carácter simplista e não invasivo.

### 2.3.2.1 Monoestaca

O primeiro passo para a remoção da estaca é a inspecção do local. Esta operação é feita com recurso a um veículo submarino remotamente operado.

Se a estrutura tiver protecção contra erosão, terá de ser removida. Este é um processo relativamente simples e serve unicamente para se ter acesso a um horizonte de solo que permita o corte da estaca, abaixo na batimetria do fundo marinho.

Não se considera a remoção da estaca completa devido ao seu comprimento. Quanto maior a profundidade de remoção, maior o volume de solo a escavar, logo maior perturbação ao meio e risco existiria <sup>[6]</sup>; é também uma opção menos prática que o corte <sup>[58]</sup>. Acrescendo a este pormenor, a massa a ser removida seria maior e as forças de tracção da estaca com o terreno teriam de ser contrariadas por maquinaria pesada. Em termos de custo/benefício, não é uma operação viável. Por isso, a norma é cortar-se a estaca alguns metros abaixo do leito marinho.

Os métodos mais utilizados são o corte por fio diamantado ou jacto de água com abrasivo (Gunfleet Sands Decommissioning Plan e Dong Energy, 2012 *in* <sup>[6]</sup>).

Por fim, depois do corte e da separação do fundo, içá-se a fundação e a mesma é carregada para uma embarcação.

### 2.3.2.2 Gravidade

Como já referido, a probabilidade de se estabelecer um *habitat* recifal em estruturas por gravidade, é elevada. As opções passarão por cortar a parte superior de ligação à torre, mantendo a fundação, ou removê-la totalmente <sup>[6]</sup>. A primeira apresenta, como principal vantagem, o baixo custo e rapidez da operação; por outro lado, apresenta problemas de navegabilidade de embarcações no futuro. A remoção da fundação requer maquinaria capaz de tirar o lastro inerte (caso o haja) e equipamentos de levantamento para separar o fundo da fundação dos sedimentos <sup>[59]</sup>. É, portanto, uma opção menos vantajosa.

Depois de separada do fundo, dependendo do tipo de fundação gravítica, segue para o estaleiro por flutuação ou a bordo de uma embarcação.

#### 2.3.2.3 Treliça

A remoção de uma estrutura em treliça é semelhante à de uma monoestaca. Procede-se à escavação em redor das estacas, de modo a atingir um horizonte que se possa cortar. O processo é auxiliado por veículos remotamente operados (ROV). Seguidamente ao corte da estaca (usando fio diamantado), a estrutura é levantada e carregada numa embarcação <sup>[6]</sup>.

#### 2.3.2.4 Estacas de sucção

Esta será, porventura, a fundação mais facilmente removível. Para tal, é necessário reestabelecer a pressão dentro da estaca, de modo a que iguale a pressão no mar. Depois, promovendo a flutuação da estrutura, pela bombagem da água que se encontra no interior da estaca, o processo é agilizado <sup>[59]</sup>, dado que a estrutura já se encontra desprovida dos dois principais mecanismos de fixação ao leito.

De notar que a invasão ao leito marinho é mínima e a fundação é totalmente removida.

### 3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA ESTUDADA

No presente capítulo, primeiramente, apresenta-se a área do caso de estudo. Para o efeito, faz-se um enquadramento geográfico, geológico, geotécnico, tectónico, meteorológico e oceanográfico da mesma com base em dados recolhidos pelo Instituto Hidrográfico (IH) [60]. Recorre-se ao zonamento geotécnico efectuado por Pombo [2], bem como aos dados geotécnicos apurados nesse documento, dado que a área de estudo é a mesma. Estas considerações são expostas, respectivamente, nas secções 3.1 e 3.2.

#### 3.1 Enquadramento da área de estudo

Em 2008 foi publicado o Decreto-Lei nº5, que delimitava e autorizava a existência de uma zona ao largo de S. Pedro de Muel, compreendida entre a Figueira da Foz e Nazaré, com cerca de 320 km<sup>2</sup>, com o propósito de servir de área de testes para o desenvolvimento de energias marinhas. Denomina-se Zona Piloto (ZP).

Situa-se entre os paralelos 39° 57' 29.99'' N e 39° 47' 30.00'' N e entre o meridiano 9° 12' 00'' W e a isóbata 30 m (limite da Zona Ecológica Protegida Portuguesa). Na ZP, a profundidade é compreendida entre a batimétrica 30 m e a 110 m.

A área de estudo onde se vai simular a instalação da fundação por gravidade situa-se a sul da ZP - Figura 3.1. Esta zona já foi alvo de estudos geotécnicos e geofísicos com o intuito de aumentar o conhecimento sobre a mesma e sobre os materiais que a constituem. Para mais esclarecimentos sobre a caracterização desta zona, recomenda-se a consulta de Hidrográfico [2].

Nem sempre foi possível apurar dados concretos para a área em estudo. No entanto, considera-se aproximação suficiente aqueles obtidos pelos estudos do IH para a caracterização da ZP, dada a proximidade entre as duas áreas.

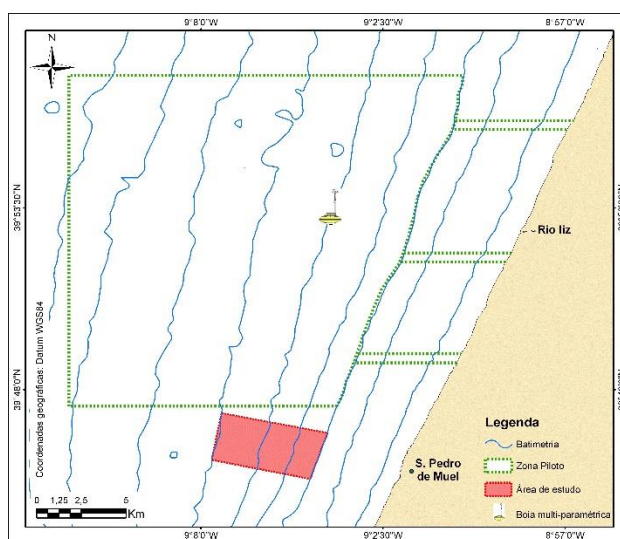


Figura 3.1- Localização da área em estudo junto à ZP [2]

### 3.1.1 Geográfico

A secção onde é conduzido o estudo da presente tese encontra-se na região a SE da supramencionada Zona Piloto. Tem 13 km<sup>2</sup> e situa-se entre os paralelos 39° 47' 17'' N e 39° 45' 18'' N e os meridianos 9° 07' 41'' W e 9° 04' 10'' W, a 4 km W da povoação de S. Pedro de Muel.

Faz parte da Plataforma Continental Portuguesa Setentrional e varia, em profundidade, da batimétrica de 30 m até à batimétrica de 60 m <sup>[2]</sup>.

### 3.1.2 Oceanográfico e meteorológico

#### 3.1.2.1 Temperatura

Recorrendo a uma boia multiparamétrica WAVESCAN, perto da isóbata 60 m e a 11 km a Norte da área de estudo, o IH monitorizou, em tempo real, parâmetros oceanográficos (altura significativa, altura máxima, pico e período médio) e meteorológicos (temperatura e pressão do ar, humidade, direcção e velocidade do vento e de rajada), durante 7 meses (Dezembro 2011 – Junho 2012), com resolução temporal de uma hora <sup>[16],[2]</sup>.

Durante o Inverno, a temperatura média do ar varia de 7,5 °C a 17,1 °C, com o valor médio em 12,8 °C e desvio-padrão de 1,6 °C. No Verão, as temperaturas médias mínima e máxima sobem para 10,5 °C e 21,2 °C, respectivamente; a temperatura média situa-se nos 16,8 °C e o seu desvio-padrão é de 2,3 °C <sup>[60]</sup>.

#### 3.1.2.2 Marés

O conhecimento das marés indica variação da altura da coluna de água à qual a fundação vai ser exposta. O IH usou o método de análise de harmónicas para prever e analisar as marés <sup>[16]</sup>. Apresentam-se na Tabela 3.1 os níveis de marés nas estações da Figueira da Foz, Nazaré e Peniche <sup>[60]</sup>.

Tabela 3.1 - Altura das marés nas Estações da Figueira da Foz, Nazaré e Peniche.

Estação	HAT (m)	MHWS (m)	MHWN (m)	MSL (m)	MLWN (m)	MLWS (m)	LAT (m)
Figueira da Foz	3.98	3.38	2.66	2.00	1.34	0.62	0.07
Nazaré	4.01	3.38	2.66	2.00	1.34	0.62	0.06
Peniche	3.87	3.36	2.65	2.00	1.35	0.64	0.19

HAT – Maior maré astronómica; MHWS – Nível médio alto da água de verão; MHWN – Nível médio da água calma; MSL – Nível médio da água; MLWN – Nível médio baixo da água calma; MLWS – Nível médio baixo da água de verão; LAT – Menor maré astronómica

### 3.1.2.3 Ondas

Tal como na secção prévia, o conhecimento da altura das ondas permite estimar e quantificar a força hidrodinâmica à qual o topo da fundação vai estar sujeita. É importante, não só conhecer a altura das ondas, mas também o seu período, de modo a saber a frequência de solicitações deste tipo. As medições foram obtidas com a boia multiparamétrica já mencionada, utilizada pelo IH para os trabalhos de caracterização da ZP<sup>[60]</sup>.

Recorre-se também a modelação numérica, com o programa WaveWatch3, usado para simular as condições das ondas num período de 15 anos, de 1995 a 2010. Os parâmetros considerados foram a altura significativa, período de pico, período de energia e a direcção de pico, sendo estes dois últimos usados para o cálculo do fluxo de energia da ondulação. Todos os valores foram validados pelas medições da boia multiparamétrica.

#### a) Medições reais

Condições energéticas foram observadas durante o Inverno, com a média de altura da onda significativa a exceder 2 m com um período de cerca de 12 s. A direcção média das mesmas é NW-SE.

Eventos extremos, tais como tempestades, também foram medidos, com a altura significativa a tomar valores acima de 5 m com períodos de pico também de 12 s. Nos meses de transição para o Verão (especialmente Abril) foram observados valores semelhantes, o que significa que apenas em, aproximadamente, meio ano (começando em Maio-Junho), se verificam condições de verão. Nestes meses, a altura de onda significativa nunca é superior a 2 m e o período médio de pico de onda é menor do que 10 s<sup>[60]</sup>. Os dados relativos à ondulação medida de Dezembro de 2011 a Junho de 2012 apresentam-se no Anexo A.

#### b) Simulação com o WaveWatch3

Existem, ainda, dados aferidos com o programa WaveWatch3 relativos ao período de 1995 a 2010.

Os valores mais elevados para a altura de onda significativa foram observados para o Inverno. O valor médio da altura de onda significativa é de  $2,04 \pm 1,16$  m, com um período de pico de  $10,49 \pm 2,32$  s um período energético de  $8,67 \pm 2,09$  s.

A direcção média é de NW para SE com tendência para W durante o Inverno.

Os valores máximos mostram uma altura de onda significativa máxima de 10,21 m com um período de 17,45 s e período de retorno de 100 e 50 anos, respectivamente. As ocorrências de altura de onda significativa máxima superior a 8 m ocorreram a cada 2 anos, sendo que, quando este valor era superior a 10 m, o período ultrapassava os 10 anos.

Para o período de retorno de 100 anos, a altura significativa foi majorada por valores na ordem dos 12 m e períodos de 20 s. No entanto, a probabilidade de eventos extremos como esse ocorrerem é baixa devido ao facto de que, quanto maior for altura significativa, menor é o período no qual ela se repete <sup>[60]</sup>.

### c) Fluxo energético

O cálculo do fluxo energético das ondas permite conhecer a quantidade de energia por unidade de comprimento de frente de onda que é transmitida numa propagação da mesma.

Interessa, para a modelação do fenómeno ondulatório, conhecer os valores majorados para este cálculo; correspondem aos meses de Inverno, onde a agitação é maior.

O valor médio para o fluxo é de  $27,36 \pm 43,3 \text{ kW.m}^{-1}$ . No entanto, para os meses de Inverno, a média sobe para  $40,01 \pm 52,17 \text{ kW.m}^{-1}$ , com um máximo de  $724 \text{ kW.m}^{-1}$ . No meses de Verão, estes valores baixaram significativamente para  $12,40 \pm 18 \text{ kW.m}^{-1}$  <sup>[60]</sup>,

#### 3.1.2.4 Correntes

As correntes representam a massa de água em movimento na coluna de água desde o leito marinho até à superfície. São, porventura, o parâmetro que menor influência terá no dimensionamento da fundação, dado o seu carácter pouco intenso <sup>[60]</sup>. Podem ser divididas em correntes de maré e correntes devidas ao vento. Ao largo da costa continental portuguesa, as correntes de maré têm pouca representatividade em relação à influência dos ventos predominantes (Hidrográfico, 2005 *in* <sup>[2]</sup>) e a sua intensidade é baixa <sup>[60]</sup>.

O IH também avaliou a intensidade hidrodinâmica junto ao fundo do mar, quantificando-a com um perfilador acústico ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*) ancorado a 60 m de profundidade, de Janeiro a Março de 2012. As medições foram feitas para uma coluna de água de 10 a 50 m, sensivelmente, e os dados recolhidos apresentam-se na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Velocidades da corrente a 10 m de profundidade na ZP <sup>[60]</sup>

Mês	Norte-Sul ( <i>longshore</i> )		Sul-Norte ( <i>longshore</i> )	
	Máximo (mm.s <sup>-1</sup> )	Valor quadrático médio (mm.s <sup>-1</sup> )	Máximo (mm.s <sup>-1</sup> )	Valor quadrático médio (mm.s <sup>-1</sup> )
Janeiro	154,0	79,4	20,4	14,3
Fevereiro	188,8	86,9	48,9	29,3
Março	54,2	22,8	62,2	30,4

Em Janeiro, é notório, que a componente Norte-Sul tem a maior magnitude da velocidade de corrente; a este facto, adiciona-se ainda que a corrente *longshore* era vinda de Norte em 96% do mês <sup>[60]</sup>. Em Fevereiro, as condições da direcção da corrente mantiveram-se. Em Março, observa-se uma mudança

nas velocidades da corrente, bem como uma troca de prevalência entre as componentes N-S e S-N. Neste período temporal foram observadas mudanças no regime de vento, com uma diminuição da sua intensidade e perda da direcção que se verificava nos dois meses anteriores. Como tal, a intensidade da corrente diminui neste mês, bem como se deixou de ter uma direcção tão vincada como em Janeiro e Fevereiro <sup>[60]</sup>.

Na batimétrica de 30 m constatou-se que a velocidade da corrente é de  $50 \text{ mm.s}^{-1}$  e que aumenta na maré de sizígia (alinhamento da Lua e do Sol). Esta velocidade pode aumentar para  $200 \text{ mm.s}^{-1}$  em caso de ventos favoráveis com cerca de  $30 \text{ km/h}$  de velocidade (*fresh winds* na literatura anglo-saxónica). Estes dados foram recolhidos no âmbito da estimação e caracterização de partículas suspensas na coluna de água.

Constatou-se, ainda, que a corrente induzida pela maré é barotrópica na ZP e que as maiores velocidades da mesma se encontram mais próximas do nível de superfície do mar <sup>[60]</sup>.

#### 3.1.2.5 Vento

Na ZP, durante o Inverno, os ventos provêm de Este e têm uma componente dominante de Norte. No Verão, a componente dominante de Norte alterna com períodos de vento de Sul. A direcção do vento é, essencialmente, ao longo da costa e com sentido para Sul <sup>[60]</sup>. Segundo a mesma fonte, as velocidades do vento na ZP no Inverno variam de  $1,4 \text{ m.s}^{-1}$  até  $12,1 \text{ m.s}^{-1}$  (média de  $4,9 \text{ m.s}^{-1}$  e desvio-padrão de  $2,0 \text{ m.s}^{-1}$ ). No Verão, os valores apurados são idênticos: velocidades mínima e máxima de  $1,3 \text{ m.s}^{-1}$  e  $11,3 \text{ m.s}^{-1}$ , respectivamente; a média e o desvio-padrão são  $5,0 \text{ m.s}^{-1}$  e  $2,1 \text{ m.s}^{-1}$ , respectivamente. Em Fevereiro de 2012, registaram-se eventos de ventos fortes, na ordem de  $12 \text{ m.s}^{-1}$ .

Note-se que estes valores correspondem a valores de velocidade de vento ao nível do mar (3,5 m). Os valores necessários para a modelação poderão não corresponder a estes, devido à necessidade de apurar valores para a velocidade a altitudes até ao rotor do aerogerador. São, no entanto, os únicos dados disponíveis e, dada a proximidade entre a ZP e a área em estudo, tomam-se estes como valores representativos.

#### 3.1.3 Morfológico

A plataforma continental portuguesa, no sector onde se insere a zona de estudo, estende-se ao longo de  $46 \text{ km}$  perpendicularmente à linha de costa, abrangendo batimetrias até  $160 \text{ m}$ . É uma superfície aplanada com relevos pontuais que pode ser dividida em 3 zonas de acordo com os seus declives <sup>[2]</sup>:

- Zona interna, compreendida da linha de costa até  $20 \text{ m}$  de profundidade, com declives inferiores a 3%;

- Zona intermédia, compreendida de 20 a 100 m de profundidade, com declives menores que 1%;
- Zona externa, compreendida de 100 m de profundidade até ao limite da plataforma, com declives inferiores a 0,3%; é uma zona extremamente aplanada.

Para na área de estudo, localizada num sector a SE da ZP, apresenta-se o Modelo Digital de Superfície, bem como a carta de declives <sup>[2]</sup> – Figuras 3.2 e 3.3.

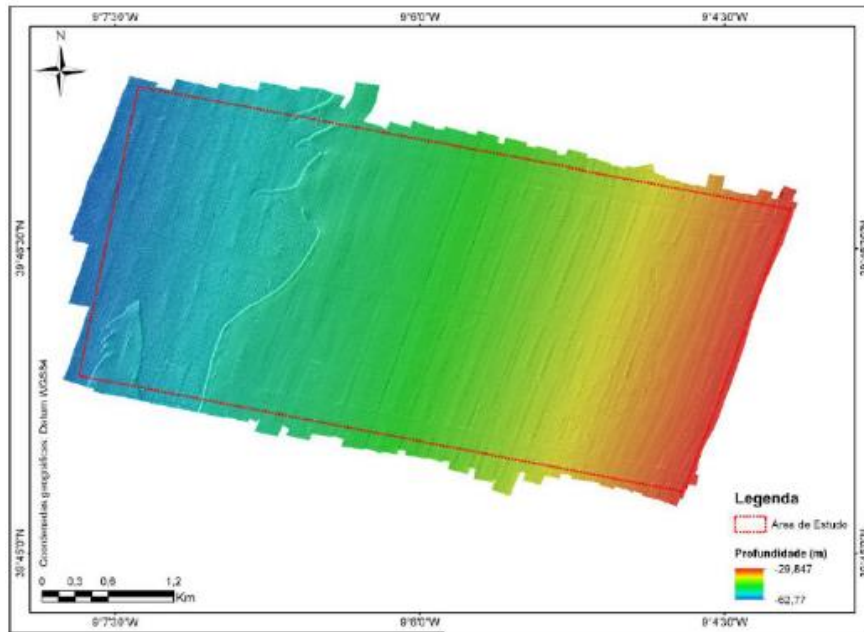


Figura 3.2 - Modelo Digital de Superfície do fundo marinho da área em estudo (sobre-elevação 3x) <sup>[2]</sup>

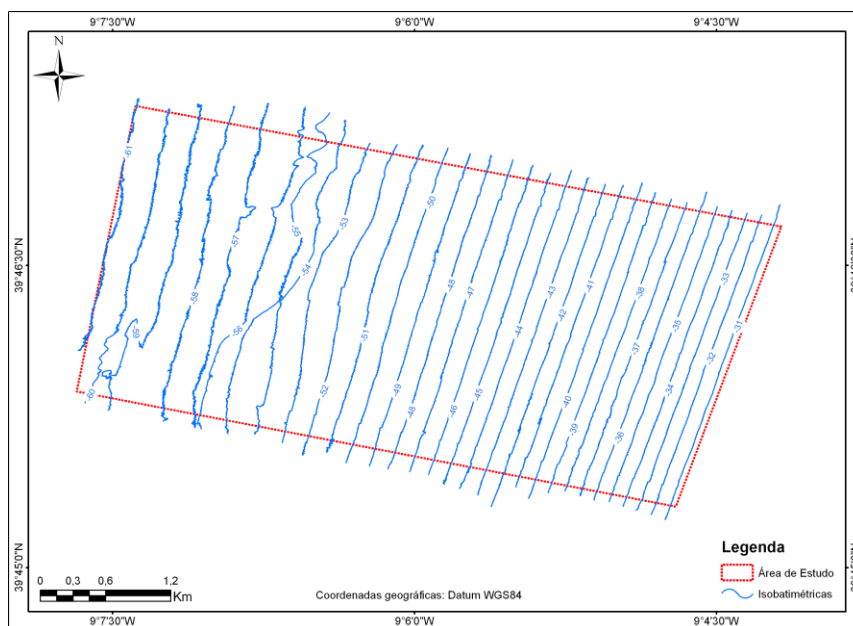


Figura 3.3 – Batimétricas, com espaçamento de 1 m, para a área em estudo <sup>[2]</sup>

As zonas definidas com base no declive por Pombo <sup>[2]</sup> são as seguintes:

- Zona de declives fracos, entre as batimétricas de 30 e 45 m;
- Zona de declives extremamente fracos, entre as batimétricas de 45 e 55 m;
- Zona de declives médios, entre as batimétricas de 55 e 61 m;
- Zona de declives fortes, entre 5,0 e 11,7 %, caracterizada pela rotura de pendores na batimétrica de 55 m; é uma zona mais irregular que as restantes.

### 3.1.4 Geológico

A estrutura da plataforma nos níveis superiores é simples, sendo constituída por um monoclinal inclinado para Oeste (Mougenot 1976, 1989 *in* <sup>[2]</sup> <sup>[61]</sup>). É a expressão de uma evolução meso-cenozóica, ligada à abertura do Atlântico Norte e indelevelmente associada ao surgimento da Bacia Lusitaniana no Mesozóico. Após o abortamento da mesma no Aptiano inferior, foi colmatada por sedimentos marinhos e terrestres, provenientes do continente (Mougenot, 1989; <sup>[61]</sup>). Apresenta-se, na Figura 3.4, a cartografia geológica da superfície do fundo marinho da plataforma continental portuguesa, destacando-se a área em estudo, cujos depósitos se expõem em seguida <sup>[1]</sup> <sup>[61]</sup>.

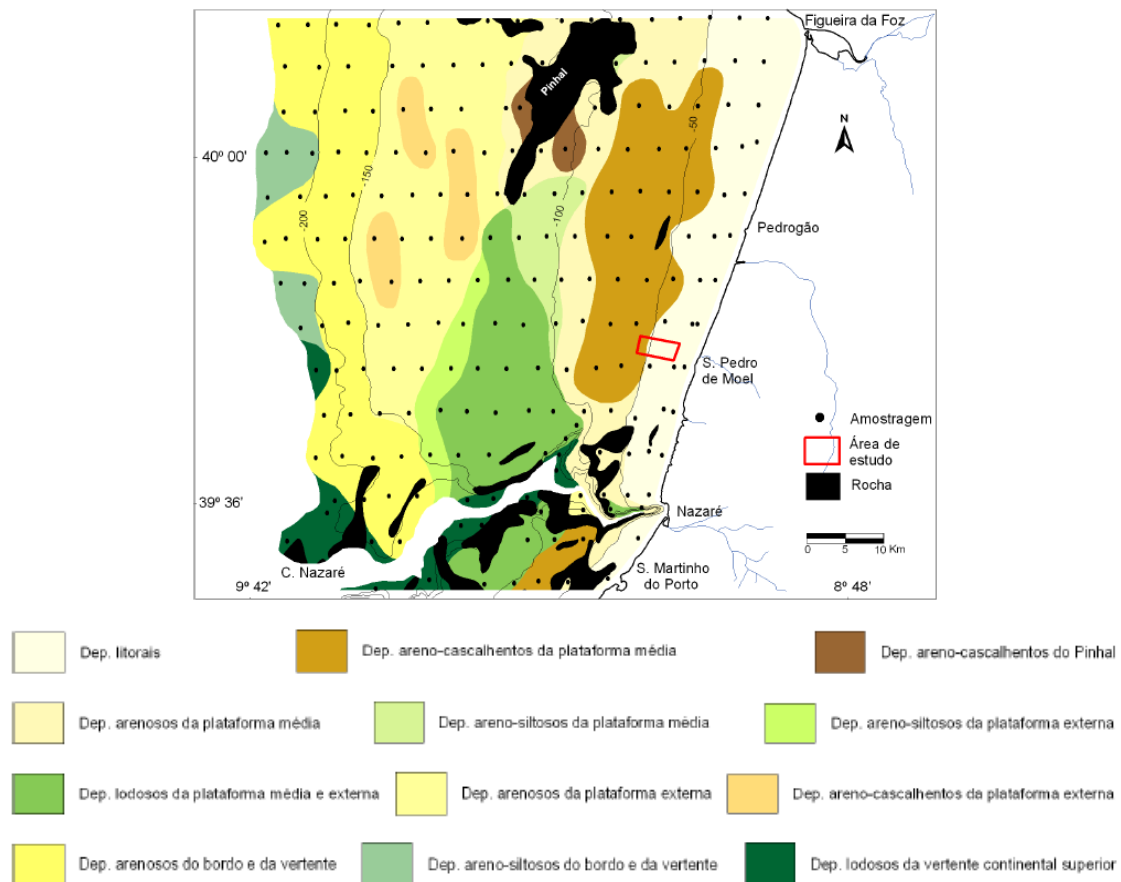


Figura 3.4 - Cartografia dos depósitos sedimentares superficiais<sup>[62]</sup>

Como se constata, existem inúmeros depósitos regionalmente. No entanto, servem os interesses da presente investigação apenas as formações “DL – Depósito litoral” e “DACPM – Depósito areno-cascalhento da plataforma média”, descritos em Pombo <sup>[2]</sup>. Essa descrição é apresentada nos parágrafos seguintes, começando nos depósitos mais recentes.

a) Depósito litoral – DL

Tratam-se de depósitos arenosos com percentagens vestigiais de cascalho, silte e argila, localizados desde o litoral até à batimétrica 50 m. As areias são finas a muito finas e medianamente calibradas, de origem terrígena (90%)

Em termos mineralógicos, o quartzo tem maior representação (54%), perfazendo as micas 14% do total do sedimento; a componente biogénica ronda 20% de representação, e é composta maioritariamente por clastos de moluscos.

b) Depósito areno-cascalhento da plataforma média – DACPM

Paralelamente à costa e subjacentes aos depósitos anteriores, localizam-se entre as batimétricas de 45 e 90 m. São constituídos por cascalho (às vezes representado em mais de 50% do solo marinho); a sua origem é terrígena e compreende clastos de quartzo, quartzito e granito. A fracção arenosa é muito grosseira, bem calibrada, constituída, maioritariamente, por quartzo. Não existe fracção de granulometria inferior a esta última.

