



Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



DISEÑO DE CIMENTACIÓN DE GRAVEDAD PARA ESTRUCTURA TIPO JACKET DE AEROGENERADOR OFFSHORE

Trabajo realizado por:
Pablo Nistal Iglesias

Dirigido:
Francisco Ballester Muñoz
Jokin Rico Arenal

Titulación:
Grado en Ingeniería Civil
(Mención en Hidrología)

Santander, Junio 2016

TRABAJO FINAL DE GRADO

*A mis padres,
por hacer posible que haya llegado hasta aquí.*

*A Lara
por apoyarme en todo momento.*

Agradecimientos

Gracias a mis padres, que nos han dado todo lo que tenían y nos han ayudado a dar forma a nuestros sueños. Gracias a mis hermanos, porque siempre han sido para mí un ejemplo. Y gracias a toda mi familia, porque siempre están ahí.

Gracias a Lara, por animarme a continuar sin perder la sonrisa.

Gracias a Jokin, Francisco y a todo el equipo de INGECID, porque sin ellos esto no habría sido posible.

Santander, 30 de Junio de 2016

Resumen

Título del TFG: Diseño de cimentación de gravedad para estructura tipo jacket de aerogenerador offshore

Autor: Pablo Nistal Iglesias

Director: Francisco Ballester Muñoz, Jokin Rico Arenal

Convocatoria: Junio 2016

Palabras clave: Eólica, offshore, jacket, cimentación, gravedad, diseño, Morison

Planteamiento:

El objetivo de este trabajo es realizar el diseño de una cimentación de gravedad para una estructura en celosía tipo jacket de soporte de un aerogenerador offshore que sirva como alternativa frente a las soluciones clásicas, utilizando para ello una herramienta de pre-diseño que también ha sido desarrollada como parte del trabajo.

Se ha realizado una pequeña investigación acerca de los tipos de estructuras de soporte que se utilizan en la eólica offshore y sus aplicaciones, así como un análisis del estado del arte de las estructuras jacket.

Se ha desarrollado una hoja de cálculo que integra todo el proceso de obtención de esfuerzos sobre una geometría de jacket definida, a partir de unas condiciones medioambientales iniciales, basada en la utilización de la ecuación de Morison y la teoría lineal de Airy. También se ha incluido en la hoja el cálculo analítico de la estabilidad del terreno para cimentaciones superficiales y profundas, para poder comparar las dimensiones de ambas soluciones. Posteriormente, se ha utilizado esta hoja de cálculo para realizar el diseño de las cimentaciones de gravedad, ajustándolas a unas condiciones ambientales y geotécnicas particulares.

Por último, se han completado los cálculos analíticos de la geometría final realizando comprobaciones estructurales con los software PLAXIS y MIDAS.

Abstract

TFG Title: Design of gravity based foundation for jacket structure of offshore wind turbine generator

Author: Pablo Nistal Iglesias

Director: Francisco Ballester Muñoz, Jokin Rico Arenal

Call: June 2016

Key words: Wind, offshore, jacket, gravity, foundation, design, Morison

Approach:

The aim of this project is to design a gravity based foundation for a jacket lattice structure as support for offshore wind turbines, which will provide an alternative to the regular solutions. A spreadsheet for pre-design has been developed as part of the project too.

A small research has been done about the types of support structures commonly used in offshore wind energy as well as an analysis of the state of the art in jacket structures.

A spreadsheet has been developed for the purpose of the project: it merges the process of obtaining stresses for a particular jacket geometry and environmental conditions, based on the Morison equation and Airy linear wave theory. The spreadsheet also includes the analytical stability analysis of the soil for shallow and deep foundations so that necessary geometry can be obtained and compared. In addition, this spreadsheet has been used in order to design the gravity foundations for the selected geotechnical and environmental conditions.

Lastly, the analytical stability of the foundations has been checked with specific software: PLAXIS and MIDAS.

Índice general

Agradecimientos	V
Resumen	VII
Abstract	IX
Lista de figuras	XV
Lista de tablas	XIX
1. Motivación y objetivo	1
1.1. Introducción y motivación	1
1.2. Objetivo	2
2. Estado del arte	3
2.1. Introducción a la energía eólica	3
2.2. Introducción a la eólica marina	8
2.3. Ventajas e inconvenientes de la eólica marina	10
2.3.1. Ventajas	10
2.3.2. Inconvenientes	11
2.4. Disposición de un parque eólico marino	12
2.5. Partes de un aerogenerador marino	14
2.5.1. Rotor	14
2.5.2. Góndola	16
2.5.3. Estructura de soporte	16
2.6. Tipos de estructuras de soporte	17
2.6.1. Gravedad	17
2.6.2. Monopilote	18
2.6.3. Trípode	20
2.6.4. Tri-pilote	22
2.6.5. Cajón de succión	22
2.6.6. Flotantes	22

2.7. Jackets	24
2.7.1. Proceso constructivo	27
2.7.2. Diseño de la estructura	31
3. Condiciones de diseño	35
3.1. Introducción	35
3.2. Geometría jacket	35
3.3. Condiciones medioambientales	37
3.3.1. Corrientes	37
3.3.2. Oleaje	38
3.3.3. Nivel del agua	38
3.3.4. Viento	39
3.4. Geotecnia	39
4. Hoja de cálculo	43
4.1. Introducción	43
4.2. Elección de acciones a estudiar	43
4.3. Acciones debidas a la corriente y al oleaje	46
4.3.1. Perfil de la corriente	46
4.3.2. Cálculo del periodo de ola aparente	48
4.3.3. Cálculo aproximado de la longitud de onda	49
4.3.4. Perfil de velocidades y aceleraciones	50
4.3.5. Factor de bloqueo de la corriente	53
4.3.6. Factor cinemático del oleaje	54
4.3.7. Crecimiento marino duro	54
4.3.8. Coeficientes de arrastre e inercia	55
4.3.9. Ecuación de Morison	59
4.4. Acciones debidas a la turbina	62
4.5. Acciones debidas a la estructura	63
4.5.1. Peso	63
4.5.2. Empuje	64
4.6. Sensibilidad frente a variaciones en las condiciones iniciales	65
4.7. Pre-diseño de las cimentaciones	69
4.7.1. Cajones	70
4.7.2. Pilotaje	82
5. Diseño	91
5.1. Geometría final	91
5.2. Cargas	96
5.2.1. Estado límite último	96
5.2.2. Estado límite de servicio	98

5.3.	Comprobación estructural	99
5.3.1.	Hundimiento	100
5.3.2.	Deslizamiento	100
5.3.3.	Vuelco rígido	101
5.3.4.	Asientos y desplazamientos	101
5.3.5.	Periodo natural de vibración	103
Referencias		107
A. Guía de utilización de la hoja de cálculo		109
A.1.	Introducción condiciones ambientales	109
A.2.	Introducción geometría jacket	110
A.3.	Resultados perfiles de velocidades y aceleraciones	115
A.4.	Resultados fuerzas	116
A.5.	Cálculos analíticos geotécnicos	118
A.5.1.	Cimentaciones superficiales	119
A.5.2.	Cimentaciones profundas	120

Índice de figuras

1.1. Consumo mundial de energía, medido en millones de toneladas de petróleo equivalentes. [Fuente: B.P Statisticak Review of World Energy 2015]	2
2.1. Ilustración de un molino del siglo XIV. [Fuente: John Langdon]	4
2.2. Parque eólico de la isla de El Hierro. [Fuente: Carlos Teixidor]	5
2.3. Aerogenerador de eje horizontal. [Fuente: GOODSHOOT] . . .	6
2.4. Aerogenerador de eje vertical Quiet Revolution. [Fuente: GOODSHOOT]	6
2.5. Top 10 de capacidad instalada en 2015 y de capacidad acumulada. [Fuente: GWEC]	7
2.6. Primer parque eólico marino, Vindeby. [Fuente: DWIA]	9
2.7. Número de parques eólicos, turbinas y capacidad conectados a la red europea en 2015. [Fuente: EWEA]	9
2.8. Capacidad acumulada anual por países y global. [Fuente: EWEA]	10
2.9. Diferencias en el perfil de velocidades del viento según la zona. [Fuente: EDPR-EU]	11
2.10. Construcción de la primera turbina en Nysted Offshore Wind Farm. [Fuente: Danish Energy Authority]	12
2.11. Turbulencias generadas por las turbinas en el parque eólico de Horns Rev, Dinamarca. [Fuente: Vattenfall Wind Power] . . .	13
2.12. Componentes de un parque eólico marino. [Fuente: Malhotra] .	13
2.13. Parque eólico offshore de Siemens con subestación. [Fuente: Siemens]	14
2.14. Componentes de un aerogenerador offshore. [Fuente: Malhotra]	15
2.15. Estructura de soporte de gravedad. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]	17
2.16. Estructura de soporte monopilote. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]	18
2.17. Estructura de soporte trípode. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]	21

2.18. Triángulo de métodos de estabilidad de plataformas flotantes. [Fuente: NREL]	23
2.19. Ejemplo de los tres métodos básicos de estabilización de plataformas flotantes. [Fuente: NREL]	23
2.20. Estructura de soporte jacket. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]	25
2.21. Plataforma Bullwinkle. [Fuente: Shell]	26
2.22. Plantilla utilizada en Alpha Ventus. [Fuente: 4COffshore]	28
2.23. Jackets utilizados en Alpha Ventus. [Fuente: Utopia.de]	29
2.24. Paneles de geotextil en la base del jacket. [Fuente: Tension Technology International]	30
2.25. Jacket utilizado en Beatrice Demonstrator Project, con las guías para el pilotaje en la base. [Fuente: BIFAB]	30
2.26. Jacket con cajón de succión. [Fuente: DONG Energy]	31
2.27. OWEC Quattropodó. [Fuente: OWEC]	33
2.28. Hochtief Solutions. [Fuente: BLADT Industries]	33
2.29. Twisted Jacket Foundation. [Fuente: BLADT Industries]	34
2.30. Jacket utilizado en Wikinger. [Fuente: BLADT Industries]	34
3.1. Geometría básica del jacket (dimensiones en metros).	36
3.2. Geometría básica de la turbina de referencia.	40
4.1. Hoja de cálculo utilizada en el proyecto.	44
4.2. Perfil de velocidades de la corriente.	47
4.3. Perfiles de velocidad de la corriente para cada altura de agua.	48
4.4. Efecto Doppler debido a una corriente constante. [Fuente: Ruiz Albert, 2011]	49
4.5. Perfiles de velocidad y aceleración debidos al oleaje.	51
4.6. Perfiles de la velocidad para las distintas fases.	52
4.7. Rugosidad y espesor del crecimiento marino. [Fuente: Ruiz Albert, 2011]	55
4.8. Factor de amplificación por la estela. [Fuente: DNV, 2014]	57
4.9. Fuerza actuante debida al oleaje y a la corriente.	61
4.10. Momentos debidos al oleaje y a la corriente.	61
4.11. Modelo de la estructura jacket en MIDAS Civil.	63
4.12. Modelo sólido de la zona sumergida para calcular el empuje.	64
4.13. Sensibilidad frente a variaciones.	67
4.14. Sensibilidad frente a variaciones (continuación).	68
4.15. Ejemplos de algunos modos de fallo. [Fuente: Muelas Rodríguez]	71
4.16. Cimentación circular y área efectiva correspondiente. [Fuente: DNV, 2014]	73

4.17. Factores de seguridad frente a hundimiento para variaciones en la geometría de la cimentación.	77
4.18. Factores de seguridad frente a deslizamiento para variaciones en la geometría de la cimentación.	79
4.19. Factores de seguridad frente a vuelco rígido para variaciones en la geometría de la cimentación.	81
4.20. Factores de seguridad frente a arranque para variaciones en la geometría de la cimentación.	88
4.21. Factores de seguridad frente a hundimiento para variaciones en la geometría de la cimentación.	89
5.1. Alzado del encofrado de la cimentación, dimensiones en metros.	92
5.2. Planta del encofrado para la cimentación.	92
5.3. Vista en perspectiva del encofrado con corte parcial.	93
5.4. Simulación del encofrado.	94
5.5. Simulación de la solución.	95
5.6. Vista en alzado de la estructura de soporte completa, dimensiones en metros.	96
5.7. Resultados de los análisis en PLAXIS.	100
5.8. Resultados de desplazamientos obtenidos en PLAXIS para la cimentación 1.	102
5.9. Resultados de desplazamientos obtenidos en PLAXIS para la cimentación 2.	103
5.10. Resultados de MIDAS para el modelo de la turbina.	104
5.11. Resultados de MIDAS para el modelo con pilotes.	105
5.12. Modo de vibración natural de la estructura.	106
A.1. Vista general de la página de introducción de condiciones ambientales e información meta-oceánica básica.	110
A.2. Vista general de la introducción de geometría de la estructura jacket sobre la que se van a calcular los esfuerzos.	111
A.3. Distribución de secciones.	112
A.4. Definición de componentes.	112
A.5. Definición de secciones.	113
A.6. Valores procedentes de modelos.	114
A.7. Variables derivadas de la geometría.	114
A.8. Vista general de los resultados de velocidades y aceleraciones de las partículas.	115
A.9. Vista general de los resultados de fuerzas sobre la estructura.	117
A.10. Zona de resultados de fuerzas.	117
A.11. Zona de conversión entre cotas de la geometría y profundidades.	118

A.12. Vista general del apartado dedicado al cálculo geotécnico.	119
A.13. Vista general del apartado dedicado al cálculo geotécnico cen- trado en las cimentaciones superficiales.	120
A.14. Vista general del apartado dedicado al cálculo geotécnico cen- trado en las cimentaciones profundas.	121

Índice de tablas

3.1. Características NREL 5MW wind turbine.	40
3.2. Características del suelo.	41
4.1. Resumen requerimientos de diseño.	45
4.2. Rango de periodos de pico original y aparente.	49
4.3. Rango de longitudes de onda.	50
4.4. Resumen coeficientes de arrastre e inercia.	59
4.5. Reacciones en la base de la torre para situación de viento extrema.	62
4.6. Resumen de las fuerzas debidas a la estructura jacket.	65
4.7. Factores aplicados en función del tipo de carga.	70
4.8. Factores aplicados en función del tipo de análisis.	72
4.9. Componentes de las resultantes vertical y horizontal para fallo por hundimiento.	75
4.10. Componentes de las resultantes vertical y horizontal para fallo por deslizamiento.	78
4.11. Componentes de la resultante vertical para fallo por vuelco rígido.	80
4.12. Factores aplicados en función del tipo de análisis.	83
4.13. Valores del coeficiente de empuje.	85
4.14. Factor β según el tipo de roca.	86
4.15. Componentes de la resultante vertical para fallo por arranque.	87
4.16. Componentes de la resultante vertical para fallo por hundimiento.	87
5.1. Componentes de la resultante vertical para fallo por hundimiento.	98
5.2. Condiciones para obtención de acciones en situación de servicio.	99
5.3. Cargas derivadas de las condiciones ambientales de servicio.	99
5.4. Rigidez de los muelles que simulan el terreno.	106

Capítulo 1

Motivación y objetivo

1.1. Introducción y motivación

En los últimos años estamos viendo como se está incrementando el consumo de energía eléctrica a gran velocidad. El aumento de la población mundial y el avance de las nuevas tecnologías favorecen el incremento en el consumo de energía, cuya demanda será cada vez mayor en forma de energía eléctrica gracias al desarrollo de innovaciones como el coche eléctrico o las baterías de almacenamiento. Además, existe una concienciación global cada vez mayor sobre el cambio climático producido por las emisiones de gases de efecto invernadero derivados de la utilización de combustibles fósiles.

El futuro exigirá una transición a fuentes de energía renovables y limpias, como la hidroeléctrica, la solar o la eólica, que son capaces de generar energía eléctrica con un impacto mucho menor que los combustibles fósiles. Además, el desarrollo de estas tecnologías están favoreciendo que se reduzca rápidamente el coste de generación de energía limpia.

La generación de energía eléctrica a partir de energía eólica ha gozado de un importante desarrollo a lo largo del último siglo, especialmente en los últimos 25 años, que se han comenzado a utilizar aerogeneradores en ambientes marinos. Se trata de una tecnología joven aun, en constante evolución, que tuvo un inicio modesto pero que va ganando fuerza con un crecimiento exponencial. Se comenzó con el desarrollo de soluciones para zonas poco profundas y cercanas a la costa, pero a medida que la tecnología ha ido avanzando se está posibilitando la instalación de turbinas en aguas cada vez más profundas y en zonas cada vez más alejadas de la costa, buscando siempre la mayor calidad del viento.

Las técnicas y diseños actuales permiten la instalación de aerogeneradores en aguas profundas incluso en suelos con estratos rocosos, pero el coste de

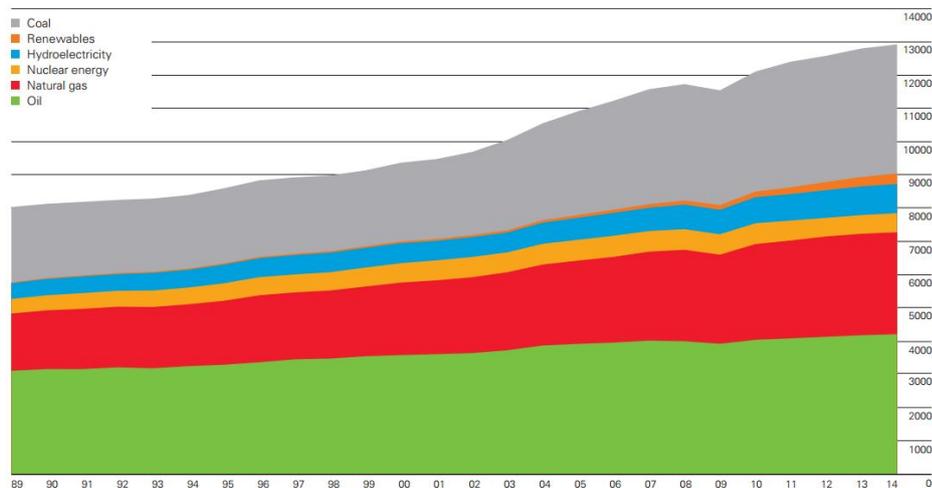


Figura 1.1: Consumo mundial de energía, medido en millones de toneladas de petróleo equivalentes. [Fuente: B.P Statisticak Review of World Energy 2015]

instalación de las soluciones clásicas son demasiado elevados. Este trabajo pretende exponer una alternativa a la instalación de pilotes y a estructuras de soporte de gravedad clásicas mediante la combinación de técnicas y diseños comúnmente utilizados en la construcción offshore.

1.2. Objetivo

El objetivo de este trabajo es realizar el diseño de una cimentación de gravedad para una estructura de soporte de aerogenerador offshore de celosía tipo jacket. Esta cimentación de gravedad servirá como alternativa a las soluciones existentes en terrenos difíciles y ampliará las opciones de utilización de las estructuras jacket.

Para ello se llevará a cabo el desarrollo de una hoja de cálculo que integre todo el proceso de obtención de esfuerzos sobre una geometría definida, partiendo de unas condiciones medioambientales iniciales que pueden ser variables. También se incluirá en la hoja un cálculo analítico de estabilidad del suelo frente a las cargas obtenidas, que posibilitará el dimensionamiento de cimentaciones tanto superficiales como profundas, para poder comparar ambas soluciones.

Tras obtener las dimensiones óptimas de la cimentación de gravedad se comprobará la estabilidad estructural de la solución.

Capítulo 2

Estado del arte

2.1. Introducción a la energía eólica

La energía eólica es la energía obtenida a partir del viento. La energía cinética generada por las corrientes de aire se transforma en otras formas de energía útiles para el ser humano, generalmente por medio de aerogeneradores, aunque en la antigüedad esta fuente de energía ya se utilizaba transformada en energía mecánica en los primeros molinos. Estos primeros molinos utilizaban la misma técnica que los barcos para ser arrastrados por el viento: unas palas rectangulares con telas a modo de vela, situadas en torno a un eje vertical, que servían para moler trigo o extraer agua.

Desde los primeros molinos (que datan del siglo VII) hasta los grandes aerogeneradores que tenemos hoy en día (desarrollados en la década de los 80 del siglo XX), la técnica ha sufrido una gran evolución, pero sin embargo el principio de funcionamiento ha sido el mismo. El viento es el que hace girar las aspas alrededor de un eje, y mediante un sistema mecánico se produce el movimiento del rotor de un generador, que produce energía eléctrica.

La radiación solar produce el calentamiento de la superficie terrestre de forma irregular: durante el día, los continentes transfieren más calor al aire que las masas de agua, produciéndose la elevación de masas de aire caliente menos denso; el aire más frío que se encuentra sobre las masas de agua se mueve para ocupar su lugar a cierta velocidad, que depende del gradiente de presión existente entre la zona de origen y la de destino.

Para que el viento sea aprovechable por los aerogeneradores que existen hoy en día, esa velocidad tiene que estar dentro de un rango: superior a la velocidad de «cut-in», o velocidad mínima de funcionamiento, que suele estar en torno a los 3 metros por segundo, e inferior a la velocidad de «cut-out», la velocidad máxima de funcionamiento, que suele ser de 25 metros



Figura 2.1: Ilustración de un molino del siglo XIV. [Fuente: John Langdon]

por segundo. Es por ello que, para poder aprovechar la energía del viento, es necesario conocer su comportamiento: variaciones diurnas y nocturnas, variaciones entre estaciones, variaciones en elevación con respecto al nivel del suelo, etc. Para caracterizar el comportamiento de una zona en concreto se necesita tener un registro histórico de por lo menos 20 años de mediciones.

El viento se considera bastante estable y predecible a gran escala, como la anual, aunque a escalas menores sufre bastantes variaciones. Es por ello que la utilización de la energía eólica como fuente principal de energía para una región conlleva una mejora sustancial en la red eléctrica a nivel de control: aumento de capacidad de almacenamiento de energía, distribución de la producción en una zona más amplia, otras fuentes de energía de respaldo, o la posibilidad de importar y exportar energía a otras redes vecinas.

La utilización de la energía eólica se está volviendo más popular en la actualidad, al haber demostrado viabilidad industrial. Nació como una búsqueda de diversificación en las fuentes de energía debida al aumento de la demanda y a las dificultades de algunos de los combustibles tradicionales de llegar a toda la geografía. Ya en la primera mitad del siglo XX se popularizó la producción de energía basada en rotores eólicos en zonas rurales aisladas.

Los generadores eólicos han tenido una evolución positiva en parte por ser considerados como una fuente de energía limpia y renovable, ya que no producen residuos en la producción de energía. Sin embargo, esto no significa que no produzcan un impacto ambiental: impacto visual en la línea del horizonte debido a la gran superficie que ocupan los parques, impacto acústico debido al ruido producido por las palas, impacto indirecto debido a las infraestructuras de transporte de la energía eléctrica, y por último, aunque



Figura 2.2: Parque eólico de la isla de El Hierro. [Fuente: Carlos Teixidor]

no menos importante, la muerte de aves por impacto contra las aspas. Por otro lado, también hay que tener en cuenta que es una de las energías que menos gases de efecto invernadero emiten a la atmósfera por kilovatio-hora producido, tan solo por detrás de la hidroeléctrica, lo cual es un factor que ha cobrado importancia en los últimos años debido a la conciencia social sobre el cambio climático.

Existen diversos tipos de aerogeneradores en función de su potencia, la disposición del eje o del tipo de generador, y estos se pueden encontrar de forma aislada o en parques eólicos distanciados unos de otros en función del impacto ambiental y de las turbulencias generadas por el giro de las palas. Las soluciones de mayor eficiencia y adaptabilidad son las que han terminado imponiéndose, y es por ello que la mayoría de parques eólicos que podemos encontrar hoy en día en tierra están formados por aerogeneradores de eje horizontal, con su eje de rotación situado en la parte superior de una torre y orientado con el viento.

El desarrollo de estos aerogeneradores ha permitido mejorar su eficiencia, aproximándose cada vez más al límite establecido por el físico Albert Betz, que limita la potencia que puede ser extraída del viento a un 59,3% de la energía cinética del viento, y que deriva de la conservación de la masa y del momento de inercia del flujo del aire. La tecnología actual ha conseguido obtener entre un 75% y un 80% de este límite. Hay que tener en cuenta que la energía eólica a la que está expuesta una turbina depende directamente



Figura 2.3: Aerogenerador de eje horizontal. [Fuente: GOODSHOOT]

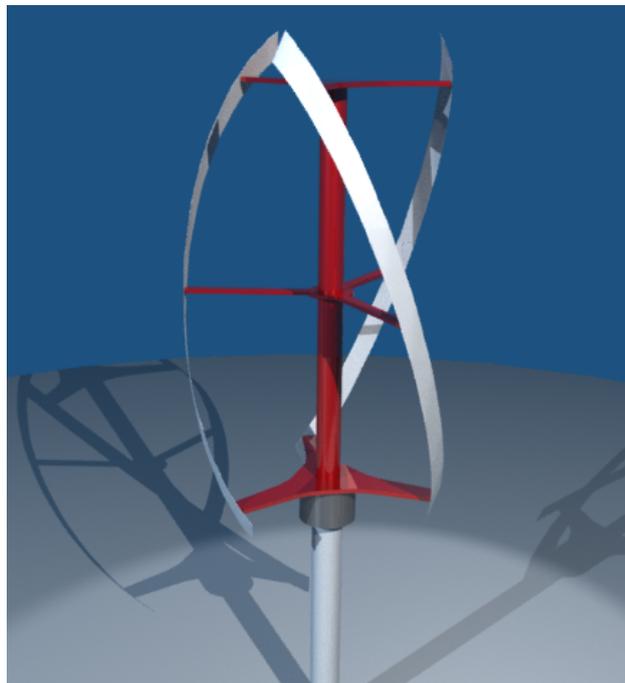


Figura 2.4: Aerogenerador de eje vertical Quiet Revolution. [Fuente: GOODSHOOT]

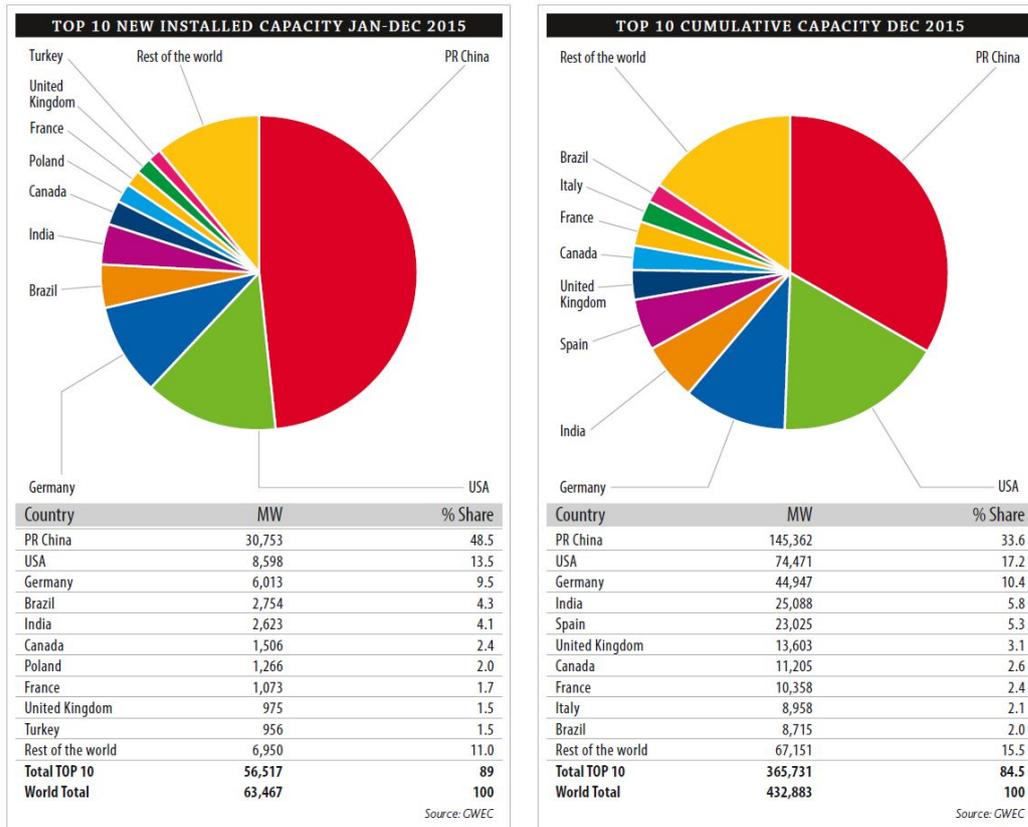


Figura 2.5: Top 10 de capacidad instalada en 2015 y de capacidad acumulada. [Fuente: GWEC]

del área que barren sus aspas, luego a mayores diámetros de rotor, mayor capacidad de generación.

La utilización de la energía eólica como fuente de producción de energía eléctrica está ganando fuerza en el marco mundial. Durante el año 2015 se instalaron 60 GW de potencia en todo el mundo, haciendo del total de capacidad instalada mundial 432,9 GW y suponiendo un crecimiento acumulado del 17%. China es la principal representante en este crecimiento, con más de 30 GW de potencia instalada en 2015, y manteniéndose a la cabeza de la producción eólica por sexto año consecutivo. A finales de 2015, 27 países contaban con más de 1 GW de potencia eólica instalada, entre los que destacan China con 145 GW, Estados Unidos con 74 GW, Alemania con casi 45 GW, India con 25 GW, España con 23 GW y Reino Unido con 13 GW (ver figura 2.5)

2.2. Introducción a la eólica marina

La energía eólica offshore es una parte de la energía eólica que es producida por aerogeneradores en un ambiente marino, generalmente en la plataforma continental. La velocidad del viento es mayor en estas zonas debido a la disminución en la rugosidad del terreno, y por tanto la energía que se puede obtener en un parque offshore es mayor que la de un mismo parque situado en tierra. Además, los grandes núcleos de población se encuentran como norma general en zonas costeras, reduciendo la distancia de transporte necesaria. Las principales desventajas de los parques offshore son su complejidad y su coste.

Europa ha sido el líder mundial en el desarrollo de la tecnología que ha hecho posible el salto de la energía eólica al medio marino. El primer parque eólico marino, Vindeby, fue instalado en Dinamarca en el año 1991. Se había colocado una primera turbina en aguas suecas, pero Vindeby fue el primer lugar en el que se colocaron una serie de turbinas formando la primera planta offshore de la historia. Se trató de un comienzo modesto, con profundidades entre 2 y 4 metros, a tan solo 2 kilómetros de la costa y con 11 turbinas de pequeñas dimensiones, torres de 35 metros de altura y rotores de 35 metros de diámetro, con una capacidad total de 4,95 mega-watios. Elkraft, una de las empresas implicadas en su construcción, había empezado a desarrollar la tecnología que permitiría llevar los aerogeneradores al agua en 1987, y en 1989 comenzaron los estudios de la zona para determinar su viabilidad. Las turbinas eran iguales que las utilizadas en tierra salvo que se sellaron para evitar que la humedad entrase dentro de la maquinaria. El proyecto acabó costando aproximadamente 10 millones de euros.