A componente biogénica não ultrapassa 9%, sendo constituída, como no depósito anterior, por restos de moluscos.

### 3.1.5 Tectónico e sísmico

O sector em estudo encontra-se na Orla Ocidental Portuguesa. Incluída nesta tem-se a Bacia Lusitaniana, mesozóica, e a Bacia do Baixo Tejo (BBT), cenozoica, contida na maior Bacia do Tejo-Sado e de Alvalade. A primeira compreendeu génese de formações sedimentares ao longo da sua existência, bem como fenómenos magmáticos e diapíricos. A segunda é exclusivamente sedimentar.

Sabe-se que a Bacia Lusitaniana evoluiu ligada à distensão mesozóica que deu origem ao Atlântico Norte, decorrente da fragmentação do continente Pangeia. Estes eventos começaram no Triásico e terminaram no Aptiano inferior, altura em que a bacia abortou.

Em termos geométricos, a Bacia Lusitaniana tem 200 km de comprimento na direcção N-S e 100 km na perpendicular, e a sua evolução foi condicionada por dois acontecimentos distintos. Primeiro, deu-se a sectorização da Bacia por falhas tardi-variscas, orientadas N-S (ex: falha Porto-Tomar) e NNE-SSW

a NE-SW (Ribeiro, 2002 *in* <sup>[63]</sup>), sendo que estas duas últimas resultaram da imposição de um regime de cisalhamento direito à placa Ibérica, há cerca de 300-280 M.a..

A abertura do Atlântico Norte durante o Mesozóico foi feita segundo a direcção E-W, constituindo mais uma delimitação do ponto de vista geométrico da bacia.

A sua geometria foi, portanto, influenciada pelas direcções de fraqueza da crosta, herdadas do substrato varisco e pelo campo de tensões criado na abertura da bacia. Foram estes dois factores que permitiram a sectorização da bacia em *horsts* e *grabens*, definindo sub-bacias, e por conseguinte, a significativa diversidade litológica que nela se encontra.

A Bacia Lusitaniana pode ser dividida em 3 sectores tectónicos (Rocha & Soares, 1984, *in* <sup>[63]</sup>). Esta divisão é feita do ponto de vista geométrico e cinemático - Figura 3.5, a saber:

- Sector setentrional: limitado a Sul pela falha de Nazaré;
- Sector central: limitado pelas falhas de Nazaré, a Norte, e Montejunto-Arribe, a Sul;
- Sector meridional: definido pela sedimentação importante no Jurássico superior-Cretácico inferior.

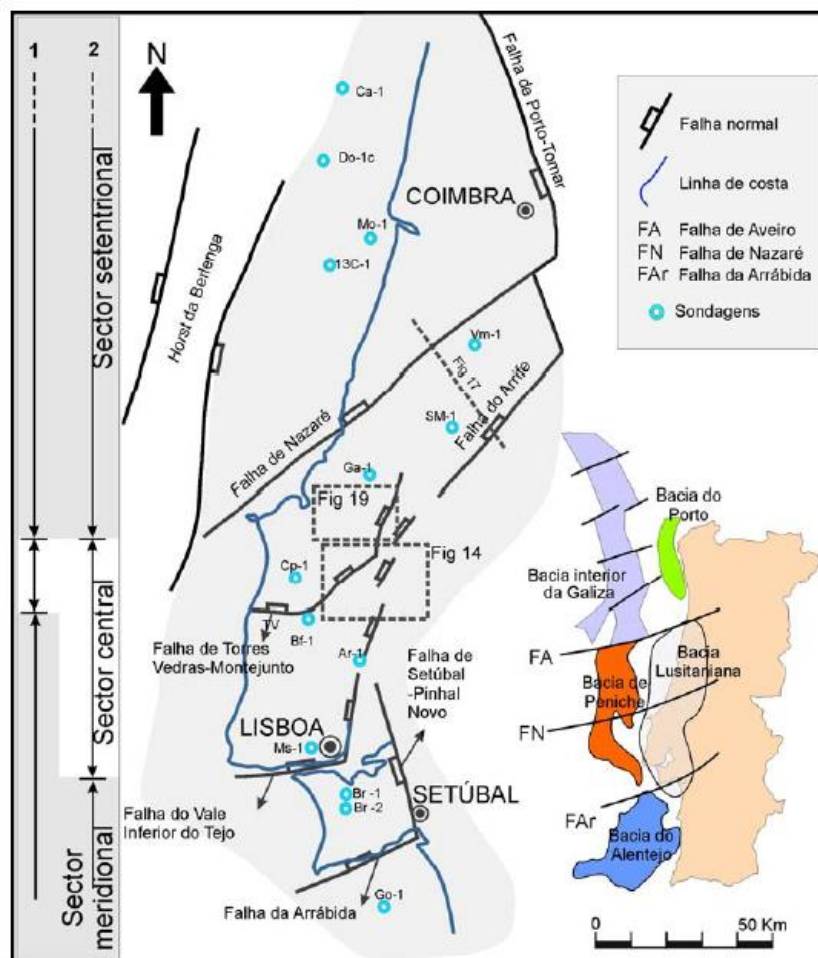


Figura 3.5 - Enquadramento geográfico e tectónico da Bacia Lusitaniana <sup>[63]</sup>

A área em estudo está inserida na região da Bacia Lusitaniana, mais particularmente no seu sector setentrional. Embora à superfície só se encontrem depósitos recentes, em profundidade encontram-se formações meso-cenozóicas carbonatadas afectadas por falhas verticais de orientação NNE-SSW a NE-SW <sup>[61]</sup> e dobramentos cenozóicos. É sobre esta estrutura que se têm a morfologia do fundo marinho actual.

Portugal continental, em contexto tectónico, localiza-se na Placa Euro-Asiática, sendo a falha Açores-Gibraltar o bordo sul da placa com a Placa Africana e a Dorsal Atlântica, a Oeste, a fazer a separação com a placa Norte-Americana - Figura 3.6.

Os movimentos relativos da Falha Açores-Gibraltar são variados. No limite Oeste, no ponto triplo dos Açores, há desligamento (Falha da Glória) e à medida que se percorre a falha em direcção ao continente, o desligamento passa a subducção da Placa Africana sob a Euroasiática na região do Banco de Gorringe, culminando em convergência continental no Mar Mediterrânico <sup>[64]</sup>. A Dorsal Atlântica promove divergência entre as Placas Euroasiática/Africana e Norte-Americana.

Os registos históricos e os estudos conduzidos mostram que sismicidade verificada em território nacional, designadas de interplaca (fenómenos nos limites das placas) ou intraplaca (fenómenos localizados dentro dos limites da placa). No primeiro caso, os sismos são de magnitude elevada e grande profundidade, ao contrário da sismicidade intraplaca, cuja intensidade é menor e mais difusa.

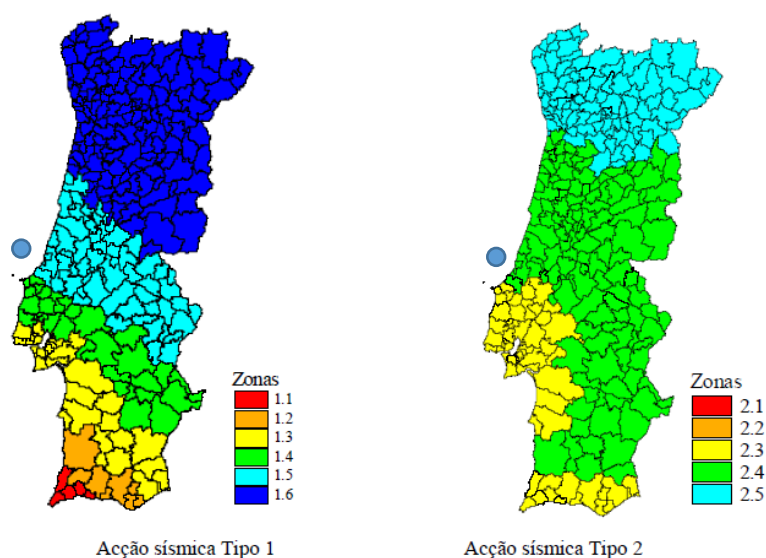
No local de estudo, a estrutura tectónica mais relevante será, porventura, a falha da Nazaré, localizada a Sul da área.



Figura 3.6 – Esboço do contexto tectónico de Portugal <sup>[64]</sup>

A importância do estudo da influência dos sismos no solo da fundação está directamente relacionado com a análise de risco. O risco sísmico é uma medida das perdas económicas e humanas possíveis mediante ocorrência de um evento sísmico conjugadas com a probabilidade de o mesmo ocorrer.

As acções sísmicas podem ser divididas em dois tipos: a de Tipo 1 refere-se a sismos de magnitude moderada e grande distância focal, ou seja, relativos à sismicidade interplaca (Banco de Gorringe), e a de Tipo 2 a sismos de magnitude elevada e pequena distância focal, ou seja, os sismos intraplaca (Falha da Nazaré). Assim, foi elaborada na EN 1998-1 [65] uma carta que delimita o território em várias zonas consoante a susceptibilidade a cada uma destas acções, numa escala decrescente de sismicidade - Figura 3.7.



O círculo azul esquematiza a localização da área em estudo

Figura 3.7 - Zonamento sísmico em Portugal continental [65]

Em Portugal, tomam-se os valores da Tabela 3.3 para a aceleração máxima de referência  $a_g R$ . Para as acções sísmicas de Tipo 1, o valor de  $a_g R$  aplicável é 0,6, dado a área em estudo inserir-se na Zona Sísmica 1.5; para a sua correspondente da acção sísmica de Tipo 2, o valor de  $a_g R$  é de 1.1, relativo à Zona Sísmica 2.4.

Antes da caracterização da resistência sísmica de uma dada estrutura, é necessário ter em conta os parâmetros aplicáveis em determinadas zonas do território, com base na sismicidade local. Na EN 1998-5 [66] são consideradas várias zonas sísmicas, descritas por um único parâmetro, o valor de referência da aceleração máxima num terreno de tipo C e D (correspondem aos tipos de solo marinhos presentes na área em estudo). Os tipos de terrenos admitidos na norma supramencionada encontram-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.3 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas de Portugal [65]

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

Tabela 3.4 - Tipos de terreno [65]

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

Dado o carácter arenoso do solo marinho que constitui a área em estudo (ver secções 3.1.4 e 3.2), insere-se o mesmo na categoria D da Tabela 3.4.

### 3.1.6 Síntese

Os dados mais relevantes das características da ZP apuradas e explanadas ao longo deste capítulo encontram-se agrupados na Tabela 3.5, proporcionando uma leitura mais fácil e objectiva dos mesmos.

Tabela 3.5 - Principais características apuradas para a área em estudo

Parâmetro		Valor médio	Valor máximo	Observações
Marés	HAT (m)	4,01	-	Medições na Estação da Nazaré
	MSL (m)	2,00	-	
Ondas	Hm0 (m)	2,54	7,40	Medições em Dezembro
	Hmáx (m)	3,71	12,37	
	T <sub>p</sub> (s)	12,8	25	Valor mínimo = 7; Medições em Dezembro
	Hm0 (m)	2,04 ± 1,16	8 (ret. = 2 anos)	Valores simulados de 1995 a 2010 com o WaveWatch (Dezembro)
			10 (ret. = 10 anos)	
			12 (ret. = 100 anos); Período 20 s (ret. 100 anos)	
	T <sub>p</sub> (s)	10,49 ± 2,32	-	
Período energético (s)	8,67 ± 2,09	-		
Fluxo energético (kW.m <sup>-1</sup> )	40,01 ± 52,17	724	Medições no Inverno	
Correntes	Velocidade (mm.s <sup>-1</sup> )	86,9	188,8	
		50	-	Medições na batimétrica 30 m
		200	-	Ventos de 30 km/h
Vento	Velocidade (m.s <sup>-1</sup> )	4,9	12,1	Medições no Inverno a 3,5 m acima do MSL. Ventos de Este com componente dominante de Norte

### 3.2 Caracterização geotécnica

O resultado da cartografia de superfície em conjugação com a prospecção geofísica e caracterização laboratorial de amostras superficiais e verticais resultou num modelo geológico e geotécnico da área em estudo. Os ensaios conduzidos nos solos da área em estudo por Pombo <sup>[2]</sup> encontram-se listados abaixo e os seus resultados nas Tabelas 3.6 e 3.7:

- Análise granulométrica (método de peneiração e método de difracção laser);
- Teor em água;
- Peso volúmico
- Densidade das partículas sólidas;
- Carbono Inorgânico Total – CIT;
- Difracção de raios X – DRX;
- Velocidade de ultrassons (ondas P);
- Susceptibilidade magnética;
- Ensaio triaxiais;
- Radiografias;
- Limites de Atterberg;

Tabela 3.6 - Parâmetros granulométricos das três unidades cartografadas na Figura 3.8

Depósito	Cascalho-arenoso	Areno-siltoso	Arenoso
Ambiente de deposição	Marinho-marginal	Marinho	
Classificação USCS	GW	SP-SM	SP
Batimétricas (m)	55 – 61	45 – 55	30 – 45
% cascalho	78 (bem graduado)	0	0
% areia	19	91 (fina, mal graduada)	97 (fina)
% finos	3	9	< 3
C <sub>u</sub>	5,62	3,89	1,95
C <sub>c</sub>	2,31	1,68	1,02

Foi possível definir duas unidades geotécnicas, com base na granulometria dos solos. A cartografia de superfície com base nesses ensaios em conjunto com a informação recolhida com a geofísica - *backscatter* (dados de reflectividade acústica) resultou na carta da Figura 3.8 e no modelo geológico da Figura 3.9, com espaçamento batimétrico de 5 m. Da batimétrica 30 m a 45 m, o depósito superficial predominante são as areias mal graduadas, SP. Até à batimétrica 55 m têm-se areias mal graduadas com silte, SP-SM, que até ao limite da carta, nos 60 m, dão lugar a cascalho bem graduado GW.

Para o mesmo espaçamento, na Figura 3.9 (a), as unidades SP e SP-SM são agrupadas, com base nos dados da Tabela 3.6. e na prospecção geofísica numa unidade arenosa, U1, que sobrepõe uma unidade cascalhenta, U2, que consiste em cascalho bem graduado GW, como supramencionado. Esta junção encontra-se na Tabela 3.7. Por fim, a Figura 3.9 (b) mostra o modelo geomecânico elaborado pelo mesmo autor. Têm-se como unidades mais representativas as areias mal graduadas (SP), as areias siltosas mal graduadas (SP-SM) e os cascalhos arenosos (GW).

Tabela 3.7 - Características das unidades geotécnicas cartografadas [2]  
*Média (mínimo - máximo)*

Propriedades dos solos	Unidade geotécnica	
	Depósito arenoso	Depósito de cascalho arenoso
Ondas compressoriais P (m.s <sup>-1</sup> )	1785 (1625 – 1990)	2195 (1825 – 2540)
Classes (%)	Cascalho: 1 (0 – 5) Areia: 91 (79 – 96) Silte + argila: 8 (3 – 19)	Cascalho: 39 (12 – 63) Areia: 53 (32 – 73) Silte + argila: 3 (1 – 6)
Teor em água (%)	23 (14 – 37)	13 (8 – 21)
Peso volúmico aparente (kN.m <sup>-3</sup> )	19 (17 – 21)	-
Teor em CaCO <sub>3</sub> (%)	---	4 (2 – 10)
Tipos de solos (USCS)	SP; SP-SM; SW-SM; SM; SW	GW; GW-GM
Espessura do depósito (m)	1 – 7	5 – 8
Ambiente sedimentar	Marinho	Marinho-marginal
Observações	- Aflorante em profundidades inferiores a 55 m - Espessura de 1 m na batimétrica de 55 m, aumentando progressivamente até 7 m	- Aflorante na zona mais profunda e coberta pelo depósito arenosa profundidades inferiores a 55 m - Espessura de 5 m a Oeste e 8 m a Este

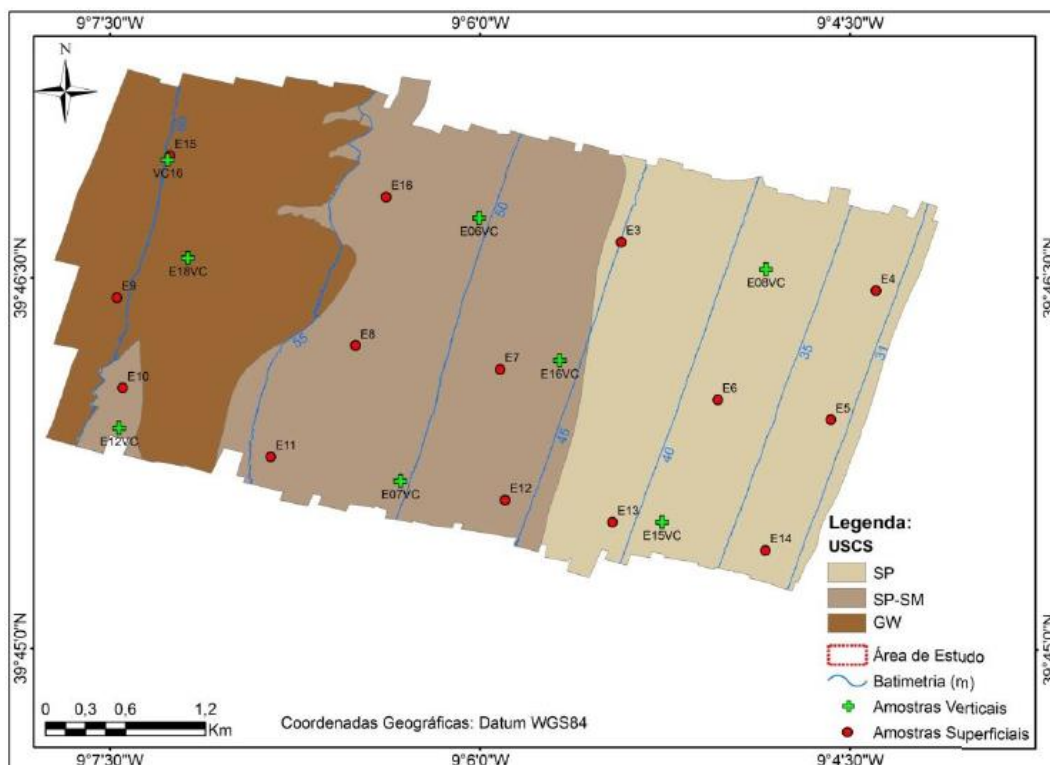


Figura 3.8 - Mapa dos depósitos sedimentares superficiais da área em estudo realizado com base nos ensaios laboratoriais e na informação de retrodispersão do *backscatter* [2]

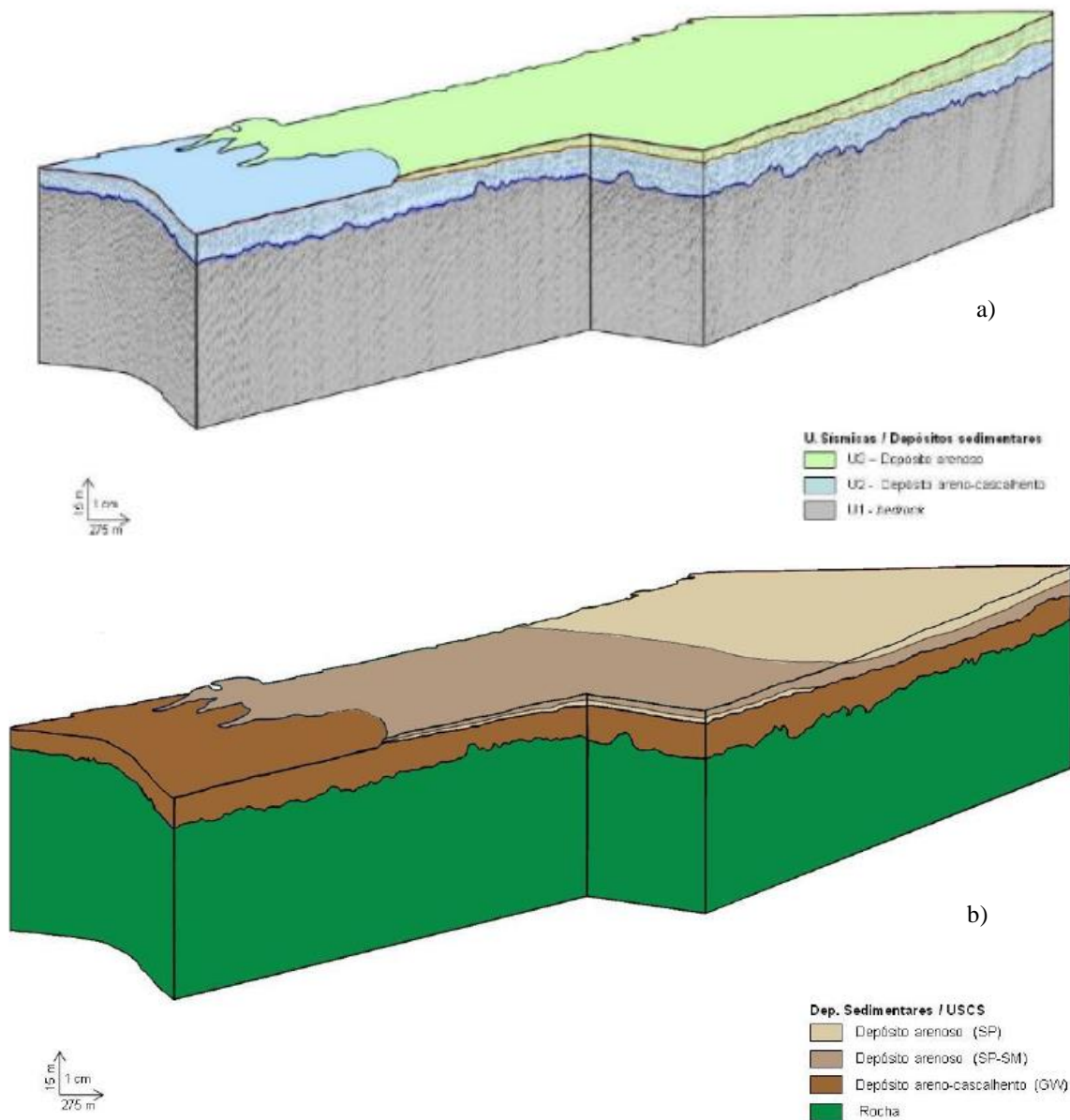


Figura 3.9 - Modelos geológico (a) e geomecânico (b) da área em estudo [2]

Para um correcto dimensionamento da fundação e modelação do fenómeno em estudo nesta dissertação, é necessário conhecer os parâmetros resistentes do solo que, conjugados com o conhecimento das solicitações às quais a fundação vai estar submetida, determinam se o solo tem capacidade portante para a mesma.

O ensaio triaxial foi o método de determinação dos parâmetros escolhido por Pombo [2]. Serve como complemento da cartografia, dos ensaios de laboratório e sísmica, culminando na determinação dos parâmetros de resistência do solo e num modelo geomecânico da área em estudo. Foram realizados em amostras de três perfis verticais, constituindo 10 provetes no total. Apresentam-se, na Tabela 3.8, os parâmetros resistentes do solo obtidos por Pombo [2]. Constituem os dados de entrada para a modelação 3D no que diz respeito às características do solo marinho.

Tabela 3.8 - Parâmetros resistentes dos solos

	E12VC			E08VC			E06VC				Amostra vertical
	0,93 – 1,11	0,75 – 0,93	0,57 – 0,75	1,10 – 1,28	0,92 – 1,10	0,74 – 0,92	1,48 – 1,66	1,30 – 1,48	1,12 – 1,30	0,72 – 0,89	Nível (m)
15	14	13		12	11	10	9	8	7	5	Provete
SW-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP-SM	SP	SP	CL	SP	USCS
240	60	120	40	20	120	20	410	100		40	q (kPa)
45,6	67,2	97,9	19,9	22,8	58,5	15,9	293,3	16,9		28,8	E <sub>50</sub> (MPa)
-	0,29	0,23	0,24	0,31	0,28	0,30	0,33	0,34		0,22	v
-	44	44	44	44	44	44	39	-		39	φ <sub>p</sub> (°)
-	33,4	33,4	33,4	33,4	33,4	33,4	35,2	-		35,2	φ <sub>cv</sub> (°)
-	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	9,0	-		9,0	c <sub>p</sub> (kPa)
-	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6	15,6	6,0	-		6,0	Ψ (°)
-	16,3	16,3	16,3	16,3	16,3	16,3	17,4	-		17,4	γ (kN.m <sup>-3</sup> )



## 4 MODELAÇÃO 3D DE UMA FUNDAÇÃO POR GRAVIDADE EM OFFSHORE

Para a modelação 3D a que o autor se propõe, são necessárias algumas considerações a nível geotécnico, aerodinâmico e hidrodinâmico. Depois de identificadas as forças que actuarão no aerogerador, requer-se uma análise, recorrendo para isso, a normas e recomendações nacionais e europeias com vista ao dimensionamento prévio da fundação – secção 4.1. Este estudo é conduzido, aproximando o comportamento da fundação ao de uma sapata de forma circular de grande diâmetro.

A secção 4.2. dedica-se à modelação 3D com recurso ao MEF de uma fundação por gravidade, à sua apreciação e validação analítica dos resultados obtidos. O objectivo é determinar se a estrutura de fundação em estudo é adequada para instalação na área apresentada anteriormente (ver secção 3.1) sob o ponto de vista estático.

### 4.1 Considerações e pressupostos teóricos da modelação

Nesta subsecção, o foco será dado, primeiramente, às regulamentações e às recomendações aplicáveis à estrutura que se pretende implantar. De seguida, serão expostos os aspectos técnicos mais relevantes ao dimensionamento da fundação.

#### 4.1.1 Normas e recomendações aplicáveis

O dimensionamento correcto de uma estrutura, qualquer que seja a sua natureza, pressupõe a verificação de determinadas condições, regras e valores de referência. Estes encontram-se expressos em normas e recomendações.

No caso de Portugal, têm-se os Eurocódigos Estruturais, que totalizam nove normas (NP); a nível europeu, cada país adopta as suas normas consoante a sua necessidade, experiência e condições de aplicação.

Para a estrutura de betão e aço para a qual o estudo se pretende conduzir, as normas escolhidas foram nacionais e norueguesas, dada a experiência que se tem neste último país no que concerne a implantação de fundações por gravidade e cujas directrizes apresentam maior especificidade do que as normas portuguesas. Consultou-se ainda, uma norma do *American Petroleum Institute* - API <sup>[67]</sup>. Listam-se, abaixo, os documentos considerados:

— Portugal:

- NP EN 1990 Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas <sup>[68]</sup>;
- NP EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em estruturas <sup>[69]</sup> <sup>[70]</sup>;
- NP EN 1997 Eurocódigo 7: Projecto geotécnico <sup>[71]</sup>;

- NP EN 1998 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos <sup>[65]</sup> <sup>[66]</sup>;
- Noruega:
  - DNV-OS-J101: *Design of offshore wind turbine structures* <sup>[43]</sup>;
  - DNV-OS-C502: *Offshore concrete structures* <sup>[72]</sup>;
  - DNV-RP-C205: *Environmental conditions and environmental loads* <sup>[73]</sup>;
- Estados Unidos da América:
  - API 2A-WSD: *Recommended Practice for Planning, Designing and Contructiong Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design* <sup>[67]</sup>.

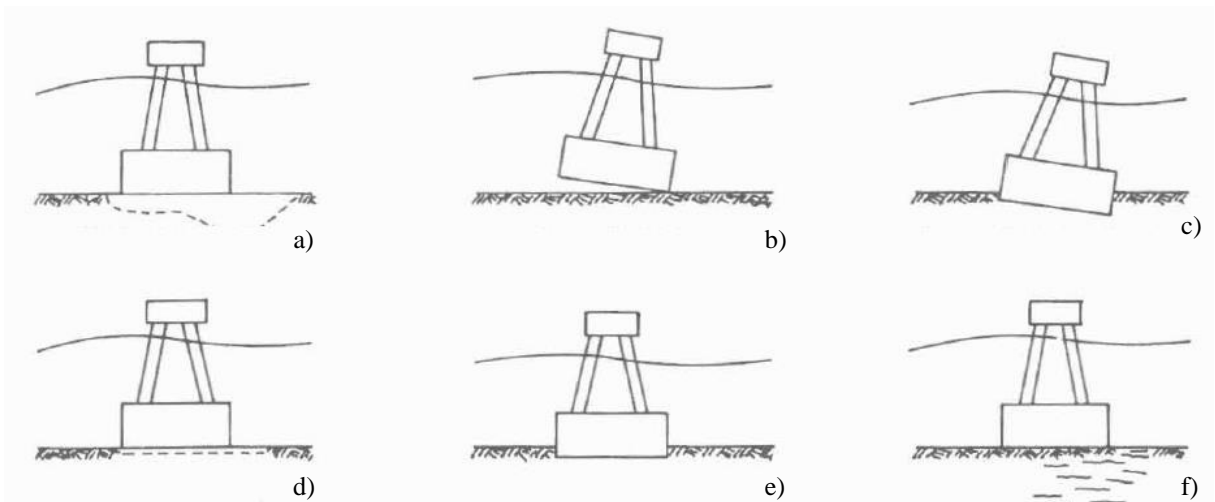
## 4.1.2 Solicitações

### 4.1.2.1 Estados limite

O estado limite é uma condição na qual uma estrutura ou componente da mesma não satisfaz as condições de funcionalidade do projecto. A DNV <sup>[43]</sup> define o Estado Limite Último (ELU), Estado Limite de Fadiga (ELF), Estado Limite em caso de acidente (ELA) e Estado Limite de Serviço (ELS), que consistem no seguinte – Figura 4.1:

- ELU, resistência máxima até à rotura:
  - Colapso ou deformação excessiva;
  - Perda de equilíbrio estático/tombamento;
- ELF, resistência máxima sob acções de natureza cíclica:
  - Dano cumulativo devido a cargas repetidas;
- ELA, dano em componentes devido a acidente ou falha operacional:
  - Dano estrutural causado por acidentes ou por perda de resistência da estrutura danificada;
- ELS, resistência máxima para níveis de funcionalidade:
  - Deformações que podem alterar a distribuição das cargas;
  - Movimentações que excedam a limitação do equipamento;
  - Deformações devidas a alterações de temperatura.

Os vários tipos de instabilização e rotura do solo apresentam-se na Figura 4.1. À excepção da instabilização por liquefacção, todos os outros tipos de rotura ou colapso terão uma análise numérica, feita pela modelação 3D, ou analítica – secção 4.2.



a) Resistência ao carregamento; b) Tombamento; c) Assentamentos diferenciais; d) Deslizamento; e) Assentamento excessivo; f) Liquefacção do solo (estática ou dinâmica)

Figura 4.1 - Tipos potenciais de rotura de uma fundação directa marinha <sup>[74]</sup>

#### 4.1.2.2 Cargas permanentes

As cargas permanentes são aquelas que não variam em magnitude, posição ou direcção num dado período temporal <sup>[43]</sup>. Para o caso em estudo, tomam-se como exemplo as seguintes:

- Massa da fundação;
- Massa da torre de suporte;
- Massa do rotor e da turbina;
- Impulsão na fundação;

Note-se que a massa da turbina e do rotor vão provocar um momento no aerogerador por serem cargas excêntricas. As demais forças são aplicadas axialmente, não induzindo assim momentos.

No caso de estudo, tomou-se 69 MN como única carga estática, correspondendo ao peso submerso do aerogerador (ver secção 4.2.1).

#### 4.1.2.3 Cargas variáveis

As cargas variáveis, como definidas em DNV <sup>[43]</sup>, são cargas que apresentam variações de magnitude, posição e direcção durante um dado período e que estão associadas a operações e uso das instalações, tais como:

- Pessoal;
- Cargas impostas por guias;

- Impactos de embarcações;
- Atracamentos;
- Cargas associadas a operações de instalação;
- Cargas devidas a material armazenado e equipamento;
- Lastros;
- Botes salva-vidas.

Por dificuldade de determinação com os elementos disponíveis na literatura, desconhecimento da variabilidade das cargas e por apresentarem magnitude inferior às cargas ambientais e estáticas, não são consideradas no dimensionamento no âmbito desta dissertação.

#### 4.1.2.4 Cargas ambientais

As cargas ambientais, segundo DNV <sup>[43]</sup> (no EC7 denominam-se como *variáveis*), são aquelas cuja magnitude, posição e direcção num dado período de tempo e origem são externas à estrutura e a causas antropogénicas. Exemplos das mesmas são <sup>[43]</sup>:

- Vento;
- Ondas;
- Sismos;
- Marés;
- Crescimentos bióticos na fundação;
- Neve e gelo.

##### a) Vento

As cargas do vento em estruturas são dependentes do tempo e da velocidade do ar, variando em direcção, no espaço e no tempo. A resposta de uma estrutura ao vento pode ser de dois tipos: estática e ressonante (por excitação perto da frequência natural de vibração) <sup>[73]</sup>.

Tendo o aerogerador uma altura de cerca de 100 m, é necessário considerar a variação da velocidade do vento em altitude - aumenta a magnitude com a altura. Esta variação é explicada e modelada segundo leis, nomeadamente a logarítmica, de potência e a de Frøya, sendo esta última a mais adequada a cenários *offshore* <sup>[73]</sup> (Eqs. 1, 2 e 3).

$$U(T_x, z_v) = U_0 \cdot \left( 1 + C \cdot \ln \frac{z_v}{H_{ref}} \right) \left( 1 - 0.41 \cdot I_U \cdot \ln \frac{T_x}{T_0} \right) \quad Eq. 1$$

$$C = 0.0573 \cdot \sqrt{1 + 0.148 \cdot U_0} \quad \text{Eq. 2}$$

$$I_U = 0.06 \cdot (1 + 0.043 \cdot U_0) \cdot \left( \frac{z_v}{H_{ref}} \right)^{-0.22} \quad \text{Eq. 3}$$

Sendo:

$H_{ref} = 10$  m;

$T_0 = 1$  h;

$T_x < T_0$ ;

$U_0$ : velocidade média para 10 minutos [ $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ ];

$z_v$ : altura [m].

Conhecendo a velocidade do vento a uma dada altitude, pela Eq. 1, é possível calcular a sua pressão e força – Eq. 4 e 5, respectivamente.

$$q_v = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot U_{(T,z)}^2 \quad \text{Eq. 4}$$

Sendo:

$q_v$ : pressão do vento [ $\text{kg}\cdot\text{s}^{-2}\cdot\text{m}^{-1}$ ];

$\rho_a$ : densidade do ar - apêndice F de DNV <sup>[73]</sup> [ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ];

$U_{T,z}$ : velocidade do vento num dado intervalo de tempo e altura [ $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ ].

$$F_W = C_f \cdot q_v \cdot S_p \cdot \sin(\alpha) \quad \text{Eq. 5}$$

Sendo:

$F_W$ : força do vento [N];

$C_f$ : coeficiente de forma [-];

$q_v$ : pressão do vento [ $\text{kg}\cdot\text{s}^{-2}\cdot\text{m}^{-1}$ ];

$S_p$ : área da superfície projectada na direcção do vento [ $\text{m}^2$ ];

$\alpha$ : ângulo de incidência [°].

A teoria cuja formulação é mais direccionada para o cálculo e compreensão das forças envolvidas no movimento das pás de uma turbina é a teoria da quantidade de movimento de elementos de pá (*Blade Element Momentum Theory* - BEM, na literatura anglo-saxónica).

Esta teoria assenta na premissa de que as forças do vento que actuam nas pás do rotor são responsáveis pela variação de momento axial do ar que actua na área das mesmas. É uma combinação da Teoria dos Elementos das Pás com a Teoria da Conservação do Momento (linear e angular).

O procedimento para a sua aplicação consiste na discretização de uma área de controlo radial na pá, que se toma como aerodinamicamente independente da restante pá e que funcionam como aerofólios bi-dimensionais cujas forças e momentos podem ser calculados e integrados na superfície inteira da pá para diferentes ângulos de ataque e velocidade do vento – Figura 4.2 <sup>[75]</sup>.

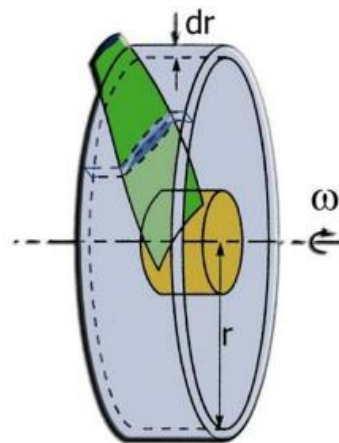


Figura 4.2 - Discretização do volume de controlo,  $dr$ , na pá para aplicação da BEM <sup>[75]</sup>

#### a) 1. Solicitações no rotor

A incidência do vento nas pás do rotor induz duas acções distintas: uma força axial no mesmo e um momento flector, que é transmitido à torre, suportada na ligação rotor-torre.

Devem considerar-se duas forças a actuar nas pás do rotor: a sustentação (*lift*) e o arrasto (*drag*). Quando somadas vectorialmente, constituem a força que move a pá – Figura 4.3. Estas duas componentes da força variam com o chamado ângulo de ataque, que é indicativo da diferença angular entre a passagem do vento e a superfície da pá; constitui um parâmetro importante, pois a conjugação certa das forças de sustentação e arraste, mediante um determinado ângulo de ataque, maximizará o aproveitamento eólico para rotação das pás.

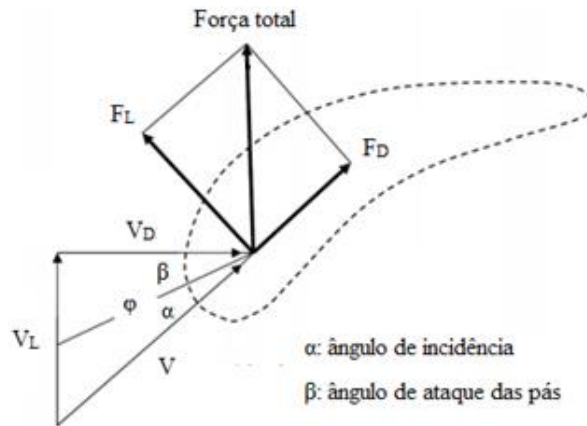


Figura 4.3 – Esquema das forças actuantes numa pá de rotor (adapt.) [76]

A força de sustentação actua na perpendicular do vento, causada pelo Efeito de Bernoulli, que postula uma diminuição de pressão na parte superior da superfície da pá, onde o vento não incide, em relação à secção da pá exposta ao vento, levando ao aparecimento de uma força de direcção perpendicular à superfície e de sentido de baixo para o seu topo (onde não actua directamente o vento e onde se geram pressões negativas). Esta força é denominada de força de sustentação [76] – Eq. 6.

$$F_L = 0.5 \cdot V^2 \cdot C_L \cdot \rho_a \cdot A_L \quad \text{Eq. 6}$$

Sendo:

- $\rho_a$ : densidade do ar [ $\text{kg/m}^3$ ];
- V: velocidade do vento [ $\text{m/s}$ ];
- $A_L$ : secção projectada na perpendicular ao vento [ $\text{m}^2$ ];
- $F_L$ : força de sustentação [ $\text{N}$ ];
- $C_L$ : coeficiente de sustentação [-].

A força de arrasto actua paralelamente ao vento e à superfície da pá. Representa a resistência que a superfície tem à passagem do ar e pode ser quantificada pela Eq. 7.

$$F_D = 0.5 \cdot V^2 \cdot C_D \cdot \rho_a \cdot A_D \quad \text{Eq. 7}$$

Sendo:

- $A_D$ : área da pá na direcção de arrasto [ $\text{m}^2$ ];
- $F_D$ : força de arrasto [ $\text{N}$ ];
- $\rho_a$ : massa volúmica do ar [ $\text{kg/m}^3$ ];
- V: velocidade do ar [ $\text{m/s}$ ];
- $C_D$ : coeficiente de arrasto [-].

Existem, ainda, outras cargas relacionadas indirectamente com o vento, mas directamente com a operação da turbina. Consistem nas forças centrífugas e de Coriolis, devida à rotação das pás, rotação horizontal do eixo do rotor (*yaw*) e forças devidas à travagem das pás.

Byrne & Houlsby <sup>[77]</sup> avançam com um valor típico para cargas no rotor na ordem de 1 MN; acima destes valores o rotor altera a sua configuração geométrica para proteger as pás estruturalmente (função da velocidade máxima do vento suportada).

Na impossibilidade de quantificar com exactidão o valor no caso em estudo, toma-se o valor de 1 MN como máximo esperado e será este o usado na modelação numérica.

#### a) 2. Solicitações na torre eólica

Tomando a torre eólica como um cilindro - Figura 4.4, a força do vento na mesma pode ser calculada com a seguinte equação – Eq. 8 <sup>[78]</sup>:

$$F_D = 0.5 \cdot h \cdot d_c \cdot V^2 \quad \text{Eq. 8}$$

Sendo:

0,5: [kg/m<sup>3</sup>]

F<sub>D</sub>: força de arrasto [N];

V: velocidade do vento [m/s];

d<sub>c</sub>: diâmetro do cilindro [m];

h: altura do cilindro [m].

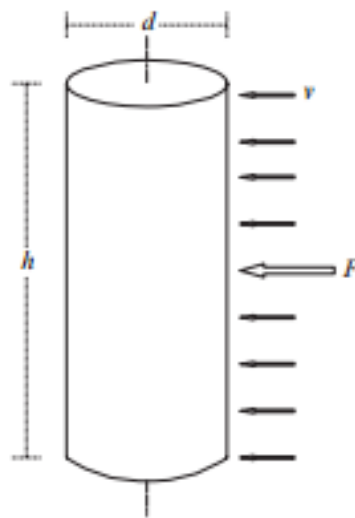


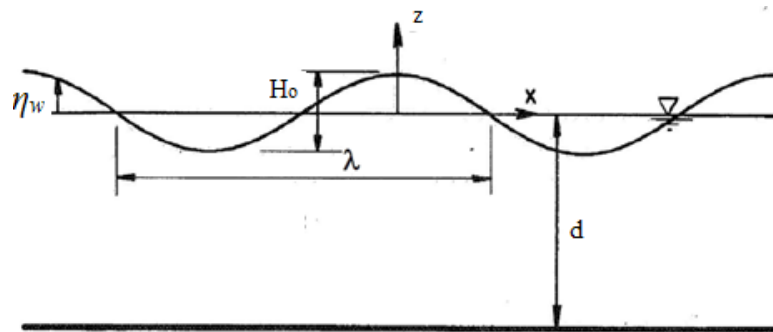
Figura 4.4 – Esquema da força do vento actuante num cilindro <sup>[78]</sup>

Tomando uma torre de suporte com 90 m de comprimento e 6 m de diâmetro (ver secção 2.1.2) e uma velocidade média do vento de  $8 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$  (ver Figura 1.7), vem pela Eq. 8, uma força de 13,2 kN. Este valor, embora tenha uma ordem de grandeza inferior aos restantes e represente uma acção que não é unidimensional, considera-se no modelo numérico e nos cálculos analíticos.

## b) Ondas

As acções hidrodinâmicas provêm da velocidade e aceleração das partículas de água nas ondas e corrente. Cada componente tem de ser analisada individualmente e as suas implicações na estrutura estudadas. Dada a fraca intensidade de corrente na área em estudo <sup>[60]</sup>, esta pode ser desprezada.

As ondas são entidades cuja forma, altura, comprimento e velocidade variam no tempo e espaço - Figura 4.5. A descrição e modelação das mesmas pode ser feita com recurso a aproximações por modelos matemáticos.



d: profundidade;  $\lambda$ : comprimento de onda;  $\eta_w$ : altura;  $H_o$ : amplitude

Figura 4.5 - Parâmetros geométricos de uma onda <sup>[73]</sup>

É necessário definir três parâmetros geométricos para decidir que modelo aplicar em cada caso. São estes a amplitude de onda  $H$ , o período  $T$  e a profundidade  $d$ . Estes parâmetros da onda vão definir outros (Eqs. 9, 10 e 11), que determinarão o intervalo de validade para cada teoria - Figura 4.6.

$$S_i = \frac{H_o}{g \cdot T^2} \cdot 2\pi \quad \text{Eq. 9}$$

$$\mu_p = \frac{d}{g \cdot T^2} \cdot 2\pi \quad \text{Eq. 10}$$

$$U_R = \frac{S}{\mu^3} \quad \text{Eq. 11}$$

Sendo:

$S_i$ : parâmetro de inclinação da onda [-];

$\mu_p$ : parâmetro de profundidade [-];

$U_R$ : número de Ursell [-];

$T$ : período de onda [s];

$g$ : aceleração da gravidade [ $m/s^2$ ];

$H_0$ : amplitude da onda [m];

$d$ : profundidade [m].

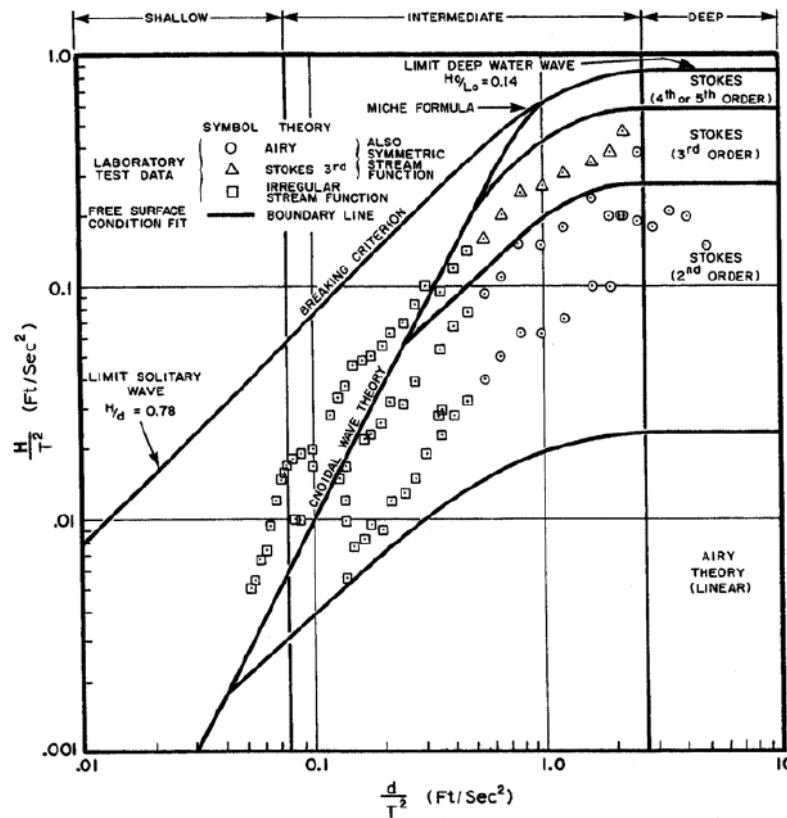


Figura 4.6 - Validade das teorias para cada modelo de onda consoante os parâmetros (Chakrabarti, 1987 in [73])

Com os parâmetros para o caso de estudo, a Figura 4.6 recomenda o uso da expansão de Stokes de 2ª ordem. A elevação da onda, segundo esta lei, é dada pelas Eqs. 12 e 13:

$$\eta = \frac{H}{2} \cos(\theta) + \frac{\pi H^2}{8\lambda} \frac{\cosh(kd)}{\sinh^3(kd)} [2 + \cosh(2kd)] \cos(2\theta) \quad Eq. 12$$

$$\theta = k(x \cdot \cos(\beta) + y \cdot \sin(\beta)) - \omega \cdot t \quad Eq. 13$$

A velocidade da onda é dada pelas Eqs. 14 e 15:

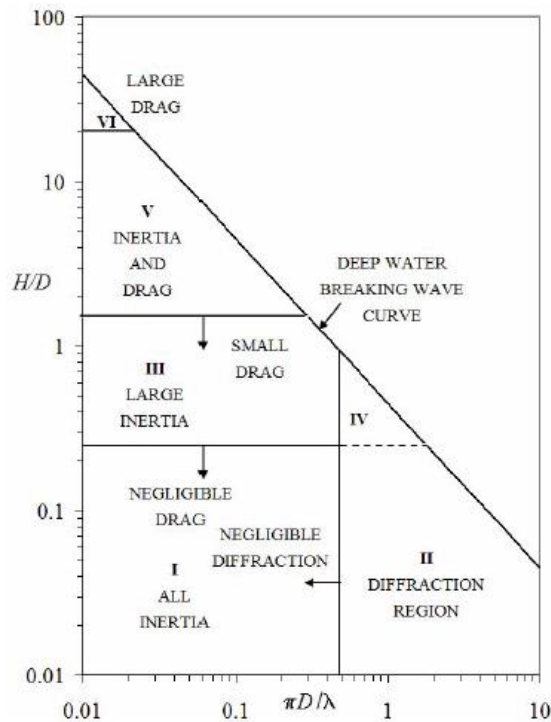
$$c = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \tanh(k \cdot d)} \quad \text{Eq. 14}$$

$$k = \frac{2 \cdot \pi}{\lambda} \quad \text{Eq. 15}$$

Sendo:

- c: velocidade da onda [m/s];
- d: profundidade [m];
- g: aceleração da gravidade [m/s<sup>2</sup>];
- k: número de onda.