Desde entonces y hasta hoy en día, el desarrollo y la puesta en funcionamiento de plantas offshore ha seguido un crecimiento exponencial, y las expectativas son que continúe el mismo crecimiento. El principal objetivo que se persigue en el desarrollo actual es continuar con la especialización en el ambiente marino y aumentar la capacidad de las turbinas instaladas para reducir el enorme coste por MW que actualmente se encuentra cerca de los 2-3 millones de euros. De acuerdo con (Fried, Qiao, Sawyer, y Shukla, 2016), los puntos clave para reducir el coste de esta energía son: aumentar la capacidad de las turbinas (reducción del coste de 9%), fomentar la competencia (7%), mantener la producción a la alza (7%) y resolver algunos problemas de la cadena de producción (3%). Como ya se ha mencionado, Europa está siendo líder en el desarrollo de esta tecnología. El 91% de toda la capacidad instalada en el mundo está situada en aguas europeas, principalmente en Reino Unido (40%), Alemania (27%) y Dinamarca (10,5%). También está empezando a cobrar fuerza en China, que es la mayor potencia fuera de la



Figura 2.6: Primer parque eólico marino, Vindeby. [Fuente: DWIA]

Number of wind farms, turbines and MW fully connected to the grid in Europe (2015)												
Country	Belgium	Germany	Denmark	Spain	Finland	Ireland	Netherlands	Norway	Portugal	Sweden	UK	Total
No. of farms	5	18	12	1	2	1	6	1	1	5	27	80
No. of turbines	182	792	513	1	9	7	184	1	1	86	1,454	3,230
Capacity installed (MW)	712.2	3294.6	1,271.3	5	26.3	25.2	426.8	2.3	2	201.7	5,066.5	11,034

Figura 2.7: Número de parques eólicos, turbinas y capacidad conectados a la red europea en 2015. [Fuente: EWEA]

unión europea con más de un 8% del 9% de capacidad que se encuentra en aguas no europeas. Japón y Corea del Sur están empezando con las primeras instalaciones y también apuntan alto. Es evidente que la tecnología está en pleno auge de desarrollo y que, a pesar de la gran inversión que supone y que no es la fuente de energía más viable económicamente, muchos países están viendo su potencial como sustituto parcial de los combustibles fósiles que han venido dominando en las últimas décadas. Incluso los Estados Unidos que hasta ahora solo contaban con un proyecto de la universidad de Maine de turbinas flotantes, van a comenzar en 2016 con la instalación del primer parque eólico offshore en la costa de Block Island en Rhode Island.

Sin embargo, pese a los grandes avances que se están logrando en la eólica marina, esta representa tan solo un 3% de la energía eólica total que se produce en el mundo (una capacidad total mundial de 12 GW de eólica marina frente a los más de 400 GW de capacidad eólica onshore).

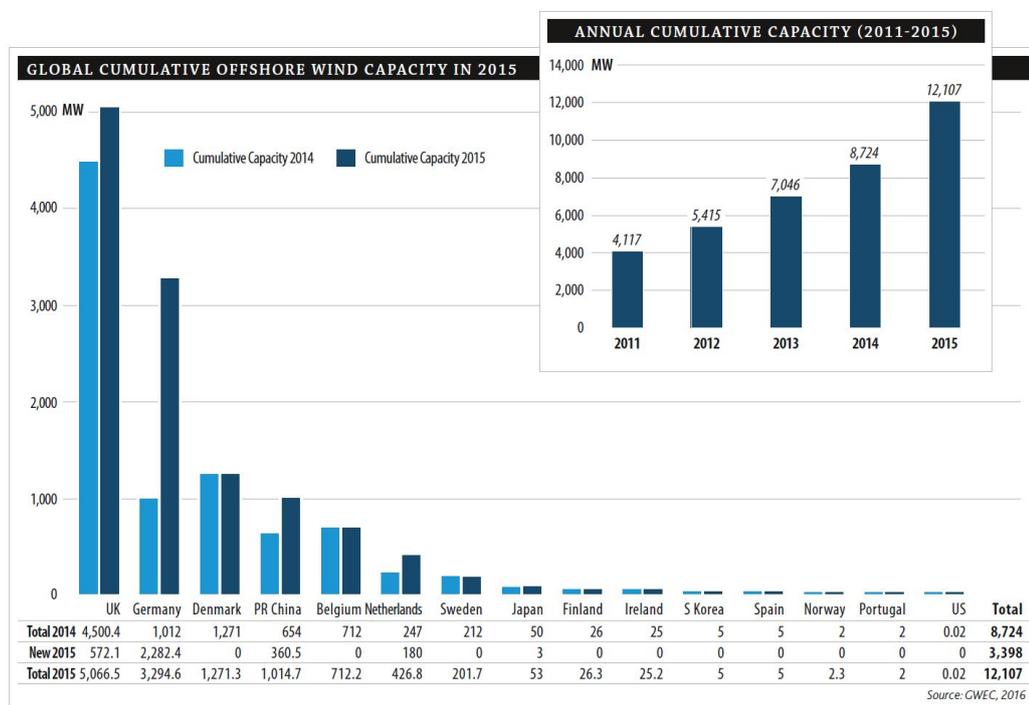


Figura 2.8: Capacidad acumulada anual por países y global. [Fuente: EWEA]

2.3. Ventajas e inconvenientes de la eólica marina

2.3.1. Ventajas

Una de las principales ventajas de la eólica offshore frente a la onshore y la razón fundamental por la que se ha desarrollado esta tecnología es la mejor calidad del viento en el mar. Debido a la baja rugosidad existente y a la ausencia de obstáculos, los perfiles del viento que hay en el ambiente marino son mucho más estables y con mayores velocidades que los que se pueden encontrar en tierra. Como la energía que se puede obtener del viento depende de su energía cinética, y esta varía con el cuadrado de la velocidad, el beneficio de este aumento de velocidad no es lineal sino exponencial. Además de la mayor velocidad del viento, al ser una superficie más lisa, las turbulencias ambientales que se generan son menores sobre el agua. Esto hace que los aerogeneradores sufran menos a fatiga, incrementando su vida útil.

Otra gran ventaja asociada a la eólica marina es la disponibilidad de grandes espacios que permiten parques de tamaños mayores que en tierra. Además, se resuelven dos problemas asociados con la eólica en tierra: por

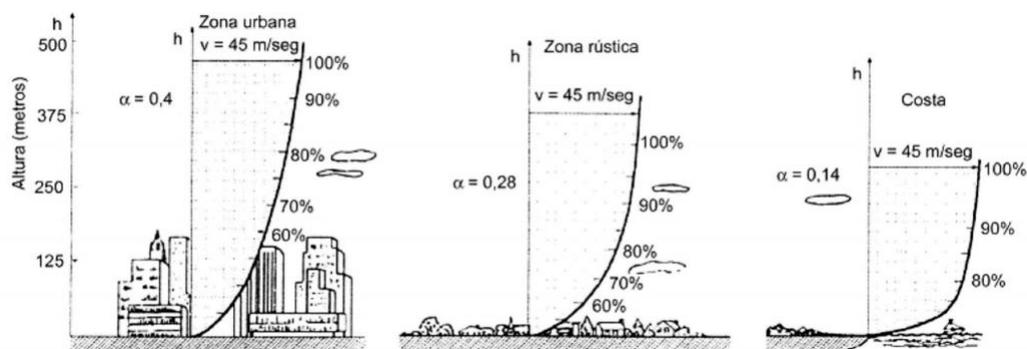


Figura 2.9: Diferencias en el perfil de velocidades del viento según la zona. [Fuente: EDPR-EU]

un lado, las mejores zonas de viento ya están ocupadas, mientras que en el mar todavía se encuentran disponibles grandes áreas con una intensidad de viento suficiente como para la instalación de parques eólicos; por otro lado, el impacto visual que producen los aerogeneradores en tierra se ve eliminado situándolos a unos cuantos kilómetros de la costa donde se vuelven invisibles al ciudadano. Su situación en zonas alejadas de la población también hace que el ruido que producen los generadores deje de ser un problema, pudiendo aumentar la velocidad de las palas. Gracias a esta combinación de mayores espacios para situar los parques, menor impacto visual y la eliminación del problema del ruido, los aerogeneradores que se pueden utilizar en el medio marino son de mucha mayor capacidad que los que se utilizan en tierra, ya que pueden disponer de mayores tamaños de rotor y mayores velocidades de punta. Se prevé que la media de las turbinas utilizadas para parques marinos se encuentre en el rango de los 6 a 8 MW (Vestas V164, con 164 metros de diámetro de rotor y capacidad de 8 mega-vatios, ya ha sido instalada en pruebas en Dinamarca y se utilizará en 2016 en los parques de Reino Unido) frente a la media de 2 mega-vatios de los utilizados en tierra.

2.3.2. Inconvenientes

La principal desventaja que tiene el aprovechamiento del recurso viento en el ambiente marino es la mayor complejidad que suponen los trabajos de diseño y construcción, con el mayor coste asociado a estos procesos. Mientras que en las soluciones de tierra el coste de la turbina representa casi un 70 % del coste total, en los parques offshore este porcentaje se reduce hasta un 30 %. El hecho de tener que trabajar sobre el agua implica una mayor complejidad



Figura 2.10: Construcción de la primera turbina en Nysted Offshore Wind Farm. [Fuente: Danish Energy Authority]

y dificultad de accesos a la hora de construir estos parques, que se incrementa a medida que aumenta la profundidad del fondo y la distancia hasta la costa.

Además de las dificultades añadidas por su situación en medio del mar, el hecho de que no exista una infraestructura eléctrica cercana implica otro sobre-coste para poder trasladar la energía producida a tierra, aunque esta desventaja se ve minimizada en parte por la localización costera de los grandes núcleos de población que hace que, aunque haya que crear una nueva infraestructura de transporte, la distancia hasta su utilización directa sea pequeña.

Otra desventaja que se deriva de la instalación de estos parques en el mar es la facilidad con la que se propagan las turbulencias debido a la baja rugosidad de la superficie. Las turbulencias generadas por las propias turbinas disminuyen la eficiencia de las de su alrededor y por tanto la separación que es necesario dejar entre ellas es mucho mayor que la que podemos encontrar en un parque situado en tierra.

2.4. Disposición de un parque eólico marino

Los parques eólicos marinos no solo están formados por una serie de aerogeneradores, si no que necesitan de una serie de componentes adicionales para poder transportar la energía eléctrica producida a tierra.

Los aerogeneradores cuentan con pequeños transformadores en sus bases



Figura 2.11: Turbulencias generadas por las turbinas en el parque eólico de Horns Rev, Dinamarca. [Fuente: Vattenfall Wind Power]

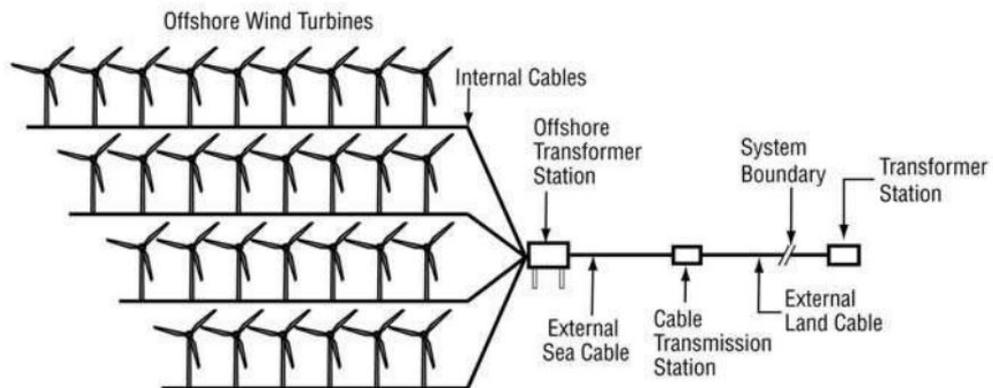


Figura 2.12: Componentes de un parque eólico marino. [Fuente: Malhotra]



Figura 2.13: Parque eólico offshore de Siemens con subestación. [Fuente: Siemens]

que aumentan el voltaje de la electricidad generada y se conectan mediante cable submarino a una subestación de transformación que se encuentra próxima al parque, y que aumenta el voltaje de nuevo, esta vez hasta el nivel de la red de tierra. Se trata de unas estaciones de grandes dimensiones (90 metros de eslora), que se fabrican íntegramente en tierra y después se elevan sobre su estructura de soporte igual que las plataformas petrolíferas. Se encuentran situadas a una determinada altura sobre el nivel del mar de forma que no se vean afectadas por el oleaje. Desde la subestación offshore hasta la subestación de evacuación del sistema eléctrico situada en tierra se tiende un cable que puede tener tramos submarinos y tramos subterráneos.

2.5. Partes de un aerogenerador marino

Un aerogenerador marino típico (de eje horizontal y con tres palas) cuenta con tres partes principales, el rotor, la góndola («nacelle» en inglés), y la estructura de soporte.

2.5.1. Rotor

Se trata de la parte giratoria del aerogenerador, y está formado por tres elementos: la nariz, las palas y el buje. La nariz es el elemento que sobresale en el centro de giro, cuya función es distribuir el viento incidente hacia los respiraderos de la góndola, además de minimizar las turbulencias en la parte frontal del rotor. Las palas o aspas son uno de los elementos clave del sistema,

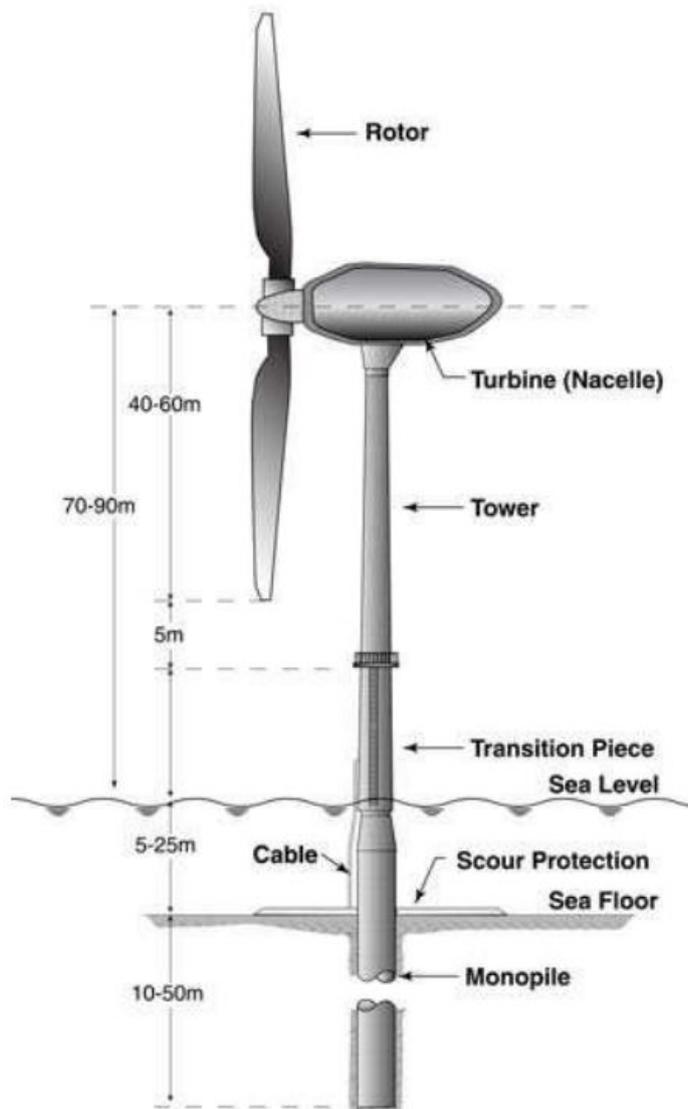


Figura 2.14: Componentes de un aerogenerador offshore. [Fuente: Malhotra]

ya que su forma ha de ser capaz de generar el mayor giro posible sobre el eje a la vez que minimizan las cargas sobre el resto de la estructura. Los materiales elegidos para las aspas deben de ser de la máxima calidad, generalmente fibras de vidrio o de carbono, ya que se verán sometidas a fuertes vientos en un ambiente hostil durante un largo periodo de tiempo. El diseño más utilizado es el de 3 palas, pero se están estudiando otras variantes con 1 y 2 palas solamente. El buje es la pieza que une las palas con el eje de giro principal transmitiendo el esfuerzo del viento a la góndola.

2.5.2. Góndola

La góndola es la parte del aerogenerador que se encarga de recibir el esfuerzo giratorio del rotor y convertirlo en energía eléctrica. Se encuentra situada en la parte superior de la torre, a la que se conecta mediante una corona de giro que permite al rotor orientarse al viento (generalmente, también existen diseños que se orientan contra el viento, pero son menos comunes). El rotor se conecta con un multiplicador, que conecta a su vez con el generador, situado en la parte posterior de la góndola, y que cuenta con un sistema de ventilación para refrigerar el interior. La góndola también cuenta con un anemómetro y una veleta que sirven de receptores de información para el control del sistema. Al igual que las aspas, se trata de una pieza clave del aerogenerador, y está fabricada en materiales de alta resistencia y bajo peso para reducir las solicitaciones sobre la estructura portante.

2.5.3. Estructura de soporte

Podemos distinguir la estructura de soporte en tres elementos principales, la torre, una pieza de transición, y la estructura sumergida con su cimentación. La función principal de la torre es sostener la góndola a una determinada altura para poder obtener una mayor velocidad de viento. Se trata de una pieza troncocónica de sección circular hueca variable con la altura y, generalmente, también de espesor variable, fabricada normalmente en acero. Debe de ser hueca en su interior para poder permitir el acceso hasta la góndola y albergar los accesorios necesarios. La pieza de transición es un elemento cuyo diseño dependerá de la estructura inferior, y que se encarga de transmitir los esfuerzos que aparecen en la base de la torre. La estructura sumergida y la cimentación dependerán de la situación de diseño del aerogenerador, puede variar de unos pocos metros de altura hasta cientos de metros, y existen diversas soluciones que se verán en el próximo apartado. Su función principal es mantener la estabilidad de todo el conjunto y transmitir todas las cargas al terreno.

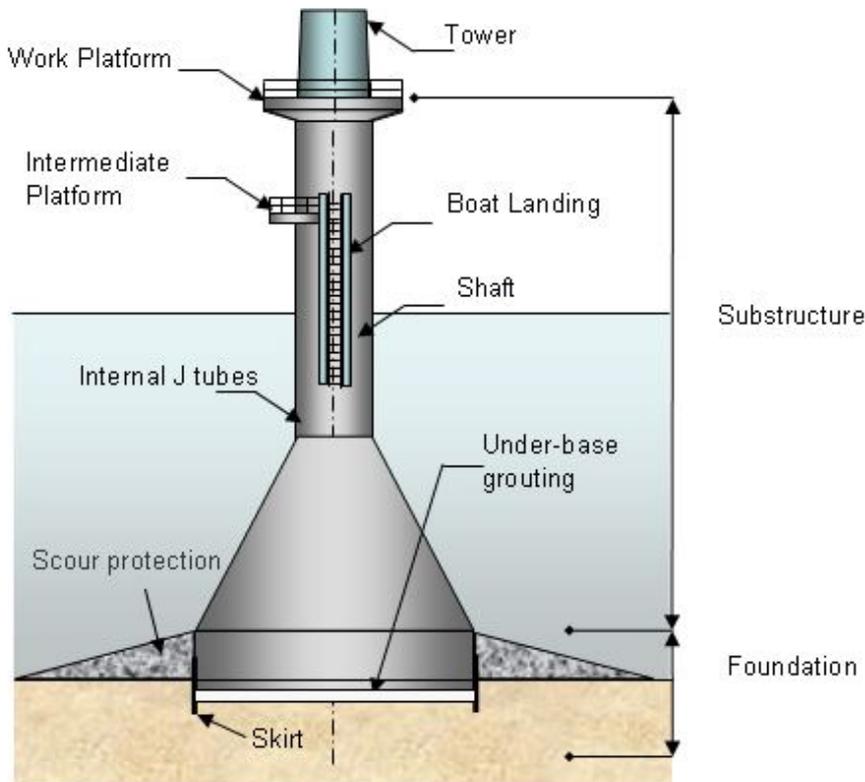


Figura 2.15: Estructura de soporte de gravedad. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]

2.6. Tipos de estructuras de soporte

Dependiendo de la profundidad y de la naturaleza del terreno, se pueden distinguir distintas soluciones.

2.6.1. Gravedad

Se utilizan principalmente en aguas poco profundas y aguas intermedias (por debajo de los 18 metros), aunque existen casos de su utilización en aguas más profundas como es el caso de Thornton Bank (28 metros de profundidad). Generalmente fabricadas a modo de cajones en hormigón armado o acero, se basan en la gravedad para soportar los momentos actuantes. Es por ello que se utilizan generalmente en aguas poco profundas, ya que a medida que aumenta la profundidad las dimensiones necesarias para la base se vuelven inviables económicamente. Debido a la necesidad de tener una ba-

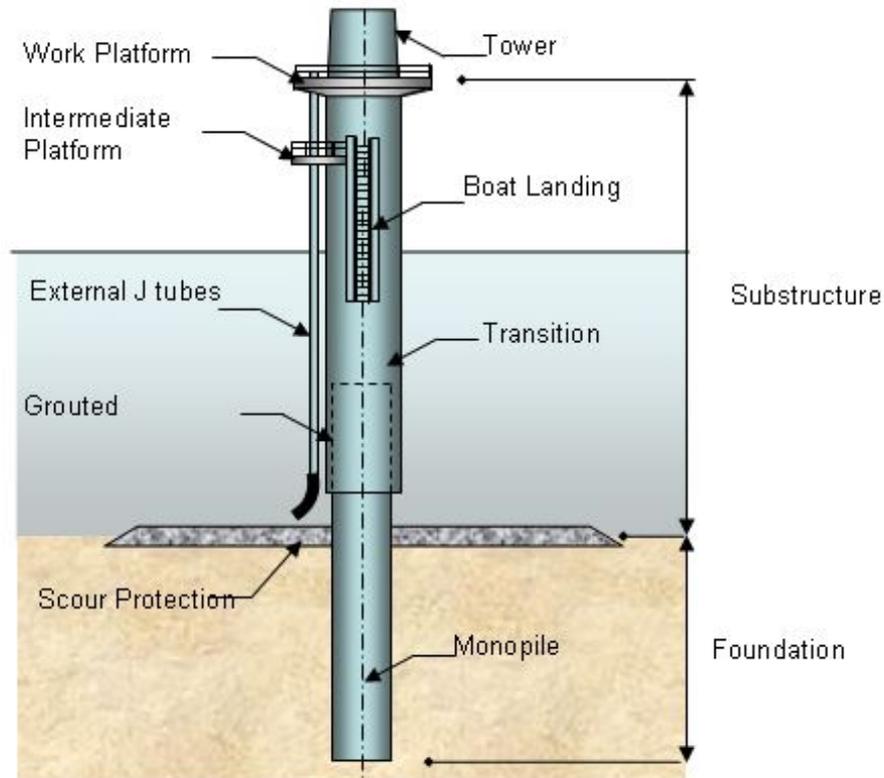


Figura 2.16: Estructura de soporte monopilote. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]

se horizontal y uniforme, suelen requerir una preparación del fondo marino: dragado de materiales sueltos, reemplazamiento por gravas angulosas u otros procedimientos. La socavación alrededor de la cimentación juega un papel importante por lo que es imprescindible una protección adicional para que la estabilidad no se vea comprometida.

Como norma general se prefabrican en tierra y se llevan flotando hasta su posición definitiva, donde son fondeadas con embarcaciones de alta capacidad.

2.6.2. Monopilote

Es la solución más empleada para cimentaciones de aerogeneradores offshore (casi un 75 % de las cimentaciones existentes en Europa). Se utilizan tanto en aguas poco profundas, donde compite a partir de los pocos metros de profundidad con las cimentaciones de gravedad, como en profundidades

intermedias, donde no tiene rival en cuanto a economía. Se trata de una solución sencilla y de bajo coste si no se va a profundidades demasiado elevadas, donde los diámetros y costes de instalación de las pilas dejan de hacerla competitiva. Consiste en una cimentación de una única pieza cilíndrica que se empotra en el fondo marino hasta una profundidad suficiente como para poder resistir los esfuerzos axiales por fricción y los esfuerzos laterales sin excesivas deformaciones. Los diámetros varían generalmente en el rango de 4 a 6 metros, y al igual que en las cimentaciones de gravedad necesitan una protección especial contra el socavamiento, ya que se produciría un doble efecto negativo en la estabilidad de la estructura: por un lado, una menor longitud de penetración con su respectivo efecto en la resistencia de la pila, y por otro lado una mayor profundidad local alrededor de la misma.

Existen distintas técnicas para la instalación de pilotes, pero las más utilizadas son el hincado, la excavación y posterior inserción de la pila y la excavación con hormigonado in situ.

Hincado

El hincado de pilas es la solución más típica, ya sea de pilas de acero o pilas de hormigón. Las pilas de acero suelen ser de sección circular hueca, fabricadas a partir de la soldadura de planchas de acero enrolladas (las de soldadura en espiral no se recomiendan para estructuras offshore debido a su menor capacidad), y su hincado se suele realizar mediante martillos de impacto, ya sean hidráulicos, a vapor o diésel, aunque también se pueden utilizar martillos vibratorios que provocan una licuefacción local alrededor de la pila. Las pilas de hormigón que se instalan mediante hincado suelen ser pilas pretensadas de sección circular hueca, con espesores evidentemente mayores que en el caso de las de acero, pero cuya resistencia lateral es mucho mayor.

La solución de hincado de las pilas es una técnica recomendable en una gran variedad de suelos pero puede resultar perjudicial en terrenos de roca dura o con estratos o lajas rocosas, dado que la presión que ejerce el martillo sobre la pila puede llegar a hacer que se dañe la punta, o en terrenos donde la fricción lateral entre este y la pila sea muy baja, como puede ser el caso de un suelo de un material granular de origen glacial que apenas aporta rozamiento. Para este tipo de situaciones se recomiendan los métodos de instalación que se ven a continuación, o bien un refuerzo de la pila en concordancia con la naturaleza del suelo (refuerzo de la punta para lajas rocosas o utilización de una lechada expansiva para anclar el pilote y ganar fricción).

Excavación e inserción

La excavación de un agujero para la inserción posterior de la pila es un procedimiento común para pilotaje en roca. La técnica consiste en la utilización de un taladro perforador que se introduce en el estrato rocoso (también se pueden utilizar para otro tipo de terrenos aunque esta es la aplicación más común) y va dejando tras de sí un agujero que se suele rellenar con un lodo bentonítico o a base de polímeros para que se mantenga abierto. Una vez que el agujero está terminado, se procede a la limpieza del lodo a través de agua a presión e inserción del pilote prefabricado, ya sea de hormigón o de acero. Debido a que el hueco que debe de dejar el taladro para la introducción del pilote es mayor que el diámetro del pilote, la resistencia por fricción lateral que tiene en este momento el pilote es bastante baja y se suele recurrir a la utilización de lechadas expansivas para fijarlo en posición.

Excavación y hormigonado in situ

Aunque esta técnica es más común en pilas de mayor diámetro y menor profundidad, también se puede utilizar en determinadas situaciones. Se trata de la perforación del fondo marino mediante taladros de grandes dimensiones, como se ha visto en el apartado anterior, solo que esta vez en vez de introducir la pila prefabricada se introduce la armadura de acero y posteriormente un tubo tremie (es el procedimiento más típico de hormigonado sumergido) que lleva a cabo el hormigonado.

2.6.3. Trípode

Las soluciones de trípode se utilizan en profundidades intermedias que llegan hasta los 40 o 50 metros. Cuando la profundidad aumenta tanto, las soluciones de gravedad o monopilote tienen que crecer tanto en diámetro que se vuelven inviables. Es aquí cuando aparecen las soluciones multi-pata para aumentar la superficie efectiva de apoyo para aguantar los momentos generados por el oleaje y el viento.

La estructura trípode es una solución muy estable, que apenas requiere preparación en el terreno ya que sus pilotes trabajan de forma puramente axial. Estos pilotes suelen tener diámetros inferiores a los utilizados en las soluciones monopilote. El mayor inconveniente que presentan es su elevado coste de fabricación debido a la complejidad que supone el nudo de conexión de las tres patas, que además debe de ser de muy altas prestaciones ya que se verá sometido a importantes sollicitaciones a fatiga.

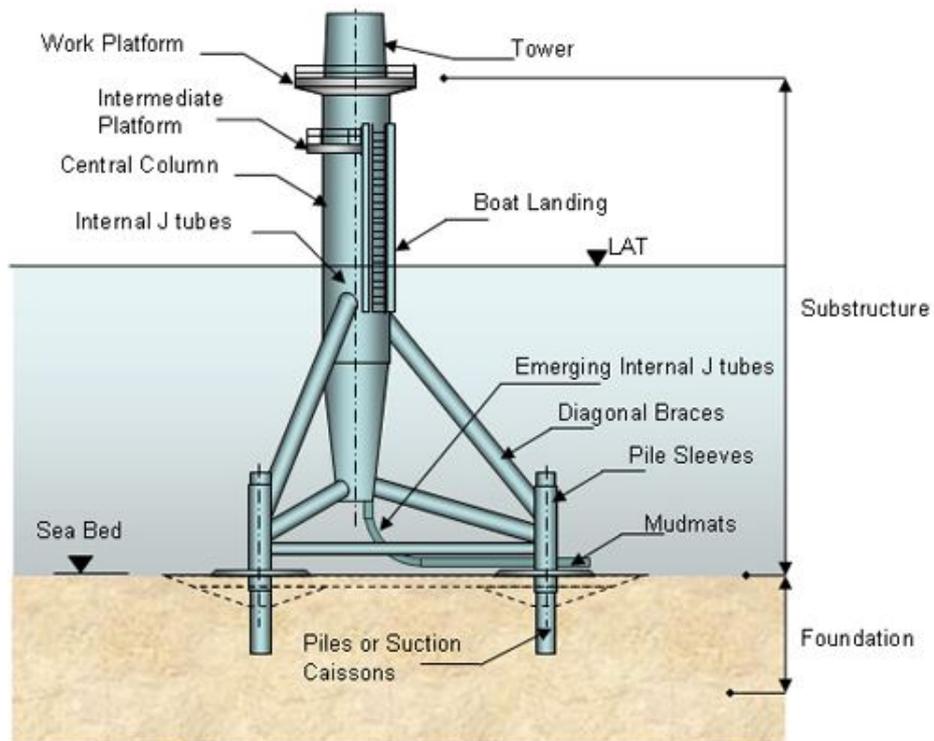


Figura 2.17: Estructura de soporte trípode. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]

2.6.4. Tri-pilote

Se trata de una solución intermedia entre el monopilote y el trípode. La unión de las tres patas se realiza en la zona de transición en lugar de en la cimentación, y a partir de ahí salen tres pilotes más similares a los monopilotes que a los utilizados en los trípodes. Se trata de una solución menos común pero de aplicación similar a los trípodes, en zonas de profundidad intermedia donde la estabilidad lateral de una solución monopilote o de gravedad se ve comprometida.