No contexto *offshore*, uma estrutura de grande volume é aquela onde a ordem de magnitude das suas dimensões transversais é semelhante à das ondas que nela actuam. Verifica-se essa condição no caso de estudo, como se pode constatar pelas medidas fornecidas nas secções 2.1.2.3 e 3.1.2.3. Quando assim é, o espectro da força das ondas a considerar é o da difracção <sup>[73]</sup> - Figura 4.7.



*D*: dimensão da estrutura; *H*: altura da onda; *λ*: comprimento de onda

Figura 4.7 - Campos de aplicação para as forças actuantes em estruturas *offshore* (Chakrabarti 1987 in <sup>[73]</sup>)

O impacto das ondas numa superfície cilíndrica, como é o caso, pode ser calculado pelas Eq. 16 e 17, formuladas por Campbell & Weynberg (1980). Byrne & Houlsby <sup>[77]</sup> tomam 3 MN como cargas máximas devidas à ondulação. Este valor será adoptado no modelo numérico como carga horizontal. Será adicionada à força do vento, definida anteriormente (ver secção 4.1.2.4.a) como 1 MN, totalizando assim 4 MN.

$$F_o = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot D \cdot \int_{d+\eta_0}^{d-\eta} u^2 \cdot C_S(y) dy \quad \text{Eq. 16}$$

$$C_S = 5.15 \cdot \left( \frac{D}{D + 19 \cdot s} - \frac{0.107 \cdot s}{D} \right) \quad \text{Eq. 17}$$

Os restantes parâmetros deduzem-se da Figura 4.8.

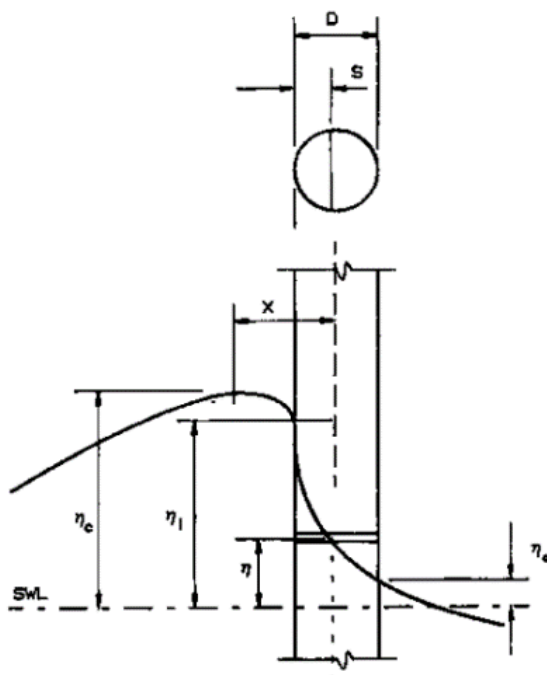


Figura 4.8 - Esquema e dimensões necessárias para o cálculo da força de impacto das ondas (Campbell & Weynberg in <sup>[79]</sup>)

### c) Acção sísmica

#### c) 1. Considerações gerais e de cálculo

Um sismo, quando ocorre, provoca movimentos nas estruturas e solos de fundação. Isto dá-se devido a forças de inércia que actuam em sentido contrário ao da carga dinâmica, existentes devido ao peso e

às reacções entre os componentes estruturais e com o próprio solo. Visto que as cargas sísmicas são variáveis no tempo, estas forças de inércia também o são e, como tal, a análise ao fenómeno tem de ser dinâmica.

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. A acção sísmica é descrita por três componentes vectoriais tri-ortogonais. A representação deste espectro é feita graficamente e relaciona o valor máximo da resposta da aceleração, velocidade e deslocamento em função da frequência do terreno e do valor de coeficiente de amortecimento considerado (Lopes, 2007 *in* <sup>[16]</sup>) - Figura 4.9.

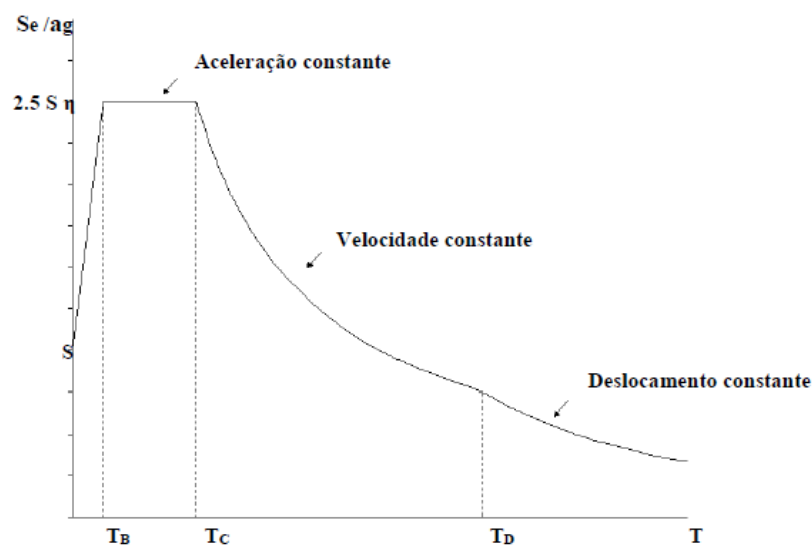


Figura 4.9- Forma do espectro de resposta elástica (Lopes, 2007 *in* <sup>[16]</sup>)

Sendo:

$\eta$ : Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta = 1$  para 5 % de amortecimento viscoso [-];

$a_g$ : Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A [ $m/s^2$ ];

S: Coeficiente do solo [-];

$T_B$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante [s];

$T_C$ : Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante [s];

$T_D$ : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante [s];

$S_e(T)$ : Espectro de resposta elástica [ $m/s^2$ ];

T: Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade [s].

O parâmetro  $S$  é determinado pelas Eqs. 18 a 20:

$$a_g \leq 1 \text{ ms}^{-2} \rightarrow S = S_{max} \quad \text{Eq. 18}$$

$$1 \text{ ms}^{-2} < a_g < 4 \text{ ms}^{-2} \rightarrow S = S_{max} - \frac{S_{max}}{3} \cdot (a_g - 1) \quad \text{Eq. 19}$$

$$a_g \geq 4 \text{ ms}^{-2} \rightarrow S = 1 \quad \text{Eq. 20}$$

O valor do deslocamento à superfície do terreno é dado pela Eq. 21 - Tabela 4.1 e 4.2 <sup>[65]</sup>.

$$d_g = 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad \text{Eq. 21}$$

Sendo:

$a_g$ : valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno de tipo A;

$S$ : coeficiente de solo;

$T_C$ : Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante [s];

$T_D$ : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante [s].

Tabela 4.1 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 1 <sup>[65]</sup>

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,15</i>	<i>0,4</i>	<i>2,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,6</i>	<i>2,0</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>0,20</i>	<i>0,8</i>	<i>2,0</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>

Tabela 4.2 - Valores recomendados dos parâmetros descrevendo os espectros de resposta elástica de tipo 2 <sup>[65]</sup>

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T<sub>B</sub> (s)</i>	<i>T<sub>C</sub> (s)</i>	<i>T<sub>D</sub> (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>B</i>	<i>1,35</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>C</i>	<i>1,5</i>	<i>0,10</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>
<i>D</i>	<i>1,8</i>	<i>0,10</i>	<i>0,30</i>	<i>1,2</i>
<i>E</i>	<i>1,6</i>	<i>0,05</i>	<i>0,25</i>	<i>1,2</i>

Para um correcto dimensionamento sísmico, é necessário obter os parâmetros resistentes do solo. Os parâmetros a considerar são os seguintes, em condições não drenadas:

— Parâmetros de resistência:

- Solos coerentes:

- $C_{um}$ : Resistência ao corte não drenada, ajustada em função da velocidade do carregamento e dos efeitos de degradação cíclica sob a acção sísmica;
- Solos incoerentes:
  - $\tau_{cy,u}$ : Resistência ao corte cíclico não drenada;
- Parâmetros de rigidez e de amortecimento:
  - $G$ : Módulo de distorção - Eq. 22.

$$G = \rho \cdot v_s^2 \quad \text{Eq. 22}$$

Sendo:

$\rho$ : massa volúmica [ $\text{kg/m}^3$ ]

$v_s$ : velocidade de propagação das ondas de corte no terreno [ $\text{m/s}$ ]

Os terrenos deverão ser classificados consoante a velocidade média das ondas de corte  $v_{s,30}$ , calculada pela Eq. 23, para  $h_i$  e  $v_i$  as espessuras e velocidades de corte da  $i$ -ésima camada existente nos 30 m superiores de terreno para deformações por corte iguais ou inferiores a  $10^{-5}$ .

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad \text{Eq. 23}$$

Devido a constrangimentos de tempo, não foi possível proceder a uma análise sísmica, sendo a única carga dinâmica que não constará dos cálculos do modelo numérico e do dimensionamento analítico.

#### c) 2. Classes de importância de edifícios

Os edifícios são classificados em quatro classes de importância em função das consequências do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a protecção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas do colapso <sup>[65]</sup>. Está associado a cada uma das classes da Tabela 4.3, um coeficiente de importância - Tabela 4.4. O aerogerador, pese o investimento que lhe está associado, constitui um edifício de Tipo IV, pois tratando-se de uma estrutura de produção energética, deve ver garantido o seu funcionamento em caso de sismo.

Tabela 4.3 - Classes de importância para edifícios <sup>[65]</sup>

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Tabela 4.4 - Coeficiente de importância <sup>[65]</sup>

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

### 4.1.3 Comportamento do solo

É necessário compreender os fenómenos que ocorrem quando um solo é solicitado. Sob a fundação em estudo, o solo estará sujeito a esforços de compressão e corte. São os dois tipos de resposta que se podem considerar no âmbito da mecânica dos solos e que se pretendem expor nos parágrafos que se seguem.

Por fim, aborda-se a resposta do solo a acções de carga cíclicas e dinâmicas, aspecto particular do estudo que se está a conduzir.

#### 4.1.3.1 Compressão

Os esforços de compressão advêm do peso da estrutura eólica, da fundação e dos momentos que provocam compressão diferenciada do solo (ver secção 4.1.2). Quando um solo é sujeito a um aumento de esforços compressivos, ocorrem três fases de resposta, que se caracterizam em seguida <sup>[80]</sup>:

- i Compressão elástica imediata;
- ii Consolidação;
- iii Fluência.

#### a) Compressão e consolidação

Os solos em questão são do tipo arenoso/cascalhento sem material fino. Por esta razão, toda a compressão (excepto a fluência) se dará imediatamente devido à dissipação da pressão intersticial e, por conseguinte, se considera o carregamento drenado. A deformação volumétrica que se segue, por dissipação desta pressão, toma o nome de consolidação. Dá-se uma redução no volume de vazios do solo, sendo os esforços suportados pelas partículas sólidas. A importância deste fenómeno assenta na determinação do grau de consolidação que ocorrerá e em que período temporal.

#### b) Fluência

A deformação num solo está associada à variação da tensão efectiva, embora muitos solos deformem a tensão efectiva constante<sup>[80]</sup>. Refere-se como fluência à variação do índice de vazios quando a tensão efectiva permanece inalterada ao longo do tempo. Este efeito pode ser desprezado em solos arenosos<sup>[80]</sup> e sê-lo-á, portanto, neste estudo.

### 4.1.3.2 Corte

#### a) Resistência ao corte

A resistência ao corte de um solo depende do seu índice de vazios e da tensão efectiva de corte à qual está sujeito. Em solos arenosos não cimentados, esta resistência é atrítica, dependendo apenas das forças de contacto entre os grãos do solo. Os parâmetros que ajudam a compreender a resistência ao corte são o coeficiente de fricção interna ( $\mu$ ) e o ângulo de atrito interno ( $\varphi$ ). Num material arenoso, atrítico, a resistência ao corte ( $\tau$ ) num plano corte é função da tensão normal ( $\sigma$ ) – Eq. 24, ou seja, do seu peso próprio e da sollicitação exterior, sendo que se deve considerar o atrito de escorregamento entre partículas e as forças geradas devido ao imbricamento, parâmetros dependentes do índice de vazios e da compacidade relativa do solo (Varatojo, 1995 *in* [2]).

$$\tau' = \sigma' \cdot \tan(\varphi) \quad \text{Eq. 24}$$

O facto de haver variação das forças actuantes num solo, implicará que este mude a sua compacidade (conceito de dilatância,  $\psi$ ), ou seja, é necessário ter em conta que o ângulo de atrito é mutável e depende das condições do solo num dado momento; pode-se, no entanto, tomar como valor real aquele que for determinado em laboratório.

Para solos bifásicos (partículas sólidas e água), portanto, solos completamente saturados, a tensão normal é substituída pela tensão efectiva no solo ( $\sigma'$ ) (Eq. 25).

$$\sigma' = \sigma - u \quad \text{Eq. 25}$$

A rotura de um solo dá-se segundo uma superfície - Figura 4.10. Nesta superfície, em todos os seus pontos, a tensão de corte (força instabilizadora) foi superior àquela que lhe permite resistir (simplificação comum, dependente do modelo de resistência considerado), por via da coesão e do ângulo de atrito interno (força estabilizadora).

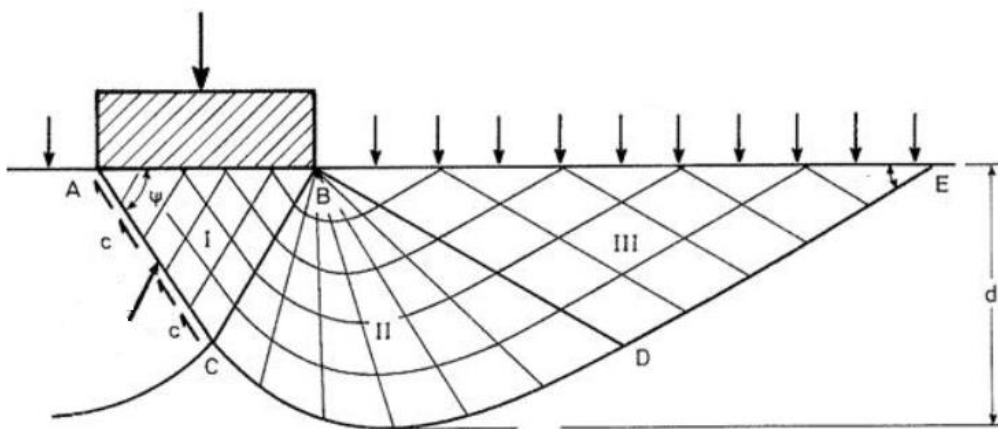


Figura 4.10 – Zonas de corte e forças que se opõem à rotura no solo durante um carregamento <sup>[81]</sup>

#### b) Dilatância

O corte de um solo provoca alterações volumétricas no mesmo; podem ser quantificadas com recurso ao ângulo de dilatação ( $\psi$ ). Pode ocorrer dilatação ( $\psi > 0$ ) ou adensamento ( $\psi < 0$ ). Isto deve-se ao facto de, quando existe uma solicitação, é requerido ao solo que rearranje as suas partículas para acomodar o novo estado de tensões. É importante mencionar a existência do índice de vazios no estado crítico ( $e_{cr}$ ), respeitante à condição de, para tensão de corte constante, não haja alterações volumétricas.

A dilatação ocorre quando, no seu estado natural, o solo apresenta partículas com um empacotamento denso, maior que quando  $e = e_{cr}$ . No extremo oposto, quando as partículas estão soltas e o solo é carregado, dá-se contracção e o volume diminui. Só depois destes acomodamentos ocorrerem na matriz do solo é que se pode dar o corte.

A tendência que um solo apresenta para dilatar ou contrair depende, não só da densidade relativa ( $D_r$ ) mas também da pressão de confinamento efectiva ( $p'$ ). O conhecimento de  $D_r$ , dado pela Eq. 26, é insuficiente para determinar se um solo contrairá ou dilatará; assim, Bolton (1986) *in* Gourvenec & Randolph <sup>[80]</sup> concebeu um Índice de Densidade Relativa ( $I_r$ ), que contempla a pressão de confinamento

do solo e indica a variação volumétrica do solo quando submetido a esforços de corte (Eqs. 27 e 28). O parâmetro  $p_a$  corresponde ao valor de pressão atmosférica (100 kPa).

$$D_R = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad Eq. 26$$

$$I_R = 5 D_R - 1, p' \leq 150 \text{ kPa} \quad Eq. 27$$

$$I_R = D_R \cdot \left( 5.4 - \ln \frac{p'}{p_a} \right) - 1, p' > 150 \text{ kPa} \quad Eq. 28$$

#### 4.1.3.3 Liquefacção

A natureza particulada das areias finas, com ou sem silte, e a sua ocorrência em estados de compacidade relativamente baixa são causas de ocorrência de variação volumétrica devido a distorção (fenómeno de dilatância). No caso dos solos arenosos com pequena percentagem de finos, este fenómeno pode levar à ocorrência de liquefacção, a qual pode suceder numa situação de aumento continuado da tensão de corte (corte monotónico) ou de variação cíclica (corte cíclico).

A resposta do solo dependerá do modo, amplitude e frequência de carregamento. Em solos arenosos, os carregamentos cíclicos geram pressões intersticiais em excesso, por conseguinte, diminuindo a tensão efectiva no leito marinho e provocando deformações, também elas cíclicas, que levam à perda, ao longo do tempo, da resistência ao corte do solo <sup>[80]</sup>.

Quando ocorre um sismo, os solos com dificuldades de drenagem apresentam comportamento de líquido, por perda de coesão e resistência ao corte. Trata-se de um carregamento dinâmico não drenado onde a pressão intersticial é de tal forma elevada que se pode anular a tensão efectiva no terreno, ou seja, é a primeira que suporta todos os esforços impostos ao terreno e, dessa forma, as partículas de solo ficam em condições de flutuar no meio (tensão total  $\approx$  pressão intersticial).

A liquefacção observa-se, maioritariamente, em solos não coesivos e saturados, associada a forças dinâmicas cuja intensidade ultrapassa a resistência ao corte do solo <sup>[82]</sup>. Ocorrem deformações bruscas de corte devido à insuficiência da resistência ao corte de natureza atrítica do solo; compreende-se, também, o conceito de *mobilidade cíclica*, que consiste no desenvolvimento progressivo da pressão intersticial acompanhado de deformações cíclicas crescentes.

Consideram-se como principais os seguintes factores para o desenvolvimento de liquefacção de um solo:

- Idade geológica, relacionada com a cimentação e consolidação do solo;

- Granulometria do solo;
- Estado de compactação;
- História sísmica prévia;
- Intensidade e duração do movimento sísmico.

As cargas cíclicas criam pressões intersticiais que não se dissipam totalmente devido à frequência das cargas e à própria constituição do solo. Em areias, é necessário avaliar a magnitude do excesso de pressão intersticial. Os mecanismos de resposta do solo não são totalmente previsíveis nem existe um modelo que explique esta problemática com todos os parâmetros de solo que nela intervêm; no entanto, é seguro aproximar, para efeitos práticos, com ensaios laboratoriais, a resposta na eventualidade de solicitação dinâmica do solo e os parâmetros geotécnicos do solo que interessam.

Em todo o caso, ensaios para determinação de alguns parâmetros e posterior avaliação do potencial de liquefacção são necessários para a sua correcta avaliação. Em laboratório conduzem-se ensaios de corte triaxial cíclico e rotativo; a sua amplitude e número de ciclos de corte são representativos da perturbação potencialmente introduzida pela acção dinâmica (isto é, com amplitude de corte, frequência e duração capazes de equivalerem a acção devida a uma ocorrência com parâmetros adequados). Em *offshore* podem-se conduzir ensaios CPT <sup>[80]</sup>.

Quando fenómenos ondulatórios ocorrem à superfície do mar, também há perturbação nos fundos marinhos. Daqui resulta um aumento momentâneo da pressão intersticial que pode levar liquefacção do solo. Para avaliar esta liquefacção, designada de estática por oposição à sísmica, devem ser avaliadas a permeabilidade do solo de fundação em amostras indeformadas e o período das ondas que possam embater na estrutura, de modo a avaliar a capacidade drenante do solo, bem como a periodicidade com que será solicitado <sup>[83]</sup>.

## 4.2 Estudo de viabilidade para um aerogerador *offshore* - um contributo

### 4.2.1 Aerogerador e maciço de fundação

A escolha do local de implantação teve em consideração dois factores: declive do terreno e espessura do solo. Em relação ao primeiro, pela carta batimétrica da área de estudo - Figura 3.3, o local de implantação mais favorável situa-se entre as batimétricas 45 e 55 m (declives extremamente fracos). Aqui, a espessura da camada superior de solo (Depósito arenoso, SP) está compreendida de 1 a 2 m e a camada subjacente (Depósito areno-cascalhento, GW) de 6 a 7 m.

De todas as possibilidades de escolha no que concerne ao tipo de fundação, a que dispunha de mais informações publicadas é a solução Vici Ventus® - Figura 2.13. As principais características da fundação encontram-se listadas abaixo (ver 2.1.2.3):

- Fundação: modelo Vici Ventus ®
  - Diâmetro da base: 40 m (cónica);
  - Peso submerso (exemplo prático com rotor, *nacelle*, turbina e torre de suporte): 69 MN.

#### 4.2.2 Modelação por MEF – Code\_Aster e Salome-Meca

O *Code\_Aster* (acrónimo para *Analysis of Structures and Thermomechanics for Studies and Research*) é um *software* de Análise por Elementos Finitos concebido pela *Electricité de France*®. Comporta análise de fenómenos mecânicos, térmicos, hidráulicos ou sísmicos. Estas análises podem ser conduzidas em modo linear e não linear/dinâmico.

O suporte onde se usou o *Code\_Aster* foi um *software* de nome *Salome-Meca*, que oferece uma plataforma genérica para pré e pós-processamento de simulações numéricas. Foi desenvolvido para o sistema operativo *Linux* e, posteriormente, para *Windows*. Foram usados os seguintes módulos:

- *Geometry*: criar, editar, importar/exportar modelos CAD;
- *Mesh*: criar e editar malhas de modelos criados no módulo *Geometry*;
- *Aster*: construir comandos com o *Code\_Aster* (sub-módulo EFICAS);
- *ParaVis*: pós-processamento.

#### 4.2.3 Descrição do modelo 3D

O perfil de solo assumido para o modelo do caso em estudo encontra-se na Figura 4.11. Trata-se de um corte diametral à fundação. Estuda-se seguidamente o estado de tensões para três horizontes de solo, correspondendo o primeiro à superfície de contacto da fundação com o solo (profundidade de 0 m), o segundo ao limite entre os dois solos (SP e GW) e, por fim, o limite com o substrato rochoso. Para cada um destes horizontes, fez-se o cálculo das tensões total e efectiva em pontos directamente abaixo do centro da fundação e no seu bordo consoante os parâmetros da Tabela 4.5. Tomou-se como batimétrica de 50 m o local de implantação do aerogerador e é este que se usa nos cálculos.



Figura 4.11 - Perfil de solo antes da instalação da fundação

Tabela 4.5 - Parâmetros do perfil de solo

Material	Coluna de material (m)	Peso volúmico saturado (kN/m <sup>3</sup> )
Solo SP (1)	2	17,4
Solo GW (2)	7	20,0

A malha escolhida para conceber o modelo numérico é a tetraédrica - Figura 4.12. Dada a envergadura da fundação, é de interesse usar uma malha cujos elementos possibilitem uma maior discriminação dos volumes, quando comparadas com outras. Por comparação com as malhas hexaédricas e poliédricas, a contagem de elementos volumétricos, é superior para a malha tetraédrica, pelo que constitui uma vantagem em relação às demais - Figura 4.13. Os elementos consistem em tetraedros (4 vértices, 6 arestas e 4 faces triangulares).