2.6.5. Cajón de succión

Este tipo de solución es similar en apariencia a las cimentaciones de gravedad. Se trata de un cajón que se fija al lecho marino mediante succión a presión, y del que parte una torre al igual que en las soluciones de gravedad. Es una solución de fácil y rápida instalación, utilizada en profundidades intermedias, y no requiere ni una preparación del fondo ni una perforación del mismo, ya que simplemente se fondea el cajón metálico y se penetra mediante succión en la base.

2.6.6. Flotantes

Las soluciones flotantes se utilizan para grandes profundidades (más de 70 metros) o para zonas en las que el terreno impide la instalación de otra solución. Este tipo de estructuras de soporte todavía se encuentran en desarrollo y parece que el futuro de la eólica offshore se va a centrar en su estudio debido a su versatilidad, aunque aún es incierto el efecto que puede tener el añadido de fuerzas dinámicas debido al movimiento de la estructura. Existen multitud de proyectos que varían dependiendo del sistema que utilizan para conseguir la estabilidad, aunque son tres los principales: estabilización por flotadores («buoyancy stabilized»), estabilización por anclajes de tensión («mooring lines stabilized») y estabilización por lastre («ballast stabilized»).

Estabilización por flotadores

Se utiliza para profundidades superiores a los 40 metros. La estabilidad la garantizan una serie de flotadores distribuidos alrededor de una plataforma semi-sumergida. La forma más habitual de esta solución es la de una plataforma triangular con tres flotadores y la torre del aerogenerador instalada sobre uno de estos flotadores.

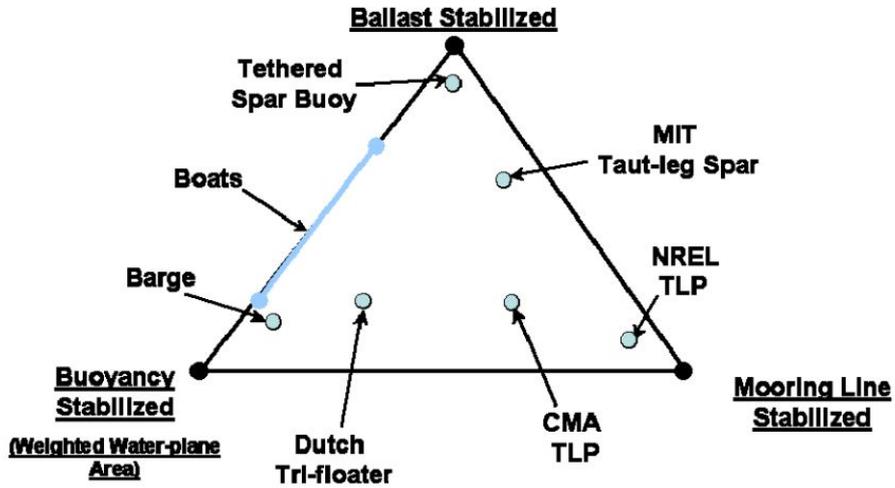


Figura 2.18: Triángulo de métodos de estabilización de plataformas flotantes. [Fuente: NREL]



Figura 2.19: Ejemplo de los tres métodos básicos de estabilización de plataformas flotantes. [Fuente: NREL]

Estabilización por anclajes de tensión

Se utiliza para profundidades superiores a los 50 metros. Consiste en un flotador que ofrece un empuje vertical mayor al peso de la estructura, el cual se mantiene en posición gracias a la tensión hacia el fondo que ofrecen una serie de líneas de anclaje. La sujeción de los anclajes en el fondo varía según el tipo de material que se encuentre en el lecho marino.

Estabilización por lastre

Se utiliza en profundidades mayores a los anteriores ya que la propia estructura necesita de una altura sumergida del orden de la emergida. La idea es colocar un peso muerto lo más bajo posible de forma que el centro de masas se sitúe a una cota muy baja y así tener una gran estabilidad. Además, gracias a su forma alargada, consigue minimizar el efecto del oleaje.

Otras soluciones

A parte de las soluciones mencionadas que son las más comunes entre las que podemos encontrar existen numerosas otras propuestas entre las que cabe destacar las plataformas con múltiples turbinas, que pretende aprovechar al máximo la capacidad de la plataforma flotante instalando sobre ella varias turbinas.

2.7. Jackets

También conocidos como torres en celosía. Estructuras metálicas tubulares ligeras, que consisten en tres o más elementos principales casi verticales y una celosía de unión entre ellas. Al igual que los trípodés y los tri-pilote, aumentan el área efectiva de su base para resistir mayores momentos sin necesidad de aumentar los diámetros de sus cimentaciones, y sus elementos trabajan de forma axial principalmente. Cuentan con una pieza especial de transición que transfiere las cargas de la turbina a las patas principales. Gracias a la esbeltez de sus miembros, las cargas debidas a la inercia del oleaje y las corrientes son menores que en soluciones monolíticas.

Los jackets son una solución bastante común en la instalación de plataformas petrolíferas en aguas profundas y se suelen utilizar en combinación con pilotes ya que, para profundidades no demasiado elevadas, se introducen los pilotes a través del propio jacket de forma que sus tres o cuatro patas principales sirven de guía para el pilotado quedando las pilas en su interior a las que se fijan mediante soldadura o mortero expansivo, y cuando la

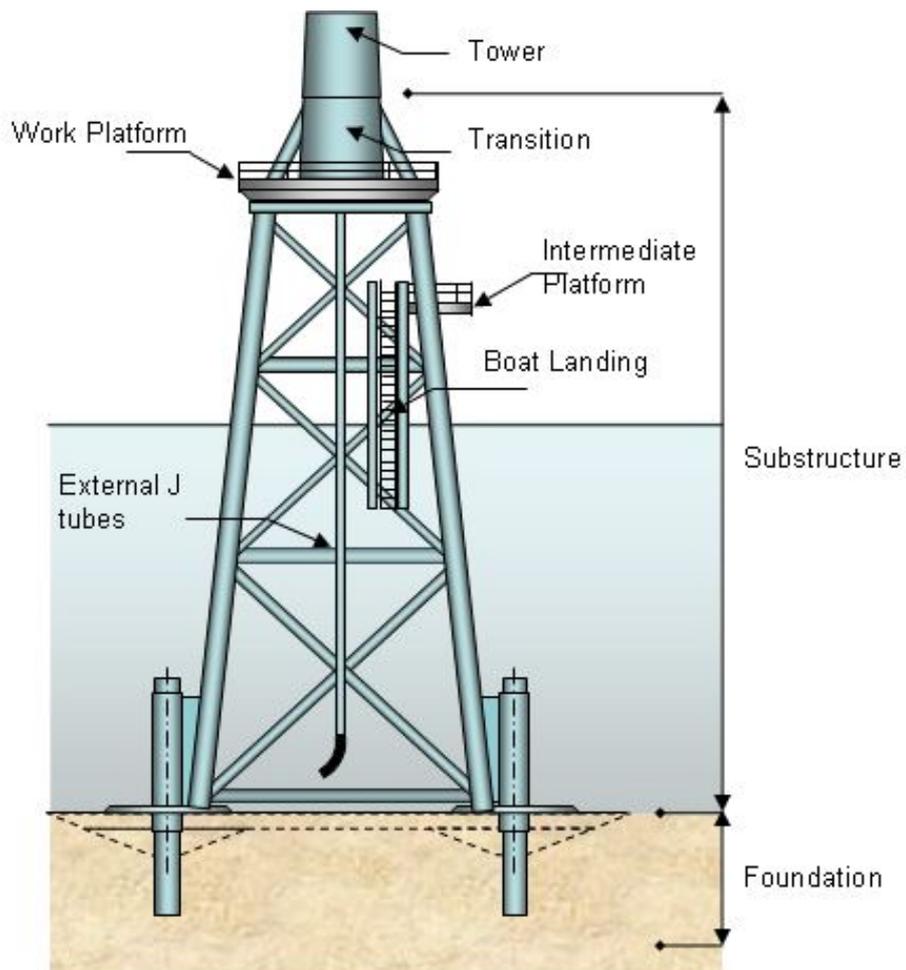


Figura 2.20: Estructura de soporte jacket. [Fuente: Garrad Hassan and Partners Ltd]



Figura 2.21: Plataforma Bullwinkle. [Fuente: Shell]

profundidad es alta, el jacket incorpora unas guías en la base de sus patas que se utilizan como apoyo para el hincado de las pilas a base de martillos submarinos (para evitar longitudes de pila excesivamente largas).

Sin embargo, la utilización en aguas de grandes profundidades se ve restringida en el caso de los aerogeneradores marinos, ya que la estructura empieza a ser demasiado costosa a partir de los 60 metros de profundidad. Esto tiene una justificación en las plataformas petrolíferas ya que solamente es necesaria la construcción de un jacket, mientras que en los parques eólicos debe haber uno por cada turbina. Por otro lado, una producción en serie a gran escala de jackets puede reducir los costes unitarios de fabricación considerablemente, y gracias a su amplia utilización en la industria petrolífera existen numerosas empresas con un nivel de calidad suficiente para su construcción.

Los jackets son elementos prefabricados que se construyen en tierra y se transportan de una sola pieza generalmente, lo que requiere unas barcasas de transporte de dimensiones considerables para determinadas profundidades. Dependiendo de su altura, se puede utilizar una grúa sobre pontona para su colocación o bien se botan desde una pontona de transporte y se sumergen controlando su hundimiento hasta que se encajan en una plantilla colocada previamente en el lecho marino, como es el caso de la plataforma petrolífera Bullwinkle, que con más de 400 metros de altura es una de las más grandes construidas.

La utilización de estructuras en celosía en parques eólicos marinos es

todavía reducida, ya que las profundidades en las que se ha trabajado hasta el momento favorecen la utilización de la solución monopilote (como se ha visto anteriormente, esta solución ocupa casi un 75 % del total). Sin embargo, en la búsqueda de mejor calidad de viento o en zonas en las que la profundidad asciende rápidamente a medida que nos alejamos de la costa, aparece la necesidad de utilizar soluciones más estables ante grandes momentos en la base. El rango de profundidades de utilización actual se encuentra entre 20 y 50 metros, aunque se ha proyectado su utilización hasta los 70 metros.

En este rango de profundidades las soluciones monolíticas, ya sean de gravedad o pilotadas, pasan a un segundo plano y aparecen los trípodes, tripilote y estructuras en celosía: todos ellos se suelen diseñar para que su anclaje al lecho marino se realice mediante pilotaje, pero esto resulta problemático cuando nos encontramos con un suelo en el que el pilotaje no es la solución más adecuada, como puede ser el caso de una arena calcárea, cuyo alto contenido en conchas y diatomeas hace que el suelo se despedace al corte aportando muy poca fricción lateral, o un lecho de peñascos y cantos rodados que producen desplazamientos importantes en la posición final de la pila. De la misma forma que un terreno inadecuado para la instalación de una pila, puede darse el caso de un terreno adecuado pero cuya instalación resulte excesivamente costosa, como puede ser un estrato rocoso altamente abrasivo en el que el coste del taladrado de los agujeros para las pilas sea determinante para la viabilidad de la obra. Hasta ahora, lo que se ha hecho ha sido mantenerse alejado de este tipo de situación, de forma que se escogían lugares más adecuados para las soluciones conocidas. Es aquí donde la solución que se plantea toma fuerza, ya que no existen alternativas de gravedad para aguas profundas en las que el pilotado no es una solución económica. Además, utilizando el mismo diseño de estructura de celosía como modelo para la cimentación superficial que el utilizado con pilotaje, se crea una solución en la que toda la estructura de soporte se mantiene invariable excepto el tipo de cimentación, que se adecuará al tipo de suelo disponible.

2.7.1. Proceso constructivo

Pilotado previo

Como ya se ha dicho, las estructuras del tipo jacket se suelen utilizar en combinación con el pilotado para transmitir los esfuerzos al terreno. Una de las formas de instalación de los jackets consiste en introducir previamente los pilotes en el lecho marino y posteriormente colocar el jacket sobre ellos. Para realizar esta operación, es necesaria la utilización de una plantilla que facilite la correcta inserción de las pilas en su posición final y con la inclinación



Figura 2.22: Plantilla utilizada en Alpha Ventus. [Fuente: 4COffshore]

requerida. Este proceso se utilizó por primera vez para la instalación de aerogeneradores en el parque eólico de Alpha Ventus en Alemania (figura 2.22), donde se bajó la plantilla al lecho marino y posteriormente se hincaron los pilotes con un martillo submarino.

La principal ventaja que ofrece este sistema de construcción es la posibilidad de instalar las pilas previamente a la colocación del jacket y la turbina. Esto supone una liberación en cuanto a organización temporal de las operaciones ya que se pueden programar la fabricación de jackets en paralelo con el pilotaje, reduciendo así tiempos y riesgos de ejecución, además de que se amplía la ventana de condiciones medioambientales de instalación. Otra de las ventajas que ofrece esta solución es la posibilidad de nivelar el lecho marino mediante la profundidad de hincado de las diferentes pilas, permitiendo una estandarización total de los jackets y asegurando una colocación en posición vertical precisa.

Alpha Ventus sirvió como zona de pruebas para esta metodología y el éxito obtenido supuso su posterior utilización en otros parques como los de Ormonde (Reino Unido) y Nordsee Ost (Alemania) y en la ampliación de Thornton Bank (Bélgica).

Pilotado posterior

Este es el método clásico de instalación de jackets para plataformas petrolíferas aunque sin embargo no es el más popular en parques eólicos. Se



Figura 2.23: Jackets utilizados en Alpha Ventus. [Fuente: Utopia.de]

utilizan las patas principales del jacket como guía de los pilotes o bien una guía situada en la parte inferior del mismo, y para transmitir la carga entre ellos se introduce un «grout» o bien se sueldan. Es necesaria la utilización de algún tipo de cimentación auxiliar provisional que asegure la estabilidad del jacket mientras se realiza el pilotado, generalmente un material geotextil situado en la parte inferior del jacket (ver figura 2.24).

Este método de instalación se ha utilizado en el parque eólico de Beatrice Demonstrator Project (Reino Unido), que solo cuenta con dos turbinas de 5 mega-vatios a una profundidad de 45 metros (el doble que la media de Nordsee Ost u Ormonde) pero que fue pionero en la utilización de jackets para eólica marina.

El proceso de instalación se realizó en dos fases: una primera en la que los jackets se transportaron hasta su emplazamiento final mediante una pontona, donde se izaron con un barco grúa y se fondearon en posición y se colocaron los pilotes mediante unas guías en la parte inferior de las patas; en la segunda fase se instalaron las turbinas ya montadas en la pieza de transición situada en la parte superior de los jackets. Cabe destacar que debido a la situación del parque eólico en una zona protegida por la existencia de ballenas y delfines se tuvieron que tomar medidas especiales de prevención durante el pilotaje.



Figura 2.24: Paneles de geotextil en la base del jacket. [Fuente: Tension Technology International]



Figura 2.25: Jacket utilizado en Beatrice Demonstrator Project, con las guías para el pilotaje en la base. [Fuente: BIFAB]

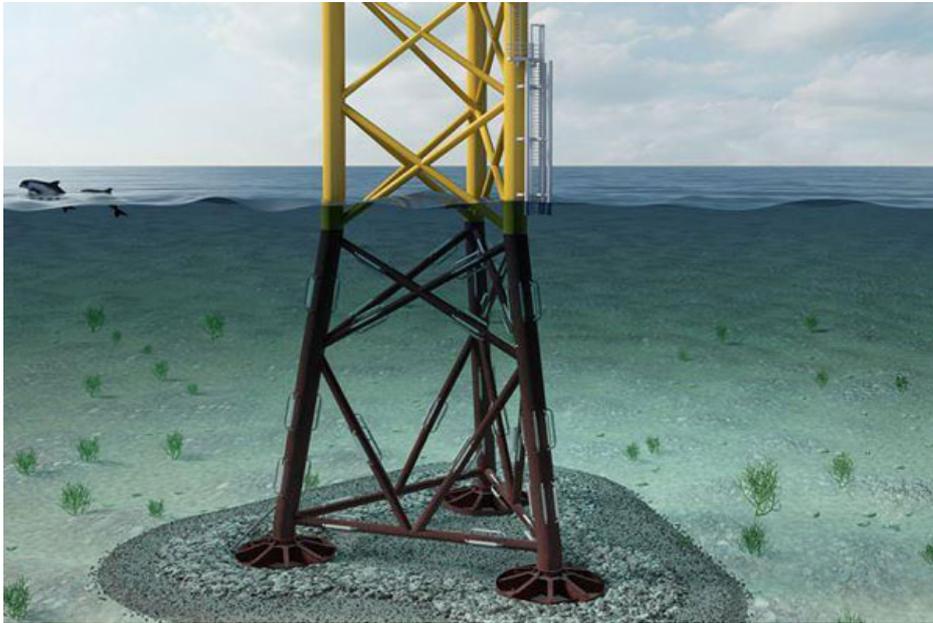


Figura 2.26: Jacket con cajón de succión. [Fuente: DONG Energy]

Cajones de succión

Debido a la necesidad de reducir costes y ampliar la versatilidad de las estructuras tipo jacket, algunas empresas como por ejemplo DONG Energy están desarrollando nuevas formas de anclarlos al terreno. En este caso, cada una de las patas del jacket termina en un cajón de succión que se inserta en el terreno mediante una reducción de presión en el interior del mismo.

Se trata de una solución con un proceso constructivo muy sencillo, ya que simplemente se baja el jacket con los cajones mediante un barco grúa hasta su posición, se aplica la succión mediante unas bombas, y la estructura desciende debido a la succión y a su propio peso. Además de la facilidad con la que se instala, esta solución requiere de muy poca preparación del lecho marino y reduce la contaminación acústica que se produce en la inserción de pilotes.

Esta solución se ha utilizado en el parque de Borkum Riffgrund I, en Alemania, con una profundidad media de 25 metros.

2.7.2. Diseño de la estructura

El diseño de la estructura utilizada varía según el constructor y se ajusta a las necesidades de la zona en la que se vayan a emplear. Estos son algunos de los utilizados hasta ahora:

- OWEC Quattropodó: utilizado en Beatrice Demonstrator Project, Alpha Ventus, Ormonde y Thornton Bank II (figura 2.27). Se trata del modelo más utilizado hasta este momento, de mano de una empresa pionera que ha estado trabajando en esta solución desde 2001. Este modelo cuenta con cuatro patas principales, prácticamente verticales, y una celosía de menor espesor y diámetro que las mantiene en posición. Cuenta con una pieza de transición robusta ya que la plataforma superior es de gran tamaño comparada con otras soluciones.
- Hochtief Solutions: utilizado en EnBW Baltic II Project (figura 2.28). Se trata de una estructura sujeta por tres patas principales, menos verticales que la solución anterior pero con una triangulación más robusta. La plataforma superior es de menores dimensiones, lo que puede derivar en problemas de operatividad.
- Twisted Jacket Foundation: utilizado en Hornsea III (figura 2.29). Se trata de una estructura con tres patas principales inclinadas pero no de forma radial como en el caso anterior. Estas patas valen como guía para las cimentaciones profundas con que se anclan al terreno, dirigidas para resistir también los esfuerzos de torsión.
- Navantia WINDAR Joint Venture y BLADT Industries trabajan juntos en la fabricación de los jackets (figura 2.30) que se utilizarán en el proyecto de Iberdrola de Wikinger, Alemania, para profundidades entre 35 y 40 metros. Este jacket, con cuatro patas principales y una estructura en celosía que se asemeja bastante a la solución de OWEC, será el modelo a utilizar para este estudio. Aunque no sea la solución más empleada, si es uno de los modelos con los que se está trabajando en este momento (los primeros jackets están ya preparados para ser instalados) y además se utiliza en unas condiciones de profundidad similares a las que se van a considerar, y soportan sobre ellos turbinas de 5 mega-watios como las que queremos utilizar.



Figura 2.27: OWEC Quattropodó. [Fuente: OWEC]



Figura 2.28: Hochtief Solutions. [Fuente: BLADT Industries]

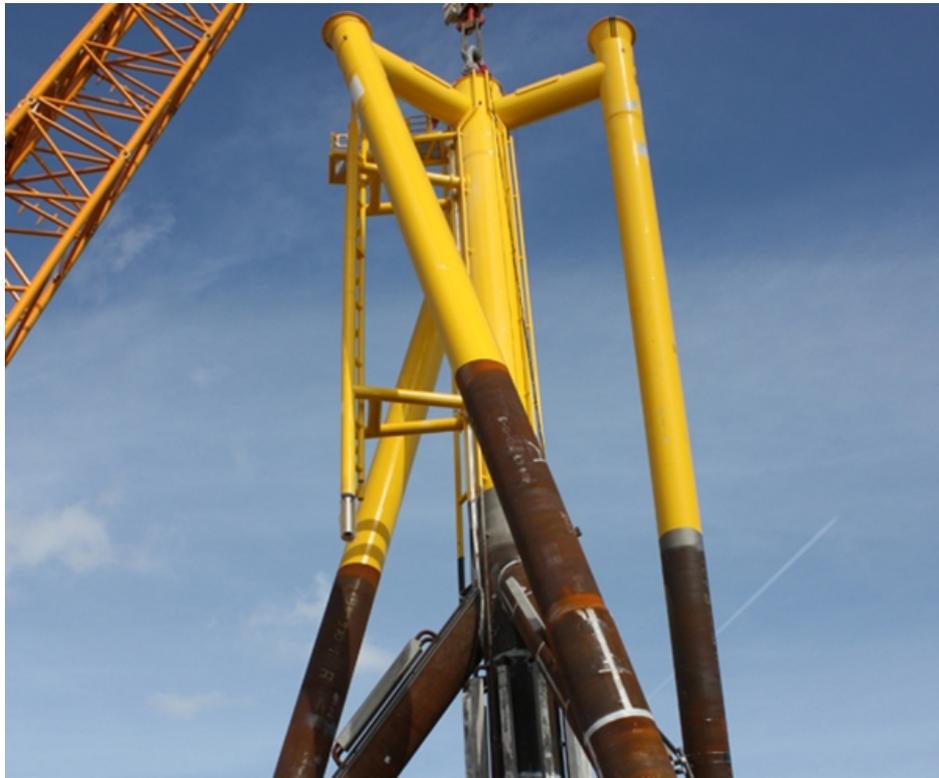


Figura 2.29: Twisted Jacket Foundation. [Fuente: BLADT Industries]



Figura 2.30: Jacket utilizado en Wikinger. [Fuente: BLADT Industries]

Capítulo 3

Condiciones de diseño

3.1. Introducción

Como ya se ha visto, existen diversas soluciones para estructuras offshore dependiendo de las condiciones ambientales y del lugar donde se plantea su construcción. Para este trabajo en particular, cuyo objetivo es el estudio de las cimentaciones de una estructura tipo jacket, se partirá de una geometría del jacket definida, así como unas condiciones meta-oceánicas, de viento y geotécnicas de referencia, de forma que la única variable sea la cimentación de la estructura. Esto servirá para comprobar que los resultados obtenidos por la hoja de cálculo se corresponden con los resultados obtenidos de modelos más complejos.

En este capítulo se pretende exponer con claridad la situación de comparación a la que se va a someter la hoja de cálculo. Se corresponde con una situación idealizada en la que el jacket sería la estructura adecuada, en la que el pilotaje sería una opción viable pero de alto coste de ejecución, y por tanto tiene sentido buscar una solución de gravedad alternativa que permita reducir esos costes.

3.2. Geometría jacket

Los jackets son estructuras metálicas tubulares cuya utilización proviene de las plantas petrolíferas, como la mayoría de soluciones offshore que existen hoy en día. Son estructuras ligeras, con peso propio casi despreciable una vez sumergidas, sobre las que actúan fuerzas de inercia mucho menores que en las soluciones monolíticas de hormigón. Sin embargo, debido a su naturaleza tubular, su superficie de arrastre es mucho mayor, y por tanto esta será la principal componente en las cargas por oleaje y corrientes.

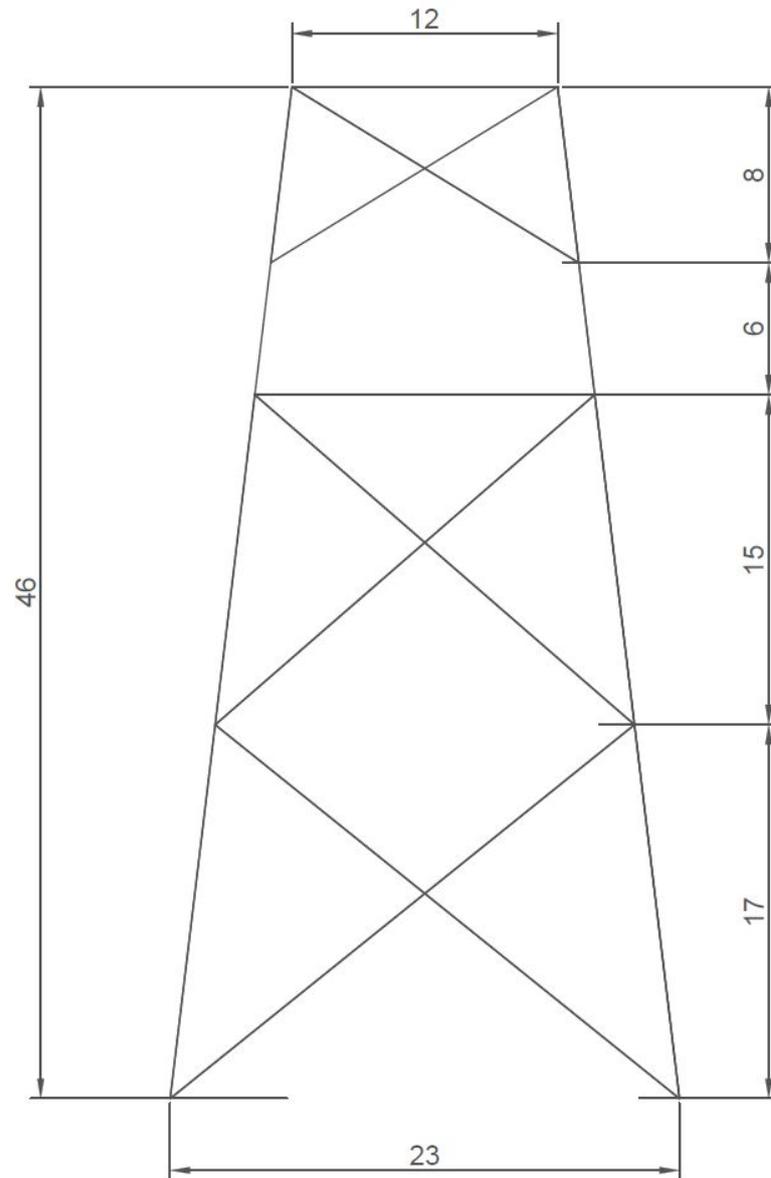


Figura 3.1: Geometría básica del jacket (dimensiones en metros).

La geometría del jacket que se va a utilizar para este estudio (ver figura 3.1) está basado en modelos típicos que se utilizan hoy en día, ya que el diseño de esta estructura está fuera del objetivo del trabajo. Se ha elegido una altura suficiente para cumplir con las especificaciones indicadas en (DNV, 2014), que viene definida por la altura de agua máxima esperada y la altura de ola máxima asociada al periodo de retorno de diseño. La separación entre apoyos también es una de las dimensiones básicas de las estructuras tipo jacket, ya que la fuerza de levantamiento a la que se verá sometida la cimentación es inversamente proporcional a esta separación. Los elementos tubulares principales, que recorren la estructura de arriba a abajo tienen un diámetro de 1100 milímetros con un espesor de 40 milímetros, mientras que el resto de elementos son tubos de 500 milímetros de diámetro y 30 milímetros de espesor.

3.3. Condiciones medioambientales

Las condiciones ambientales elegidas para este trabajo se basan en condiciones típicas que se encontrarían en una zona de la costa norte francesa o de la costa sur de Reino Unido, situada entre los paralelos 48 y 50. La elección de esta localización se debe a que existen varios proyectos planteados en esta zona cuya solución se basa también en estructuras tipo jacket y por tanto se considera una buena aproximación a la realidad.

3.3.1. Corrientes

Las corrientes que podemos encontrar en estos ambientes se deben a la combinación de varios agentes, como son el viento en superficie, la marea astronómica o gradientes de presión y salinidad entre otros. La marea astronómica es, en general, la principal causante de las corrientes marinas, y el máximo valor de la corriente se encontrará justo antes y justo después de los máximos y mínimos de la marea, situaciones en las que las cargas sobre la estructura serán máximas.

Para este estudio se ha considerado una distribución de máximos anuales conjunta de corrientes debidas a la marea y a los gradientes de presión y el viento resultantes de una tormenta. Para un periodo de retorno de 50 años, el valor de la velocidad extrema en superficie es de 2,05 metros por segundo, y su distribución vertical se explicará en el siguiente capítulo. La corriente se supone alineada con el oleaje, ya que es la situación que originará mayores cargas en la estructura.

Para comprobar el comportamiento de la estructura en una situación de

servicio, se ha decidido utilizar la velocidad máxima de la corriente para un periodo de retorno de 1 año, que tiene un valor de 1,98 metros por segundo, con una distribución vertical igual a la utilizada para el diseño.

3.3.2. Oleaje

Las olas que actúan sobre una estructura son irregulares, varían en periodo, longitud de onda y altura y pueden incidir desde distintos ángulos. Debido a esta naturaleza, la mejor forma de definir una situación concreta para el diseño es mediante el denominado «Estado de Mar». Un estado de mar representa el oleaje como una superposición de muchos componentes, cada uno de ellos individuales, con su propia amplitud, frecuencia y dirección de propagación. Estos estados de mar vienen descritos mediante un espectro de oleaje S_n , que determina la distribución de las alturas de ola dentro del mismo, una altura de ola significativa H_s , que es equivalente a la media del tercio mayor de las alturas de ola, un periodo de pico T_p y una dirección principal de propagación θ_m .

Estos estados de mar se pueden clasificar en función de la altura de ola significativa, lo que permite obtener máximos anuales, a partir de la cual es posible predecir cual será el estado de mar más severo para el periodo de retorno asociado a nuestro diseño.

Estudiando valores típicos asociados a la zona de estudio, se ha decidido que el estado de mar de diseño asociado a un periodo de retorno de 50 años tendrá una altura de ola significativa de 8,65 metros, con un rango de periodos de pico que varía entre 13,4 y 18 segundos, el cual tendrá una altura de ola máxima, que consideraremos como la ola de diseño, de 14,8 metros. La dirección del oleaje se considerará alineada con el viento y con la corriente, actuando contra la estructura de manera que las acciones sobre la misma sean máximas. Para las condiciones de operación típicas se ha determinado que la altura de ola significativa es de 2,5 metros, con un periodo de pico que se encontrará en el rango de los 10 a los 18 segundos.

3.3.3. Nivel del agua

El nivel del agua existente en el entorno de la estructura es una de las principales variables a la hora de diseñar una estructura offshore. Recientemente hemos visto como los aerogeneradores han ido aumentando sus posibilidades e introduciéndose cada vez en aguas más profundas en busca de una mejor calidad de viento, pero siempre teniendo en cuenta que a mayor profundidad, mayor coste en la estructura de soporte.