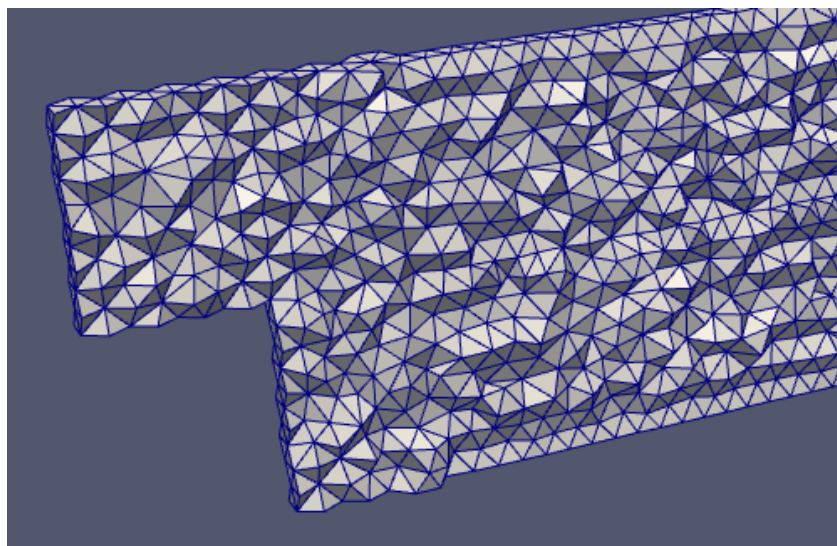


Figura 4.12 - Exemplo de malha tetraédrica <sup>[84]</sup>

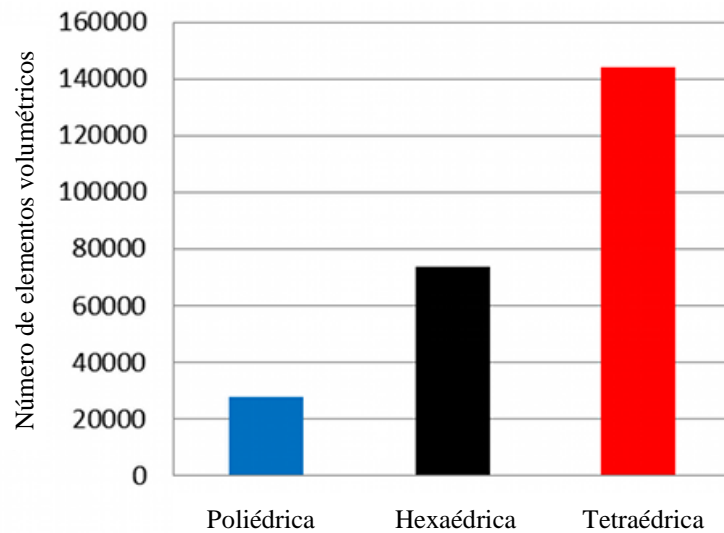


Figura 4.13 - Comparação volumétrica entre malha tetraédrica, hexaédrica e poliédrica [84]

Na malha usada na modelação, foram criados 39.911 nós, 27.175 elementos lineares (arestas) e 212.734 elementos volumétricos (tetraedros). Uma vista geral da malha observa-se na Figura 4.14. Os volumes estruturais do modelo são um cilindro de diâmetro 40 m e 5 m de altura, correspondente à base da fundação e três paralelepípedos a representar duas camadas de solo e uma de leito rochoso, com espessuras de 2, 7 e 20 m, respectivamente.

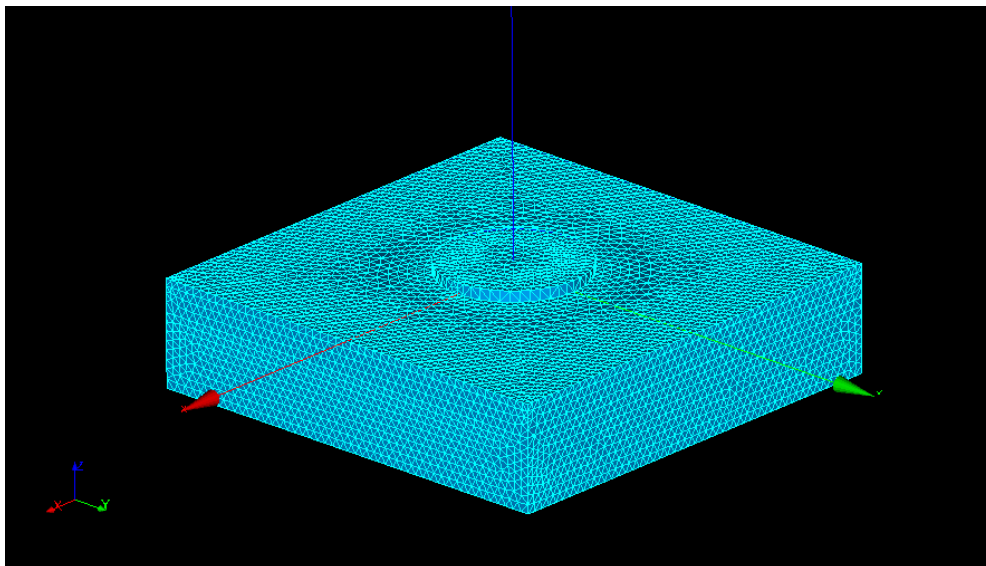


Figura 4.14 - Malha do modelo 3D

As dimensões do bloco do MEF são 120 m x 120 m x 29 m. Garante-se assim, volume suficiente para não haver restrições para a aplicação e dissipação das acções. Na componente vertical, escolheu-se um excedente de 20 m (substrato rochoso) pela mesma razão.

## 4.2.4 Modelação numérica

### 4.2.4.1 Carregamentos simples e momento rotacional

Num modelo simplificado do aerogerador, considerou-se a aplicação de uma carga vertical (peso da estrutura e da água sobrejacente à fundação), uma carga horizontal (força das ondas e vento) e um momento rotacional. A existência de um momento vai redistribuir as cargas anteriores, tornando o diagrama de carga trapezoidal, ao contrário do que se esperaria quando as cargas estivessem uniformemente distribuídas - Figura 4.15. O valor máximo e mínimo da nova carga distribuída pode ser calculado pelas Eqs. 29, 30 e 31.

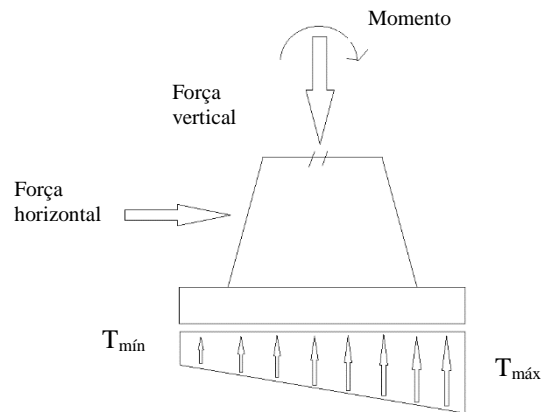


Figura 4.15 - Modelo de equilíbrio para o aerogerador

A carga vertical toma o valor de 69 MN, a horizontal de 4 MN e o momento dessa força é a soma dos momentos causados pelo impacto da ondulação e pela força do vento. Na Tabela 4.6 encontram-se os valores dos braços e forças necessários para calcular o momento total na estrutura, bem como as restantes cargas.

Tabela 4.6 - Forças e momentos actuates no aerogerador

Tipo de carga	Carga	Braço (m)	Magnitude
Força horizontal	Vento no rotor	150	1,00 MN
Força horizontal	Vento na torre	90	0,01 MN
Força horizontal	Ondulação	50	3,00 MN
Força vertical	Peso da fundação	0	69,00 MN
Momento	---	---	300,90 MN.m

Pela Figura 4.15, segundo Allen <sup>[85]</sup>, as tensões máxima e mínima na fundação são dadas por:

$$T_{m\acute{a}x} = \frac{Q_v}{A_f} + \frac{M}{S_A} \quad \text{Eq. 29}$$

$$T_{m\acute{i}n} = \frac{Q_v}{A_f} - \frac{M}{S_A} \quad \text{Eq. 30}$$

$$S_A = \frac{\pi \cdot d_f^3}{32} \quad \text{Eq. 31}$$

Sendo,

$T_{m\acute{a}x}$ : Tensão máxima [Pa];

$T_{m\acute{i}n}$ : Tensão mínima [Pa];

$Q_v$ : Carga vertical = 69 MN;

$M$ : Momento rotacional = 300,90 MN.m;

$S_A$ : Parâmetro de secção = 6283 [m<sup>3</sup>];

$A_f$ : Área da fundação = 1257 m<sup>2</sup>;

$d_f$ : Diâmetro da fundação = 40 m.

Daqui sai que  $T_{m\acute{a}x}$  e  $T_{m\acute{i}n}$  são 102,83 e 6,98 kPa, respectivamente. Pelo valor de tensão mínima, conclui-se que não há tombamento da fundação.

Os resultados obtidos na modelação numérica tiveram como dados de entrada os que constam na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Dados de entrada para a modelação 3D

Material	E (MPa)	$\nu$ [-]	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	Espessura (m)
Solo SP	20	0,3	1740,0	39,0	9,0	2
Solo GW	80	0,3	2000,0	40,0	0	7
Leito rochoso	30000	0,25	2600,0	---	---	20

As cargas e o momento são os seguintes:

- Carga horizontal = 4 MN / 1257 m<sup>2</sup> = 3,18 kPa;
- Carga vertical = 54,89 kPa;
- Momento = 301,19 MN.m.

#### 4.2.4.2 Distribuição de tensões

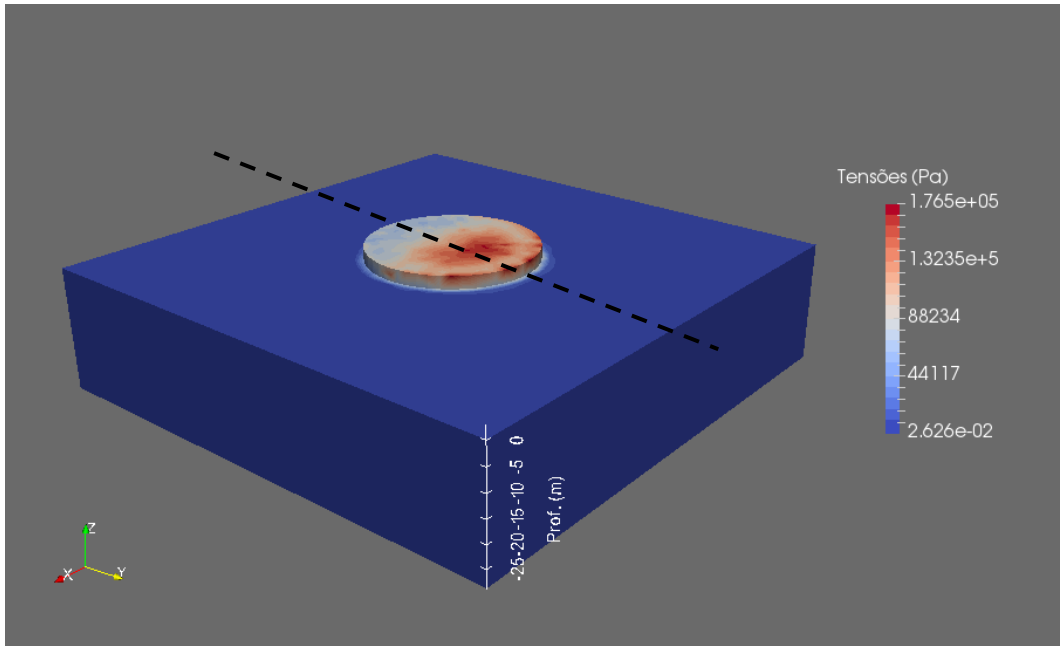
O modelo concebido foi o de uma sapata circular. Nesta sapata foram aplicadas duas cargas distribuídas. Desta secção em diante, é necessário definir qual o sentido destas cargas; a carga vertical distribuída está orientada segundo o semi-eixo negativo  $Oz$  e a componente horizontal segundo o semi-eixo positivo  $Oy$ . Esta última direcção foi a escolhida como a situação de maior solicitação, assumindo que na direcção perpendicular,  $Ox$ , há um equilíbrio de forças (simplificação de modelo). Assumindo a variabilidade da direcção e magnitude das cargas às quais a torre de suporte e a turbina vão estar sujeitas, considera-se o pior caso, onde estas actuam na mesma direcção e sentido, contribuindo para uma maior solicitação conjunta na estrutura, daí a opção pela simplificação do modelo num só eixo.

A vista bi-dimensional é a mais adequada para apreensão das variações das tensões no terreno - Figura 4.17; no entanto apresenta-se uma vista geral do modelo, maioritariamente para contextualização - Figura 4.16.

A carga distribuída foi aplicada à superfície, variando de 7,0 a 102,83 kPa no sentido positivo do eixo  $Oy$ . A carga horizontal de 3,18 kPa seguiu a mesma orientação. Daqui em diante convencionou-se que o semi-eixo positivo,  $Oy$ , tem sempre direcção de esquerda para a direita.

A secção mais crítica onde, porventura, surgirão problemas de deslizamento ou rotura é a base da fundação, do lado direito das imagens apresentadas. Aqui concentram-se cargas na ordem de 100 kPa, como previsto analiticamente, sendo que decrescem em profundidade com uma assimetria devida à distribuição trapezoidal da carga. No horizonte 9 m, onde se encontra o substrato rochoso, as tensões já decresceram até cerca de 70 kPa, com um bolbo de tensões concentrado debaixo da base da fundação, a essa mesma profundidade; lateralmente, a esta profundidade, as tensões decrescem.

Do lado de menor concentração das cargas (esquerda das imagens), à profundidade 0 m (superfície do solo marinho), as tensões são baixas, na ordem de 15 kPa. De notar que este modelo também é afectado pela carga horizontal de 3,18 kPa, pelo que a carga vertical calculada anteriormente terá esse acréscimo, não tendo, no entanto, representação significativa devida a sua magnitude, inferior à carga vertical.



A linha a tracejado representa a orientação para o corte escolhido nas figuras seguintes  
 Figura 4.16 - Vista tridimensional do modelo de carregamento

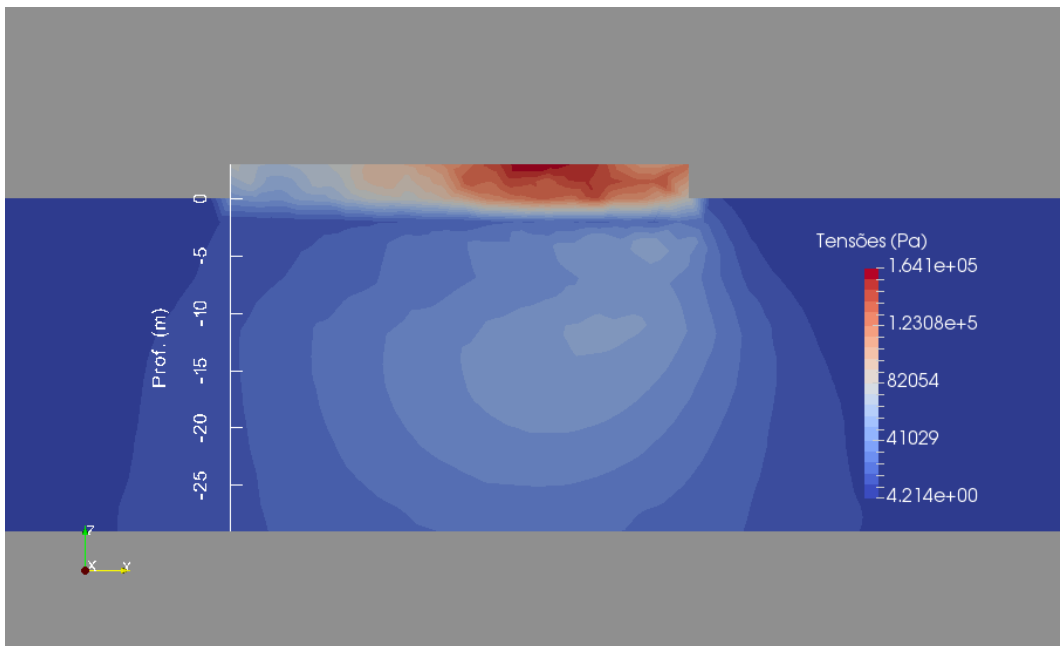


Figura 4.17 - Vista bidimensional do modelo de carregamento

#### 4.2.4.3 Deformação e assentamento

Neste capítulo analisa-se a deformação do terreno, materializada nos assentamentos imediatos obtidos pela modelação anterior.

Na Figura 4.18 têm-se os deslocamentos do modelo em vista tridimensional. A fundação foi concebida como rígida de modo a não deformar sob a carga, e assim carregar o solo infrajacente. Considerando isto, aquela figura mostra que há um assentamento geral da fundação, ainda que reduzido. O assentamento diferencial pode-se explicar pela carga distribuída, com maior concentração de um dos lados da fundação.

Pela Figura 4.19 é mais fácil a leitura dos valores de assentamento. Na base da fundação onde a carga mais elevada é aplicada, há um assentamento total de 1,1 cm, que decresce em direção ao semi-eixo negativo  $Oy$ , onde a carga é de 7 kPa. Para um diâmetro de 40 m, um assentamento diferencial de 1 cm (visto não existir assentamento no outro extremo da fundação, à esquerda na Figura 4.19) corresponde a uma inclinação de  $0,014^\circ$  da fundação.

Até ao horizonte 2 m, onde se modelou a camada de solo SP, os assentamentos são superiores e acompanham de certa forma a rotação da fundação ( $\sim 1$  cm). Abaixo deste nível, até ao horizonte 9 m, os assentamentos são ainda menores ( $\sim 0,3$  cm), podendo considerar-se que a estrutura não assentou. Esta corresponde à camada de solo GW, de características resistentes superiores. Abaixo desse horizonte encontra-se o leito rochoso e os valores obtidos pelo modelo dispararam para valores infinitesimais, sugerindo que encontram uma barreira física indeformável (firme).

Assim, o modelo sugere que os assentamentos totais e diferenciais não são significativos.

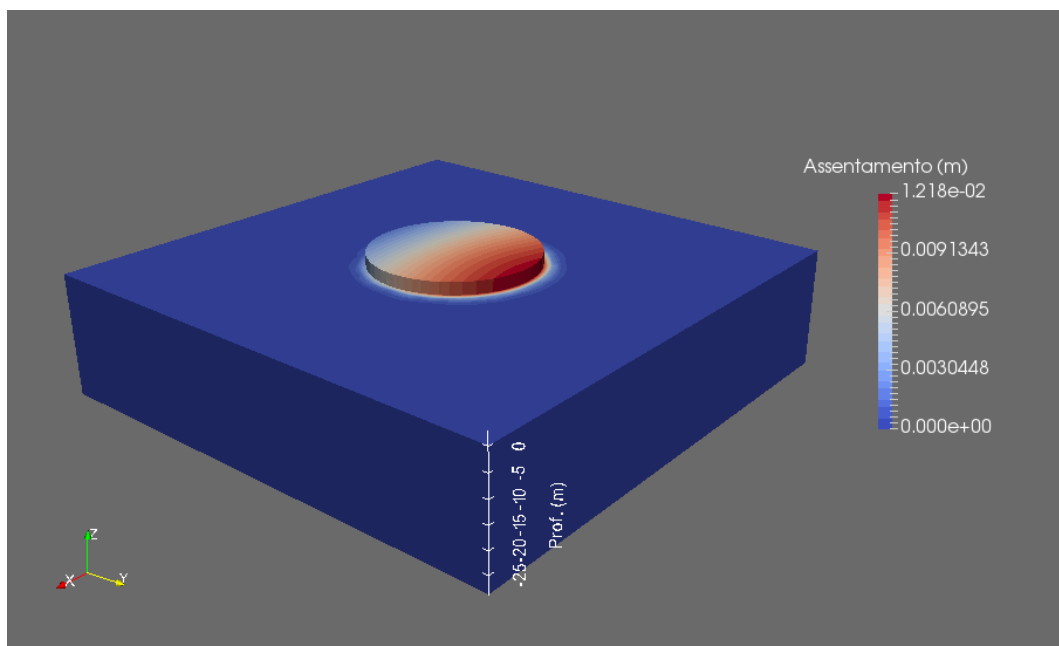


Figura 4.18 – Assentamentos em vista tridimensional

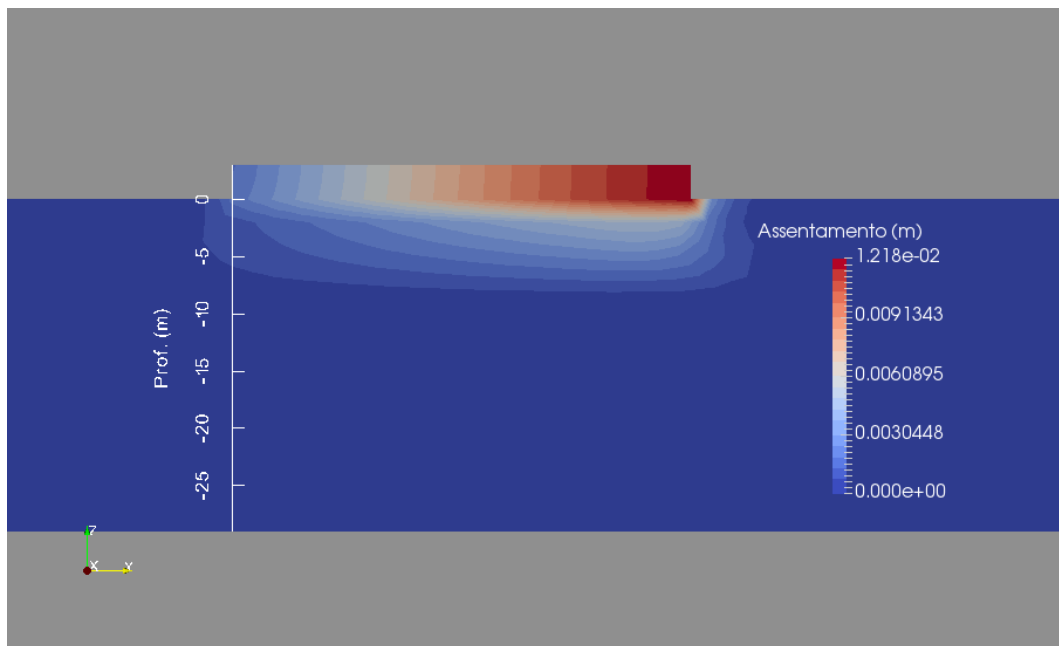


Figura 4.19 – Vista bidimensional dos assentamentos

#### 4.2.4.4 Plastificação do terreno

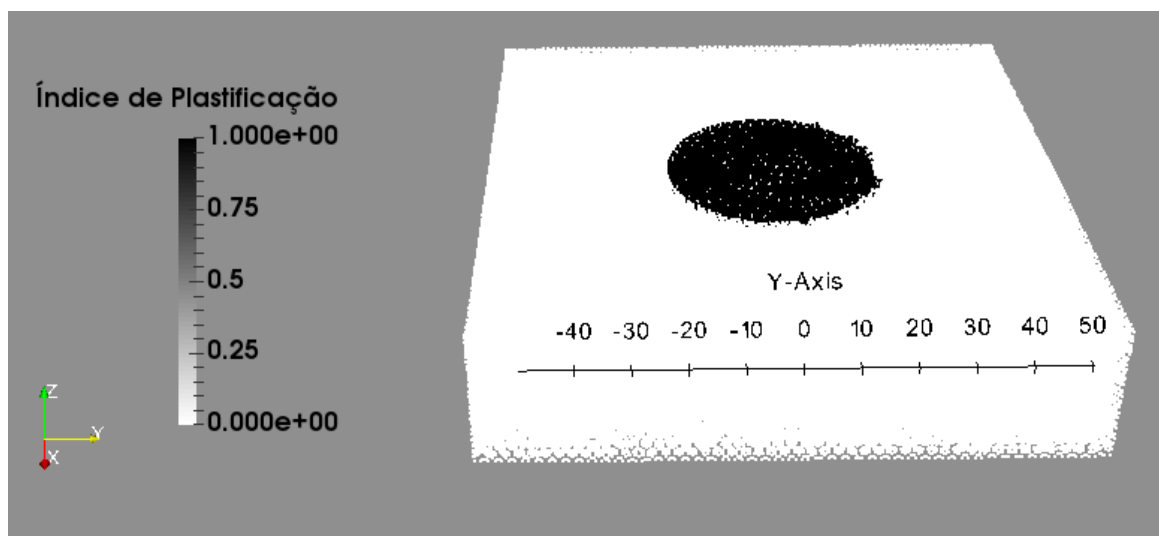
Nesta secção avalia-se o potencial de plastificação do terreno. Apresentam-se três séries de imagens; a primeira - Figura 4.20 e 4.21, corresponde ao estado natural do solo e as duas seguintes apresentam variações do ângulo de resistência ao corte e da coesão do solo – Figuras 4.22 a 4.25. O modelo de plastificação de solo considerado foi o de Drucker-Prager, adequado para solos como os em referência. É um critério semelhante ao de Mohr-Coulomb.

Apresenta-se o modelo sob a forma de pontos porque foi impossível gerar uma superfície de interpolação com cerca de 40.000 nós (malha do modelo); apenas com mais de 100.000 nós era possível aproximar uma superfície e os cálculos eram incomportáveis para o processador utilizado. Assim, apresentam-se os pontos divididos em duas categorias: a primeira toma o valor 0 e indica que não ocorre plastificação do solo; o valor 1 indica que esta se deu.

Para contornar esta condicionante da apresentação, optou-se por apresentar o modelo em cortes perpendiculares ao eixo  $z$ , ou seja, para diferentes profundidades. Verificou-se, globalmente, que a plastificação do solo ocorre para uma espessura de 1,6 a 1,7 m; por essa razão, apresentam-se cortes para a profundidade 0 m e para outra onde se determinou não ocorrer mais plastificação, para o efeito, 1,6 ou 1,7 m.

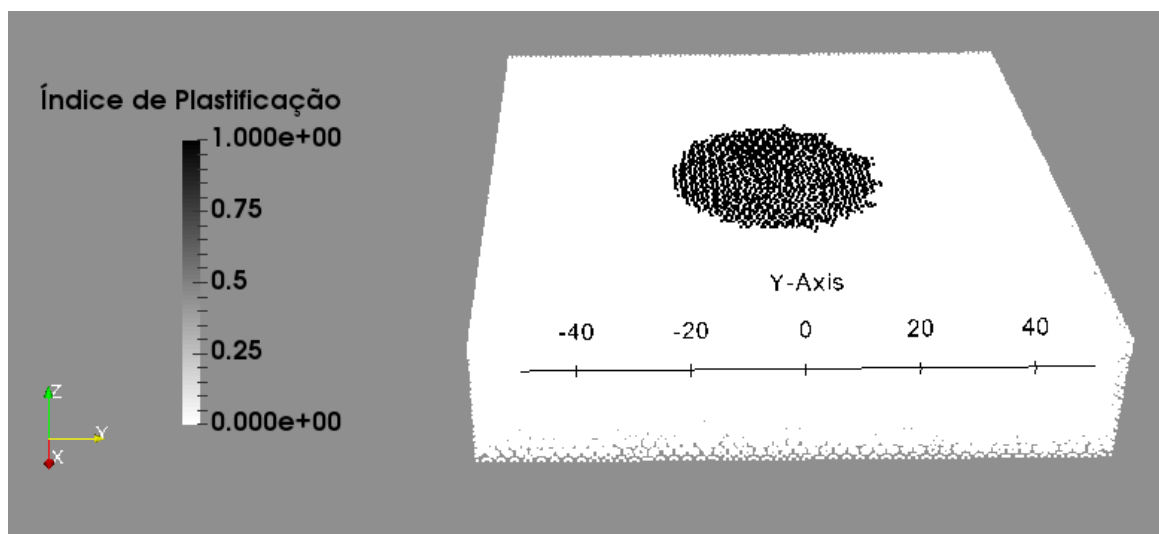
Nas Figura 4.20 e 4.21 têm-se dois cortes horizontais às profundidades 0 m e 1,6 m, respectivamente. Observa-se que o solo entrou em plastificação numa zona bem delimitada pela fundação, surgindo nas

suas margens uma pequena franja de material plastificado. A 1,6 m de profundidade, esta zona mantém-se geometricamente semelhante. Abaixo deste horizonte não se verifica plastificação.



$$\varphi = 39^\circ ; c' = 7,2 \text{ kPa}$$

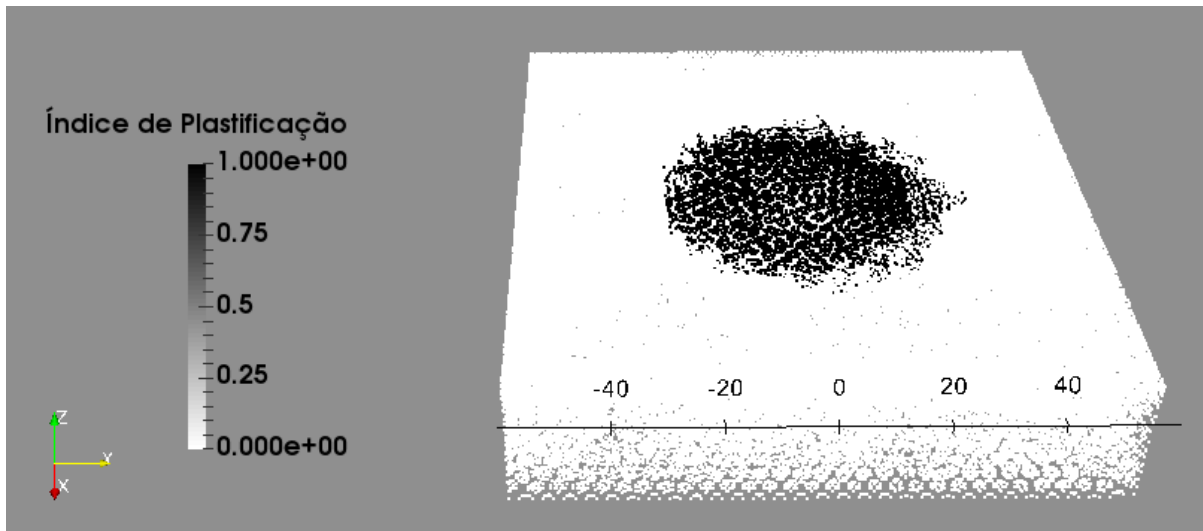
Figura 4.20 - Plastificação do solo no horizonte 0 m



$$\varphi' = 39^\circ ; c' = 7,2 \text{ kPa}$$

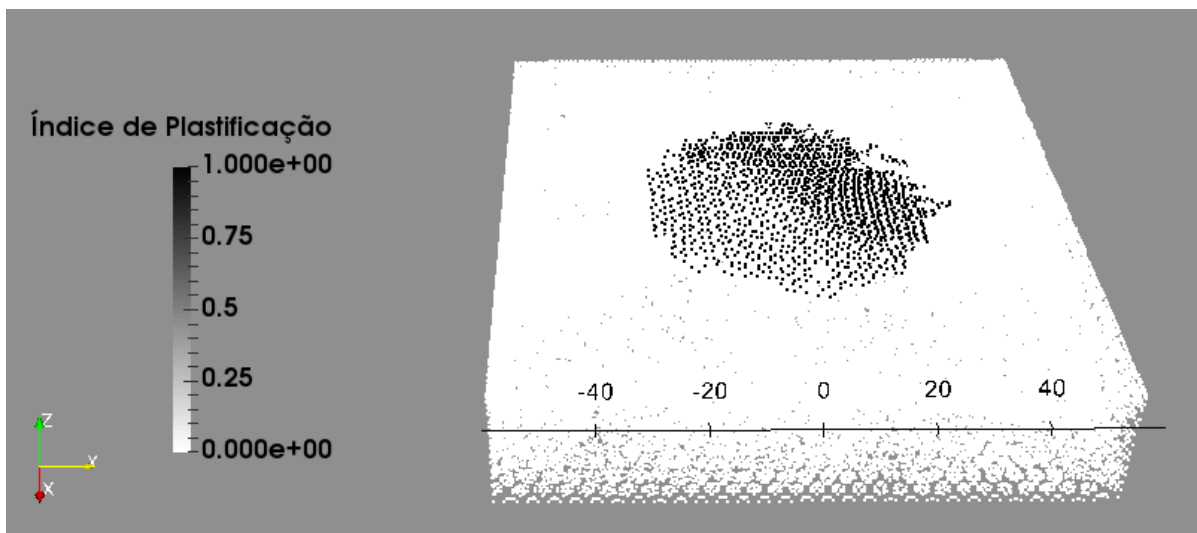
Figura 4.21 - Plastificação do solo no horizonte 1,6 m (profundidade máxima de plastificação)

As Figura 4.22 e 4.23 tratam dos resultados obtidos para uma diminuição da coesão de 9 kPa para 0,5 kPa. Como se pode observar, a auréola de plastificação estende-se para além dos limites da fundação. É, no entanto, uma manifestação superficial, dado que, tal como no caso anterior, o índice de plasticidade deixa de tomar valores iguais a 1 abaixo da profundidade de 1,7 m.



$$\phi' = 39^\circ ; c' = 0,5 \text{ kPa}$$

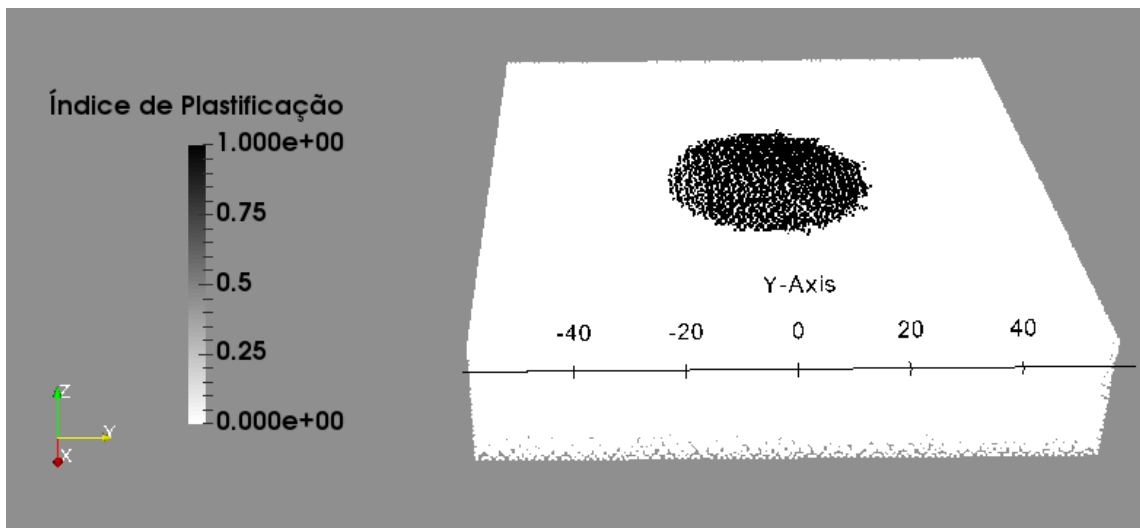
Figura 4.22 - Plastificação do solo no horizonte 0 m



$$\phi' = 39^\circ ; c' = 0,5 \text{ kPa}$$

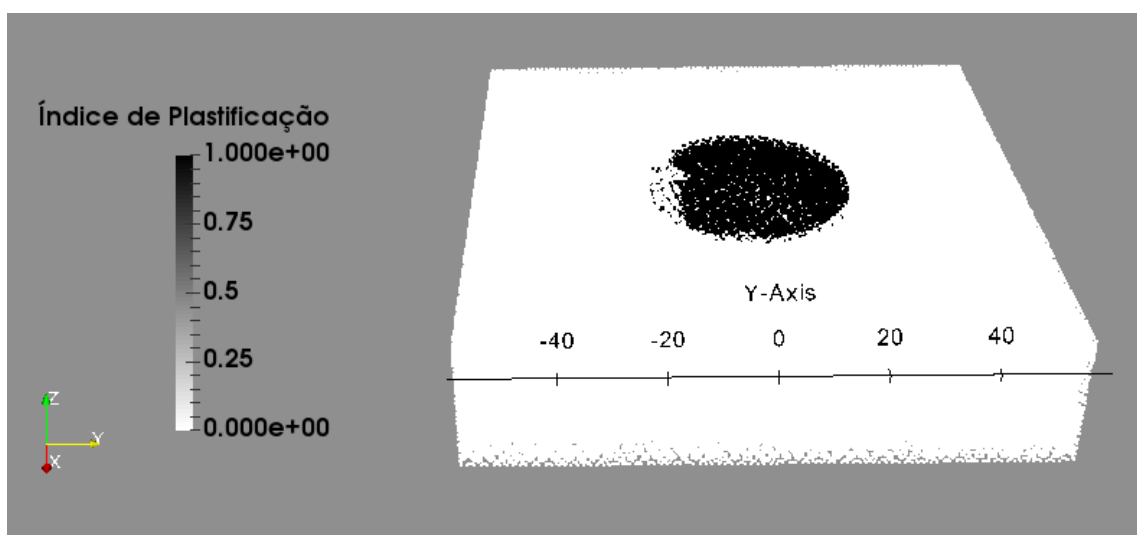
Figura 4.23 - Plastificação do solo no horizonte 1,7 m (profundidade máxima de plastificação)

O último teste de sensibilidade a fazer seria a alteração do ângulo de atrito do solo. Alterou-se o valor de cálculo de  $33^\circ$  do ângulo de atrito para  $10^\circ$  (valor escolhido por ser significativamente inferior ao valor real). Com efeito, pelo que se pode observar nas Figura 4.24 e 4.25, as diferenças produzidas em relação às primeiras duas imagens apresentadas é reduzida. Daqui se pode concluir que é a coesão do solo que condiciona a respectiva plastificação do solo.



$$\phi' = 10^\circ ; c' = 7,2 \text{ kPa}$$

Figura 4.24 - Plastificação do solo no horizonte 0 m



$$\phi = 10^\circ ; c' = 7,2 \text{ kPa}$$

Figura 4.25 - Plastificação do solo no horizonte 1,7 m (profundidade máxima de plastificação)

## 4.2.5 Validação por métodos analíticos e discussão

### 4.2.5.1 Estado natural de tensões no solo

No gráfico da Figura 4.26 mostra-se a variação de tensão total e efectiva para o perfil de solo considerado. A 2 m de profundidade, a tensão total e efectiva são 525,3 e 15,2 kPa, respectivamente. A 9 m, as mesmas tensões tomam valores de 665,3 e 86,5 kPa. Estas são as tensões no terreno antes da

instalação da fundação e devem-se à coluna de água acima do leito marinho e ao peso de solo. As tensões efectivas correspondem, em suma, ao peso submerso dos solos, como seria de esperar.

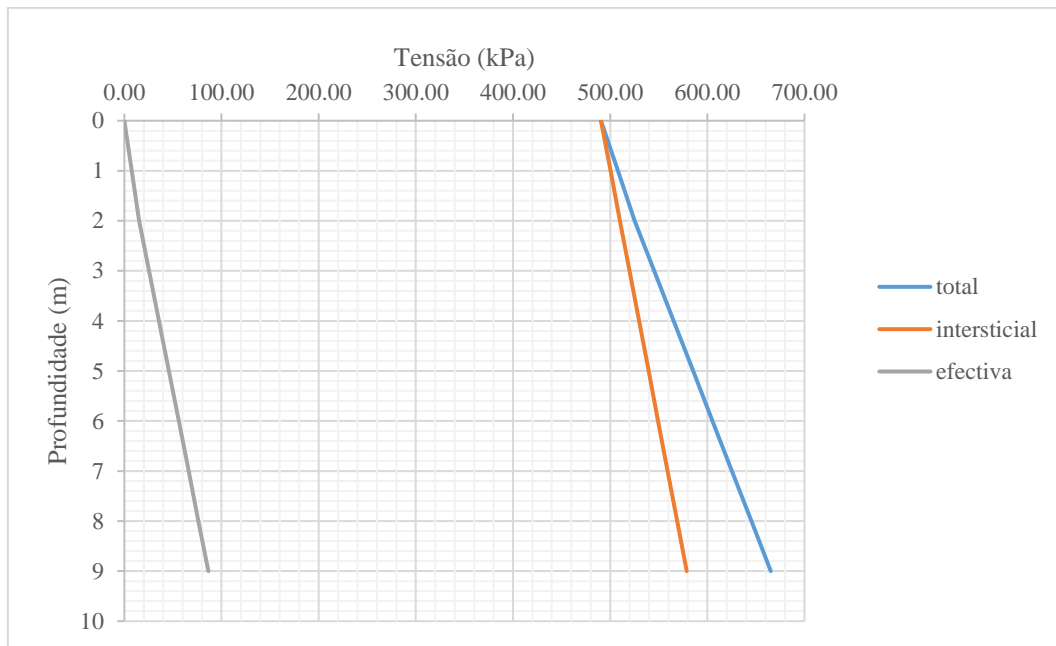


Figura 4.26 – Gráfico das tensões no solo

#### 4.2.5.2 Estado de tensões pós-instalação da fundação

A carga imposta pelo pesosubmerso do aerogerador pode ser aproximado a uma carga circular distribuída (54,89 kPa). A tensão vertical directamente debaixo do centro de gravidade da carga é dada pela Eq. 32 <sup>[86]</sup>:

$$\sigma_z = Q \left( 1 - \left( \frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2} \right)^{1.5} \right) \quad \text{Eq. 32}$$

Onde,

$\sigma_z$ : tensão vertical [Pa];

Q: carga distribuída [Pa];

z: profundidade [m];

a: raio da carga distribuída [m].

Quando o ponto de cálculo se distancia da perpendicular do centro da carga circular, o valor da tensão total é dado pela Eq. 33 <sup>[86]</sup>:

$$\sigma_z = Q(A + B)$$

Eq. 33

Onde A e B são parâmetros dependentes da profundidade, da distância do ponto à perpendicular do centro de gravidade e do raio de carga distribuída.

Tendo 54,89 kPa como tensão imposta pela fundação, com recurso às Eq. 32 e 33, calcula-se o valor da tensão vertical para os pontos I, II, III e IV - Figura 4.27, e posteriormente determina-se a tensão efectiva para cada desses mesmos pontos - Tabela 4.8. No gráfico da Figura 4.28 podem-se observar as tensões no terreno em profundidade debaixo do centro da fundação, constatando-se que, na fronteira com o firme, os valores de tensão efectiva aproximam-se de 140 kPa, em virtude do peso de solo que lhe está sobrejacente.

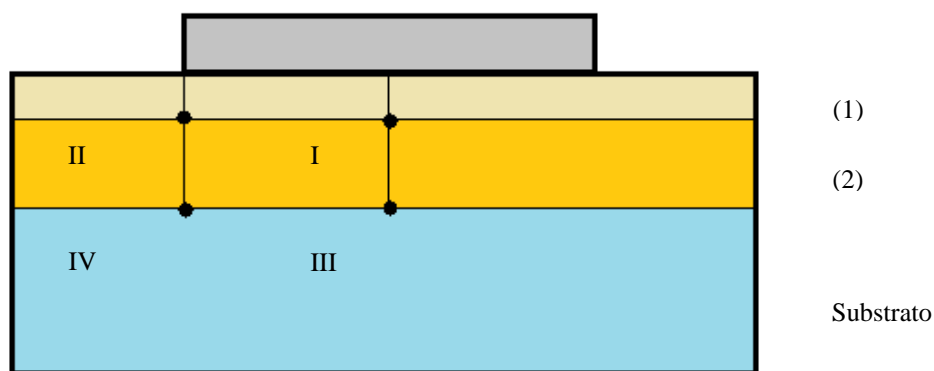


Figura 4.27- Perfil de solo com os pontos de cálculo de tensões

Tabela 4.8 – Determinação da tensão vertical com o peso do aerogerador (sem aplicação do momento)

Ponto	Q (kPa)	z (m)	a (m)	r (m)	z/a	r/a	A	B	$\sigma_z$ (kPa)	$\sigma'$ (kPa)
I	54,89	2	20	0	---	---	---	---	54,87	70,05
II				20	0,1	1	0,5	0	27,45	42,63
III		9		0	---	---	---	---	53,97	140,48
IV				20	0,45	1	0,310	0,124	23,87	110,38

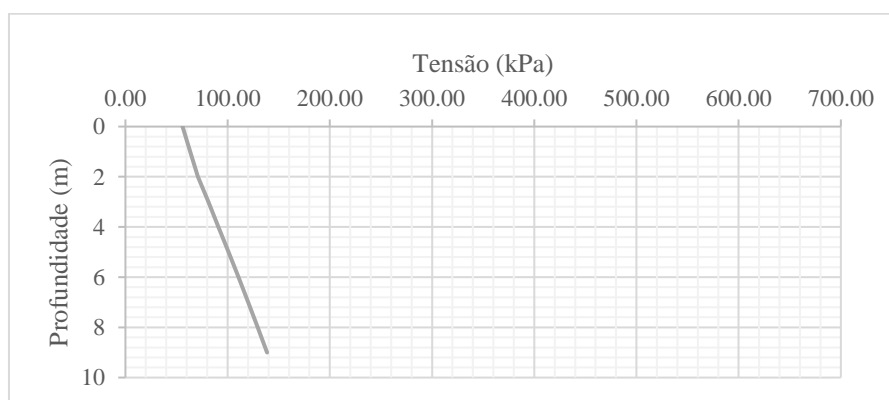


Figura 4.28 – Gráfico das tensões efectivas no solo abaixo do centro de gravidade da fundação

#### 4.2.5.3 ELU - Abordagem de Cálculo 1

Uma vez que, no local, existem duas camadas de solo, uma superior, de areias, SP, com 2 m de espessura  $e$ , inferiormente, até ao substrato rochoso, uma camada de cascalho, GW, com parâmetros resistentes e espessura superiores à anterior, optou-se por avaliar primeiro, segundo o EC 7 <sup>[71]</sup>, a capacidade portante das areias mal graduadas e caso se mostrasse necessário, passava-se à análise da camada subjacente, ainda mais grosseira.

##### a) Área efectiva da fundação

No caso de uma sapata circular carregada excentricamente, o procedimento para aferir a área efectiva  $A'$  encontra-se esquematizado na Figura 4.29. Os parâmetros  $e_x$  e  $e_y$  calculam-se pelas Eqs. 34 e 35:

$$e_x = \frac{M_x}{Q_V} \quad \text{Eq. 34}$$

$$e_y = \frac{M_y}{Q_V} \quad \text{Eq. 35}$$

Assumindo os momentos iguais em  $x$  e  $y$ , resulta que a excentricidade da carga é de 4,37 m. O dobro deste valor subtrai-se aos valores da largura e comprimento da fundação (diâmetro em sapatas circulares), tendo-se assim a largura e comprimento efectivo da fundação iguais a 31,27 m.

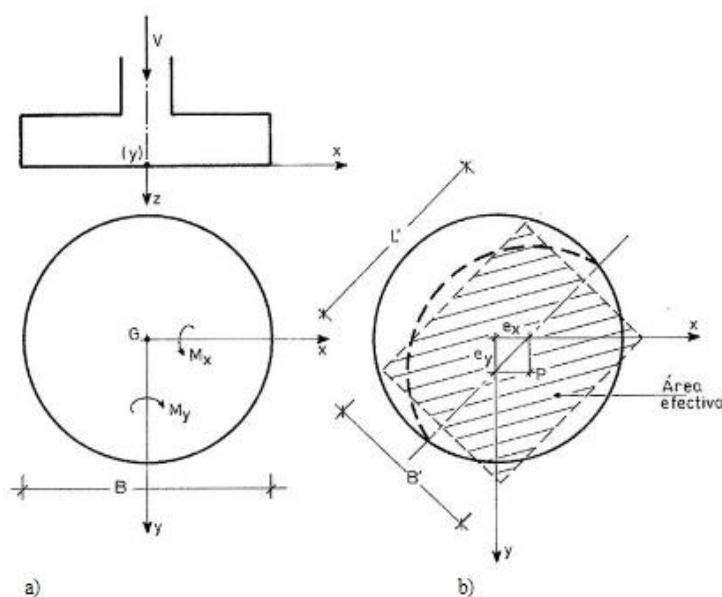


Figura 4.29 - Excentricidade de uma carga <sup>[81]</sup>

## b) Abordagem de Cálculo 1

Deve ser feita a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva para uma das combinações de conjuntos de coeficientes parciais, segundo o EC 7 <sup>[71]</sup>. Para a Abordagem de Cálculo 1, deve-se realizar a combinação de acções “A1 + M1 + R1” e “A2 + M2 + R1” (“+” significa “a combinar”). As tabelas onde estão expostos os factores parciais de cálculo podem ser consultadas no Anexo A do EC 7 <sup>[71]</sup>. A notação que vai ser usada nesta secção assume uma forma matricial de duas linhas e uma coluna, representando as primeiras as diferentes combinações de acções.

Assim, para averiguação da resistência do terreno ao carregamento, tomam-se os seguintes parâmetros (reais) em consideração:

- Peso real da estrutura = 69 MN
- $\varphi' = 39^\circ$ ;
- $c' = 9$  kPa;
- $\gamma' = 7,59$  kN.m<sup>-3</sup>.

### b) 1. Acções e efeitos

Neste passo, afecta-se a carga vertical do peso do aerogerador por um factor  $A$ , que está ligado à acção em si, tomada como *permanente desfavorável* ( $V_{GK}$ ). Depois da afectação, divide-se o novo valor da carga ( $V_D$ ) pela área efectiva da fundação ( $A'$ ), obtendo-se a Capacidade Portante de Projecto ( $q_{Ed}$ ):

Factores parciais	$\begin{pmatrix} A1 \\ A2 \end{pmatrix} \rightarrow \gamma_G = \begin{pmatrix} 1,35 \\ 1,00 \end{pmatrix}$
Carga vertical de projecto	$V_D = \gamma_G \cdot V_{GK} = \begin{pmatrix} 1,35 \cdot 69 \\ 1,00 \cdot 69 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 93,15 \\ 69,00 \end{pmatrix} \text{ MN}$
Área efectiva da base	$A' = 977,81 \text{ m}^2$
Capacidade portante de projecto	$q_{Ed} = \frac{V_D}{A'} = \begin{pmatrix} 93,15/977,81 \\ 69,00/977,81 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 93,26 \\ 70,57 \end{pmatrix} \text{ kPa}$

### b) 2. Resistência e propriedades do material

À semelhança do que se fez no passo anterior, afectam-se as propriedades resistentes do solo por um factor  $M$ , obtendo-se as propriedades de projecto relativas ao solo. São estas o ângulo de resistência ao corte de projecto ( $\varphi'_d$ ), a coesão de projecto ( $c'_d$ ) e o peso volúmico submerso de projecto ( $\gamma'_d$ ). Estes parâmetros entrarão no cálculo da capacidade de carga da fundação.

Factores parciais	$\begin{matrix} (M1) \\ (M2) \end{matrix} \rightarrow \gamma_{\varphi'} = \begin{pmatrix} 1,00 \\ 1,25 \end{pmatrix}; \gamma_{c'} = \begin{pmatrix} 1,00 \\ 1,25 \end{pmatrix}; \gamma_{\gamma'} = \begin{pmatrix} 1,00 \\ 1,00 \end{pmatrix}$
-------------------	--

---


$$\varphi'_d = \arctan\left(\frac{\tan 39}{\gamma_{\varphi'}}\right) = \begin{pmatrix} 39,00 \\ 32,94 \end{pmatrix}^\circ$$


---

Propriedades de projecto	$c'_d = \frac{c'}{\gamma_{c'}} = \begin{pmatrix} 9,00 \\ 7,20 \end{pmatrix} \text{ kPa}$
--------------------------	--

---


$$\gamma'_{d} = \frac{\gamma'}{\gamma_{\gamma'}} = \begin{pmatrix} 7,59 \\ 7,59 \end{pmatrix} \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$$

### b) 3. Factores de capacidade de carga em condições drenadas

Quando o desenvolvimento da fundação toma valores da mesma ordem de grandeza que a respectiva largura, pelo EC 7 <sup>[71]</sup>, a capacidade resistente de um terreno a um carregamento drenado ( $q_{ult}$ ) é calculada pela Eq. 36 e cujos respectivos factores de cálculo se determinam pelas Eqs. 37 a 47 <sup>[71]</sup>.