El nivel del agua sufrirá grandes variaciones a lo largo de la vida útil de la estructura. Para el diseño, se considerará un nivel del agua extremo condicionado por una marea astronómica máxima (HAT), que en este caso se ha considerado de 38,8 metros de altura, un aumento del nivel del mar debido al viento y los gradientes de presión presentes en una tormenta de 1 metro, y el aumento progresivo del nivel del mar que se considera de 0,2 metros. En total, una profundidad de diseño máxima de 40 metros. El nivel de agua más bajo, asociado a la mínima marea astronómica (LAT) se considera de 25,4 metros. Estos son valores típicos asociados a zonas en las que se utilizan jackets como estructura portante de aerogeneradores marinos, ya que para profundidades menores se suele optar por soluciones monolíticas de hormigón, y para profundidades mayores, aunque todavía está poco desarrollado, parece que la tendencia es ir a soluciones flotantes. En una situación de servicio, se considera que el nivel medio del mar (MSL) se encuentra a una altura de 35 metros sobre el lecho marino.

En el apartado de geometría se ha comentado que la altura del jacket dependía directamente del nivel del mar considerado, ya que según (DNV, 2014), la altura mínima a la que se debe encontrar la plataforma sobre la que irá colocada la torre del aerogenerador será igual a la suma del nivel máximo esperado del mar, más la altura de cresta de la ola máxima en la vida útil, más un espacio de aire libre de por lo menos 1 metro de altura. Esto hace que la altura mínima del jacket más la altura de la cimentación sea de por lo menos 48,4 metros y, por lo tanto, que la cimentación tenga más de 2,4 metros de altura.

3.3.4. Viento

Las cargas de viento que actuarán sobre la torre y el generador se han obtenido directamente de la denominada «NREL offshore 5-MW baseline wind turbine» (Jonkman, Butterfield, Musial, y Scott, 2009) (Jonkman, 2007), una turbina de referencia utilizada para estudios de energía eólica offshore, desarrollada por el NREL (National Renewable Energy Laboratory), de la que se conocen todas las propiedades y las reacciones frente a situaciones extremas de viento (con una velocidad máxima de 38,4 metros por segundo). Las características principales de la turbina se han recogido en la tabla 3.1.

3.4. Geotecnia

En la tabla 3.2 se incluye un resumen de las características del suelo de diseño. Se corresponde con un suelo de una zona de similares características

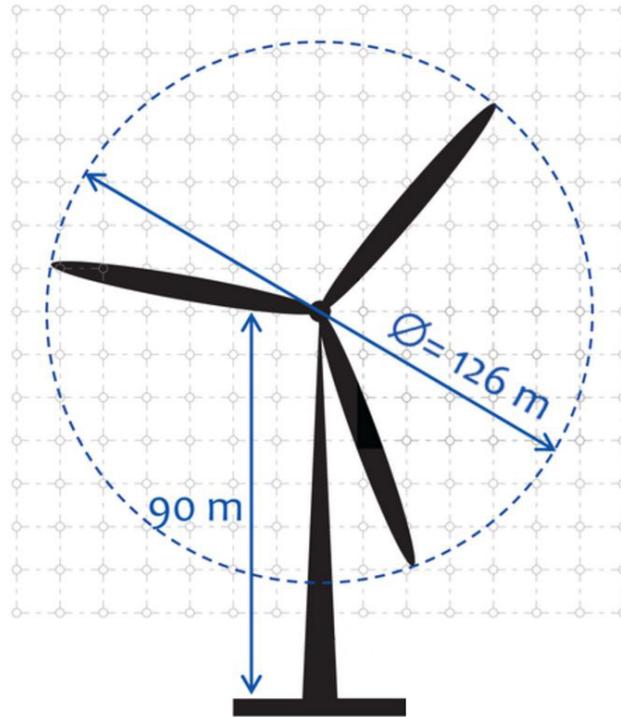


Figura 3.2: Geometría básica de la turbina de referencia.

Características principales turbina de referencia	
Capacidad (<i>MW</i>)	5
Tipo de rotor	3 palas
Diámetro del rotor (<i>m</i>)	126
Diámetro del hub (<i>m</i>)	3
Altura del hub (<i>m</i>)	90
Velocidad de viento «cut-in» (<i>m/s</i>)	3
Velocidad de viento «cut-out» (<i>m/s</i>)	25
Masa del rotor (<i>kg</i>)	110000
Masa de la góndola (<i>kg</i>)	240000
Masa de la torre (<i>kg</i>)	347460

Tabla 3.1: Características NREL 5MW wind turbine.

a la de diseño, con una primera capa de 10 metros de espesor de un suelo granular formado por una grava fina o una arena densa, seguido de un estrato fino de 5 metros de arenisca de dureza media, que por último llega a una tercera capa de arenisca más dura.

Estrato 1	
Profundidad de inicio (m)	0
Espesor (m)	10
Peso específico, γ (KN/m^3)	11,5
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	38
Módulo de Rigidez, G (MPa)	10 – 35
Resistencia a compresión (MPa)	–
Estrato 2	
Profundidad de inicio (m)	10
Espesor (m)	5
Peso específico, γ (KN/m^3)	16
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	–
Módulo de Rigidez, G (MPa)	6000
Resistencia a compresión (MPa)	5
Estrato 3	
Profundidad de inicio (m)	15
Espesor (m)	35
Peso específico, γ (KN/m^3)	16
Ángulo de rozamiento interno, ϕ	–
Módulo de Rigidez, G (MPa)	8000
Resistencia a compresión (MPa)	10

Tabla 3.2: Características del suelo.

Capítulo 4

Hoja de cálculo

4.1. Introducción

El diseño de cimentaciones para estructuras portantes de aerogeneradores offshore es un proceso delicado, ya que pequeñas variaciones en las condiciones medioambientales tienen una gran repercusión en las fuerzas que recibe la cimentación. Es por ello que se ha decidido crear una hoja de cálculo (figura 4.1) que obtenga de manera rápida una primera aproximación a las cargas medioambientales para poder realizar un pre-diseño. En este capítulo se detalla el proceso seguido en el desarrollo de la hoja de cálculo para la obtención de las cargas finales a partir de una serie de valores de partida que definen las condiciones medioambientales. Cabe mencionar que para el cálculo se ha dividido toda la sección en tramos horizontales de 1 metro de altura, en cada uno de los cuales se calculan todas las propiedades descritas a continuación para que, al aplicar la fórmula de Morison, cada elemento de altura 1 metro cuente con todos los coeficientes ajustados a su situación particular.

4.2. Elección de acciones a estudiar

Los principales estándares de diseño, como (IEC, 2005) o (DNV, 2014), proponen un estudio completo de todas las situaciones en las que se encontrará la estructura a lo largo de su vida útil:

- Producción de energía
- Producción de energía con fallo en el sistema
- Arranque
- Parada normal

Geometría Jacket	
Altura (m)	46
Separación entre apoyos (m)	23
Diámetro elementos principales (mm)	1100
Diámetro elementos secundarios (mm)	500
Corrientes	
Velocidad en superficie (m/s)	2,05
Coefficiente de forma, α	1/7
Periodo de retorno asociado ($años$)	50
Oleaje	
Altura de ola máxima (m)	14,8
Rango de periodos de pico (s)	13,4 – 18
Periodo de retorno asociado ($años$)	50
Nivel del agua	
LAT (m)	25,4
HAT (m)	38,8
Profundidad de diseño (m)	40
Otros	
Densidad del agua (kg/m^3)	1026

Tabla 4.1: Resumen requerimientos de diseño.

rá cada una de las acciones por separado para un periodo de retorno de 50 años.

En la tabla 4.1 se recoge un resumen de las condiciones de diseño que se han expuesto en el capítulo anterior y que se utilizan para dimensionar las cimentaciones de la estructura. A lo largo de este capítulo se explicará como traducir esas condiciones a fuerzas actuantes.

4.3. Acciones debidas a la corriente y al oleaje

Una estructura situada en un medio tan exigente como el mar debe de estar preparada para soportar las acciones continuas del oleaje y de las corrientes marinas en todas sus direcciones. Por ello una de las principales recomendaciones a la hora de su diseño, es que la estructura sea simétrica para que no se vea perjudicada por esta característica. El diseño se realizará sobre un plano de actuación, en el que se supone que tanto el oleaje como las corrientes (y más tarde también el viento) actúan de forma unidireccional provocando esfuerzos máximos.

Las fuerzas actuantes en la estructura tienen dos componentes, una de arrastre y otra de inercia. La fuerza de arrastre es la provocada por el movimiento del fluido alrededor de la estructura, el cual, en contacto con la superficie rugosa de los elementos que la componen, trata de desplazarla en su dirección de avance. Es proporcional al cuadrado de la velocidad del fluido y a la superficie de arrastre. La fuerza de inercia es debida al propio movimiento de la masa de agua que impacta contra la estructura y es proporcional a su aceleración y al volumen que ocupa la estructura. Para calcular estas fuerzas se utilizará la ecuación de Morison para elementos esbeltos sumergidos, pero antes hay que tener en cuenta una serie de consideraciones previas.

4.3.1. Perfil de la corriente

La distribución de velocidades horizontales debidas a la corriente se puede obtener directamente a partir del valor de la corriente en la superficie y un factor de verticalidad siguiendo una distribución potencial tal que:

$$u(z) = u_0 \left(\frac{d+z}{d} \right)^\alpha \quad (4.1)$$

donde

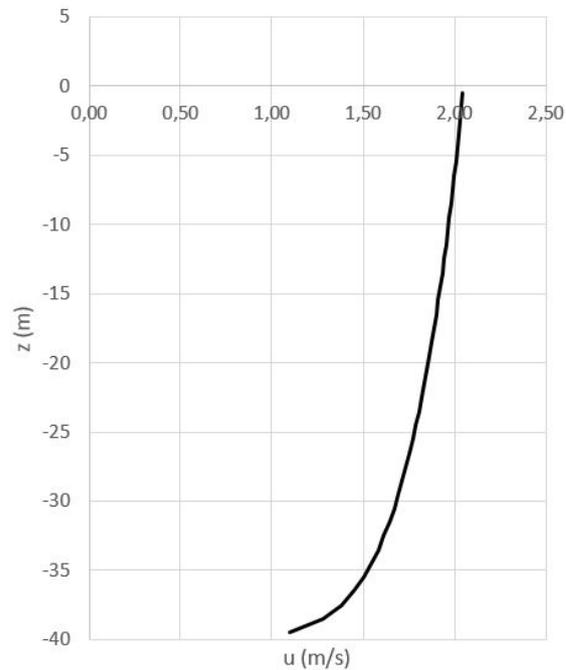


Figura 4.2: Perfil de velocidades de la corriente.

- $u(z)$ = Velocidad de la corriente en el nivel z
- z = Distancia desde el nivel del agua en reposo, positivo ascendente
- u_0 = Velocidad de la corriente en superficie
- d = Profundidad desde el nivel en reposo (valor positivo)
- α = Exponente de la distribución, en este caso $\alpha = 1/7$

La variación en el nivel del agua debido a la acción del oleaje se debe de tener en cuenta para esta distribución. Para ello, el perfil de la corriente se debe de estirar o contraer en vertical de tal forma que, el valor de la corriente para una determinada fracción de la profundidad instantánea sea constante, sin variar la velocidad en superficie. Esto se consigue introduciendo una variable vertical z' tal que:

$$z + d = \frac{(z' + d) \cdot (d + \eta)}{d} \quad (4.2)$$

donde η es el nivel de la superficie del agua y d es la profundidad en reposo.

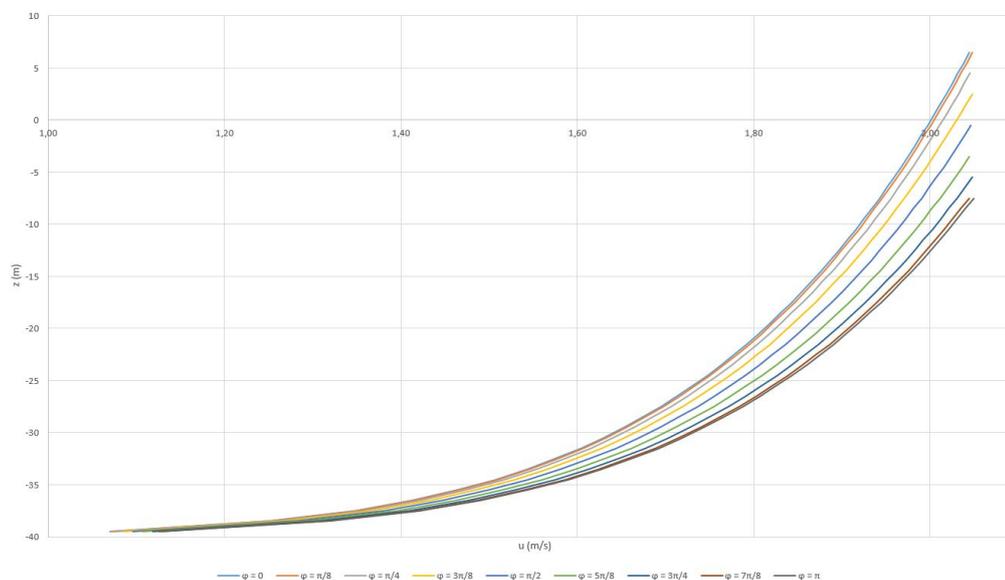


Figura 4.3: Perfiles de velocidad de la corriente para cada altura de agua.

Esta aproximación lineal produce buenas estimaciones siempre y cuando no se produzca una reducción rápida de la velocidad bajo la superficie, situación poco probable ya que se supone que la distribución va a ser muy vertical ($\alpha \approx 1/7$).

La hoja de cálculo genera distribuciones de la velocidad de la corriente a lo largo de la profundidad para cada una de los niveles de la lámina de agua de cálculo, que varían desde la cresta de la ola hasta el seno de la misma en función de la fase en la que esté. Se puede ver un ejemplo de todas estas distribuciones para las condiciones de comparación en la figura 4.3.

4.3.2. Cálculo del periodo de ola aparente

Una corriente que se encuentra alineada con la dirección del oleaje tiende a alargar la longitud de onda de la ola, de la misma forma que una corriente que viene en sentido contrario tiende a acortarla.

Para tener en cuenta este efecto, se procede al cálculo del denominado periodo aparente de pico, que es función del periodo del oleaje, la velocidad de la corriente en superficie y de la profundidad. Se ha utilizado el método propuesto en (Ruiz Albert, 2011), que consiste en la amplificación del periodo por un factor que se obtiene directamente de la figura 4.4. Debido a que se trata de una gráfica cuya entrada depende de dos factores distintos, no ha sido posible introducirla directamente en la hoja de cálculo y este paso se

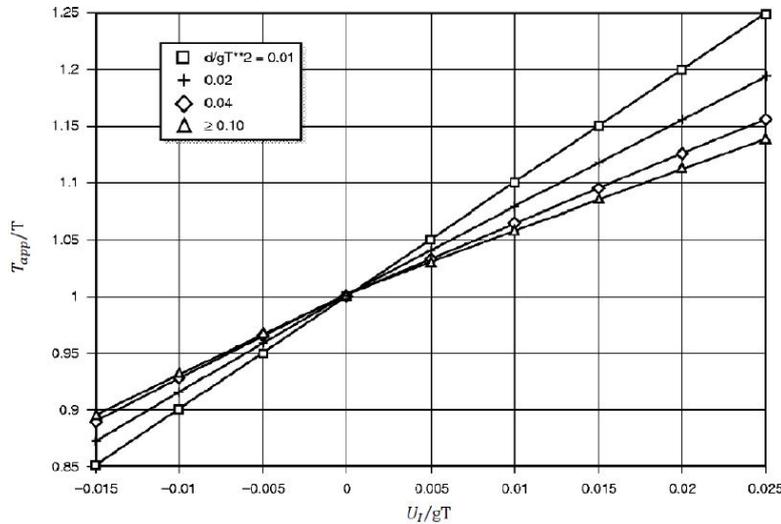


Figura 4.4: Efecto Doppler debido a una corriente constante. [Fuente: Ruiz Albert, 2011]

ha de realizar manualmente. Sin embargo los factores utilizados se calculan directamente en la hoja: d/gT^2 que define la pendiente de la recta, donde d es la profundidad en metros y T es el periodo de pico en segundos; y U_l/gT , donde U_l es la velocidad de la corriente en superficie.

Debido a que el periodo de pico del oleaje no es un valor concreto si no un intervalo, se estudiarán ambos límites para comprobar cual es la situación que ofrece mayores solicitaciones (ver tabla 4.2).

Modificación del periodo de pico	
Rango de periodos original (s)	13,4 – 18
Rango de periodos aparentes (s)	15 – 19,8

Tabla 4.2: Rango de periodos de pico original y aparente.

4.3.3. Cálculo aproximado de la longitud de onda

La longitud de onda se puede obtener a partir de la profundidad y el periodo del oleaje utilizando la ecuación de la dispersión:

$$\omega^2 = gk \tanh(kh) \quad (4.3)$$

donde $\omega = \frac{2\pi}{T}$ y $k = \frac{2\pi}{L}$.

Sin embargo, debido a que se está utilizando una hoja de cálculo para su obtención, se ha preferido utilizar una aproximación explícita recomendada por (DNV, 2010). En la tabla 4.3 se pueden ver los valores mínimo y máximo de la longitud de onda correspondientes a los periodos mínimo y máximo considerados.

$$L = T(gd)^{1/2} \left(\frac{f(\varpi)}{1 + \varpi f(\varpi)} \right)^{1/2} \quad (4.4)$$

donde

$$\begin{aligned} f(\varpi) &= 1 + \sum_{n=1}^4 \alpha_n \varpi^n \\ \varpi &= (4\pi^2 d)/(gT^2) \\ \alpha_1 &= 0,666 \\ \alpha_2 &= 0,445 \\ \alpha_3 &= -0,105 \\ \alpha_4 &= 0,272 \end{aligned}$$

Longitudes de onda	
Límite inferior del rango (m)	261, 7
Límite superior del rango (m)	365, 4

Tabla 4.3: Rango de longitudes de onda.

4.3.4. Perfil de velocidades y aceleraciones

Para el cálculo de velocidades y aceleraciones de las partículas debido al oleaje se utiliza la teoría lineal o teoría de ondas de Airy o Stokes 1, descrita en (Lykke Andersen y Bak Frigaard, 2011). Esta teoría solo es válida para situaciones de oleaje sin rotura, o cuando la amplitud de la onda es pequeña comparada con la longitud de onda ($H/L \ll 1$) y la profundidad ($H/d \ll 1$).

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh(k(z+h))}{\sinh(kh)} \cos(\varphi) \quad (4.5)$$

$$\frac{du}{dt} = \frac{g\pi H}{L} \frac{\cosh(k(z+h))}{\cosh(kh)} \sin(\varphi) \quad (4.6)$$

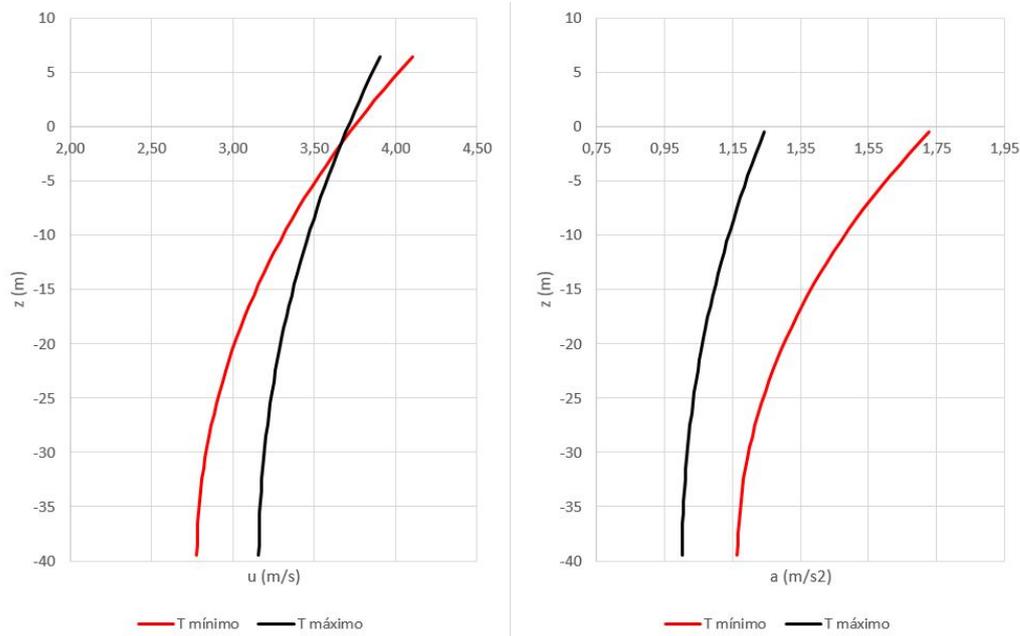


Figura 4.5: Perfiles de velocidad y aceleración debidos al oleaje.

Sin embargo, esta ecuación solo es válida en el intervalo $-d < z < 0$, por lo tanto, para tener en cuenta la variación del nivel del agua debido a la acción del oleaje, se debe de realizar la misma operación que antes se ha mencionado con la corriente, una extensión o retracción lineal utilizando la ecuación 4.2. Esta aproximación se ha considerado más acertada que la utilización de la ecuación original fuera de su intervalo debido a la gran variación que existe entre la cresta y el seno de la ola, aunque es una solución que suele utilizarse en condiciones de oleaje menores.

El estudio de un rango de periodos de pico implica también un rango de perfiles de velocidad y aceleración de las partículas de agua. Como se puede observar en la figura 4.5, periodos menores resultan en velocidades mayores en superficie pero también una reducción más pronunciada a medida que se desciende hacia el fondo, llegando a estar por debajo de las velocidades de periodos mayores en el fondo. En el caso de las aceleraciones, periodos menores también ofrecen aceleraciones mayores y mayor reducción a medida que disminuye la elevación, pero en este caso, las aceleraciones en el fondo siguen siendo mayores para periodos bajos.

Cabe destacar, que debido al desfase existente de media fase entre los máximos y mínimos de velocidad y aceleración de las partículas, es necesario estudiar distintas fases para comprobar cual es la situación que ofrece mayores sollicitaciones sobre la estructura. Se han obtenido perfiles de velocidades y

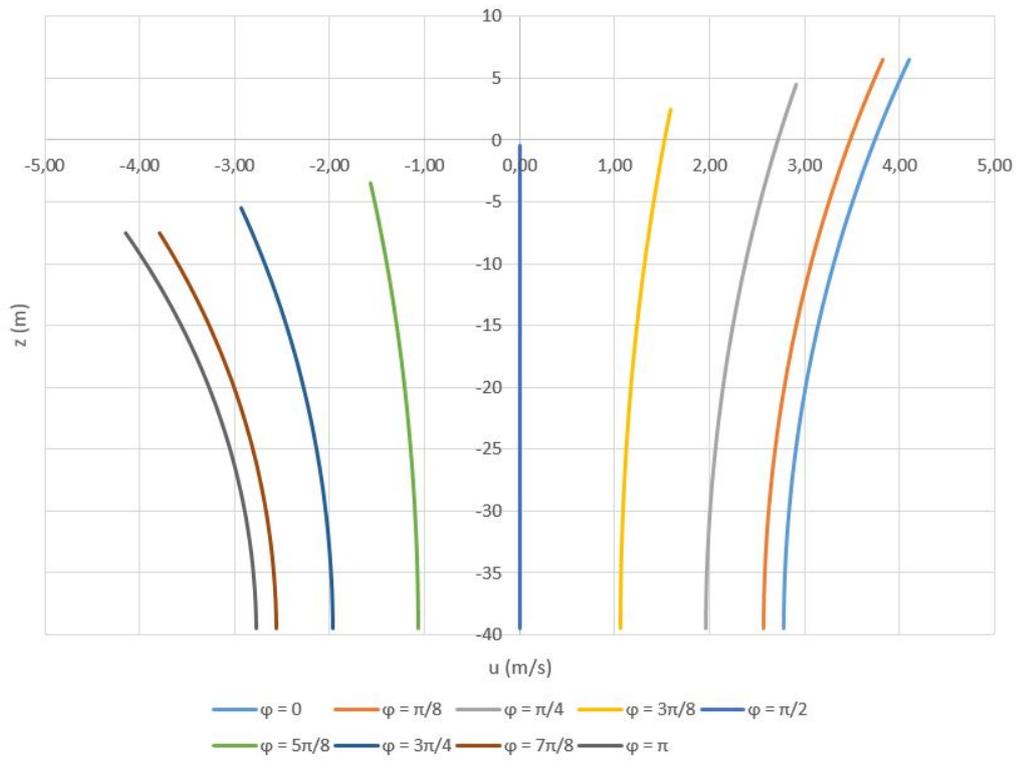


Figura 4.6: Perfiles de la velocidad para las distintas fases.

aceleraciones en intervalos de $\frac{\pi}{8}$, cuyos máximos se representan en la figura 4.5, correspondientes a $\varphi = 0$ para la velocidad y $\varphi = \frac{\pi}{2}$ para la aceleración. La variación entre las distintas fases se puede ver en la figura 4.6 donde se ha representado el perfil de la velocidad para todas las fases estudiadas correspondiente al periodo más bajo de las condiciones de comparación.

4.3.5. Factor de bloqueo de la corriente

La velocidad de la corriente puede verse reducida por la propia estructura al tener que rodear cada uno de sus elementos, respecto a la velocidad que tendría si estuviese libre de interferencias. Como la ecuación de Morison que vamos a utilizar para calcular las cargas depende de la velocidad del flujo en el entorno de la estructura, este es un efecto que hay que tener en cuenta. No tendrá mucha importancia en la parte superior de la estructura ya que la naturaleza tubular del jacket no ofrece mucha sombra a la corriente con respecto a las dimensiones del perímetro de la estructura, pero si que cobrará importancia a la hora de calcular los esfuerzos sobre los grandes cajones macizos que se quieren utilizar como cimentación.

Para tener en cuenta esta reducción de velocidad, se utilizará un coeficiente reductor, llamado factor de bloqueo de la corriente. Para su cálculo, se siguen los principios del modelo del «disco actuador» indicados en (Ruiz Albert, 2011):

$$f_{BC} = \left(1 + \frac{\sum (C_d A)_i}{4\bar{A}}\right)^{-1} \quad (4.7)$$

donde $\sum (C_d A)_i$ es la suma de las «áreas de arrastre» de todos los miembros de la estructura que se oponen al flujo y \bar{A} es el área proyectada normal al flujo dentro del perímetro de la estructura. En la zona del jacket, este factor tiene un valor de 0,95 que se considera constante, y en la zona inferior, cuando la solución empleada es el pilotaje, tiene un valor muy cercano a la unidad y se aproxima a 1. Sin embargo, cuando la solución es emplear cajones, el factor de bloqueo, aunque depende del tamaño del cajón, en general alcanza un valor cercano a 0,75, es decir, la velocidad de la corriente se ve reducida en un 25 % en la zona de la cimentación debido a los propios cajones.

Cabe mencionar que la utilización de este factor se debe a que la estructura tipo jacket está formada por numerosos elementos tubulares distribuidos, al contrario que en las soluciones monopila donde este factor pierde importancia y se tiende a despreciar.

4.3.6. Factor cinemático del oleaje

La simplificación del cálculo de los esfuerzos a partir del denominado estado de mar hace que se suponga que todas las olas actuantes sobre la estructura se encuentran perfectamente alineadas, y que por tanto no se tenga en cuenta la dispersión direccional del oleaje. Esta dispersión hace que los picos de energía en una dirección determinada sean menores que los predichos en situaciones de oleaje unidireccional.

También hay evidencias de que las principales teorías de ondas tienden a sobrestimar las velocidades y aceleraciones del fluido (Ruiz Albert, 2011), lo cual puede ser debido a la asimetría de las caras de la ola con respecto a la cresta.

Para tener en cuenta estos dos efectos, se introduce en el cálculo un factor denominado factor cinemático, que reduce los valores obtenidos para la velocidad y la aceleración de las partículas. Según recomendaciones, se aceptan valores en el intervalo de 0,95 a 1 para situaciones extremas, y se ha decidido utilizar $F_c = 0,99$ para este estudio.

4.3.7. Crecimiento marino duro

El crecimiento de organismos marinos duros en la superficie de la estructura se debe de tener en cuenta a la hora de calcular las acciones que se ejercen sobre esta aumentando el diámetro exterior de los miembros estructurales:

$$D = D_c + 2t \quad (4.8)$$

donde D_c es el diámetro exterior del elemento y t es el espesor medio del crecimiento marino.

El crecimiento marino tiene lugar en toda la parte de la estructura que se encuentra sumergida, aunque puede variar con la profundidad en estructuras de grandes dimensiones. El tamaño de este crecimiento se debería de obtener basándose en mediciones en la zona en la que se vayan a colocar las estructuras, pero para este trabajo se utilizarán los valores recomendados por (DNV, 2014) para la zona sur del Mar del Norte, una región cercana a la que se ha escogido para el estudio y de características similares. Para profundidades entre 0 y 40 metros, se establece un crecimiento marino de 100 milímetros de espesor, con una rugosidad superficial de 50 milímetros. La rugosidad relativa de los elementos estructurales será:

$$e = \frac{k}{D} \quad (4.9)$$

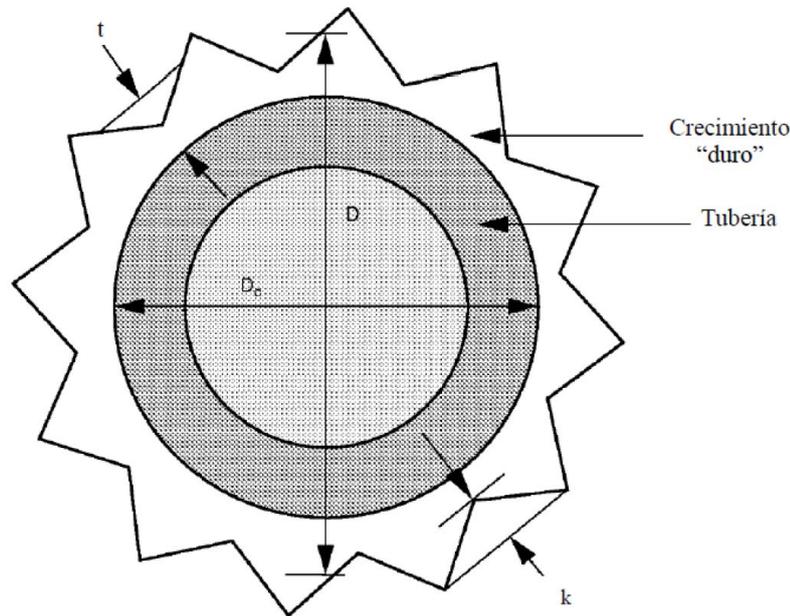


Figura 4.7: Rugosidad y espesor del crecimiento marino. [Fuente: Ruiz Albert, 2011]

donde k es la rugosidad superficial, medido tal y como aparece en la figura 4.7.