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad \text{Eq. 36}$$

Sendo,

$$N_q = e^{\pi \cdot tg(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad \text{Eq. 37}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') \quad \text{Eq. 38}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi') \quad \text{Eq. 39}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad \text{Eq. 40}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} \quad \text{Eq. 41}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H_i}{V_i + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right]^m \quad \text{Eq. 42}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} \quad \text{Eq. 43}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha_i \cdot \tan(\varphi'))^2 \quad \text{Eq. 44}$$

$$s_q = 1 + \sin(\varphi') \quad \text{Eq. 45}$$

$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} \quad \text{Eq. 46}$$

$$s_\gamma = 0,70 \text{ (fundação circular)}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H_i}{V_i + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right]^{m+1} \quad \text{Eq. 47}$$

Todos os parâmetros necessários ao cálculo para a camada de areia mal graduada, SP, incluem a Tabela 4.9, e estão de acordo com o estipulado no EC7 <sup>[71]</sup>:

Tabela 4.9 - Parâmetros utilizados no cálculo analítico para avaliação da capacidade portante

Solo	Fundação	Factores de cálculo	
$c'_d = \begin{pmatrix} 9,0 \\ 7,2 \end{pmatrix}$ kPa	$H_i = 4.000$ kN	$N_q = \begin{pmatrix} 55,957 \\ 25,906 \end{pmatrix}$	$s_\gamma = \begin{pmatrix} 0,7 \\ 0,7 \end{pmatrix}$
$\varphi'_d = \begin{pmatrix} 39,00 \\ 32,94 \end{pmatrix}^g$	$V_i = 69.000$ kN	$N_c = \begin{pmatrix} 67,866 \\ 38,440 \end{pmatrix}$	$s_c = \begin{pmatrix} 1,640 \\ 1,566 \end{pmatrix}$
$\alpha_i = 0$	$A' = 977,81$ m <sup>2</sup>	$N_\gamma = \begin{pmatrix} 83,010 \\ 32,270 \end{pmatrix}$	$i_c = \begin{pmatrix} 0,859 \\ 0,859 \end{pmatrix}$
$q' = 0$	$B' = 31,27$ m	$b_q = b_\gamma = b_c = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$	$i_q = \begin{pmatrix} 0,914 \\ 0,914 \end{pmatrix}$
$\gamma'_d = \begin{pmatrix} 7,59 \\ 7,59 \end{pmatrix}$ kN.m <sup>-3</sup>	$L' = 31,27$ m	$s_q = \begin{pmatrix} 1,629 \\ 1,544 \end{pmatrix}$	$i_\gamma = \begin{pmatrix} 0,920 \\ 0,920 \end{pmatrix}$
			$m = 1,50$

Retomando e modificando a Eq. 36 com os novos valores de cálculo da Tabela 4.9, é possível calcular a Capacidade Resistente ao Carregamento de Projecto ( $q_{Rd}$ ).

$$q_{ult} = c'_d \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma =$$

$$= \begin{pmatrix} 860,26 \\ 370,88 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 6404,02 \\ 2321,73 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 7264,28 \\ 2692,61 \end{pmatrix} \text{ kPa}$$

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{R;\gamma} (= 1)} = \begin{pmatrix} 7264,28 \\ 2692,61 \end{pmatrix} \text{ kPa}$$

#### b) 4. Factor de utilização

Para aferir a segurança dos valores obtidos, recorre-se a um factor de utilização,  $\Lambda_{GEO}$ , obtido pela divisão da carga de projecto ( $q_{Ed}$ ) pela resistência de projecto ( $q_{Rd}$ ) e multiplicando este resultado por 100. Esta percentagem define a segurança da fundação no que respeita à capacidade de carregamento – Eq. 48.

$$\Lambda_{GEO} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} \cdot 100 = \begin{pmatrix} 93,27 / 7264,28 \\ 70,57 / 2692,61 \end{pmatrix} \cdot 100 = \begin{pmatrix} 1 \\ 3 \end{pmatrix} \% \quad \text{Eq. 48}$$

Valores de  $\Lambda_{GEO}$  próximos de 100% indicam que a carga e resistência de projecto são equiparáveis, colocando em risco a integridade do solo. No caso em análise, as percentagens obtidas mostram que a resistência é cerca de 38 vezes superior à carga, no pior caso considerado (3%).

Salienta-se ainda a influência do ângulo de resistência ao corte do solo que, para o cálculo de  $N_\gamma$ , promove variações significativas do mesmo para pequena (4-5 °) variação desse ângulo. A este facto, junta-se a largura efectiva da fundação (31,27 m), que, no cálculo de  $N_\gamma$  promove valores elevados do mesmo.

### c) Resistência ao deslizamento

A resistência ao deslizamento é avaliada, para situações sem cargas laterais impostas à fundação, pelas Eqs. 49 e 50 <sup>[71]</sup>:

$$H_d \leq R_d \quad \text{Eq. 49}$$

$$R_{ult} = V_d \cdot \tan(\varphi'_{cv}) \quad \text{Eq. 50}$$

Sendo,

$H_d$ : carga horizontal = 4 MN;

$R_{ult}$ : resistência última ao deslizamento [MN];

$V_d$ : carga vertical [MN];

$\varphi'_{cv}$ : ângulo de atrito efectivo crítico [°].

Seguindo a notação utilizada para o cálculo da resistência ao carregamento, calcula-se a Resistência ao Deslizamento de projecto,  $R_d$ , dividindo a resistência última,  $R_{ult}$ , por um factor  $\gamma_{R,h} = 1$ . O ângulo de atrito crítico deve ser multiplicado por 2/3 por se tratar de uma base de fundação lisa (caso mais desfavorável) <sup>[71]</sup>.

$$R_{ult} = V_d * \tan \varphi'_{cv} = 69 \text{ MN} \cdot \tan(35,4 \cdot 0, (6)) = 20,10 \text{ MN}$$

$$R_d = \frac{R_{ult}}{\gamma_{R,h} (= 1,0)} = 20,10 \text{ MN}$$

$$H_d = \gamma_G \cdot V_G = 1,5 \cdot 4 \text{ MN} = 5,4 \text{ MN}$$

$$H_d \leq R_d \leftrightarrow 5,4 \leq 20,10 \rightarrow \frac{H_d}{R_d} \cdot 100 = 27 \%$$

Conclui-se que a resistência mobilizada pelo terreno é, na pior situação, cerca de 4 vezes superior à carga horizontal (5,4 MN), pelo que não surgirão problemas associados a este estado limite.

#### 4.2.5.4 ELS - Deformação e assentamentos

O assentamento de um aerogerador *offshore* é um dado relevante. Este deve garantir uma posição estável até à desinstalação. Quaisquer assentamentos diferenciais ou rotações que possam dar-se prejudicam o seu funcionamento e podem ter efeitos adversos no que respeito à manutenção que lhe é necessária fazer. Uma correcta estimação dos valores de assentamento permite, ainda, tomar medidas de ajuste na peça transitória entre a fundação e a torre de suporte.

Posto isto, é necessário aferir a gama de deslocamentos que vão existir na fundação; estes resultados foram obtidos anteriormente pela modelação numérica, mas nesta secção é feita uma revisão e validação desses valores.

Para avaliar a adequação de uma dada fundação é necessário estimar os deslocamentos verticais descendentes, isto é, assentamentos, associados às cargas verticais transmitidas ao maciço. Estruturas *offshore* estão sujeitas imediatamente a cargas cíclicas e a mudanças de magnitude/direcção de forças, promovendo assentamentos imediatos depois da instalação (Dean, 2010 *in* Smith<sup>[87]</sup>). A curva genérica tempo-assentamento encontra-se na Figura 4.30.

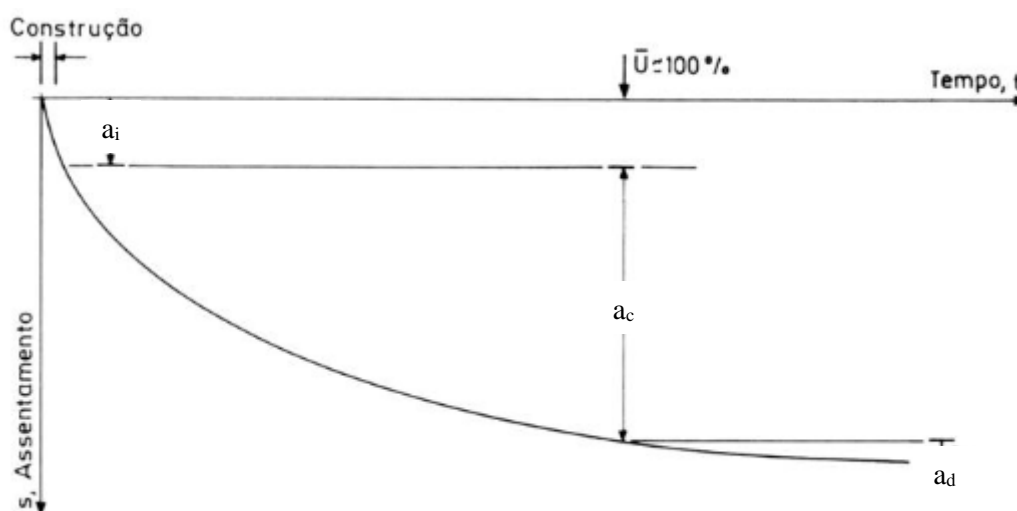


Figura 4.30 - Curva genérica tempo-assentamento de uma fundação<sup>[81]</sup>

O assentamento total pode-se tomar como a soma de três parcelas,  $a_i$  (assentamento imediato),  $a_c$  (assentamento por consolidação primária) e  $a_d$  (assentamento por consolidação secundária ou fluência). No Quadro 4.1 encontram-se as estimativas para cada uma destas três parcelas em função do tipo de solo. Para solos arenosos, independentemente das frequências da carga, as componentes imediata e secundária do assentamento são as únicas relevantes.

Quadro 4.1 – Assentamentos esperados para cada tipo de solo de fundação <sup>[81]</sup>

Características do maciço de fundação		a <sub>i</sub>	a <sub>c</sub>	a <sub>d</sub>
Predominantemente argiloso, confinado	Normalmente ou ligeiramente consolidado	Praticamente nulo	Alto a muito alto	Relevante nos solos altamente orgânicos
	Sobreconsolidado	Praticamente nulo	Baixo a moderado	Irrelevante
Predominantemente argiloso, não confinado	Normalmente ou ligeiramente consolidado	Muito variável	Alto a muito alto	Relevante nos solos altamente orgânicos
	Sobreconsolidado	Baixo a moderado	Baixo	Irrelevante
Predominantemente arenoso	Cargas com variações modestas	Variável num intervalo relativamente lato	Nulo	Em geral baixo, por vezes significativo
	Cargas com variações significativas	Variável num intervalo relativamente lato	Nulo	Relevante

Para se fazer uma estimativa do assentamento imediato, é necessário assumir um comportamento elástico da fundação, para se poder aplicar a Teoria da Elasticidade. Tomam-se dois pressupostos para a sua aplicação:

- As solicitações têm que ser essencialmente monótonas (aumentar até determinado valor e terem variação nula a partir de dado momento);
- As tensões transmitidas ao solo têm que ser modestas em relação à tensão de rotura do mesmo (capacidade portante).

Pelo desenvolvimento da Lei de Hooke para solos com comportamento elástico, chega-se à Eq. 51, que permite calcular o valor de a<sub>i</sub>.

$$a_i = Q_V \cdot B'' \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_S \quad \text{Eq. 51}$$

Sendo,

- a<sub>i</sub>: assentamento imediato [m];
- Q<sub>V</sub>: carga vertical = 54,98 kPa;
- B'': largura total da fundação = 31,27 m;
- ν: coeficiente de Poisson = 0,3;
- E: módulo de Young = 20 MPa;
- I<sub>S</sub>: factor geométrico da área carregada [-].

O factor  $I_s$  considera a razão entre a espessura de solo e o diâmetro da fundação, que para o caso em estudo assume o valor de  $9 / 40 = 0,225$ , o que leva a um valor de  $I_s = 0,24$  (ver Matos <sup>[81]</sup>). Assim, pela aplicação da Eq. 51, pode estimar-se um assentamento imediato de 1,9 cm. Esta simplificação assume que há uma espessura de 9 m de areia, SP, compressível, que se prolonga até ao substrato.

Considerando o cascalho como incompressível, a fronteira rígida entre a fundação passa a situar-se à profundidade 2 m, o que leva a  $I_s = 0,05 \sim 0,1$ . Refazendo a Eq. 51, vem que o assentamento é igual a 0,78 cm.

As equações que permitem estimar o assentamento mostram uma proporcionalidade entre o assentamento e a largura da fundação. Isto deve-se ao modelo elástico de cálculo e, em consequência, a largura ser proporcional ao bolbo de tensões induzidas no terreno. Daqui retira-se que a solução elástica sobrestima os assentamentos imediatos. Esta diferença de valores pode dar-se devido ao facto de os solos arenosos exibirem deformabilidade muito baixa quando submetidos a pequenas variações do estado de tensão (que se dá a maiores profundidades). Quando, para uma dada profundidade, a carga não faz ultrapassar o estado de tensões do terreno em repouso, as deformações podem ser desprezáveis <sup>[81]</sup>. Para os dois estratos, SP e GW, que totalizam 9 m como os do caso em estudo, esta consideração pode perder algum significado face ao valor das cargas impostas ao terreno e à profundidade máxima até ao leito.

Uma correlação obtida por Burland & Burbidge (1985) *in* Matos <sup>[81]</sup> propõe que, em média, os assentamentos são proporcionais a  $B^{0,7}$ . Este valor foi a conclusão de mais de 200 estudos de casos de fundações de edifícios, depósitos e aterros em maciços granulares.

Os restantes assentamentos são difíceis de prever com os dados disponíveis, sendo mais fiável uma comparação com casos de estudo conhecidos e estudados. A realização de ensaios de campo específicos auxiliaria nestes cálculos, mas à falta destes, será mais seguro não tecer comentários acerca dos assentamentos ao longo do tempo.

Considera-se, por exemplo, o caso de uma plataforma petrolífera no Mar do Norte com um peso de 7848 MN instalada em areias densas e argilas sobreconsolidadas a 145 m de batimetria com uma fundação por gravidade (18000 m<sup>2</sup> de área). Os valores de assentamento registados ao fim de 4 anos chegaram aos 16 cm tendo, durante o primeiro ano, verificado-se cerca de 66% dos assentamentos <sup>[88]</sup>. Tendo em conta que os 69 MN que a estrutura em estudo pesa, seria expectável que o assentamento fosse inferior ao exemplo apresentado acima, o que se verifica pelos cálculos efectuados.

#### 4.2.5.5 Rotação da fundação associada a momentos

Como se referiu, o aerogerador vai potenciar uma carga excêntrica na fundação. Ou seja, para além das cargas aplicadas, é natural que surjam rotações na estrutura. A composição dos assentamentos

associados à carga vertical com essas rotações vai promover deslocamentos verticais variáveis ao longo da fundação, mesmo que esta se admita como rígida – Figura 4.31 <sup>[81]</sup>.

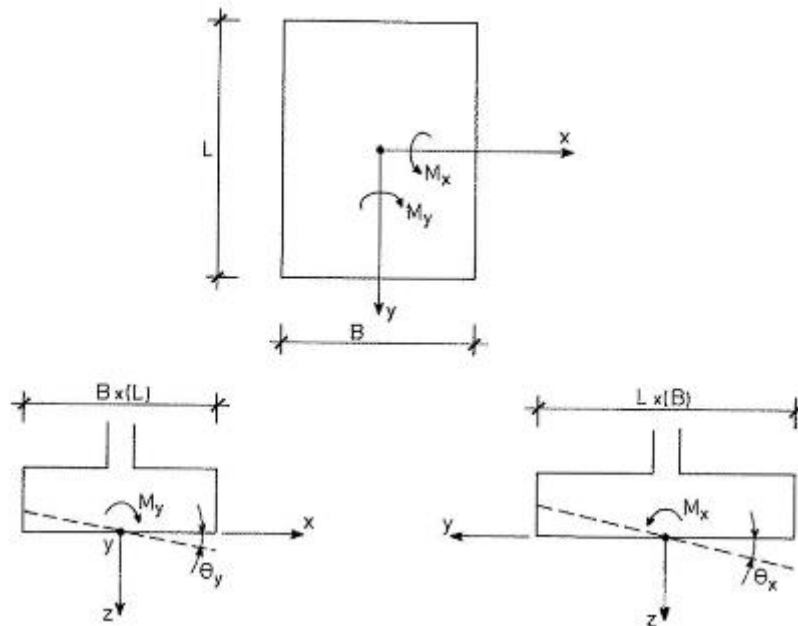


Figura 4.31 – Rotação de uma fundação superficial <sup>[81]</sup>

A rotação associada ao momento principal, actuante perpendicularmente ao rotor do aerogerador, pode ser calculado segundo as Eqs. 52 e 53 <sup>[81]</sup>:

$$\tan(\theta_x) = \frac{M_x}{B \cdot L^2} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_{\theta x} \quad \text{Eq. 52}$$

$$I_{\theta x} = \frac{16}{\pi \cdot \left(1 + 0,22 \cdot \frac{B}{L}\right)} \quad \text{Eq. 53}$$

Sendo,

$I_{\theta}$ : factor de rotação;

$\theta_x$ : ângulo de rotação da fundação;

$B/L = 1$ , para fundações circulares.

A razão pela qual não se considera o momento no eixo perpendicular ao anterior prende-se com a simetria da fundação e assume-se que a resultante do momento seja nula; ou seja, os cálculos são para a direcção do momento mais elevado.

Pela Eq. 52, a inclinação devida ao momento determinado na secção 4.2.1. toma o valor aproximado de  $0,02^\circ$ , com  $I_{\theta} = 4,17$ .

Este valor de rotação da fundação, mesmo para uma estrutura com a envergadura daquela que se está a estudar, não é relevante, garantindo-se ainda uma tolerância superior a  $2^\circ$  devido a uma peça transitória

entre a fundação e a torre de suporte que permite acomodar desvios devidos a assentamentos diferenciais e irregularidades no terreno.

#### 4.2.6 Síntese

O Capítulo 4 consistiu na caracterização do perfil de solo onde foi conduzido o estudo, apresentação dos resultados da modelação numérica 3D e comparação com resultados obtidos analiticamente, que serviram para validar o modelo e aferir a ocorrência de Estados Limite.

Foi tomado um perfil de solo com 9 m de profundidade; os primeiros 2 m do mesmo consistem em areias mal graduadas, SP, com 7 m de cascalho bem graduado subjacente. Abaixo destas unidades situa-se o firme rochoso.

O aerogerador considerado tem uma fundação com 40 m de diâmetro e uma área de base de 1257 m<sup>2</sup>. Foram consideradas quatro acções nos cálculos analíticos e no modelo numérico. São estas o peso submerso do aerogerador (69 MN), o efeito do vento no rotor (1 MN) e na torre de suporte (0,01 MN) e o efeito do embate das ondas na torre (3 MN). Destas forças foi determinado um momento que promove tombamento na estrutura (301,19 MN.m).

Para tornar o modelo numérico mais simples, juntaram-se as cargas verticais e horizontais e concebeu-se uma carga geral, distribuída desigualmente pela fundação (com variação linear) – ver secção 4.2.4.1. Esta carga apresentava um valor mínimo de 6,98 kPa num bordo da fundação e 102,83 kPa no outro.

O modelo numérico respeita as condições geométricas do perfil de solo e foi elaborado numa malha tetraédrica com cerca de 39 mil nós. Este modelo consistia em 3 paralelepípedos com 120 x 120 m<sup>2</sup> de área: o primeiro com 2 m de espessura (areias, SP), o segundo com 7 m (cascalho, GW) e o terceiro com 20 m (substrato rochoso) – ver secção 4.2.3. A dimensão do modelo foi propositadamente exagerada em área para poder haver dissipação de cargas e deformações na malha, sem que isso influenciasse os resultados da modelação.

Avaliam-se, no modelo numérico, as distribuições de carga em planta e em profundidade, os assentamentos imediatos e a plastificação do terreno e a sua evolução em profundidade.

Recorrendo a métodos analíticos, utilizou-se o EC 7<sup>[71]</sup> para verificar a ocorrência de Estados Limite relativamente à capacidade de carregamento e deslizamento da fundação. Foram avaliados também os assentamentos imediatos e a rotação da fundação associada aos momentos de rotação impostos à estrutura. Serviram estes resultados para comparar e validar a modelação numérica.

Pela modelação numérica, constatou-se que num dos bordos da fundação concentram-se cargas na ordem de 100 kPa, como previsto analiticamente, sendo que decrescem em profundidade com uma assimetria devida à distribuição trapezoidal da carga. No horizonte 9 m, onde se encontra o substrato rochoso, as tensões já decresceram até cerca de 70 kPa, com um bolbo de tensões concentrado debaixo da base da fundação – secção 4.2.4.2.

Verificou-se que não se atinge o Estado Limite para o carregamento do solo. O factor de utilização,  $A_{GEO}$ , no caso mais desfavorável de carregamento e de menor resistência, toma o valor de 3 %, pelo que, pela distância a 100% (caso de igualdade entre resistência e carga), se considera que há margem de segurança elevada para que não se atinja este Estado Limite – ver secção 4.2.5.3.

Na secção 4.2.5.3 foi avaliada, também, a ocorrência de Estado Limite para o deslizamento da fundação. Concluiu-se que o factor de utilização toma o valor de 27 %, afastado, também do respectivo Estado Limite.

No que diz respeito aos assentamentos, o modelo numérico sugere que os assentamentos ocorrem essencialmente na camada de areia (a camada de cascalho é incompressível), sendo diferenciados de um bordo para o outro da fundação; no bordo onde há mais concentração de cargas, o assentamento tomou o valor máximo de 1,1 cm e no outro foi praticamente inexistente (corresponde a uma inclinação da fundação de  $0,014^\circ$ ) – ver secção 4.2.4.3.

Por métodos analíticos, estima-se que o assentamento, considerando apenas a camada de areia como compressível, tem um valor aproximado de 0,78 cm e no caso de o perfil de solo possuir as características resistentes da camada de areia, o assentamento é, aproximadamente, 1,9 cm. Em relação a esta última afirmação, deve ressaltar-se que foi um teste conduzido de modo a aferir a influência da variação deste estrato até ao firme no valor do assentamento total – ver secção 4.2.5.4.

Os valores de assentamento em si não são significativos, quer na solução numérica como na analítica, pelo que o modelo numérico está aproximado (embora apresente valores ligeiramente inferiores) aos valores estimados por via de equações comprovadas e usadas actualmente.

Verificou-se a ocorrência de plastificação do solo (modelo de Drucker-Prager), geralmente, até uma profundidade de 1,6 a 1,7 m (camada de areia). No modelo, deu-se plastificação do solo até 1,6 m (ou seja, na camada de areia). Foram conduzidos dois testes de sensibilidade: o primeiro variando o ângulo de resistência ao corte do solo e o segundo com a variação da coesão. Conclui-se que é este segundo que controla a ocorrência de plastificação do solo (manifestado por um aumento na profundidade onde se verificou a mesma – até 1,7 m, bem como num aumento da área afectada) – ver secção 4.2.4.4.

Finalmente, para avaliar a integridade da estrutura em relação a um possível tombamento por via das acções a que estaria sujeita, conclui-se que os momentos e os parâmetros de solo (módulo de Young e

coeficiente de Poisson) e geométricos (diâmetro da fundação) não são suficientes para comprometer a estrutura no que diz respeito ao tombamento. Obtiveram-se valores para o mesmo de  $0,02^\circ$ ; este valor é manifestamente baixo, considerando que existe uma peça de ligação entre a torre de suporte e a fundação que acomoda desvios até  $2^\circ$ , garantindo assim a verticalidade do aerogerador – ver secção 4.2.5.5.

Deve tecer-se um comentário em relação à tensão mínima a que a fundação está sujeita. O valor de 6,98 kPa, obtido para um dos bordos da fundação é baixo, pelo que se recomenda a revisão em caso de instalação, das tensões e cargas existentes, de modo a considerar um lastro envolvendo a base da fundação ou da cravação de saias laterais na mesma. A colocação de um lastro poderia comprometer a integridade do solo; no entanto, dados os valores de resistência e do factor de utilização para o carregamento, considera-se seguro (não dispensando uma análise posterior) que seja instalado lastro para evitar tombamento por acréscimo de forças horizontais relativamente às consideradas na abordagem de cálculo.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No âmbito das energias renováveis, o recurso eólico *offshore* na Europa está em franca expansão no que concerne ao seu aproveitamento energético. Em Portugal, esse aproveitamento *offshore* não é ainda relevante, encontrando-se presentemente em fase de testes – projecto *Demogravi3*<sup>®</sup>.

Com vista à continuação da introdução desta temática em Portugal e materializada nesta dissertação, conduz-se um estudo para averiguar o potencial para instalação de uma fundação por gravidade de um aerogerador numa região a Sul da ZP - Figura 3.1, cujo conhecimento geológico e geotécnico tem vindo a crescer nos últimos anos. Depois de uma compilação de dados e casos de estudo relativos a fundações por gravidade na Europa, escolheu-se o modelo *Vici Ventus*, por ser aquele que mais dados geométricos e físicos tinha disponível, expuseram-se os dados e parâmetros físicos da região em estudo para uma posterior modelação numérica da resposta mecânica dos solos marinhos de fundação – ver Capítulos 2 e 3, respectivamente.

Conduziu-se um estudo do ponto de vista estático de um aerogerador implantado naquela região e da resistência do solo à carga imposta nessas condições. Avaliaram-se os principais estados relativos aos assentamentos, tensões impostas ao terreno, plastificação do solo, tombamento da estrutura, capacidade portante do terreno, bem como à sua resistência ao deslizamento – Capítulo 4. Para o efeito, utilizaram-se métodos analíticos e numéricos.

Criou-se um modelo tridimensional de solo com características elásticas com recurso ao *software* Salome-Meca®, cujos elementos volumétricos foram tetraedros. Este modelo era constituído por três camadas de material, do topo para a base: areia mal graduada, SP (2 m de espessura), cascalho bem graduado, GW (7 m de espessura) e substrato rochoso indiscriminado (20 m de espessura); cada uma destas camadas estende-se por uma área quadrada de 120 x 120 m, sobre a qual se gerou um cilindro com 40 m de diâmetro, representativo da base da fundação, onde se aplicaram duas cargas: uma distribuída vertical e outra horizontal. A simplificação do modelo adoptado foi a de um caso bidimensional com as forças a actuarem todas na mesma direcção – ver secção 4.2.3.

Aquela primeira acção representa as forças a que estará sujeita, e decorrentes das acções das ondas (3 MN) e do vento no rotor (1 MN) e na torre de suporte (0,01 MN); a segunda, considera a excentricidade dessas cargas e ainda o peso submerso do aerogerador (69 MN), produzindo uma distribuição trapezoidal, aumentando o seu valor, linearmente, de um bordo para outro da fundação – ver secção 4.2.4.1.

Fez-se uma simplificação do caso em estudo de modo a analisar uma direcção no espaço correspondente àquela a que produziria piores resultados, isto é, por aplicação da carga horizontal apenas numa direcção, sem haver nenhum constrangimento ou forças opostas, de modo a maximizar os efeitos que se produziriam no solo de fundação.

As tensões impostas ao terreno são baixas, em virtude da área de implantação do aerogerador ser de 1257 m<sup>2</sup>, para um peso adoptado de 69 MN, com um momento rotacional de cerca de 301,19 MN.m. Dessa forma, determinou-se um intervalo de variação de 7 a 100 kPa, desde o bordo da fundação onde há menos concentração de cargas, até ao extremo diametralmente oposto – ver secção 4.2.4.1.

A evolução das tensões em profundidade tem um enviesamento para um dos lados da fundação, aquele onde a carga distribuída apresenta maior valor; desse lado da fundação ocorre um bolbo de tensões de 70 kPa. Lateralmente este valor decresce para tensões na ordem dos 15 kPa.

Com um valor tão baixo de tensão num dos bordos da fundação (7 kPa), um acréscimo de carga horizontal podia induzir ao levantamento da fundação. No entanto, pode-se mitigar este efeito, adicionando um lastro pontual para impor uma maior acção vertical ao terreno e aumentar os esforços de compressão nessa zona, ou acrescentá-lo globalmente. Garante-se segurança neste procedimento, devido ao factor de utilização do Estado Limite para o carregamento ser de 2,62 % - ver secção 4.2.5.3.

A importância de prever assentamentos num aerogerador está relacionada principalmente com os assentamentos totais e também com o facto de uma carga excêntrica e um momento rotacional poderem promover assentamentos diferenciais. Os assentamentos imediatos previstos analiticamente foram de 0,78 cm e com a modelação numérica de 1,1 cm no bordo da fundação, onde a carga se regista maior concentração da solicitação. Pode-se dizer, com estes dados, que a estrutura não vai assentar significativamente e que os valores obtidos pelos dois métodos são compatíveis.

No modelo numérico, a profundidade máximo onde se registaram assentamentos deu-se perto do limite entre as camadas de areia e cascalho, concluindo que esta última, como esperado, é mais resistente e menos compressível, quando comparada com a camada de areia.

Com os assentamentos diferenciais centimétricos ( $< 1,2$  cm), previstos no modelo numérico, a rotação da estrutura é aproximadamente 0,014°. Este valor é majorado pela peça transitória localizada entre a fundação e a torre de suporte, que comporta desvios até 2°, não afectando a funcionalidade e verticalidade do aerogerador. A rotação devida ao momento toma o valor de 0,02°, concluindo-se o disposto acima para a rotação devida aos assentamentos – ver secções 4.2.4.3 e 4.2.5.5.

No modelo numérico, a plastificação do solo após aplicação das cargas foi avaliada com um índice que toma valores de 1 ou 0, consoante ela ocorra ou não. A plasticidade do solo não implica, necessariamente, rotura do mesmo; no modelo 3D comprova-se que o solo fica deformado plasticamente sem romper numa região confinada à base da fundação e até uma espessura de 1,6 m. Conduziram-se testes de sensibilidade que comprovaram que a coesão, pelo modelo de Drucker-Prager, é o parâmetro mecânico do solo que controla a plastificação do mesmo, promovendo um aumento na profundidade de plastificação para 1,7 m e na área afectada pelo fenómeno.

Com base no EC7<sup>[71]</sup> avaliou-se igualmente, por um método analítico, a capacidade portante do solo e a sua resistência ao deslizamento. Verificou-se que a resistência do solo ultrapassa a solicitação que lhe é imposta, tanto vertical como horizontalmente, garantindo ainda, uma margem de segurança confortável. Para a resistência ao carregamento, obteve-se um factor de utilização de 3 % e para a resistência ao deslizamento de 27 %.

Considera-se que este estudo foi positivo e os resultados obtidos foram dentro do que se esperava para as características geométricas e mecânicas dos solos e da infraestrutura de fundação (modelo genérico para instalação em qualquer solo). Não obstante a modelação numérica efectuada ter sido desenvolvida por *software* e num sistema operativo desconhecidos pelo autor da dissertação, foram obtidos resultados satisfatórios na modelação 3D, conforme se comprovou pela sua validação por métodos analíticos.

No que diz respeito à *nacelle*, turbina e rotor, os fabricantes garantem baixa excentricidade da carga que estes impõem. Assim, é uma simplificação ao modelo que seria, no entanto, facilmente contornada, alterando a função de carga vertical na fundação, explicitada na modelação numérica. O peso desta última é largamente superior, pelo que, em termos gerais, é a fundação que “comanda” o estado de tensões no terreno e a eventual excentricidade nas cargas.

Embora os fenómenos em estudo variem e se comportem tridimensionalmente, o caso considerado foi majorado em termos da magnitude das cargas sem considerar forças no sentido oposto, que as poderiam atenuar, produzindo resultados igualmente uniformes e até mais optimistas que os obtidos.

Futuramente e dada a importância da instrumentação a implementar durante a instalação e exploração futura do aerogerador, sugere-se a instalação de extensómetros no solo nestas infra-estruturas para acompanhamento dos assentamentos imediatos e ao longo do tempo e inclinómetros para aferir a inclinação da estrutura. Devem-se acompanhar, igualmente, as tensões do terreno com células de tensões e a medição das pressões intersticiais em pontos críticos da fundação, para avaliação de possível liquefacção estática ou dinâmica do solo. O acompanhamento meteorológico e climático deve ser feito igualmente.

Uma vez que em areias finas, com ou sem silte, a liquefacção estática pode constituir um factor de risco para a implementação de um aerogerador, sugere-se ainda, a par das medidas de instrumentação já mencionadas, que sejam avaliadas a permeabilidade do solo de fundação em amostras indeformadas e o período de onda das vagas que possam embater na estrutura, de modo a avaliar a capacidade drenante do solo, bem como a periodicidade com que será solicitada nesse aspecto.

Dada a natureza especial dos sismos em termos do que são como carga dinâmica, devem-se desenvolver estudos de integridade da estrutura, à sua verticalidade e ainda à liquefacção do solo de fundação. Não foi possível obter na bibliografia alguns parâmetros dinâmicos dos solos, provenientes

de ensaios de resistência cíclica e dinâmica, imprescindíveis para levar a cabo uma análise sísmica coerente e com resultados fiáveis.

A análise sísmica de qualquer estrutura, num país com historial destes eventos como Portugal, é de relevância para qualquer trabalho geotécnico. Num local como S. Pedro de Muel e dada a proximidade da Falha da Nazaré, este factor assume particular relevância, pelo que deve ser desenvolvida futuramente.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Observatório Tecnológico para as Energias *Offshore* (2014) – *Estado da Arte – Relatório 2012*. INEGI/WAVEC/ENERGYIN. 132 p.
- [2] Pombo, J. (2016) - *Estudos Geotécnicos para o Fundeamento de Estruturas de Conversão da Energia das Ondas em Offshore*. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Geológica. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade Nova de Lisboa. 251 p.
- [3] Estanqueiro A. (2010) - *Energia Eólica Offshore em Portugal: Desafios e Oportunidades*. Conferência Energia e Geologia.
- [4] Observatório Tecnológico para as Energias *Offshore* (2014) - *Caracterização do mercado das energias renováveis offshore*. INEGI/WAVEC/ENERGYIN. 54 p.
- [5] Wind Europe (2017) - *Wind in power: 2016 European Statistics*. 24 p.
- [6] Topham E. & McMillan D. (2017) - *Sustainable decommissioning of an offshore wind farm*. *Renewable Energy*. Elsevier. 102:470–480 p.
- [7] Tethys - *Offshore Wind. Harnessing wind energy in offshore environments*. Acedido em 25/03/2017. URL: <https://tethys.pnnl.gov/technology-type/offshore-wind>.
- [8] Wind Energy Update (2013) - *Offshore Foundations Report*. Brochura. 16 p.
- [9] Wind Energy Update (2015) *Offshore Foundations & Supporting Structures Report*. Brochura. 24 p.
- [10] BVG Associates (2012) *Offshore wind cost reduction pathways - Technology work stream*. Relatório. 232 p.
- [11] Costa P.A.S. (2004) - *Atlas do Potencial Eólico para Portugal Continental*. Dissertação submetida para a obtenção do grau de Mestre em Ciências e Engenharia da Terra. Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. 144 p.
- [12] Bosschem, E.; Nonneman, H.; Peire, K. (2009) - *Gravity Base Foundations for the Thornton Bank Offshore Wind Farm*. *Terra Aqua*. 115:19–29 p.
- [13] Alonso I. (2013) - *Gravity Base Foundations for Offshore Wind Farms: Marine Operations and Installation processes*. Dissertação submetida para obtenção do grau de Mestre em *European Construction Engineering*. 121 p.
- [14] Carbon Trust (2015) - *Offshore wind industry review of GBSs*. Preparado para o Governo Escocês. 54 p.
- [15] Abreu, C., Cardoso, A., Estanqueiro, A., Fernandes, M., Garcia, G.P., Hamawi, S., Justino, P., Laia, C., Mafra, C., Matias, S., Raventos, A., Santos, L.C., Sarmiento, A., Silva, C., Silva, M., Sim-Sim, F., Simões, T. (2008) - *RoadMap para as Energias Renováveis Offshore em Portugal*. 53 p.
- [16] Feliciano, M. (2014) - *Estudo da implantação offshore de turbina eólica sobre torre treliçada em betão pré-esforçado*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Energias Renováveis, Conversão Elétrica e Utilização Sustentável. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. 159 p.
- [17] Asmuin, N.; Moh, M. & Saad, M. (2014) - *Comparison of Horizontal Axis Wind Turbines and Vertical Axis Wind Turbines*. *IOSR Journal of Engineering*. 4(8):27–30 p.
- [18] Malhotra S. (2011) – *Wind Turbines: Selection, Design and Construction of Offshore Wind Turbine Foundations*. (10):231–264 p.
- [19] Leite, O.B. (2015) - *Review of Design Procedures for Monopile Offshore Wind Structures*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Estruturas. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 146 p.
- [20] Offshore Wind - Acedido em 27/03/2017. URL: <http://www.offshorewind.biz/tag/thornton>

- [21] Conti-Ramsden J. & Dyer K. (2015) – *Material Innovations for more efficient wind turbines*. Renewable Energy Focus. 16 (5-6). 132-133 p.
- [22] Ancona D. & McVeigh, J. (2001) - *Wind turbine-materials and manufacturing fact sheet*. Princeton Energy Resources Int LLC. 8 p.
- [23] Dedić, N. (2014) - *Offshore Wind Turbine Foundations: State of the Art and Future Challenges*. Ramboll Offshore Wind. Apresentação. 89 p.
- [24] Universidade de Rhode Island & Inner Space Center - *How is sound used to research wind energy?* Acedido em 10/04/2017. URL: <https://dosits.org/people-and-sound/examine-the-earth/how-is-sound-used-to-research-wind-energy/>
- [25] Esteban, M.D.; López-Gutiérrez, J.S.; Diez, J.J.; Negro, V. (2011) - *Foundations for offshore wind farms*. Proc. 12th Int. Conf. Environmental Sciences and Tech. 8 p.
- [26] Arup, Costain & Hochtief (2011) - *Gravity Base Foundations*. Brochura. 8 p.
- [27] Offshore Foundations - Acedido em 10/04/2017.  
URL: <http://studentaccess.emporia.edu/~lgerber1/Intro to GSA project.html>
- [28] The European Wind Energy Association (2015) - *Wind in Power: 2014 European Statistics*. 12 p.
- [29] *Gravitas Offshore - Foundation Design*. Acedido em 15/04/2017.  
URL: <http://www.gravitasoffshore.com/foundationdesign.html>.
- [30] 4C Offshore (2013) - *Gravity Based Support Structures*. Artigo online. Acedido em 15/04/2017.  
URL: <http://www.4c offshore.com/windfarms/gravity-based-support-structures-aid8.html>
- [31] 4C Offshore. (2015) - *Seatower Crane-free Foundation Installed*. Artigo online. Acedido em 15/04/2017. URL: <http://www.4c offshore.com/windfarms/seatower-cranefree-foundation-installed-nid1283.html>
- [32] The Wind Power - Base de dados online de parques eólicos offshore. Acedido em 16/04/2017.  
URL: [http://www.thewindpower.net/windfarm\\_en\\_7282\\_fecamp-offshore.php](http://www.thewindpower.net/windfarm_en_7282_fecamp-offshore.php).
- [33] Seatower (2015) - *Seatower Crane-free foundation for offshore wind turbines has been successfully installed at the Fécamp site in the British Channel*. Comunicado à imprensa. 2 p..
- [34] Strabag Offshore Wind (2012) - *The base of power*. Brochura. 12 p.
- [35] Sedlacek G.; Mieke A.; Libreros A.; Heider Y. (2012) - *Geotechnical stability of gravity base foundations for offshore wind turbines on granular soils*. Proc. Int. Conf. Offshore Mech. Arct. Eng. – OMAE. 8 p.
- [36] Vici Ventus (2010) - *Offshore wind turbines: Concrete Foundations*. Brochura. 2 p.
- [37] Saleem, Z. (2011) – *Alternatives and modification of Monopile foundation or its installation technique for noise mitigation*. Delft University of Technology. 68 p.
- [38] Singh B, Mistri B, Patel R. (2010) - *Comparison of Foundation Systems for Offshore Wind Turbine Installation*. ICCT Civil Engineering. 6 p.
- [39] Randolph, M.F.; Gaudin C.; Gourvenec S.M.; White D.J.; Boylan N.; Cassidy M.J. (2011) - *Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments*. Ocean Engineering..38(7):818–834 p.
- [40] Dong Energy signs another suction bucket deal with SPT Offshore. Artigo online. Acedido em 18/03/2017. URL: <http://www.offshorewind.biz/2014/05/22/dong-energy-signs-another-suction-bucket-deal-with-spt-offshore>.
- [41] Sparrevik, P. - *Jacket foundations for OWT*. Apresentação. 22 p.
- [42] Ashuri, T. & Zaayer M.B. (2007) - *Review of design concepts, methods and considerations of offshore wind turbines*. Eur. Wind Energy Assoc. EWEA. 10 p.
- [43] Det Norske Veritas (2010) - *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Offshore standard DNV-OS-J101. 142 p.
- [44] Peyrard, C. (2015) - *Offshore wind turbine foundations*. Electricité de France. Apresentação. 82 p.

- [45] Santillana, D.S. – *Offshore windpower*. Apresentação. 90 p.
- [46] European Wind Energy Association (EWEA) (2013) - The next step for offshore wind energy. Relatório. 75 p.
- [47] *Demogravi3*. Projecto *Demogravi3*. Acedido em 15/03/2017. URL: <http://demogravi3.com>
- [48] *Gravi3*. Vantagens do modelo *Gravi3*. Acedido em 15/03/2017. URL: <http://www.gravi3.com/gravi3/advantages.html>
- [49] *Gravi3*. Características do modelo *Gravi3*. Acedido em 15/03/2017. URL: <http://www.gravi3.com/gravi3/general-description.html>
- [50] *The Wind Power* - Parques eólicos – Base de dados. Acedido em 14/04/2017. URL: <http://www.thewindpower.net>
- [51] *4C Offshore* - Parques eólicos – Base de dados. Acedido em 03/04/2017. URL: <http://www.4coffshore.com/windfarms/>
- [52] Bradsher, K. (2009) - *Earth-Friendly Elements, Mined Destructively*. *The New York Times*. Artigo online. Acedido em 25/03/2017. URL: [http://www.nytimes.com/2009/12/26/business/global/26rare.html?\\_r=1&hp=&pagewanted=all](http://www.nytimes.com/2009/12/26/business/global/26rare.html?_r=1&hp=&pagewanted=all)
- [53] Parry, S. (2011) - *In China, the true cost of Britain's clean, green wind power experiment: Pollution on a disastrous scale*. *The Daily Mail*. Artigo online. Acedido em 25/03/2017. URL: <http://www.dailymail.co.uk/home/moslive/article-1350811/In-China-true-cost-Britains-clean-green-wind-power-experiment-Pollution-disastrous-scale.html>
- [54] Lilley, M.B. & Firestone, J. (2008) - *Wind power, wildlife, and the Migratory Bird Treaty Act: a way forward*. *Environmental Law*. 38(4):101-150 p.
- [55] Parsons, L. & Rock, M. (2010) *Fact Sheet: Offshore Wind Energy*. *Environmental and Energy Study Institute*. 14 p.
- [56] Wilhelmsson, D. et al. (2010) - *Greening Blue Energy : Identifying and managing the biodiversity risks and opportunities of offshore renewable energy*. IUCN. E.ON Climate & Renewables. 104 p.
- [57] Greater Gabbard Offshore Winds Ltd. (2007) - *Decommissioning Programme - Greater Gabbard Offshore Wind Farm Project*. 577000/403 – MGT100 – GGR – 107. 58 p.
- [58] Drew, J. (2011) - *Decommissioning strategy: Gwynt Môr Offshore Wind Farm*. RWE NPower Renewables. 70 p.
- [59] Stephenson, M. (2013) - *Outline Decommissioning Statement: Dogger Bank Creyke Beck*. Forewind. 18 p.
- [60] Hidrográfico, I. (2012) - *Caracterização geofísica da Zona Piloto*. 197 p.
- [61] Rodrigues, A. (2004) - *Tectono-Estratigrafia da Plataforma Continental Setentrional Portuguesa*. Dissertação submetida para obtenção do grau de Doutor em Geologia, na especialidade de Geodinâmica Interna. Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. 239 p.
- [62] Pombo, J.; Rodrigues, A.; Cunha, P. (2004) - *Sedimentos superficiais da plataforma continental portuguesa entre o Cabo Mondego e S. Martinho do Porto*. VII Congresso Nacional de Geologia. 4 p.
- [63] Kullberg, J.C.; Rocha, R.B.; Soares, A.F.; Rey, J.; Terrinha, P.; Callapez, P.; Martins, L. (2006) - *A Bacia Lusitaniana: Estratigrafia, Paleogeografia e Tectónica*. Geologia de Portugal no contexto da Ibéria. Universidade de Évora. 317-368 p.
- [64] Website. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. *Sismicidade e Tectónica em Portugal*. Acedido em 26/04/2017. URL: <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>.
- [65] NP EN 1998-1 (2010) - *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. 230 p.

- [66] NP EN 1998-5 (2010) - *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. 54 p.
- [67] American Petroleum Institute (2007) - *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms — Working Stress Design*. 2A–WSD. 242 p.
- [68] NP EN 1990 (2010) - *Eurocódigo 0 – Bases para o projecto de estruturas*. 88 p.
- [69] NP EN 1991-1-1 (2010) - *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. 47 p.
- [70] NP EN 1991-1-4 (2010) - *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento*. 47 p.
- [71] NP EN 1997-1 (2010) – *Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. 179 p.
- [72] Det Norske Veritas (2010) – *Offshore Concrete Structures. Recommended Practice DNV-RP-C502*. 102 p.
- [73] Det Norske Veritas (2010) - *Environmental Conditions and Environmental Loads. Recommended Practice DNV-RP-C205*. 124 p.
- [74] Fang, H.Y. (1991) – *Foundation Engineering Handbook*. Chapman & Hall. 2ª edição. 940 p.
- [75] Gomez-Leon, J. (2015) - *Wind Turbine Blade Analysis Using Blade Element Momentum Theory*. Rensselaer Polytechnic Institute. 32 p.
- [76] Ragheb, M. (2013) - *Aerodynamics of rotor blades*. 23 p.
- [77] Byrne, B.; Houlsby, G. (2003) - *Foundations for offshore wind turbines*. Philosophical Transactions of the Royal Society. 2909–2930 p.
- [78] VPG Transducers (2015) – *Wind Forces. Load Cells and Weigh Modules: Technical Note VPGT-07*. 2 p.
- [79] Chakrabarti, S.K. (2005) - *Handbook of Offshore Engineering: Loads and Responses*. (4)-64 p.
- [80] Gourvenec, S.; Randolph, M. (2011) - *Offshore Geotechnical Engineering*. 560 p.
- [81] Fernandes, M. (1995) – *Mecânica dos Solos: Fundações superficiais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 2(10)-47 p.
- [82] Rupam, S. (2014) - *A Review on Soil Improvement Techniques to Mitigate Liquefaction*. NESGCAGE. 6 p.
- [83] Yamazaki, H. & Zen, Kouki (1990) – *Mechanism of wave-induced liquefaction and densification in seabed*. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Soils and Foundations: 30(4). 90-104 p.
- [84] Symscape: Computational Fluid Dynamics Software for All (2013) – *Polyhedral, Tetrahedral and Hexahedral Mesh Comparison*. Acedido em 05/09/2017.  
URL: <http://www.symscape.com/polyhedral-tetrahedral-hexahedral-mesh-comparison>
- [85] Seckinger, A.H. (2005) – *Soil Pressure under Footings*. Structure Magazine. Extracto. 1 p.  
<http://www.symscape.com/polyhedral-tetrahedral-hexahedral-mesh-comparison>
- [86] Shosha, M. - Curso de Mecânica dos Solos. Distribuição de tensões. Acedido em 18/06/2017.  
URL: <http://osp.mans.edu.eg/geotechnical/Ch2.htm#t1>.
- [87] Mickovski, S.B.; Hytris, N. et al. (2015) - *Comparison of settlement calculation methods for the design of a gravity base foundation in deep water*. Proceedings of the XVI ECSMGE. Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. ISBN 978-0-7277-6067-8. 1327-1332 p.
- [88] Dibigiato, E. (1982) - *Monitoring the foundation performance of offshore gravity base structures*. Ground Engineering. 24-36 p.

## ANEXO

Dados mensais de alturas significativa, máxima e mínima das ondas, direcção média e período de pico de onda <sup>[60]</sup>. Hm0 – altura significativa; Hmáx – altura máxima; Mdir – média da direcção da onda; Tp – período de pico

	Média	Desvio padrão	Máximo	Mínimo	Nº de Valores
Dezembro 2011					
Hm0 (m)	2,54	1,27	7,40	0,84	458
Hmáx (m)	3,71	1,89	12,37	1,19	
Mdir (º)	314	21	335	80	
Tp (s)	12,8	2,5	25,0	7	
Janeiro 2012					
Hm0 (m)	2,12	1,02	5,26	0,63	687
Hmáx (m)	3,10	1,50	8,45	0,88	
Mdir (º)	314	12	338	269	
Tp (s)	13,8	1,9	18,6	7,1	
Fevereiro 2012					
Hm0 (m)	1,72	0,58	3,47	0,80	430
Hmáx (m)	2,51	0,85	5,05	1,08	
Mdir (º)	316	15	347	283	
Tp (s)	11,7	2,7	25,0	4,0	
Março 2012					
Hm0 (m)	1,85	0,80	4,98	0,44	744
Hmáx (m)	2,72	1,20	8,88	0,63	
Mdir (º)	304	16	351	217	
Tp (s)	12,4	2,2	25,0	4,7	
Abril 2012					
Hm0 (m)	2,34	0,95	5,29	0,75	720
Hmáx (m)	3,45	1,49	9,58	0,95	
Mdir (º)	319	11	348	279	
Tp (s)	10,5	2,2	17,3	4,5	
Maio 2012					
Hm0 (m)	1,50	0,43	3,27	0,74	740
Hmáx (m)	2,21	0,67	5,05	0,95	
Mdir (º)	295	30	352	219	
Tp (s)	9,1	1,8	13,8	4,3	
Junho 2012					
Hm0 (m)	1,56	0,48	2,83	0,67	720
Hmáx (m)	2,30	0,72	4,58	0,84	
Mdir (º)	302	22	352	231	
Tp (s)	9,0	1,8	22,7	4,5	