4.3.8. Coeficientes de arrastre e inercia

La utilización de la ecuación de Morison que veremos en el siguiente apartado es una aproximación que se acerca bastante a la realidad si se utiliza aplicada a medios ciclos de ola de coeficientes de arrastre e inercia constantes. Sin embargo, el valor de estos varía de una mitad de ciclo a otra, y por eso es importante expresar los coeficientes en función de otros parámetros que describan el comportamiento del fluido. Se utilizan el número de Reynolds, el número de Keulegan-Carpenter y la rugosidad relativa.

En nuestro caso, debido a que las condiciones de diseño son de régimen extremal, el flujo estará en régimen super-crítico, haciendo que el valor del coeficiente de arrastre en flujo estacionario sea independiente del valor del número de Reynolds, situación que no se daría para condiciones de diseño menos severas. Por tanto, los principales parámetros de los que van a depender los coeficientes son el número de Keulegan-Carpenter y la rugosidad relativa (ecuación 4.9).

Número de Keulegan-Carpenter

$$KC = \frac{2 \cdot U_m T_2}{D} \quad (4.10)$$

donde

- U_m = Máxima velocidad de las partículas en el nivel de reposo
- T_2 = Duración de medio ciclo de ola
- D = Diámetro efectivo del elemento (incluyendo crecimiento marino)

Este parámetro se utiliza para medir la estacionalidad del flujo: es proporcional a la distancia recorrida por una partícula en una mitad del ciclo de ola, normalizado por el diámetro efectivo del elemento. Para estructuras tubulares como la que estamos utilizando, los valores típicos se encuentran por encima de 40, y la fuerza de arrastre predomina sobre la de inercia. Sin embargo, en elementos de mayor diámetro, se puede reducir su valor por debajo de 10 y la fuerza de inercia predomina en este caso.

Los valores que se han utilizado en este trabajo dependen de la situación estudiada, pero para las mayores velocidades obtenidas (periodos menores) y en la zona superior del jacket, este parámetro se encuentra por encima de 60, indicando claramente que la fuerza de arrastre será la principal componente. En la zona inferior, en el caso de la solución con cajones, los valores del número de Keulegan-Carpenter bajan por debajo de 8 (dependiendo del tamaño de cajón escogido), dando gran importancia a los esfuerzos de inercia, mientras que si se utiliza el pilotaje clásico la zona de cimentación se comporta de la misma manera que el resto de la estructura.

El parámetro de Keulegan-Carpenter también se utiliza para medir la importancia de la estela en elementos verticales (o cuasi-verticales) expuestos al oleaje. El fluido genera una estela al pasar alrededor del elemento vertical y cuando el fluido oscilatorio vuelve, la estela impacta antes con el elemento. Valores altos del parámetro indican que la estela viaja lejos y que por tanto tiene más posibilidades de disiparse antes de impactar contra la estructura, llegando a disiparse totalmente a partir de $KC = 60$, mientras que valores inferiores implican un mayor impacto.

Coefficiente de arrastre de flujo estacionario (C_{DS})

Si asumimos que el flujo se encontrará en régimen super-crítico en las condiciones de diseño, el valor del coeficiente de arrastre para un flujo estacionario depende exclusivamente del valor de la rugosidad superficial relativa del elemento. Los valores de este serán, según lo definido en (DNV, 2010):

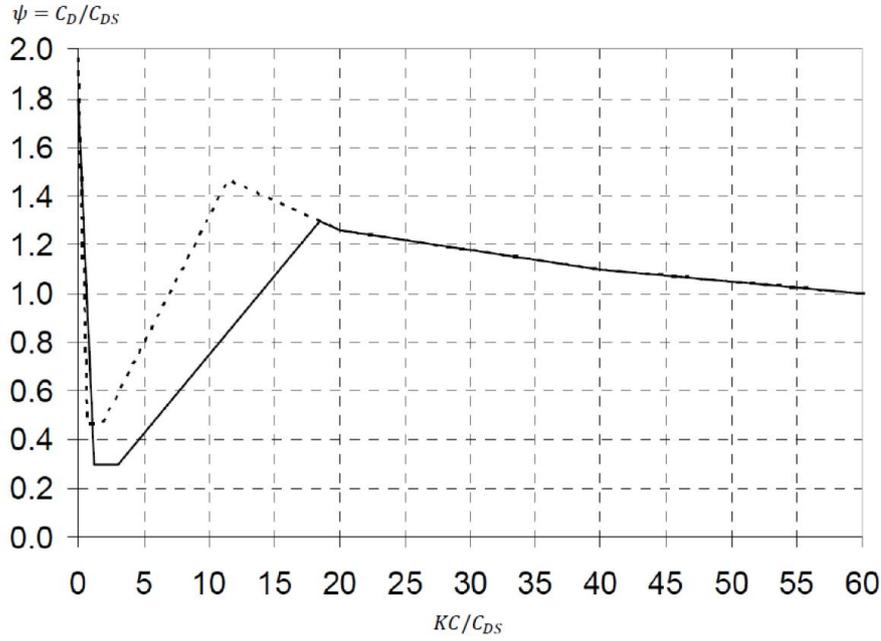


Figura 4.8: Factor de amplificación por la estela. [Fuente: DNV, 2014]

$$C_{DS}(e) = \begin{cases} 0,65 & \text{si } e < 10^{-4}(\text{liso}) \\ \frac{29+4\log_{10}(e)}{20} & \text{si } 10^{-4} < e < 10^{-2} \\ 1,05 & \text{si } e > 10^{-2}(\text{rugoso}) \end{cases} \quad (4.11)$$

Este coeficiente de arrastre en flujo estacionario es el que utilizaremos como base para determinar el valor de los coeficientes de arrastre e inercia.

Coeficiente de arrastre (C_D)

El coeficiente de arrastre será igual al coeficiente de arrastre en flujo estacionario, amplificado por el factor ψ :

$$C_D = C_{DS} \cdot \psi(C_{DS}, KC) \quad (4.12)$$

Este factor de amplificación depende principalmente del valor de KC . Para valores pequeños ($KC < 12$) se puede obtener como:

$$\psi(KC) = \begin{cases} C_\pi + 0,10 \cdot (KC - 12) & \text{si } 2 \leq KC < 12 \\ C_\pi - 1 & \text{si } 0,75 \leq KC < 2 \\ C_\pi - 1 - 2 \cdot (KC - 0,75) & \text{si } KC \leq 0,75 \end{cases} \quad (4.13)$$

donde

$$C_{\pi} = 1,50 - 0,024 \cdot \left(\frac{12}{C_{DS}} - 10 \right) \quad (4.14)$$

Para valores mayores de KC , el valor del factor de amplificación por la estela tiende a reducirse hasta la unidad al alcanzar KC/C_{DS} un valor de 60, como puede observarse en la figura 4.8. En esta figura, la línea punteada corresponde a un cilindro rugoso y la línea sólida a un cilindro liso, y como se puede comprobar, a partir de un valor de KC de 12, la rugosidad superficial deja de cobrar importancia.

Coefficiente de inercia (C_M)

El coeficiente de inercia se puede obtener a partir de KC y C_{DS} de la siguiente manera:

$$C_M = \begin{cases} 2 & \text{si } KC < 3 \\ \text{máx}\{2 - 0,044(KC - 3); 1,6 - (C_{DS} - 0,65)\} & \text{si } KC \geq 3 \end{cases} \quad (4.15)$$

Para estructuras en aguas someras este coeficiente no tomará valores por debajo de 2 debido a las corrientes importantes que hay. En el caso de nuestra estructura, en la zona inferior con cajones como cimentación, el valor del coeficiente está muy próximo a 2 ya que el valor de KC es muy bajo. En el resto del jacket tomará un valor próximo a la unidad.

Resumen coeficientes de arrastre e inercia

En la tabla 4.4 se ha incluido un resumen de los valores típicos calculados de todos los coeficientes descritos en esta sección. Los rangos se deben a la variación entre distintas velocidades de partícula dependiendo del caso estudiado y de los distintos tamaños de cajón que se barajan. En la hoja de cálculo se calculan para cada tramo de 1 metro: dos valores de KC correspondientes a los límites superior e inferior del rango de periodos del oleaje, un valor para el coeficiente de arrastre en flujo estacionario que depende únicamente de la dimensión de los elementos y de su rugosidad, y dos valores de los coeficientes de arrastre e inercia, uno para cada valor de KC .

KC	
Jacket	60 – 90
Pilotes	6 – 12
Cajones	30 – 40
C_{DS}	
Jacket	1,05
Pilotes	0,95 – 1,00
Cajones	1,05
C_D	
Jacket	1,05
Pilotes	0,80 – 1,30
Cajones	1,20 – 1,25
C_M	
Jacket	1,20
Pilotes	1,80 – 1,85
Cajones	1,20

Tabla 4.4: Resumen coeficientes de arrastre e inercia.

4.3.9. Ecuación de Morison

Esta ecuación permite aproximar los esfuerzos a los que se verá sometido un elemento estructural cilíndrico, esbelto, sumergido, de un cierto diámetro, sujeto a un flujo con una velocidad y aceleración determinados. La fuerza horizontal, perpendicular al eje del cilindro de altura dz es igual a:

$$dF = dF_M + dF_D = C_M \rho \pi \frac{D^2}{4} \ddot{x} dz + C_D \rho \frac{D}{2} |\dot{x}| \dot{x} dz \quad (4.16)$$

La fuerza resultante total se puede hallar integrando la ecuación 4.16 para toda la altura de agua, que va desde el fondo ($z = -d$) hasta la cresta de la ola en el instante de cálculo ($z = \eta(t)$):

$$F = F_M + F_D = \int_{-d}^{\eta(t)} C_M \rho \pi \frac{D^2}{4} \ddot{x} dz + \int_{-d}^{\eta(t)} C_D \rho \frac{D}{2} |\dot{x}| \dot{x} dz \quad (4.17)$$

donde

-
- F_M = Componente inercial de la fuerza horizontal actuando normal al eje del cilindro
- F_D = Componente de arrastre de la fuerza horizontal actuando normal al eje del cilindro
- \dot{x} = Componente de la velocidad (debida a corriente y ola) normal al eje del cilindro
- \ddot{x} = Componente de la aceleración local del agua normal al eje del cilindro
- $|\dot{x}|$ = Valor absoluto de \dot{x}
- C_M = Coeficiente de inercia
- C_D = Coeficiente de arrastre
- ρ = Densidad del agua

La ecuación de Morison solamente es válida cuando las dimensiones de la estructura son pequeñas comparadas con la longitud de onda, es decir, cuando $D \ll 0,2L$. De la misma manera, esta ecuación solamente es válida para elementos totalmente sumergidos en los que no se produce la rotura de la ola. Aunque ya se ha mencionado, cabe recordar que según (DNV, 2014), un criterio aproximado para determinar la rotura de la ola en aguas profundas es si H/L sobrepasa un valor de 0,14. En todos los casos estudiados el oleaje se encuentra por debajo de la mitad de ese límite por lo que la utilización de la ecuación de Morison se considera aceptable.

La ecuación de Morison se ha aplicado en intervalos de 1 metro de altura, en los que se considera que la aceleración y la velocidad de las partículas son constantes e iguales a la de su punto medio. Los coeficientes de arrastre e inercia también se consideran constantes en cada intervalo. Los tubos principales se han considerado completamente verticales por cuestiones de cálculo, mientras que los elementos inclinados se han considerado como verticales, situados en los mismos intervalos de 1 metro, pero con longitudes iguales a su longitud real (la cual es función de su inclinación). Para el cálculo pertinente a los elementos horizontales, al igual que los inclinados, se ha aplicado la ecuación de Morison a elementos tubulares ficticios de longitud igual a la longitud real de los elementos situados a la cota real.

La figura 4.9 recoge dos casos particulares de todos los estudiados, pero sirve para reconocer lo que está ocurriendo en la estructura (en este caso se están viendo las fuerzas horizontales en la fase de mayor velocidad de las

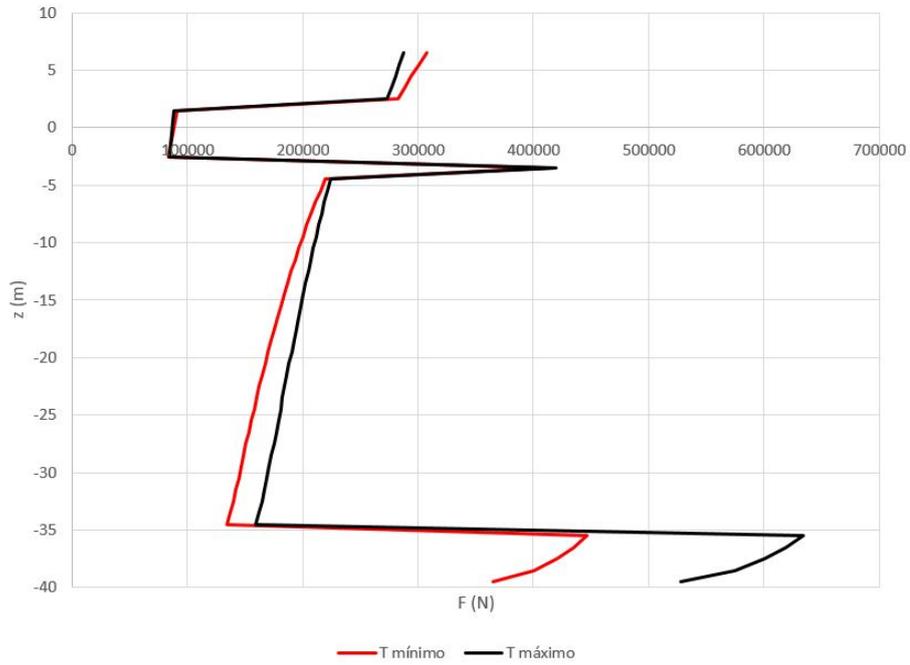


Figura 4.9: Fuerza actuante debida al oleaje y a la corriente.

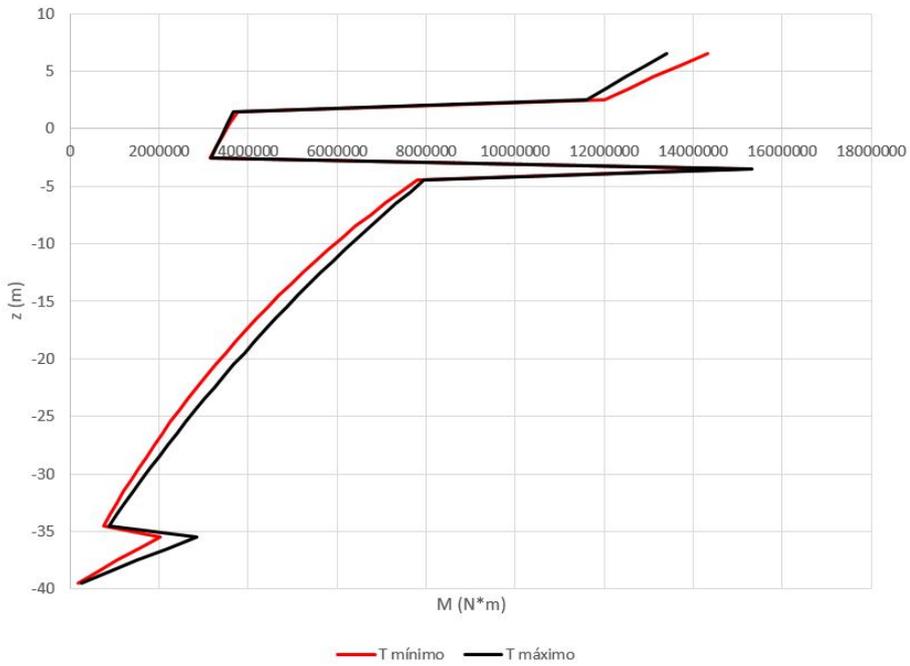


Figura 4.10: Momentos debidos al oleaje y a la corriente.

partículas, $\varphi = 0$, para una cimentación de cajones de 15 metros de diámetro, siendo ambos casos los límites inferior y superior del rango de periodos). La zona superior es la que más carga recibe debido a que la fuerza de arrastre es la principal componente y la velocidad es máxima en superficie. Cuando la sección de la estructura se reduce a tan solo los 4 elementos verticales, las fuerzas se reducen considerablemente por la reducción de volumen que se opone al flujo. Al introducir un elemento horizontal aparece un pico de fuerza ya que la superficie de arrastre en esa cota se ve aumentada drásticamente, y a partir de entonces y hasta la cimentación, la sección se mantiene casi constante y la fuerza se ve reducida por la reducción en velocidad debida al oleaje, donde se ve que la reducción es mayor a menor periodo. Al llegar a la cimentación, de nuevo el aumento de volumen y de superficie se ve reflejado en un aumento drástico de fuerza horizontal. En la figura 4.10 se pueden ver los momentos resultantes de la misma situación anterior.

4.4. Acciones debidas a la turbina

Como ya se ha explicado en el capítulo anterior, las cargas de viento actuantes sobre el aerogenerador se han obtenido directamente de (Jonkman, 2007), que recoge las cargas extremas sobre la turbina de referencia NREL de 5MW. En la tabla 4.5 se han recogido las acciones utilizadas, entre las que cabe destacar la existencia de dos límites en la carga extrema vertical: la fuerza mínima corresponde al peso propio de la estructura únicamente, que se utilizará en el caso del cálculo del vuelco o deslizamiento, donde una mayor fuerza vertical sería favorable, mientras que la fuerza máxima se corresponde a la suma del peso propio y las cargas de viento correspondientes, que se utilizará para el cálculo del hundimiento. Estas fuerzas y momentos se suponen actuantes en la base de la torre, por lo que hay que trasladarlas a la base del jacket.

Reacciones en la base	
Velocidad de viento máxima (m/s)	38,4
Fuerza horizontal máxima (KN)	1810
Fuerza vertical mínima (KN)	-6838
Fuerza vertical máxima (KN)	-10500
Momento máximo (KNm)	153000

Tabla 4.5: Reacciones en la base de la torre para situación de viento extrema.

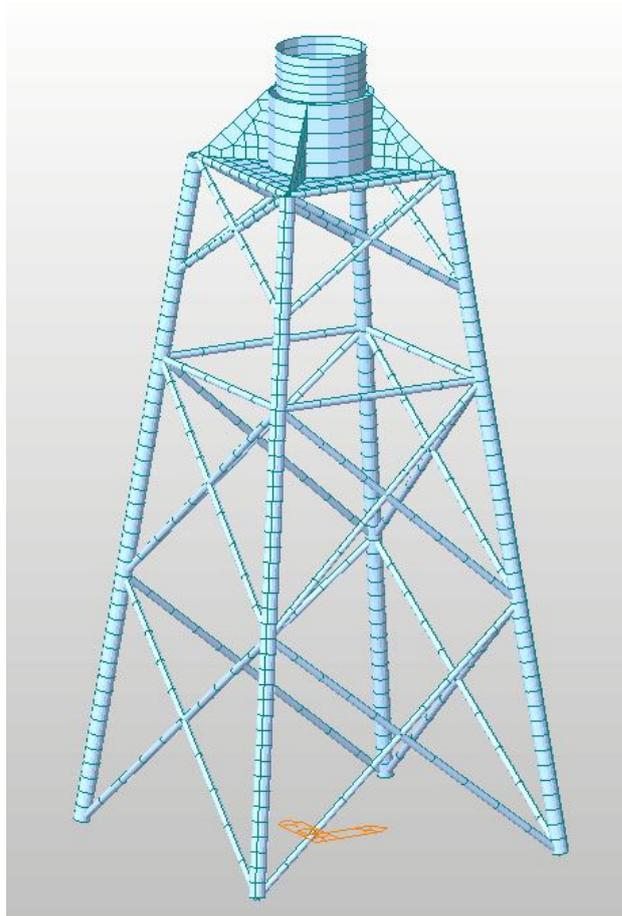


Figura 4.11: Modelo de la estructura jacket en MIDAS Civil.

4.5. Acciones debidas a la estructura

La estructura jacket contribuirá a los esfuerzos en las cimentaciones con su peso y el empuje del agua correspondiente al volumen sumergido.

4.5.1. Peso

Para el cálculo del peso de la estructura jacket se ha generado un modelo en Midas Civil (ver figura 4.11) a partir de la geometría definida en el capítulo anterior. Se trata de un modelo sencillo pero realista, en el que existen dos tipos de elementos tubulares: las patas principales, con un diámetro de 1100 milímetros y un espesor de 40 milímetros, y el resto de elementos que tienen un diámetro de 500 milímetros y un espesor de 30 milímetros. La pieza de transición entre el jacket y la torre del aerogenerador se ha modelado de

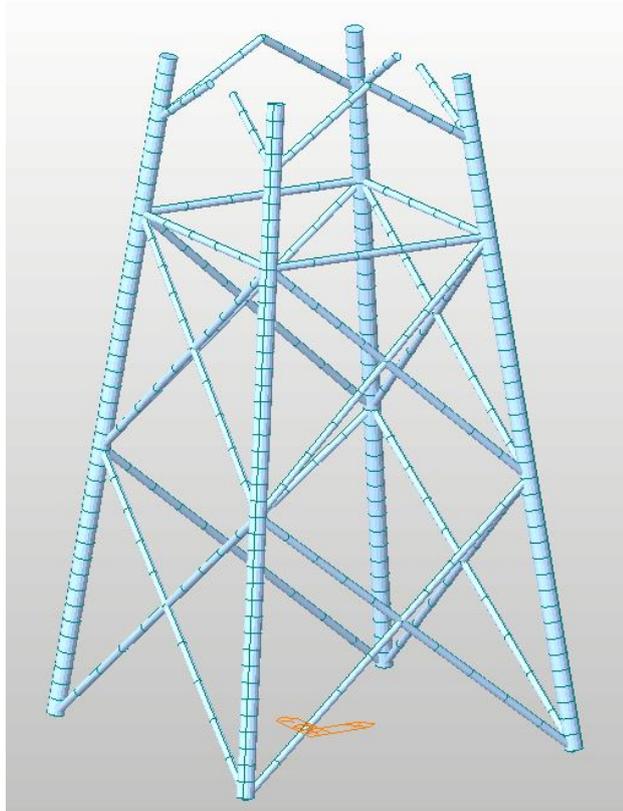


Figura 4.12: Modelo sólido de la zona sumergida para calcular el empuje.

forma aproximada, a partir de una serie de placas cuya rigidez y peso son similares a las que se encuentran en la realidad.

El material utilizado es acero estructural S235, con un peso específico de 76,98 kilo-newtons por metro cúbico. El peso total de la estructura es de 5415 kilo-newtons.

4.5.2. Empuje

En este caso, el cálculo del volumen sumergido para obtener el empuje hidrostático que sufrirá la estructura es un poco más controvertido, ya que este dependerá de la zona que se encuentre sumergida, que variará a lo largo del tiempo. Se ha comprobado que los mayores esfuerzos suelen aparecer cuando la cresta de la ola se encuentra en su punto más alto al pasar por la estructura, y que el criterio crítico en el estudio de las cimentaciones es el de vuelco, donde el empuje es una carga desfavorable. Es por ello que se ha decidido que el empuje que se va a utilizar en el cálculo de esfuerzos es

el correspondiente a un nivel de agua máximo, ya que es el que producirá cargas más críticas en general.

El modelo utilizado para calcular el volumen sumergido (ver figura 4.12) es una variación del anterior, donde se ha eliminado la zona emergida y se han cambiado las secciones de tubos huecos a macizos, ya que se supone que no habrá agua en su interior y todo el volumen exterior contribuirá al empuje. El volumen sumergido total es de 362,14 metros cúbicos y produce un empuje vertical positivo de 3645 kilo-newtons.

Fuerzas debidas a la estructura de soporte	
Peso total del jacket (<i>KN</i>)	5415
Empuje hidrostático de la parte sumergida (<i>KN</i>)	3645

Tabla 4.6: Resumen de las fuerzas debidas a la estructura jacket.

4.6. Sensibilidad frente a variaciones en las condiciones iniciales

Una de las ventajas de desarrollar un cálculo analítico automatizado es la posibilidad de estudiar de forma cómoda la sensibilidad de las cargas en la estructura frente a variaciones de las condiciones iniciales. Se ha considerado oportuno incluir en este capítulo una sección dedicada al estudio de estas sensibilidades previamente al cálculo de las cimentaciones ya que se puede dar el caso de que una condición a simple vista menos severa produzca mayores cargas.

Para poder comparar las fuerzas se utilizan las variables F_V y F_H que representan el tiro vertical, suponiendo un vuelco sobre dos patas, y la fuerza horizontal de deslizamiento al que se encuentra sometida una pata del jacket, que serán los esfuerzos que tendrá que soportar cada una de las cimentaciones, definidos de la siguiente manera:

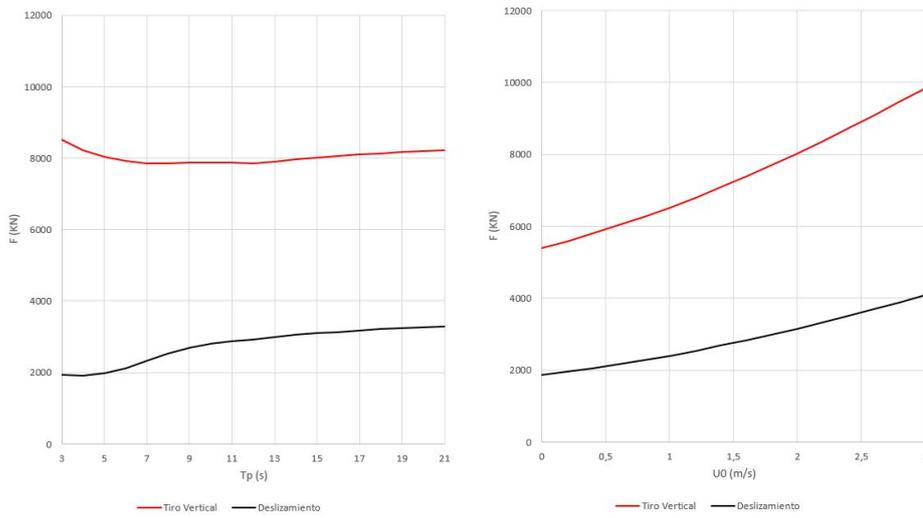
$$F_V = \frac{1}{2} \frac{M_B}{L} + \frac{P - E}{4}; F_H = \frac{F_{HT}}{4} \quad (4.18)$$

donde

- M_B = Momento total en la base del jacket
 L = Distancia entre apoyos
 P = Peso de la estructura
 E = Empuje hidrostático
 F_{HT} = Fuerza horizontal total en la base del jacket

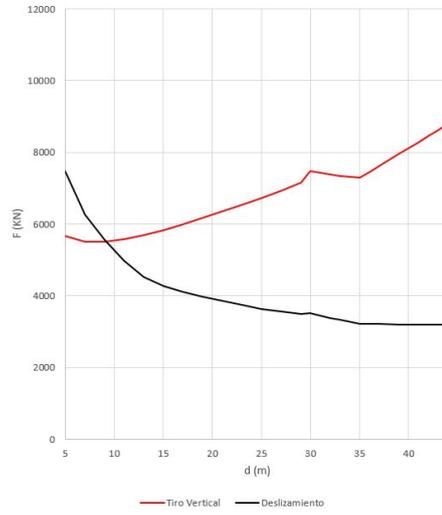
Se han comprobado las variaciones en la fuerza de levantamiento como representante de las fuerzas verticales, pero la fuerza de compresión sufrirá estas variaciones de la misma manera. El resto de las variables se han mantenido constantes durante el cálculo. Las condiciones que se han considerado más significativas y por tanto las que se han estudiado son las siguientes:

- Periodo de pico: Como ya se ha visto anteriormente en la sección de velocidades debidas al oleaje, menores periodos de pico resultan en mayores velocidades en superficie aunque tienden a reducirse rápidamente con la profundidad. Esto implica que para periodos bajos, del orden de 5 segundos, la resultante vertical tiende a aumentar debido al mayor momento generado por las altas velocidades en superficie, mientras que la reducción de velocidad en el fondo, donde se produce el arrastre debido a las cimentaciones, hace que la resultante horizontal disminuya (figura 4.13 (a)). Sin embargo, periodos tan bajos se corresponderían a oleaje de menor amplitud que el que se está considerando para el diseño y por tanto los esfuerzos acabarían siendo menores. Viendo la figura también se puede observar como, en general, mayores periodos (18-20 segundos) implican mayores cargas y por ello habría que elegir el periodo de pico más alto esperado para el cálculo de las cargas finales.
- Velocidad de la corriente en superficie: Una mayor velocidad en superficie implica una mayor velocidad en toda la profundidad y por ello es obvio que al aumentar esta incrementen todas las cargas. Sin embargo es interesante observar la diferencia de pendiente entre ambas curvas (figura 4.13 (b)). La velocidad de corriente afecta solo al término de arrastre de la fuerza total, que es mayor en la zona tubular y que coincide con la zona de mayor velocidad de la corriente, y por ello el momento en la base aumenta más que la fuerza horizontal para una misma variación de la velocidad de la corriente en superficie.
- Profundidad: Cabe destacar antes de nada que la discontinuidad que se puede apreciar en la gráfica (figura 4.13 (c)) en la fuerza vertical para



(a) Periodo de pico

(b) Velocidad de corriente



(c) Profundidad

Figura 4.13: Sensibilidad frente a variaciones.

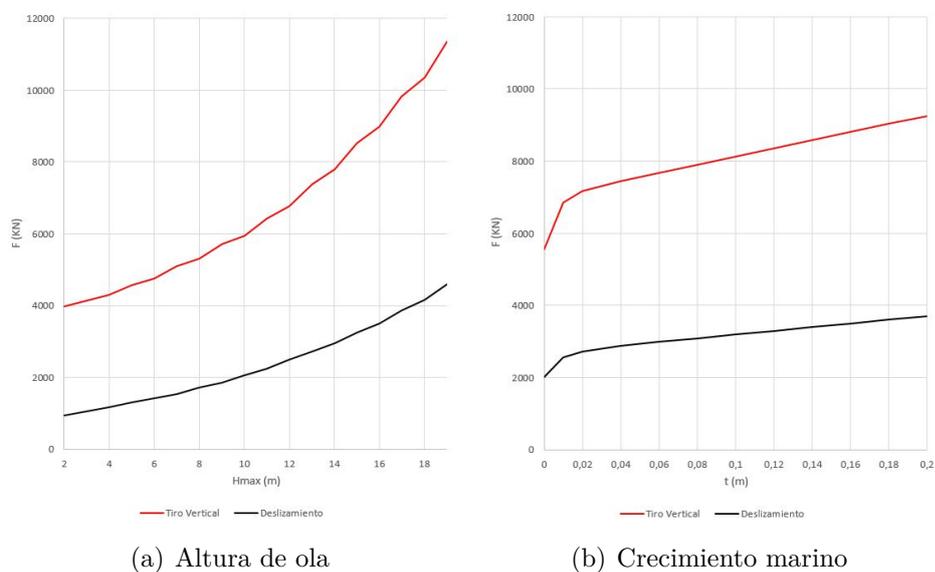


Figura 4.14: Sensibilidad frente a variaciones (continuación).

una profundidad de 30 metros se corresponde con el nivel del agua en la cresta de la ola, donde la velocidad es máxima, coincidiendo con un elemento horizontal con una gran superficie de arrastre, que se debería de estudiar a la hora de seleccionar el jacket y que no se tendrá en cuenta propiamente para la selección de la profundidad crítica. Dicho esto, se observan dos tendencias opuestas en cuanto a las fuerzas resultantes: un incremento en la fuerza vertical correspondiente a un incremento de la profundidad que supone un mayor brazo a la hora de calcular los momentos en la base, y un incremento en la fuerza horizontal correspondiente a una disminución de la profundidad debido al incremento de la velocidad en las zonas bajas, donde el arrastre de las cimentaciones cobra gran importancia. Este aumento de carga con una profundidad menor podría verse reducido por la rotura del oleaje, pero si es cierto que a la hora de calcular la resistencia al deslizamiento de las cimentaciones tendremos que utilizar el valor de la profundidad correspondiente a la mínima marea astronómica (LAT).

- Altura de ola de diseño: El comportamiento de las cargas varía con la altura de ola de diseño de la misma forma que con la velocidad de la corriente en superficie pero aun más acentuado (figura 4.14 (a)). Una pequeña variación en la altura de la ola produce cambios significativos en las fuerzas que tendrán que vencer las cimentaciones, por lo que no sería impensable la posibilidad de introducir algún tipo de defensa

frente al oleaje en el parque eólico, como puede ser una gran barra de arena, que redujese la ola máxima de diseño ya que una disminución de esta en 2 metros produciría una reducción en el tiro vertical de 100 toneladas por cada cimentación existente en el parque.

- Crecimiento marino: El crecimiento de organismos marinos duros alrededor de la estructura implica un aumento del diámetro efectivo de sus elementos. En el caso de un jacket, donde la mayoría de sus elementos son tubos de pequeño diámetro, este aumento puede llegar a ser muy significativo, ya que una barra con diámetro nominal de 500 milímetros pasa a tener un diámetro efectivo de 700 milímetros con una capa de 100 milímetros de organismos, un incremento del 40 % con un tamaño de organismo relativamente común según (DNV, 2014). Como se puede ver en la gráfica (figura 4.14 (b)), la variación en la carga es más reducida que con la velocidad de corriente o con la altura de ola, sin embargo es una variación que no se puede subestimar. Los valores utilizados en el diseño son valores típicos de crecimiento, pero este es incierto y varía enormemente de unas zonas a otras. Para una situación de diseño real convendría realizar un estudio especial que determinase el crecimiento de organismos marinos en la zona del proyecto, ya que subestimarlos podría resultar en un colapso de la estructura, o por el contrario un incremento innecesario del coste de todas las cimentaciones si se estima por encima de la realidad.

4.7. Pre-diseño de las cimentaciones

Para el pre-diseño de las cimentaciones de nuestra estructura se ha incluido un apartado en la hoja de cálculo dedicado al estudio del comportamiento de las cimentaciones, en el que, a partir de los valores de la geometría y de las propiedades de los materiales utilizados se obtienen los valores de las acciones críticas que producen cada tipo de fallo y se comparan con las obtenidas en el apartado anterior. Esto permite una gran facilidad a la hora de estudiar el comportamiento de distintas geometrías y distintos materiales frente a variaciones en las condiciones iniciales, que puede servir por un lado para obtener la mejor configuración para las condiciones de una localización precisa, o para estudiar que condiciones resultan más críticas para una geometría de cimentación en concreto. Para estudiar también la relación entre la solución propuesta de gravedad y la solución clásica de pilotaje, se ha incluido un cálculo analítico rápido que permite estimar las dimensiones que tendría un pilote de capacidad similar.

El diseño de las cimentaciones se realiza utilizando el sistema de coeficientes de seguridad para un estado de límite último recomendado por (DNV, 2014), que consiste en aplicar un coeficiente a las cargas que sufre la estructura (factor de carga, γ_l), de forma que se tienen en cuenta las irregularidades de la carga y la posible desviación de las formulaciones utilizadas, y otro coeficiente a la resistencia de los materiales (factor de material, γ_m), para tener en cuenta posibles defectos del material o un posible error en la determinación de la resistencia del mismo. Los factores de material aplicados dependen del tipo de solución empleada y se verán en los respectivos apartados. En cuanto a los factores de carga, estos se pueden ver en la tabla 4.7. En las cargas permanentes y variables, el coeficiente empleado varía dependiendo de si la carga actúa de forma favorable o desfavorable. En el caso del peso propio por ejemplo, el factor será 1 a la hora de calcular la presión ejercida sobre el terreno (caso de carga desfavorable), mientras que el factor será 0,9 para el cálculo del posible levantamiento (caso de carga favorable).

Factores de carga γ_f para estado límite último	
Carga permanente	0,9 – 1,0
Carga variable	0,9 – 1,0
Carga medioambiental	1,35
Carga de deformación	1,0

Tabla 4.7: Factores aplicados en función del tipo de carga.

El tipo de suelo existente ha sido descrito en el capítulo anterior (ver tabla 3.2). Se trata de una primera capa de material granular, seguida de dos capas de roca cuya dureza crece con la profundidad. Se ha decidido utilizar los valores más pesimistas de la resistencia de los materiales que se han obtenido en los ensayos para estar del lado de la seguridad.

4.7.1. Cajones

La solución de cajones consiste en una cimentación superficial de gravedad formada por 4 grandes cilindros de hormigón aislados que sirven de apoyo a la estructura tubular en lugar del pilotaje clásico pero sin tener que modificar el jacket. Los modos de fallo en estado límite último que se han de analizar para asegurar la fiabilidad de estas cimentaciones superficiales son, según (Puertos del Estado, 2005):

- Hundimiento: Fallo del terreno que se produce cuando la carga que actúa sobre el terreno bajo algún elemento del cimiento supera la carga

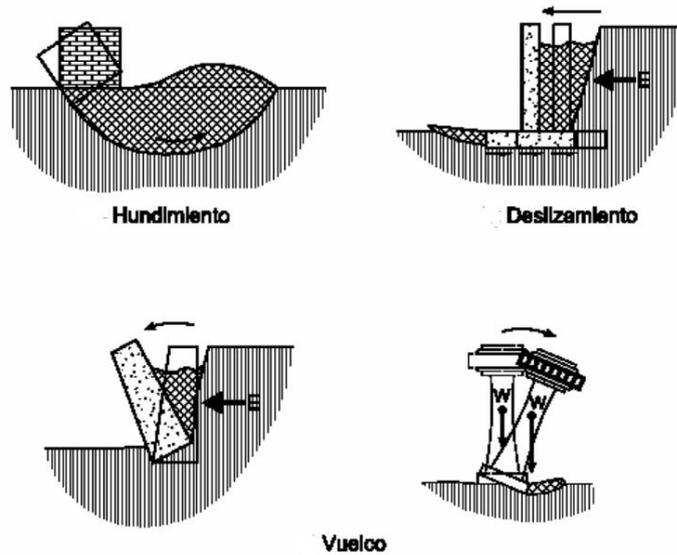


Figura 4.15: Ejemplos de algunos modos de fallo. [Fuente: Muelas Rodríguez]

de hundimiento.

- **Deslizamiento**: Fallo producido por la superación de la resistencia del contacto del terreno con la cimentación por una tensión cortante, que produce un deslizamiento de la estructura sobre el terreno.
- **Vuelco, rígido y plástico**: El vuelco rígido es el que se produce cuando, asumiendo que el terreno es infinitamente resistente y la estructura también, esta gira como un sólido rígido sobre una de sus cimentaciones. El vuelco plástico se deriva del caso anterior, pero el fallo se produce por la plastificación del terreno en el área de concentración de tensiones debido al vuelco.

Acciones

Todas las fuerzas que actúan sobre las cimentaciones, desde el oleaje hasta las cargas de la turbina, se combinan en la base de las cimentaciones para los cálculos de estabilidad. Esta combinación de fuerzas cuenta con dos resultantes, una fuerza H horizontal y una fuerza V vertical, aplicadas en un punto LC o centro de carga, que es la intersección entre el plano del suelo y la carga, e implica una excentricidad e , que es la resultante del cociente entre el momento local en la conexión cimentación-suelo y la resultante vertical.

Estas fuerzas se consideran de diseño, y por ello han de ser el resultado de aplicar los factores de carga correspondientes a cada una de las fuerzas que las componen. Dependiendo del tipo de cálculo las fuerzas de diseño serán diferentes, considerándose siempre las más desfavorables para cada modo de fallo. La obtención de las resultantes horizontal y vertical es directa gracias a la hoja de cálculo, pero el momento que aparece en la base de la cimentación es necesario calcularlo a partir de otros modelos. Para el estudio que se va a realizar a partir de ahora se realizó un modelo con unas primeras dimensiones aproximadas a la solución final, con 5 metros de altura de cajón y 11 metros de diámetro, al que se le aplicaron las cargas obtenidas analíticamente y se observó como el momento que aparece en la base de las cimentaciones es muy bajo en comparación con las fuerzas axiales. Esto es debido a que una estructura jacket está diseñada para trabajar de forma axial (su cimentación clásica es el pilotaje), lo que producirá excentricidades muy bajas a la hora de hacer los cálculos (del orden del 1 por ciento del radio).

Factores de material

Los factores de material utilizados son los indicados en la tabla 4.8. En este caso se trata de un análisis de esfuerzos efectivos ya que la capa superior se trata de una arena densa granular, y los coeficientes del material se le aplicarán a la tangente del ángulo de fricción característico del estrato superficial en los casos de hundimiento y deslizamiento, y a la densidad del hormigón en los caso de vuelco y deslizamiento.

Factores de material γ_m para estado límite último	
Análisis de esfuerzos efectivos	1,15
Análisis de esfuerzos totales	1,25

Tabla 4.8: Factores aplicados en función del tipo de análisis.

Área efectiva de cimentación

El área de cimentación efectiva se corresponde con un área cuyo centro geométrico coincide con el centro de la carga y cuyo perímetro sigue lo más cerca posible el verdadero contorno de la cimentación. Para el caso de una sección circular, el área efectiva se corresponde con el área de un segmento circular y su simétrico, tal que el punto medio de su secante se corresponde con el punto de aplicación de la carga (figura 4.16). Para una sección de radio R y una excentricidad e , el área efectiva será:

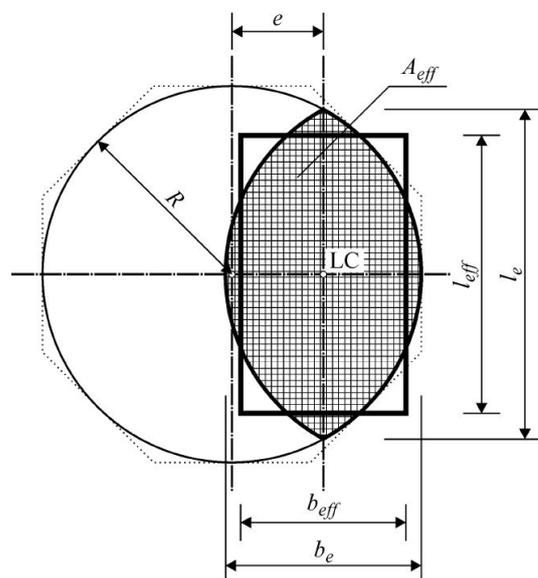


Figura 4.16: Cimentación circular y área efectiva correspondiente. [Fuente: DNV, 2014]

$$A_{eff} = 2 \left[R^2 \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e\sqrt{R^2 - e^2} \right] \quad (4.19)$$

El ancho y el largo correspondientes a esta aproximación de doble segmento serán:

$$b_e = 2(R - e) \quad (4.20)$$

$$l_e = 2R\sqrt{1 - \left(1 - \frac{b_e}{2R}\right)} \quad (4.21)$$

El rectángulo asociado, cuya área es igual al área efectiva, tendrá unas dimensiones:

$$l_{eff} = \sqrt{A_{eff} \frac{l_e}{b_e}} \quad (4.22)$$

$$b_{eff} = b_e \frac{l_{eff}}{l_e} \quad (4.23)$$

Para el posterior cálculo de acciones y resistencias se utilizará una cimentación ficticia rectangular de largo l_e y de ancho b_e , cuya área coincide con aquella del doble segmento circular y con centro geométrico igual al centro de carga de las resultantes en cada uno de los modos de fallo.

Hundimiento

Para comprobar la seguridad frente al hundimiento de nuestra cimentación se ha de utilizar la combinación de acciones que provoque una reacción vertical en sentido descendente máxima. Como se ha recogido en la tabla 4.9, cada una de estas acciones tiene una naturaleza distinta y por tanto le corresponde un factor de carga distinto según lo expresado anteriormente en la tabla 4.7, y estas acciones pueden ser favorables (+) o desfavorables (-) según si su incremento produce una sollicitación menor o mayor.

Los momentos en la base producidos por el oleaje, las corrientes y el viento, se transforman en reacciones verticales en forma de par cuyos puntos de aplicación se corresponden con los centros geométricos de las cimentaciones. En este caso se tomarán las dos cimentaciones que están sufriendo la compresión contra el lecho, mientras que las otras dos sufrirán la misma reacción vertical pero de sentido contrario (que se analizarán en el apartado de vuelco). La fracción correspondiente a cada cimentación es, por tanto, la mitad de ese par. Para el resto, si la acción tiene lugar sobre la estructura como conjunto, la parte correspondiente a cada una de las cuatro cimentaciones será un cuarto. La fuerza vertical máxima correspondiente a las cargas de la turbina consta de dos sumandos, que por ser de naturalezas distintas hay que separar aquí para aplicar coeficientes distintos: el peso de la turbina y la acción vertical del viento.

Para calcular la resistencia del suelo frente al hundimiento de cimentaciones superficiales, la fórmula más frecuente es la de Brinch Hansen, aunque existen distintas versiones a la hora de obtener algunos coeficientes. Para este trabajo se utilizarán las expresiones recomendadas por (DNV, 2014), de tal forma que la componente vertical de la presión que produce el hundimiento es:

$$q_d = \frac{1}{2} \gamma' b_{eff} N_\gamma s_\gamma i_\gamma + p'_0 N_q s_q i_q + c_d N_c s_c i_c \quad (4.24)$$

donde

Obtención de la resultante vertical			
Componente	Factor de carga	Fracción	Favorable
Par de vuelco oleaje y corriente	1,35	1/2	-
Par de vuelco aerogenerador	1,35	1/2	-
Carga de viento aerogenerador	1,35	1/4	-
Peso aerogenerador	1	1/4	-
Peso estructura jacket	1	1/4	-
Empuje estructura jacket	0,90	1/4	+
Peso cimentación	1	1	-
Obtención de la resultante horizontal			
Componente	Factor de carga	Fracción	Favorable
Oleaje y corriente	1,35	1/4	-
Carga de viento aerogenerador	1,35	1/4	-

Tabla 4.9: Componentes de las resultantes vertical y horizontal para fallo por hundimiento.

- q_d = Presión de hundimiento de diseño
- γ' = Peso específico efectivo del suelo
- p'_0 = Presión de sobrecarga del suelo en el nivel de la cimentación
- c_d = Cohesión
- N_γ, N_q, N_c = Coeficientes de capacidad de carga
- s_γ, s_q, s_c = Factores correctores de forma
- i_γ, i_q, i_c = Factores correctores de inclinación

Los valores utilizados en esta formulación se consideran de diseño, y deben de estar ajustados correctamente con los factores de material, de tal forma que:

$$c_d = \frac{c}{\gamma_m}; \phi_d = \arctan \frac{\tan \phi}{\gamma_m} \quad (4.25)$$

Los coeficientes de capacidad de carga son factores adimensionales que dependen únicamente del ángulo de rozamiento interno del suelo y que se pueden determinar con la siguiente formulación:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi_d} \frac{1 + \sin \phi_d}{1 - \sin \phi_d} \quad (4.26)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi_d \quad (4.27)$$

$$N_\gamma = \frac{3}{2}(N_q - 1) \tan \phi_d \quad (4.28)$$

Los factores de forma, que tienen en cuenta las proporciones de las dimensiones en planta de la cimentación equivalente:

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{b_{eff}}{l_{eff}}; s_q = s_c = 1 + 0,2 \frac{b_{eff}}{l_{eff}} \quad (4.29)$$

Y los factores de inclinación, que tienen en cuenta la desviación de la fuerza resultante actuante sobre el plano en el que se apoya la cimentación respecto a la dirección vertical. Estos factores pueden llegar a jugar un papel importante debido a la inclinación en la dirección de la carga en ciertas situaciones, como cuando el nivel del agua baja a LAT, situación en la que, a pesar de la menor componente vertical, aparece una componente horizontal tan grande que exige aun mayores solicitaciones al suelo. Es por ello que hay que estudiar diversos casos de carga para ver cual es el más crítico.

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + A_{eff} c_d \cot \phi_d}\right)^2; i_\gamma = i_q^2 \quad (4.30)$$

Como se trata de un suelo granular, arenoso, sin finos y saturado se considera un estudio de hundimiento con drenaje, por tanto la cohesión será tomada como cero, y como las cimentaciones van directamente sobre el lecho marino, la carga efectiva de presión en el nivel de la cimentación sobre el suelo también será tomada como cero. Por tanto, el único factor que aportará resistencia al hundimiento es el correspondiente al peso específico del material.

Para las condiciones iniciales expuestas en el capítulo anterior, se ha comprobado como se comportan las cimentaciones para distintos valores de diámetro y altura de las mismas. Se puede comprobar como el factor de seguridad, cociente entre capacidad portante y tensión aplicada, aumenta a medida que aumenta el diámetro (porque, a pesar de que un diámetro mayor implica un mayor peso de cimentación, la presión se reduce con el área a mayor velocidad) y, para un mismo diámetro, es menor a mayor altura (ver figura

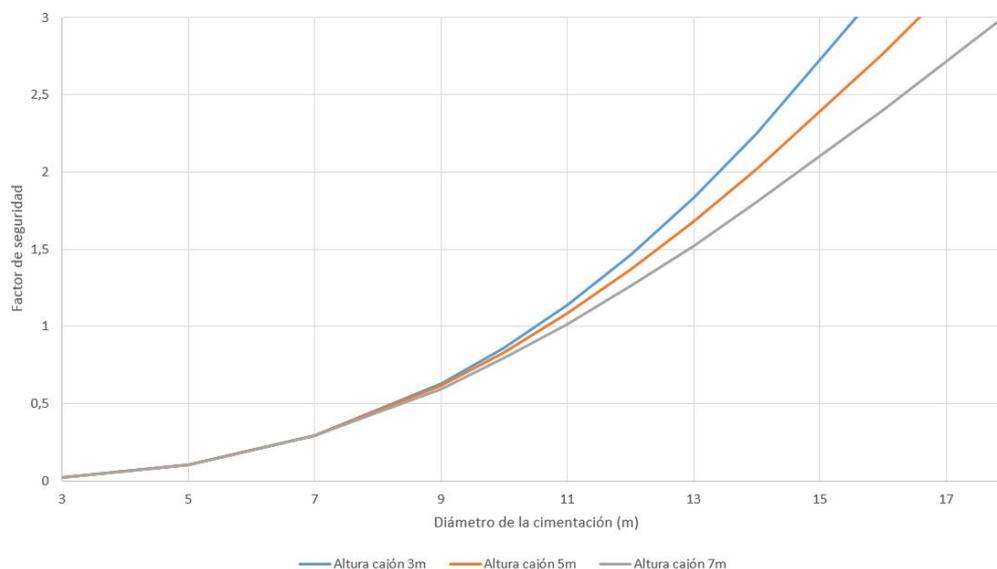


Figura 4.17: Factores de seguridad frente a hundimiento para variaciones en la geometría de la cimentación.

4.17). El factor de seguridad de 1, es decir, la situación de seguridad suficiente frente a fallo, se alcanza para diámetros del orden de 10-11 metros en todas las alturas consideradas. Cabe hacer un comentario respecto al concepto de factor de seguridad, ya que en este trabajo un factor de seguridad de 1 no corresponde con la situación de fallo como puede suceder en las recomendaciones de (Puertos del Estado, 2005), si no que representa el equilibrio entre acciones y resistencias, mayoradas y minoradas con sus coeficientes individuales, por lo que con utilizar una solución en la que el factor de seguridad sea igual o superior a 1 sería suficiente.

Deslizamiento

Para los cálculos pertinentes a la seguridad frente a deslizamiento, se considera que las cimentaciones trabajan como un conjunto arriostrado, de tal forma que se debe de cumplir:

$$H_d < r(A_{eff}c_d + V_d \tan \phi_d) \quad (4.31)$$

Debido a que estamos considerando un suelo arenoso no cohesivo, la única aportación de resistencia frente al deslizamiento viene del rozamiento del suelo con la estructura, determinado por el ángulo de rozamiento interno

modificado con el factor de material como previamente, y cuya principal aportación de fuerza vertical es el peso de las cimentaciones, y por lo tanto su densidad se ve reducida por el mismo factor. La formulación utilizada también incorpora un factor r de rugosidad, que puede ser tomado como 1 para contactos suelo-suelo pero que se debe de reducir para el caso de contacto suelo-estructura (debido a la menor rugosidad del contacto). Aunque (DNV, 2014) no ofrece ningún valor exacto para este factor r , en (Puertos del Estado, 2005) se aplica un coeficiente de minoración de $2/3$ al ángulo de rozamiento interno, lo que equivale a un valor de r de 0,74, y que utilizaremos aquí por conveniencia para estar del lado de la seguridad, a pesar de que el contacto entre suelo y estructura no sería liso sino un contacto suelo-hormigón con buena rugosidad.

En este caso, las condiciones de carga son más sencillas que en el apartado anterior. Debido al comportamiento de conjunto que hemos asumido, la resultante de las fuerzas será la suma de todas las individuales de cada cimentación, y por tanto los pares de fuerzas debidos a oleaje, corrientes y viento, iguales y de sentido contrario, se cancelan entre ellos. Las fuerzas actuantes consideradas se han resumido en la tabla 4.10. Se puede ver que la única carga actuante vertical debida a la turbina es su propio peso ya que las cargas verticales de compresión contra el lecho son favorables y se ha de estudiar la situación crítica. Por esta misma razón, y como se comprobó en la sección anterior, la profundidad asociada a este análisis debe de ser la correspondiente a un nivel de agua LAT o de mínima marea astronómica, ya que esta producirá fuerzas horizontales mayores.

Obtención de la resultante vertical			
Componente	Factor de carga	Fracción	Favorable
Peso aerogenerador	0,90	1	+
Peso estructura jacket	0,90	1	+
Empuje estructura jacket	1	1	-
Peso cimentación	0,90	4	+
Obtención de la resultante horizontal			
Componente	Factor de carga	Fracción	Favorable
Oleaje y corriente	1,35	1	-
Carga de viento aerogenerador	1,35	1	-

Tabla 4.10: Componentes de las resultantes vertical y horizontal para fallo por deslizamiento.

Analizando el comportamiento del factor de seguridad (figura 4.18), obtenido como el cociente entre la fuerza horizontal crítica de deslizamiento y la

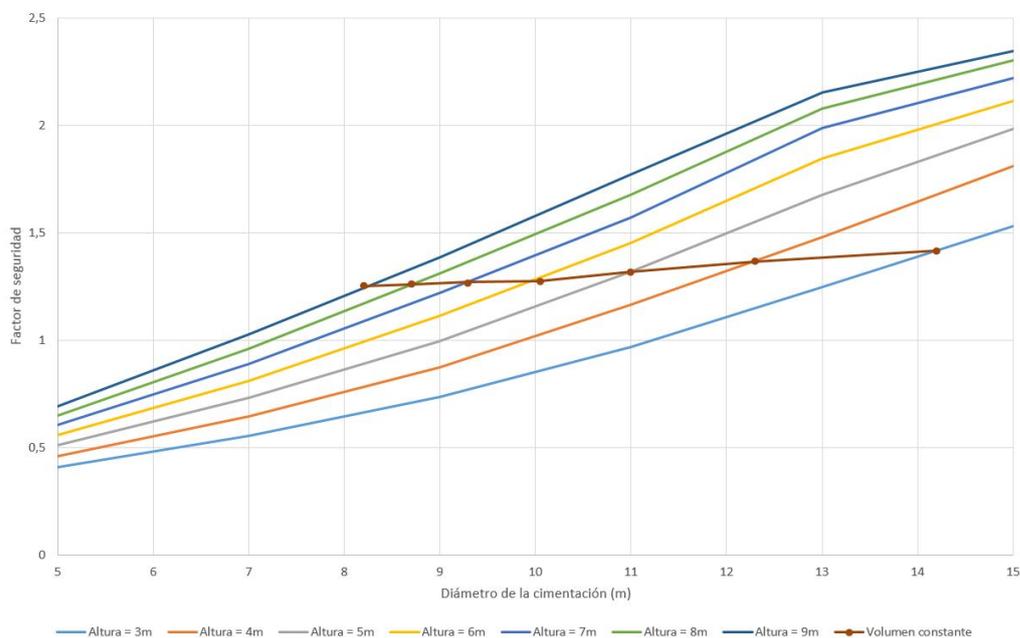


Figura 4.18: Factores de seguridad frente a deslizamiento para variaciones en la geometría de la cimentación.

fuerza horizontal total se ve como, a mayores tamaños de cimentación, mayor seguridad frente a deslizamiento. Esto es debido a que la principal componente vertical frente al deslizamiento es el peso propio de las cimentaciones y por tanto, a mayor tamaño, mayor peso y mayor fuerza de rozamiento. Sin embargo, si el peso de la cimentación no varía (es decir, la relación altura-diámetro siguen una relación de volumen constante), se puede observar como cimentaciones de menor altura y mayor diámetro ofrecen rendimientos un poco mejores frente al deslizamiento. En general, para cimentaciones que cumplen la condición anterior de estar por encima de los 10-11 metros de diámetro, con tener una altura superior a los 3 metros sería válida.

La gráfica de la figura 4.18 se ha obtenido a partir de las condiciones iniciales, con una variación en la profundidad para hacerla coincidir con los 25,4 metros correspondientes con la mínima marea astronómica. La línea de volumen constante se corresponde con una cimentación que, con 5 metros de altura, tiene un diámetro de 11 metros.

Vuelco rígido

El vuelco rígido supone, como el resto de modos de fallo, una concepción teórica simplificada que trata de representar un posible mecanismo de rotura.

En este caso, se supone que la estructura y el suelo son infinitamente resistentes y que el fallo se produce por el vuelco como sólido rígido sobre una arista de la cimentación. En el caso de una estructura tubular ligera como es el jacket, unida a una cimentación tan rígida como es un cajón de hormigón de unas 2000 toneladas, suponer que el comportamiento de la estructura va a ser el de un sólido rígido sin deformaciones puede ser demasiado idealista, y por ello se va a estudiar también una variante a la solución clásica de vuelco rígido que consiste en un vuelco de la estructura sobre dos patas (la unión jacket-cimentación trabajaría como una rótula), que pese a tener un momento de vuelco menor (el brazo del momento debido a oleaje, corrientes y viento se tiene que reducir al elevar el punto de vuelco a la parte superior de la cimentación) puede resultar más crítico ya que la separación entre apoyos se reduce en medio diámetro (el punto de vuelco pasa de una arista al centro de la cimentación).

Cabe destacar en este caso que la principal fuerza favorable es el peso de la cimentación, que dependerá no solo de su geometría sino también de su densidad. Para este estudio se ha decidido utilizar una densidad de diseño de 4 toneladas por metro cúbico (emergida), asumiendo que se utiliza un hormigón de alta densidad con un árido de magnetita cuya densidad está próxima a las 5 toneladas por metro cúbico. Se ha decidido utilizar un hormigón de alta densidad porque los costes asociados a la construcción se estiman muy superiores a los costes asociados al material utilizado, y por ello conviene reducir al máximo el tamaño final de las cimentaciones (mayor facilidad de transporte, menor capacidad de maquinaria necesaria, menor tiempo de vertido y fraguado, etc.).

Debido a que, como se ha dicho, el principal componente de resistencia al vuelco es el peso de la cimentación, el factor de material se ha utilizado únicamente para reducir la densidad del hormigón.

Obtención de la resultante vertical			
Componente	Factor de carga	Fracción	Favorable
Par de vuelco oleaje y corriente	1,35	1	-
Par de vuelco aerogenerador	1,35	1	-
Peso aerogenerador	0,90	1/2	+
Peso estructura jacket	0,90	1/2	+
Empuje estructura jacket	1	1/2	-
Peso cimentación	0,90	2	+

Tabla 4.11: Componentes de la resultante vertical para fallo por vuelco rígido.

En la figura 4.19 se puede ver el factor de seguridad (cociente entre fuerzas

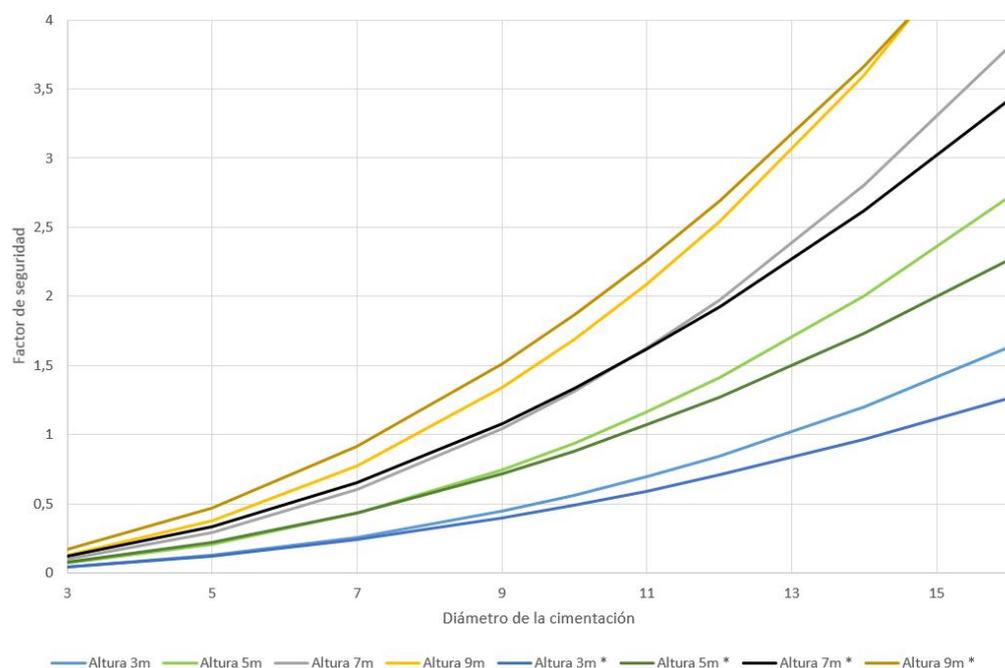


Figura 4.19: Factores de seguridad frente a vuelco rígido para variaciones en la geometría de la cimentación.

favorables y desfavorables totales) frente a vuelco rígido para cimentaciones superficiales de distintas geometrías. Las curvas de color más claro corresponden al vuelco sobre la arista de la cimentación, y las que llevan un asterisco en la leyenda, de color más oscuro, corresponden al vuelco sobre la unión. Como se puede comprobar, en cimentaciones más bajas donde la reducción en el momento de vuelco por la altura de la arista de giro es pequeña, el vuelco crítico se produciría sobre la unión jacket-cimentación, mientras que para cimentaciones más altas, a partir de los 7 metros, el vuelco crítico se produciría sobre la arista, especialmente en diámetros bajos.

Con la figura se puede comprobar que, para alcanzar la seguridad con cajones de baja altura (3 metros) los diámetros necesarios crecen muy rápido, mientras que con una altura intermedia (5-7 metros) sería suficiente con cumplir las anteriores condiciones que nos indicaban que el diámetro debe de estar por encima de los 10-11 metros.

Vuelco plástico

El vuelco plástico es un modo de fallo derivado del vuelco rígido salvo que en esta ocasión el fallo se produce por la plastificación del terreno derivada

de la concentración de tensiones frente al vuelco. Sin embargo, como ya se ha comentado, una estructura jacket funciona principalmente de forma axial, a pesar de que se le introduzcan cimentaciones de gravedad: en los modelos de MIDAS que se han realizado se puede comprobar como las excentricidades de la carga en la cimentación son apenas del uno por ciento de la longitud del radio (en el modelo de 5 metros de altura y 11 metros de diámetro, la excentricidad de la carga es de 5 centímetros). Con esto quiero decir que la situación crítica que estudia el vuelco plástico sería la misma estudiada en el caso del hundimiento (toda la fuerza de vuelco concentrada en un lado sobre el que apoya) sumándole las excentricidades que aparecen derivadas de los momentos locales. Para que estos momentos locales apareciesen en la base de la cimentación, la unión jacket-cimentación tendría que ser capaz de transmitirlos, función para la que no está diseñada, y que acabaría cediendo y funcionando como una rótula y el modo de fallo sería el vuelco rígido sobre la unión del que ya se ha hablado.

4.7.2. Pilotaje

El principal problema del pilotaje no es la dificultad de resistir las acciones del oleaje si no el coste de instalación que supone. Para poder hacer una estimación de lo beneficiosa que sería la solución de gravedad es necesario conocer, al menos de forma aproximada, las dimensiones que tendría una solución de cimentación profunda. Para ello se ha incluido un apartado en la hoja de cálculo que sirve para realizar una primera aproximación mediante unos cálculos sencillos.

La solución pilotada consistiría en un proceso mixto de hincado y perforación debido a las condiciones que tenemos en el suelo: un primer estrato de arena en el que la solución más adecuada es el hincado del pilote, y unos estratos inferiores de roca donde el hincado se sustituye por un proceso de perforado a través del propio pilote hasta la profundidad necesaria, que se continúa con el hincado a través del agujero perforado y se remata con una inyección de mortero para conseguir un buen anclaje con los laterales en la zona perforada.

De la misma manera que las cimentaciones de gravedad, el proceso de diseño se basa en la utilización de coeficientes de mayoración de las acciones y de minoración de las resistencias para tener en cuenta posibles irregularidades. Los factores de carga que se utilizan siguen siendo los mismos, y para la utilización de los factores de material, (DNV, 2014) dice que estos se apliquen a las resistencias características de la pila, es decir, a la presión límite por fricción y a la presión límite por punta (se han recogido en la tabla 4.12).

Factores de material γ_m para estado límite:	último	de servicio
Análisis de esfuerzos efectivos	1,15	1,00
Análisis de esfuerzos totales	1,25	1,00

Tabla 4.12: Factores aplicados en función del tipo de análisis.

Acciones

Los pilotes resisten principalmente fuerzas verticales, aunque también horizontales pero en mucha menor medida. Para la estimación de las dimensiones de esta solución se va a estudiar el comportamiento de los pilotes frente a una tracción vertical de levantamiento que sería el equivalente al estudio de vuelco en la solución superficial, de forma que toda la carga originada por oleaje, corrientes y viento es soportada por dos de los pilotes y el brazo de giro es la separación entre los apoyos, y frente a una carga de compresión vertical que correspondería al estudio de hundimiento en la sección anterior, y que consta de toda la fuerza de origen ambiental comprimiendo contra el terreno dos pilotes que además también soportan la carga correspondiente al peso de la estructura. Para un cálculo completo habría que comprobar la resistencia de los pilotes frente a las cargas horizontales y posibles momentos locales teniendo en cuenta las deformaciones del terreno, pero para el objetivo de este estudio es suficiente con una aproximación sencilla como la que propone (Puertos del Estado, 2005), en la que para tener en cuenta la reducción en la resistencia por fuste debido a las fuerzas horizontales se puede desestimar la aportación del primer diámetro y medio del estrato.

Resistencia por fuste

La resistencia por fuste que desarrolla un pilote se puede obtener a partir del área expuesta a fricción y a la presión ejercida sobre el mismo, de tal manera que:

$$Q_f = \pi D \int_0^l p_f dz \quad (4.32)$$

La condición de rotura en la interfase pilote-terreno que se utilizará es la de Mohr-Coulomb, que para dicha interfase establece:

$$p_f = \tau = a + \sigma'_h \tan \delta \quad (4.33)$$

donde

$$\begin{aligned} a &= \text{Adherencia} \\ \sigma'_h &= \text{Tensión efectiva horizontal} \\ \sigma'_h &= K\sigma'_v = K\gamma'z \\ K &= \text{Coeficiente de empuje} \\ \delta &= \text{Ángulo de rozamiento suelo-pilote} \end{aligned}$$

Al utilizar esta condición de rotura se puede observar que la resistencia por fuste crece con la profundidad, lo cual no es muy realista ya existen estudios que demuestran que a partir de cierta profundidad se produce una estabilización y que incluso en los mejores suelos nunca se supera el valor de $p_f = 1kp/cm^2$. En el caso de suelos granulares como es el primer estrato de nuestro suelo, la resistencia por fuste la aporta el rozamiento interno, mientras que en suelos arcillosos la resistencia la aporta la cohesión. También existe una gran diferencia en la resistencia por fuste en función de la metodología empleada para instalar el pilote, dependiendo de si es hincado o perforado. Vamos a analizar las distintas presiones límite según el estrato en el que nos encontramos:

- El primer estrato del suelo está formado por una arena, de forma que el término de adherencia del criterio de rotura se puede despreciar. El ángulo de rozamiento entre el pilote y el suelo se puede estimar en función del tipo de pilotaje y el ángulo de rozamiento interno del árido, de manera que para este caso en el que el pilote se realiza por hincado, el valor recomendado es $\delta = \phi'/3$, asumiendo que la rugosidad del contacto entre pilote y terreno es baja por la baja rugosidad de la superficie del pilote metálico.

El coeficiente de empuje K también está influido por la forma en que se ejecuta el pilote, ya que si el pilote es perforado se produce la descompresión del terreno alrededor, mientras que si es hincado el terreno se comprime durante el proceso de penetración. En la tabla 4.13 se puede ver un resumen de los valores típicos utilizados para el coeficiente de empuje, que en este caso se ha tomado como $K = 1$ ya que se trata de un estrato de arena suelta.

La presión de hundimiento va creciendo a medida que crece la profundidad, pero se mantiene el límite del que ya se ha hablado. La capacidad total de este estrato será la integral de la presión obtenida en cada punto del estrato a lo largo de todo el área que está en contacto con

Valores típicos de K	Arena suelta	Arena densa
Pilote hincado	1,00	2,50
Pilote perforado	0,25	0,70

Tabla 4.13: Valores del coeficiente de empuje.

el suelo, exceptuando el primer diámetro y medio que se desestima, y aplicando el coeficiente reductor del material.

- El segundo y tercer estrato que forman el suelo son dos tipos distintos de roca de la misma naturaleza. La resistencia por fuste en roca se puede estimar como:

$$p_f = \frac{1}{20} q_u \quad (4.34)$$

siempre y cuando no se supere el ya comentado valor límite de $p_f = 1kp/cm^2$. Dado que se trata de roca de buena calidad, ambos suelos superan el límite y por tanto esa será la presión de hundimiento para la longitud de pila embebida en ellos, al que se aplicará el factor del material para obtener la capacidad total.

Resistencia por punta

Para la resistencia por punta de los pilotes se considera la utilización de la expresión de Brinch Hansen, modificada en función de las condiciones del suelo en que se aplique. En este caso, la punta del pilote se encontrará sobre un lecho rocoso, donde la principal fuente de resistencia se debe a la propia resistencia a compresión del suelo, de tal forma que:

$$Q_p = p_p * A_{base} \quad (4.35)$$

$$p_p = \alpha q_u \quad (4.36)$$

donde

$$\alpha = \beta \left(0,5 + \frac{L}{6D} \right) \leq 1 \quad (4.37)$$

en la que el parámetro β depende del tipo de roca (tabla 4.14), q_u es la resistencia a compresión simple del suelo, L es la longitud del pilote y D el diámetro.

Tipo de roca	q_u (kp/cm ²)	β
Granito, pórfido	150	0,6
Caliza compacta no margosa	80	0,8
Pizarra dura	40	0,3
Arenisca compacta	100	0,8

Tabla 4.14: Factor β según el tipo de roca.

La resistencia por punta es una de las principales contribuidoras en pilas de grandes diámetros como es el caso de puentes costeros u otras estructuras en aguas más superficiales. Sin embargo, debido a la complejidad de instalación en aguas profundas se suele optar por pilas más esbeltas en las que la contribución por punta acaba siendo una parte muy pequeña comparado con la resistencia por fuste.

Resistencia a arranque

La resistencia total de las pilas frente al arranque se compondrá de la resistencia por fuste y el peso propio de la pila, que se incluye en la resultante vertical con su correspondiente reducción en la densidad por el factor de material. Se ha supuesto que la pila está fabricada en acero, con una densidad de 76,9 kilo-newtons por metro cúbico y un espesor de 50 milímetros. Por lo tanto, para una pila de longitud de penetración L y diámetro D , suponiendo que la longitud es superior a los 10 metros (para que pase el primer estrato arenoso) y que el diámetro es inferior a los 6,5 metros (para que el primer estrato pueda contribuir) se debe de cumplir:

$$V_d < Q_f = \frac{\pi D}{\gamma_m} \left(\int_{1,5D}^{10} K \gamma' z \tan \frac{\phi}{3} dz \right) + (L - 10) * 1 \frac{kp}{cm^2} \quad (4.38)$$

La componente vertical que ha de vencer se obtiene a partir de las componentes expresadas en la tabla 4.15.

En la figura 4.20 se ha recogido el factor de seguridad, de nuevo como cociente entre fuerzas favorables y desfavorables con sus respectivos coeficientes de incertidumbre, y su variación para distintos diámetros y longitudes de pila. La variación es prácticamente lineal con la longitud ya que, como se ha dicho, en este caso toda la resistencia la ofrece la fricción lateral, y el diámetro determina la pendiente con la que se produce esa variación. Diámetros pequeños, del orden de 1 metro, necesitarían una longitud excesiva para

Obtención de la resultante vertical			
Componente	Factor de carga	Fracción	Favorable
Par de vuelco oleaje y corriente	1,35	1/2	-
Par de vuelco aerogenerador	1,35	1/2	-
Peso aerogenerador	0,90	1/4	+
Peso estructura jacket	0,90	1/4	+
Empuje estructura jacket	1	1/4	-
Peso cimentación	0,90	1	+

Tabla 4.15: Componentes de la resultante vertical para fallo por arranque.

cumplir con la resistencia requerida, y dado que la longitud de perforación es un claro determinante del coste de ejecución esta se debe de tratar minimizar en lo posible.

Resistencia a hundimiento

La resistencia al hundimiento es bastante similar al caso anterior salvo que ahora la contribución por punta se añade a las resistencias, y el peso propio pasa a ser una carga desfavorable, por lo tanto ya no se le aplica el factor de material. Las componentes de la resultante vertical se detallan en la tabla 4.16.

Obtención de la resultante vertical			
Componente	Factor de carga	Fracción	Favorable
Par de vuelco oleaje y corriente	1,35	1/2	-
Par de vuelco aerogenerador	1,35	1/2	-
Carga de viento aerogenerador	1,35	1/4	-
Peso aerogenerador	1	1/4	-
Peso estructura jacket	1	1/4	-
Empuje estructura jacket	0,90	1/4	+
Peso cimentación	1	1	-

Tabla 4.16: Componentes de la resultante vertical para fallo por hundimiento.

En el caso del hundimiento el comportamiento que podemos ver del factor de seguridad (figura 4.21) es muy similar al del apartado anterior ya que la mayor parte de la resistencia sigue siendo por fricción lateral. Los factores son mas bajos para las mismas relaciones de longitud-diámetro que anteriormente porque la resultante de diseño de hundimiento es superior a la de

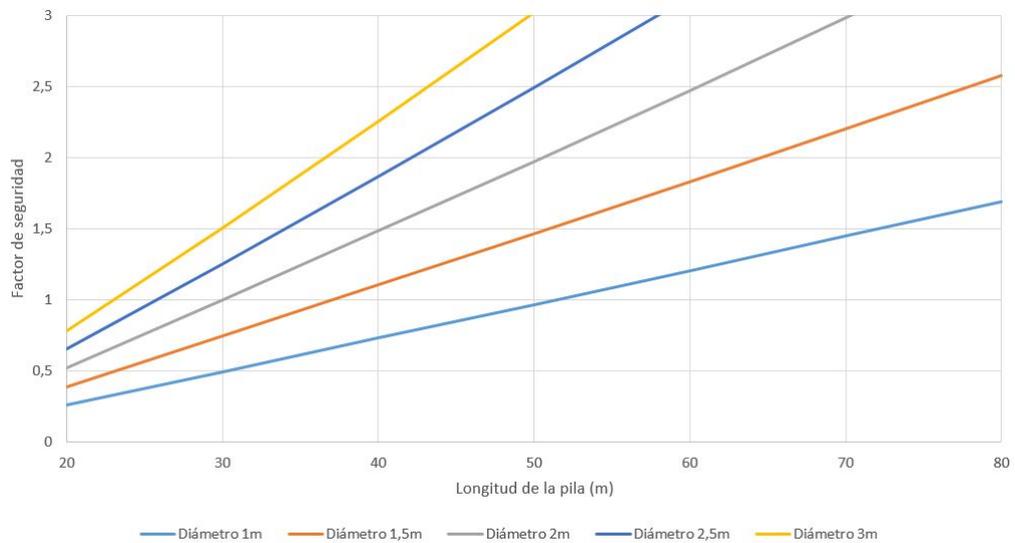


Figura 4.20: Factores de seguridad frente a arranque para variaciones en la geometría de la cimentación.

arranque, pero en general los resultados son similares: pilares de diámetros bajos necesitan grandes longitudes para poder resistir, y para diámetros de pila más comunes (2 metros o 2,5 metros) las longitudes necesarias son del orden de la altura de la estructura.

Se podría concluir que la solución de cimentación de gravedad propuesta debería de ser más viable económicamente que un pilotado de la estructura con pilas cilíndricas de acero colocadas mediante hincado, perforado, e hincado de nuevo, con una longitud total de 40 metros, 5 metros de altura desde la unión con el jacket hasta el fondo y 35 metros penetrado, de los cuales 10 corresponden al primer hincado y 25 al perforado, con un diámetro de 2,5 metros (que se ha escogido por ser el más apto para las soluciones comunes de perforado en roca).

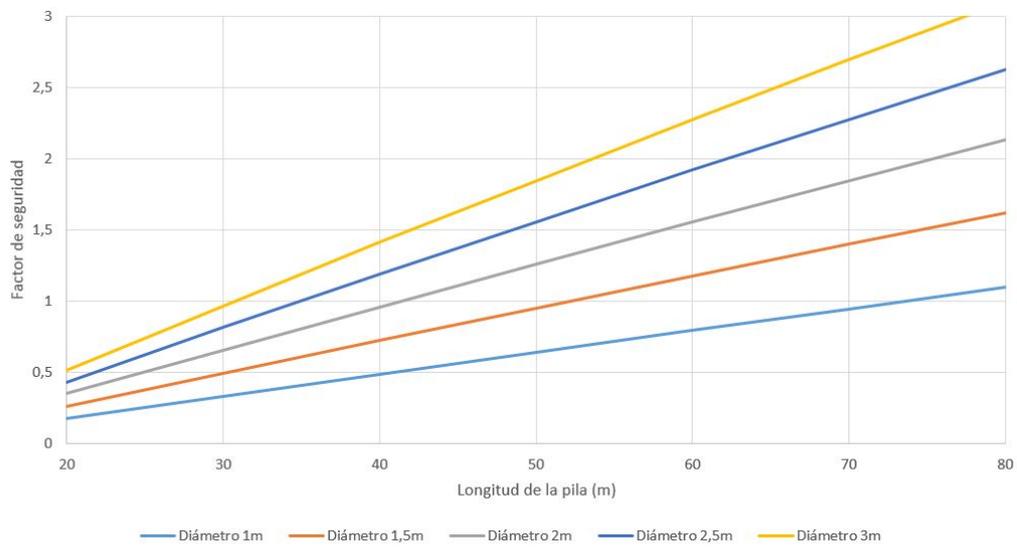


Figura 4.21: Factores de seguridad frente a hundimiento para variaciones en la geometría de la cimentación.

Capítulo 5

Diseño

5.1. Geometría final

Una vez que se ha terminado de preparar la hoja de cálculo, realizar un diseño de las dimensiones de las cimentaciones resulta muy sencillo. Introduciendo unos primeros valores aleatorios para las dimensiones de las cimentaciones se obtienen unos primeros valores de fuerzas actuantes, y mediante iteración se llega a una solución óptima.

En este caso, después de hacer varias pruebas y comprobar los resultados, se ha visto que las situaciones más críticas se producen siempre en marea mínima, tanto como para el deslizamiento como para el estudio del hundimiento. La baja profundidad sumada a las altas velocidades provoca grandes esfuerzos horizontales que concentran las presiones en un lado de la cimentación haciendo que esta falle con menores componentes verticales.

Se ha comprobado también que para evitar el vuelco, cada cimentación tiene que tener un volumen mínimo para tener un peso que evite el levantamiento. Para diámetros del orden de 11 metros, que es lo necesario para evitar problemas de hundimiento, la altura mínima se encuentra un poco por encima de los 5 metros de altura.

Finalmente las dimensiones que se han elegido para la geometría definitiva de la cimentación son: 11,5 metros de diámetro y 6 metros de altura (figura 5.1). El valor del diámetro se corresponde al necesario para evitar el hundimiento en cualquier situación de carga, siendo la más crítica la que se produce con el agua a 25,4 metros de altura sobre el fondo marino. La altura se corresponde con un valor un poco superior al estrictamente necesario para evitar una situación de vuelco pero que favorece una mayor verticalidad de los elementos de reparto dentro del propio encofrado (en las figuras 5.1 y 5.2 se puede ver el alzado y la planta de los encofrados que darán forma a las

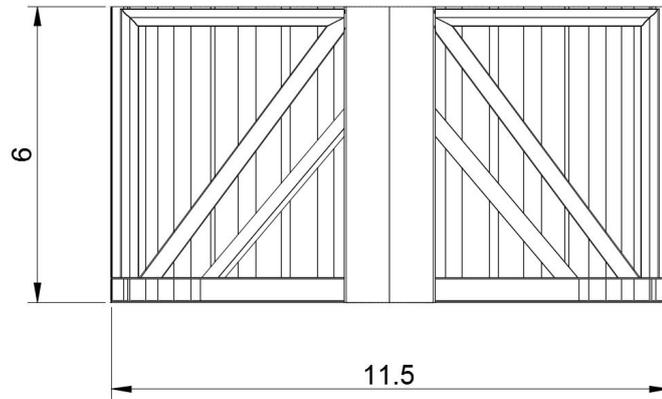


Figura 5.1: Alzado del encofrado de la cimentación, dimensiones en metros.

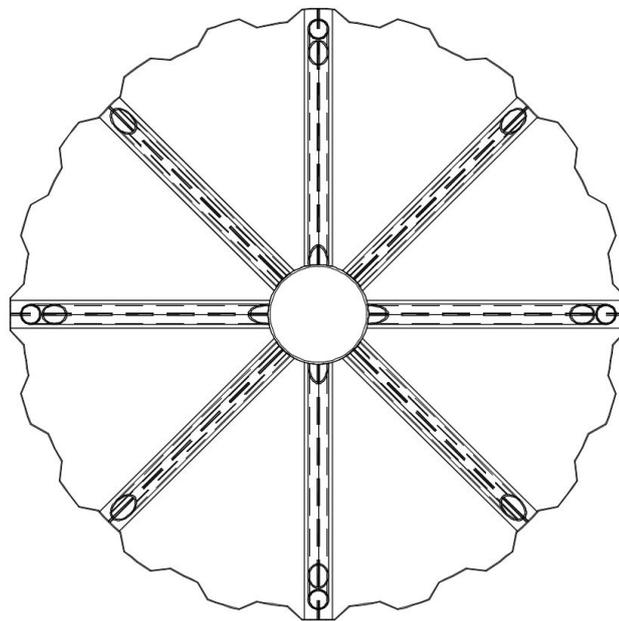


Figura 5.2: Planta del encofrado para la cimentación.

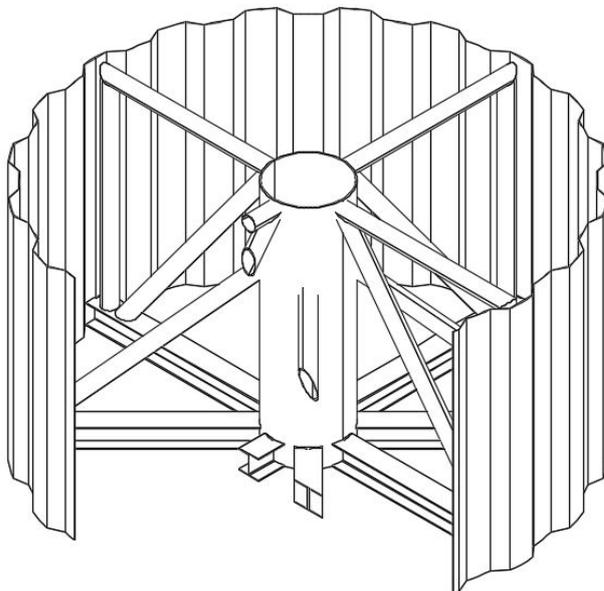


Figura 5.3: Vista en perspectiva del encofrado con corte parcial.

cimentaciones). El volumen total de la cimentación es de 623 metros cúbicos y cuenta con un peso fuera del agua de 24400 kilo-newtons, con un hormigón a partir de árido de alta densidad que pesa 4 toneladas por metro cúbico.

Estos encofrados deben de cumplir dos funciones principales: la primera, repartir las cargas verticales que reciben de toda la estructura y transmitir las al terreno, distribuyendo la fuerza de forma uniforme en el área de apoyo; la segunda, recoger todo el peso del hormigón que se encuentra en su interior y concentrarlo en las patas del jacket para actuar de contrapeso en una situación de vuelco (ver figura 5.3). Para cumplir el cometido de recoger el peso del hormigón en su interior, el cajón está dotado en su parte inferior de una serie de vigas que se conectan con el cilindro principal donde se introduce directamente la pata del jacket, reforzado con una serie de elementos oblicuos. Para cumplir la función de reparto de la fuerza que baja por el cilindro principal, los elementos oblicuos son los que llevan la carga a las vigas inferiores que actúan de repartidoras. Se ha decidido adoptar una altura de cimentación ligeramente superior a la necesaria para poder dotar a estos elementos oblicuos de mayor verticalidad para evitar esfuerzos excesivamente altos en el interior de la cimentación.

La estructura de acero encargada de realizar el reparto de las cargas

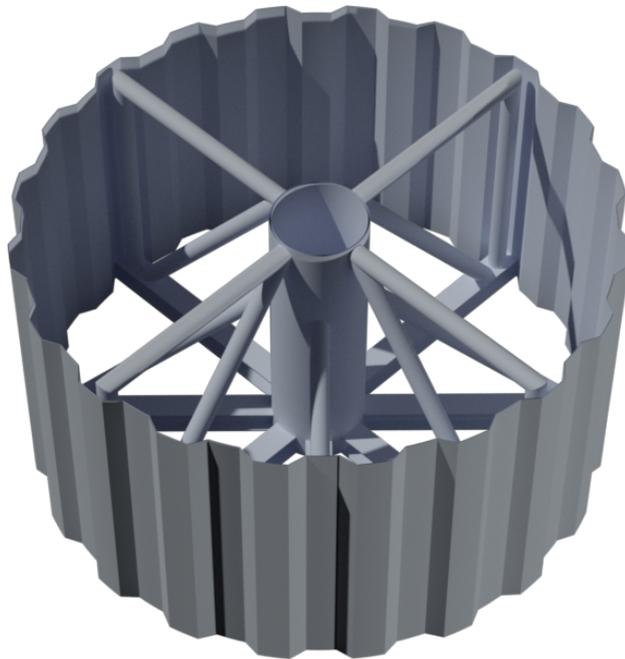


Figura 5.4: Simulación del encofrado.

cuenta también con una serie de vigas horizontales en la parte inferior del encofrado. Estas vigas no solo van a cumplir la función de reparto de las cargas si no que además van a actuar como refuerzo estructural de la cimentación, sustituyendo las armaduras que sería necesario incluir para soportar las tensiones inducidas por el terreno. De esta manera se consigue eliminar el proceso de instalación de las armaduras, ya que la estructura de reparto formará parte del propio encofrado, y facilita la utilización de la técnica de árido precolocado para el hormigonado de la cimentación.

Como se puede comprobar en las figuras, el cajón está formado por la estructura de reparto de fuerzas de la que se ha hablado y por una pared exterior de sección circular en planta, formada por tramos rectos. Se trata de una pared de acero que debe aguantar las presiones interiores generadas por el vertido del árido de alta densidad que se pretende utilizar, y es por ello que se utiliza una pared de tramos rectos para aumentar la rigidez sin tener que elevar excesivamente el espesor.

En la figura 5.5 se puede ver una simulación por ordenador de cómo quedaría el conjunto jacket con cimentaciones una vez colocados en posición. La forma de transmitir las fuerzas entre ambas estructuras es, como se ha dicho antes, a través de un cilindro principal que se encuentra en el interior de la cimentación, y en el que irá encajado un elemento similar que se encuentra

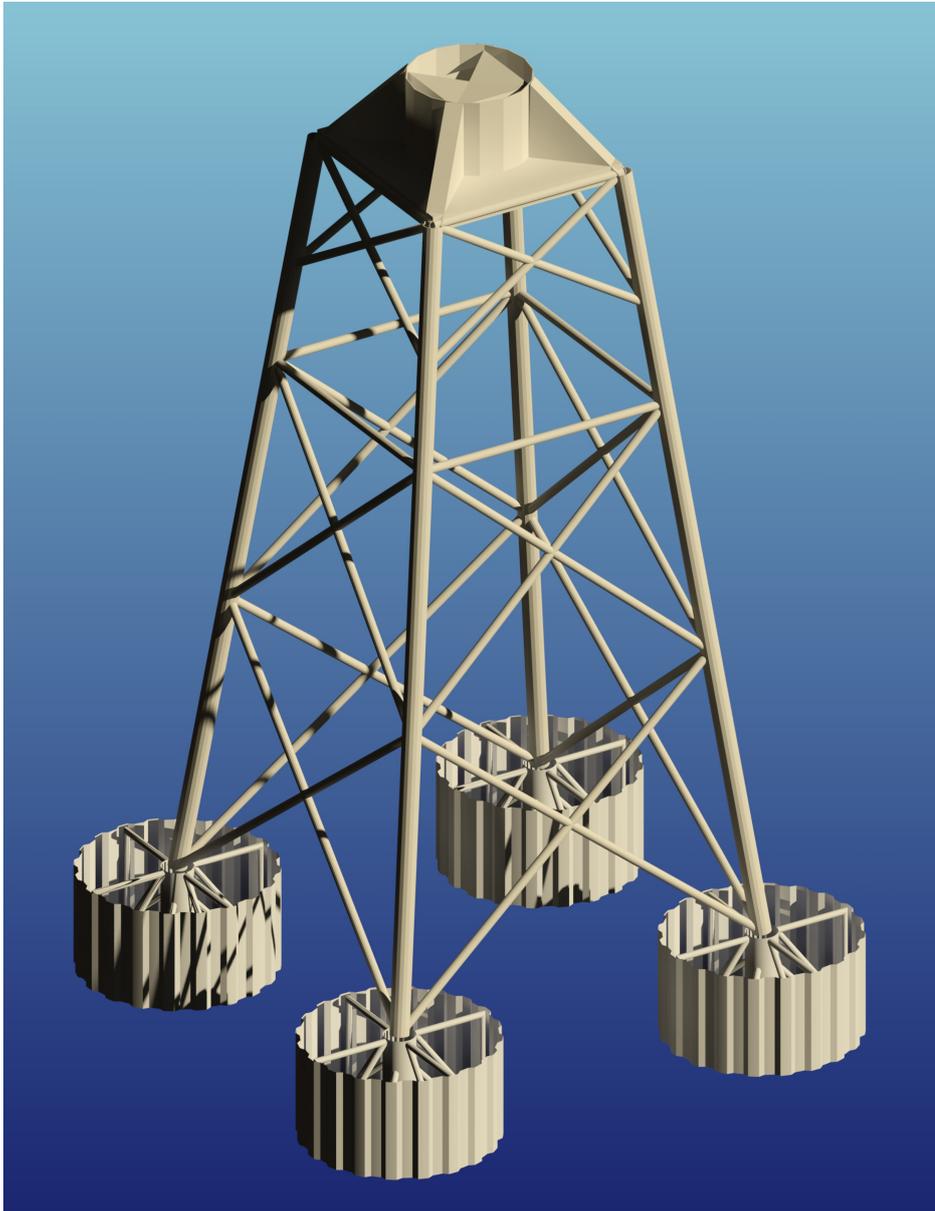


Figura 5.5: Simulación de la solución.

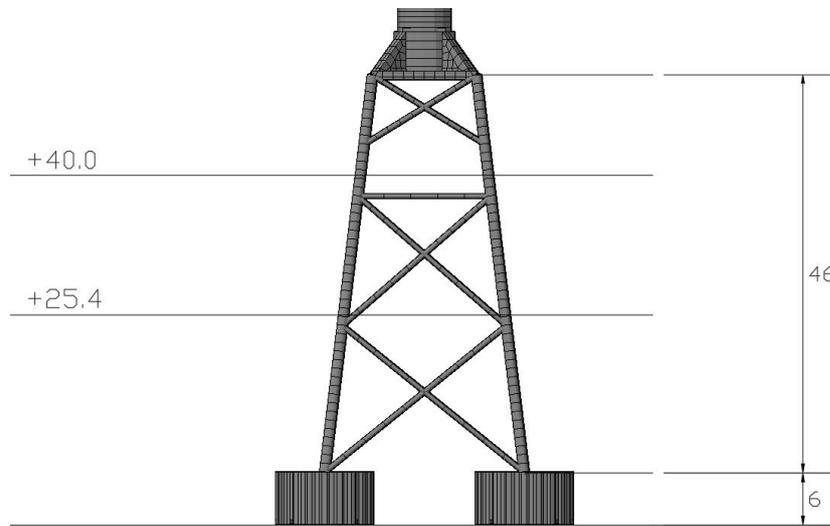


Figura 5.6: Vista en alzado de la estructura de soporte completa, dimensiones en metros.

en la base del jacket. La unión entre ambos se realizará con un «grout» expansivo para que quede bien sellado y se produzca una correcta transmisión de esfuerzos tanto de tracción como de compresión. Las dimensiones de estas piezas dependerán del tipo de jacket utilizado y se han de adaptar a la geometría ya existente ya que pretenden ser una alternativa al pilotaje pero sin realizar modificaciones en el jacket.

La altura total del conjunto asciende hasta los 52 metros sobre el fondo marino, suficiente como para evitar golpes del oleaje en la parte inferior de la plataforma. En la figura 5.6 se pueden ver las líneas de máximo y mínimo nivel del agua en servicio, su posición con respecto al conjunto de jacket y cimentaciones, y la reducción en calado derivada de la instalación de estas cimentaciones. Si se añade la torre de la turbina, la altura del conjunto se incrementa hasta los 142 metros, alcanzando la punta de las aspas del rotor una cota máxima de 205 metros de altura.

5.2. Cargas

5.2.1. Estado límite último

El diseño de las cimentaciones se realiza de tal forma que estas sean capaces de resistir las acciones más desfavorables a lo largo de su vida útil. Como ya se ha dicho en el capítulo anterior, se han utilizado distribuciones

de máximos y se han escogido las condiciones ambientales correspondientes a un periodo de retorno de 50 años. Introduciendo estas condiciones y la geometría definitiva escogida para las cimentaciones en la hoja de cálculo, se han obtenido las cargas actuantes sobre la estructura. En la tabla 5.1 se recoge un resumen de las fuerzas correspondientes a las máximas solicitaciones para cada uno de los modos de fallo, que se corresponden con:

- **Hundimiento:** Estas cargas se corresponden con las fuerzas totales en la base de una cimentación sometida a la acción más crítica frente a hundimiento, de tal forma que se incluyen todas las acciones medioambientales y el peso de la propia cimentación. Esta situación se obtiene con una profundidad correspondiente a la mínima marea astronómica, que si bien no es la que ofrece las mayores componentes verticales, produce el fallo del terreno antes debido a la inclinación de la carga debido a una componente horizontal mayor. De las 4 cimentaciones con las que cuenta la estructura, las más críticas frente a hundimiento son las que reciben la compresión debida al momento de vuelco de la estructura.
- **Deslizamiento:** Ya se ha comentado en el capítulo anterior que el deslizamiento de la estructura se estudia como conjunto arriostrado, de forma que las componentes horizontal y vertical son las resultantes de toda la estructura, incluido el peso propio de todas las cimentaciones. Este estado de carga se corresponde también con una situación en la que el nivel del agua se encuentra en la mínima marea astronómica, donde la componente horizontal es máxima.
- **Vuelco rígido:** La resultante para la comprobación frente a vuelco rígido se corresponde con la fuerza de tiro vertical que sufrirá un lado de la estructura que intenta volcar sobre el otro lado. Como ya se comentó en el capítulo anterior, el vuelco se puede producir de dos formas distintas: la primera, que se ha denominado modo 1, se corresponde con el vuelco sobre la arista de la base de la cimentación, mientras que el modo 2 se corresponde con el vuelco sobre la unión entre el jacket y la cimentación. Esta fuerza de levantamiento vertical debe de ser contrarrestada por el peso propio de las dos cimentaciones que se encuentran en el lado que sufre el tiro vertical. Como en este caso no intervienen los esfuerzos horizontales, la situación crítica se produce con un nivel de agua máximo, es decir, 40 metros de profundidad.

Fallo por hundimiento	
Fuerza vertical (KN)	34077
Fuerza horizontal (KN)	5220
Excentricidad (m)	0,0475
Fallo por deslizamiento	
Fuerza vertical (KN)	64350
Fuerza horizontal (KN)	20878
Fallo por vuelco rígido, modo 1	
Fuerza vertical (KN)	-18576
Fallo por vuelco rígido, modo 2	
Fuerza vertical (KN)	-19397

Tabla 5.1: Componentes de la resultante vertical para fallo por hundimiento.

5.2.2. Estado límite de servicio

Una vez definida la geometría necesaria para que no se produzca el fallo de las cimentaciones en su estado límite último hay comprobar que los movimientos de la estructura debidos a desplazamientos y asientos no comprometen su estabilidad. Para realizar este análisis se deben obtener las cargas a las que se verá sometida la estructura en una situación de servicio, a partir de unas condiciones medioambientales típicas en operación. La obtención de las cargas se realiza de la misma manera que para las cargas del estado límite último, solo que hay que cambiar las condiciones iniciales. En la tabla 5.2 se han recogido los valores de las variables que hay que introducir en la hoja de cálculo para obtener las cargas en servicio: la altura de ola, el periodo del oleaje, la profundidad y la velocidad de corriente definen las cargas asociadas al oleaje y a la corriente, mientras que las cargas debidas al viento se obtienen directamente a partir de los datos de la turbina de referencia que se está utilizando para el estudio.

Para comprobar el giro que sufrirá la estructura en condiciones de servicio es necesario obtener las cargas actuantes sobre dos cimentaciones, de manera que se puedan comparar los asientos producidos en cada una de ellas. Las cargas actuantes sobre la estructura generan un momento de vuelco que produce un par de fuerzas verticales en las cimentaciones, de forma que las cimentaciones de un lado sufren una compresión hacia abajo que aumenta la presión sobre el suelo y las del lado opuesto sufren una tracción hacia arriba reduciendo la presión sobre el suelo. Se ha supuesto que la cimentación que recibe los esfuerzos de compresión contra el lecho marino impidiendo el vuelco de la estructura es siempre la misma, que denominaremos cimentación

Condiciones de oleaje y corriente	
Profundidad (m)	35
Altura de ola (m)	2,5
Rango de periodos de pico (s)	10 – 18
Velocidad de corriente en superficie (m/s)	1,98
Cargas de la turbina de referencia	
Fuerza horizontal (KN)	1300
Fuerza vertical (KN)	–10500
Momento en la base de la torre (KN m)	128000

Tabla 5.2: Condiciones para obtención de acciones en situación de servicio.

1, mientras que la cimentación opuesta que ha de evitar el levantamiento de la estructura será la cimentación 2 (tabla 5.3). La separación entre los centros de gravedad de estas dos cimentaciones es la misma que la separación entre los apoyos del jacket, 23 metros. Se puede comprobar que la fuerza horizontal sobre ambas cimentaciones es la misma ya que ambas se encuentran sujetas a las mismas acciones, mientras que la diferencia en fuerza vertical es debida al par de fuerzas de vuelco.

Cimentación 1	
Fuerza vertical (KN)	28455
Fuerza horizontal (KN)	1236
Excentricidad de la carga (m)	0,05
Cimentación 2	
Fuerza vertical (KN)	13266
Fuerza horizontal (KN)	1236
Excentricidad de la carga (m)	0,05

Tabla 5.3: Cargas derivadas de las condiciones ambientales de servicio.

5.3. Comprobación estructural

De acuerdo con (DNV, 2014), los análisis de estabilidad mediante métodos analíticos son aceptables siempre y cuando las características del terreno sean uniformes. Además, añade un comentario particularizando para cimentaciones de gravedad de aerogeneradores marinos en el que establece que este criterio es válido, como norma general, ya que las áreas de apoyo son

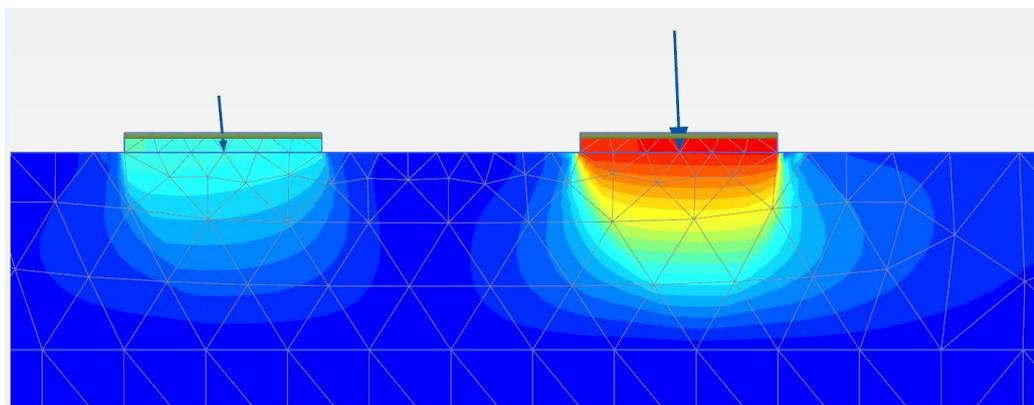


Figura 5.7: Resultados de los análisis en PLAXIS.

de pequeño tamaño. Por tanto, se ha procedido a comprobar, utilizando las formulaciones expuestas en el capítulo anterior, la estabilidad de las cimentaciones con su geometría definitiva frente a las cargas críticas que se acaban de exponer.

5.3.1. Hundimiento

Para la geometría y condiciones de carga definidas en este capítulo, se ha determinado que la presión máxima de diseño, una vez aplicados todos los coeficientes de carga, que ejercerá la estructura sobre el terreno en su vida útil será de 332 kilo-newtons por metro cuadrado. Para esta misma geometría, la presión de hundimiento que es capaz de soportar el terreno, teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad aplicados a las propiedades del terreno, es de 351 kilo-newtons por metro cuadrado. Por tanto, se comprueba que la geometría escogida no producirá el fallo del terreno por hundimiento.

Debido al gran tamaño de las cimentaciones y a la proximidad entre ellas, cabe la posibilidad que las presiones ejercidas bajo una cimentación tenga un efecto sobre las contiguas. Para comprobar que no se produce tal interferencia, se ha realizado un modelo de las cimentaciones con el software PLAXIS (figura 5.7). Se ha comprobado que la envolvente de las presiones transmitidas al terreno no supera el eje de simetría de las cimentaciones y que por tanto no habrá un contacto entre ellas.

5.3.2. Deslizamiento

Para la geometría definida, la fuerza horizontal actuante sobre la estructura es de un total de 20878 kilo-newtons. Utilizando las recomendaciones de

los estándares de diseño tal y como se han expresado en el capítulo anterior, se ha determinado que la máxima fuerza de rozamiento que sería capaz de desarrollar el terreno para vencer esta componente es de 32351 kilo-newtons, y por tanto se puede confirmar que no se producirá el fallo por deslizamiento de la estructura.

5.3.3. Vuelco rígido

En el caso del vuelco rígido, la situación más crítica entre las estudiadas se corresponde con una fuerza de levantamiento vertical de 19397 kilo-newtons. Para la geometría definida, teniendo en cuenta la densidad sumergida del hormigón de alta densidad con su correspondiente coeficiente de material, se ha determinado que el contrapeso ofrecido por las dos cimentaciones que han de evitar el vuelco de la estructura es de 28484 kilo-newtons y que por tanto no se producirá el fallo por vuelco rígido de la estructura.

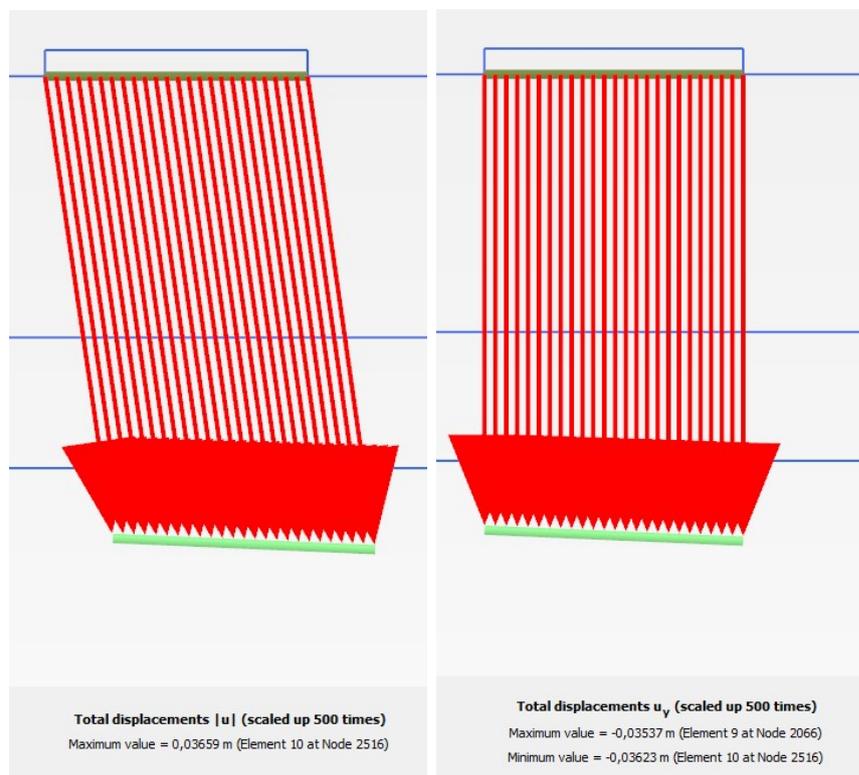
5.3.4. Asientos y desplazamientos

Además de las comprobaciones pertinentes al fallo del terreno, es necesario evaluar los movimientos de la estructura en su vida útil estando esta sometida a una carga continua. Para ello se ha realizado un modelo en PLAXIS y se han introducido las cargas correspondientes a un estado de servicio, definidas en la sección anterior.

Las tolerancias de desplazamiento horizontal que permite la estructura de soporte de un aerogenerador marino vienen definidas por los elementos que forman parte del sistema de transmisión de energía eléctrica situado en el fondo, que en este caso está formado por una serie de cables submarinos. La flexibilidad natural de este sistema permite unos desplazamientos importantes antes de que se produzca el fallo del sistema, por lo que no será una condición crítica de diseño.

La tolerancia de verticalidad que se admite para el correcto funcionamiento de la turbina sin comprometer su estabilidad es de 0,5 grados sexagesimales. Esto implica una limitación en el asiento relativo entre la cimentación que sufra un asiento máximo (definida en la sección anterior como cimentación 1) y la que sufra un asiento mínimo (definida como cimentación 2).

Los resultados reflejan que los mayores desplazamientos se producirán en la dirección vertical en ambas cimentaciones y que no superarán en ningún momento los 0,04 metros, por lo que se puede suponer que los desplazamientos horizontales estarán dentro de las limitaciones establecidas por el cableado del fondo aunque no se conozcan las características particulares de este.



(a) Desplazamientos totales.

(b) Desplazamientos verticales.

Figura 5.8: Resultados de desplazamientos obtenidos en PLAXIS para la cimentación 1.

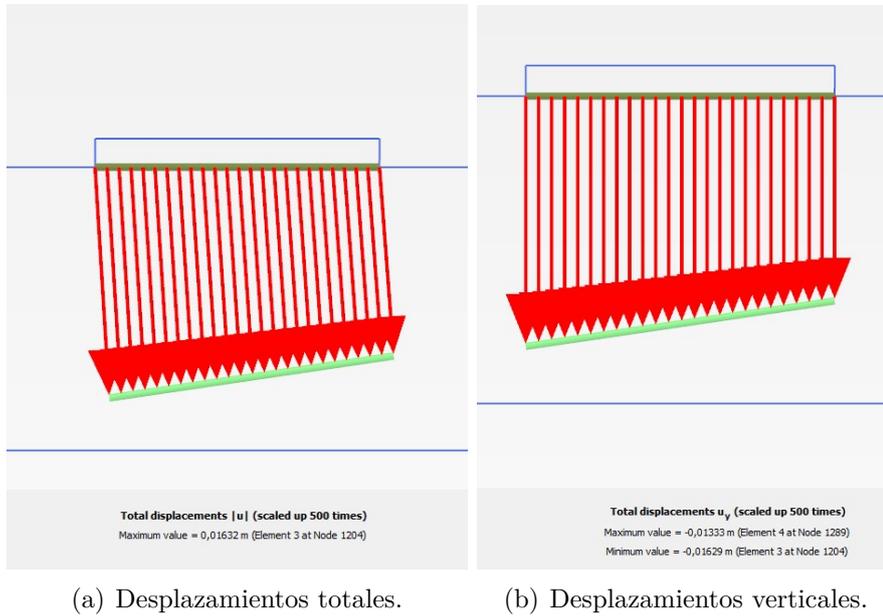


Figura 5.9: Resultados de desplazamientos obtenidos en PLAXIS para la cimentación 2.

En cuanto a la verticalidad, se han obtenido los siguientes valores de asientos verticales:

- Cimentación 1 (figura 5.8): desplazamiento vertical medio de la cimentación de 0,0358 metros.
- Cimentación 2 (figura 5.9): desplazamiento vertical medio de la cimentación de 0,0148 metros.

La diferencia entre los asientos de ambas cimentaciones es de 0,0210 metros, y entre ellas existe una separación de 23 metros, lo que produciría un giro de la estructura de 0,0523 grados sexagesimales, dentro del rango aceptable para el correcto funcionamiento de la estructura.

5.3.5. Periodo natural de vibración

Uno de los posibles fallos de la estructura es debido a la amplificación de las cargas dinámicas que se produciría si el periodo del oleaje coincidiese con el periodo natural de vibración de la estructura. Para evitar que se produzca este fenómeno, se debe de comprobar que el periodo de vibración de la estructura propuesta se encuentre alejado del periodo promedio del espectro del oleaje en la zona de estudio.

Existen dos tipos de oleaje, oleaje de fondo y oleaje de viento. El oleaje de fondo es aquel que se propaga fuera de la zona de generación, pudiendo llegar a lugares muy alejados, y se caracteriza por tener un periodo muy regular, con una altura de ola importante, ya que las olas pequeñas han desaparecido durante la propagación y solo las de mayor longitud de onda son propagadas. El oleaje de fondo tiene periodos de pico que son generalmente altos (del orden de 10 segundos) y cuenta con espectros muy concentrados. El oleaje de viento es aquel que se produce en la zona de generación debido a la acción del viento. Es un oleaje más caótico, formado por la superposición de muchas olas de pequeño tamaño en distintas direcciones. El espectro del oleaje de viento es más amplio que el de fondo ya que cuenta con un rango de periodos mayor, y su periodo de pico suele ser bajo (del orden de 1 segundo).

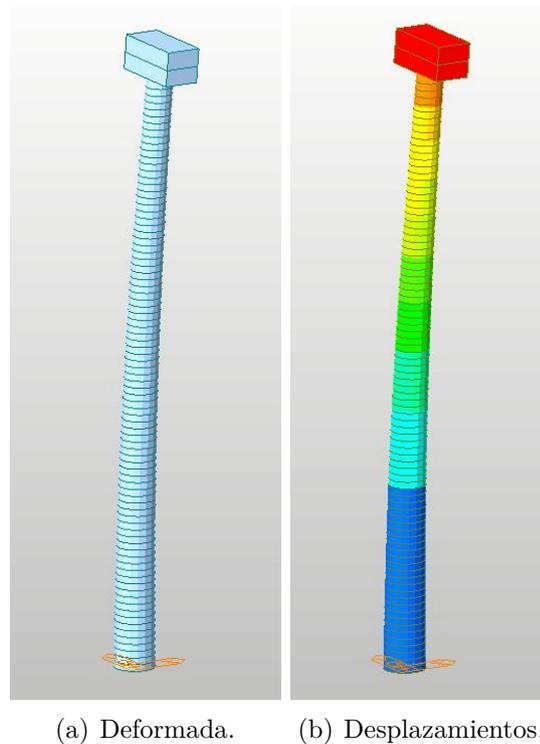


Figura 5.10: Resultados de MIDAS para el modelo de la turbina.

Para que la estructura no entre en resonancia en ningún momento se debe de comprobar que el periodo natural de vibración esté alejado de los periodos de oleaje tanto de fondo como de viento. Para que no se produzca resonancia con los oleajes de viento, se considera que el periodo de vibración debe de estar por encima de los 2,94 segundos, o lo que es lo mismo, tener una frecuencia natural inferior a 0,34 hercios. Para evitar el mismo problema

con el oleaje de fondo, se considera que el periodo de vibración debe de estar por debajo de los 3,5 segundos, o una frecuencia natural superior a los 0,285 hercios.

Se ha realizado un modelo de la estructura con el software MIDAS para obtener las frecuencias naturales de vibración. Primero se ha comenzado analizando el comportamiento de la torre del aerogenerador con la góndola y el rotor instalados en la parte superior (figura 5.10) y se ha comprobado que la frecuencia natural de vibración es de 0,31806 ciclos por segundo, y por tanto, un periodo natural de 3,144 segundos, que se encuentra dentro del rango de periodos admisibles sin que se produzca la resonancia.

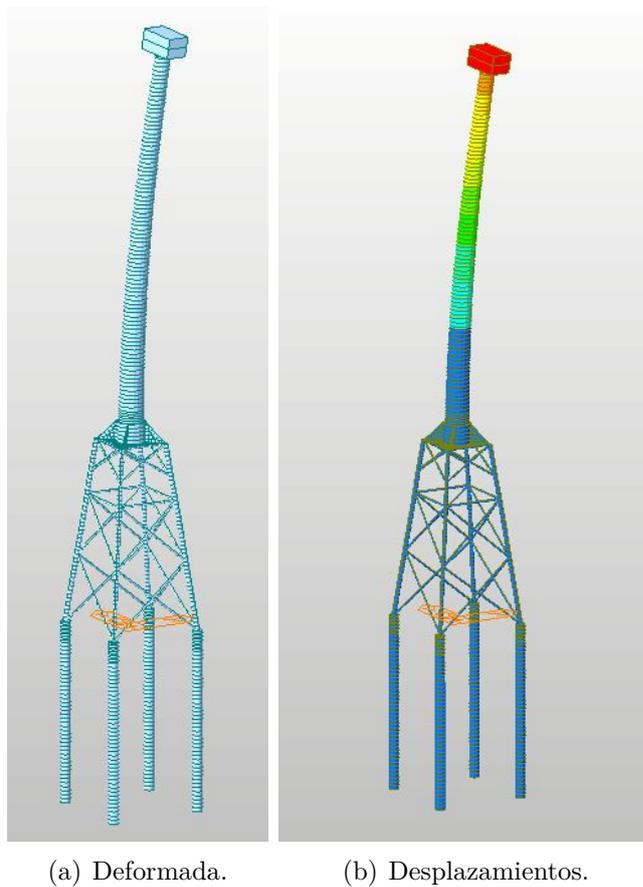


Figura 5.11: Resultados de MIDAS para el modelo con pilotes.

Posteriormente se ha decidido comprobar el comportamiento de la estructura con un sistema de apoyo formado por cuatro pilotes verticales (figura 5.11), que sería la solución habitual para una estructura de este tipo y cuyo periodo de oscilación debería de estar dentro de los límites exigidos. Con ello

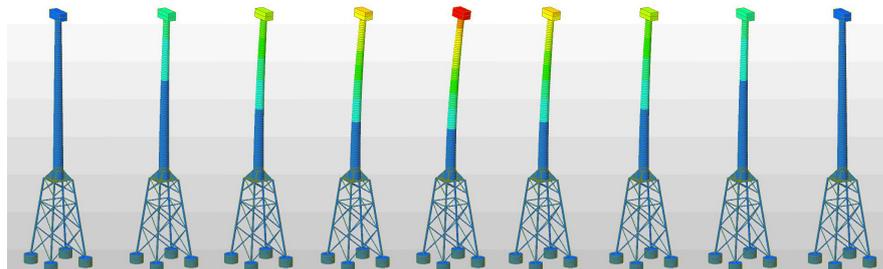


Figura 5.12: Modo de vibración natural de la estructura.

se ha querido comprobar que el modelo del conjunto formado por la turbina, la torre, el jacket y la pieza de transición se ha realizado correctamente. Para modelar correctamente el apoyo con el terreno se han establecido apoyos elásticos a lo largo de los pilotes de tal forma que estos no tienen su movimiento totalmente limitado. En la tabla 5.4 se adjuntan los valores de rigidez de los muelles que simulan el terreno para los distintos estratos en relación al módulo de rigidez de cada suelo. El análisis de vibraciones de MIDAS para este modelo da como resultado una frecuencia natural de 0,28966 ciclos por segundo y por tanto un periodo natural de 3,45235 segundos, que se encuentra dentro del rango admisible.

Estrato	G (Mpa)	K_H (KN/m)	K_V (KN/m)
1	60	70000	3500
2	6000	7000000	350000
3	8000	9333333	466666

Tabla 5.4: Rigidez de los muelles que simulan el terreno.

Por último, sabiendo que el comportamiento del modelo de la torre y del conjunto formado por el jacket y el resto de la estructura es el correcto, se procede a introducir la geometría definida en este capítulo para las cimentaciones. El apoyo de las cimentaciones no se ha considerado totalmente rígido si no que se ha reducido esa rigidez para reproducir de manera más fiel el comportamiento en la realidad. Se ha estimado una rigidez tal que el giro producido en las cimentaciones se limita a un 20 % del giro máximo que se produciría en un terreno de rigidez despreciable. El análisis de vibraciones ofrece un resultado para la frecuencia natural de 0,29071 ciclos por segundo y un periodo natural de 3,43987 segundos, un comportamiento más rígido incluso que los pilotes, por lo que se puede confirmar que no se deberían producir amplificaciones de las cargas dinámicas.

Referencias

4C Offshore. (2013, Junio). *Support structures for offshore wind turbines*. Descargado de <http://www.4c offshore.com/windfarms/support-structures-for-offshore-wind-turbines-aid3.html>

Apuntes de Ingeniería geotécnica. (s.f.). Departamento Ingeniería del terreno, Universidad Politécnica de Cataluña.

Apuntes de Obras marítimas. (s.f.). Departamento de Ciencias y Técnicas del agua y del medio ambiente, Universidad de Cantabria.

Aranzadi, P. (2010, Septiembre). *Valoración del entorno de simulación SESAM para el diseño de una estructura marina de tipo celosía*.

Butterfield, S., Musial, W., Jonkman, J., y Scлавounos, P. (2007, Septiembre). *Engineering challenges for floating offshore wind turbines* (Inf. Téc.). NREL.

DNV. (2010, Octubre). *DNV-RP-C205: Environmental conditions and environmental loads*.

DNV. (2014, Mayo). *DNV-OS-J101: Design of offshore wind turbine structures*.

Dudley, B. (2009, Febrero). *BP Statistical review of world energy* (Inf. Téc.). NREL.

Fried, L., Qiao, L., Sawyer, S., y Shukla, S. (2016, Abril). *Global wind 2015 report: Annual market update* (Inf. Téc.). GWEC.

IEC. (2005). *IEC 61400-1: Wind turbines - part 1: Design requirements*.

INGECID Investigación y desarrollo. (2015). *Procedimiento de construcción de una cimentación de hormigón para estructuras offshore tipo celosía, y cimentación construida con este procedimiento*. (P201530888 OEPM Madrid, 22 Junio, 2015)

- Jonkman, J. (2007, Noviembre). *Dynamic modeling and loads analysis of an offshore floating wind turbine* (Inf. Téc.). NREL.
- Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W., y Scott, G. (2009, Febrero). *Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development* (Inf. Téc.). NREL.
- LKAB Minerals. (s.f.). *MagnaDense*. Descargado de <http://www.lkabminerals.com/Products/MagnaDense/>
- Lykke Andersen, T., y Bak Frigaard, P. (2011). *Lecture notes for the course in water wave mechanics*. Department of Civil Engineering, Aalborg University.
- Malhotra, S. (2011). *Selection, design and construction of offshore wind turbine foundations*. InTech.
- Puertos del Estado. (2005, Noviembre). *ROM 0.5-05: Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y portuarias*.
- Ruiz Albert, P. (2011). *Bases para la obtención de las acciones de diseño del oleaje en aerogeneradores marinos* (Tesis de Master no publicada). Departamento de Ingeniería hidráulica, marítima y ambiental, Universidad Politécnica de Cataluña.
- S. Abdelgader, H., Najjar, M., y Azabi, T. (2010, Septiembre). Study of underwater concrete using two-stage (preplaced aggregate) concrete in Libya. *Structural Concrete*.
- Stodola, P., Akers, D., Bennett, J., Cheff, A., Clapp, T., Cope, J., . . . Tobin, R. (1991). *Guide for the use of preplaced aggregate concrete for structural and mass concrete applications* (Inf. Téc.). ACI.
- van der Tempel, J. (2006). *Design of support structures for offshore wind turbines* (Tesis Doctoral no publicada). Delft University of Technology, Section Offshore Engineering.
- van der Tempel, J., Diepeveen, N., Cerda Salzman, D., y de Vries, W. (2010). *Design of support structures for offshore wind turbines*. Department of Offshore Engineering, Delft University of Technology.

Apéndice A

Guía de utilización de la hoja de cálculo

Se ha decidido incluir una guía de utilización de la hoja de cálculo desarrollada para este trabajo para facilitar la comprensión y el uso de la hoja para otras personas, ya que esa es la finalidad de la misma.

La hoja de cálculo es en realidad un libro de cálculo con distintas hojas, cada una dedicada a una función específica, de forma que se va a dividir este capítulo según cada una de las hojas que forman el libro.

Como norma general a la hora de utilizar esta hoja, se puede seguir un sencillo sistema basado en el color de la celda:

- Verde = Introducir valor. Estos son los valores que se van a necesitar para definir un problema.
- Naranja = Valor importante, solo para resultados.
- Morado = Valor clave, tanto resultados como valores a introducir.
- Blanco = Una celda en blanco significa que o el valor se calcula automáticamente o que es invariable. Sin embargo, todos los valores de la hoja se pueden modificar al gusto del usuario.

A.1. Introducción condiciones ambientales

En esta primera parte de la hoja de cálculo se introducen los primeros datos de condiciones ambientales para poder calcular valores de velocidades y aceleraciones en la zona en la que se va a colocar la estructura.

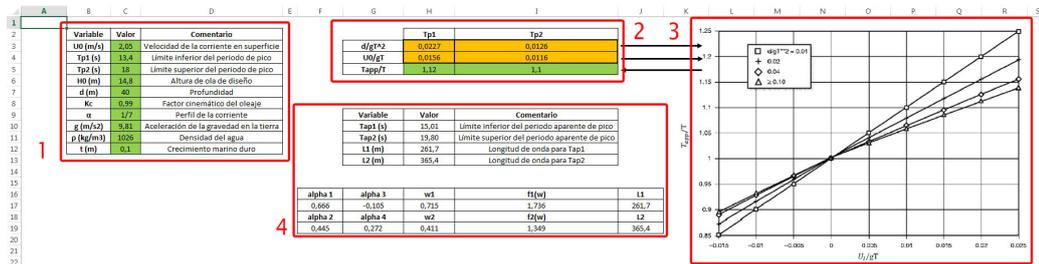


Figura A.1: Vista general de la página de introducción de condiciones ambientales e información meta-oceánica básica.

- Zona 1: Introducción de los datos más significativos que representan las condiciones medioambientales y de diseño como son la profundidad, altura de ola, periodo de pico, velocidad de corriente, etc. Esto define las condiciones a las que se va a ver sometida nuestra estructura. También otros valores necesarios para el resto de la hoja como el valor de la gravedad o de la densidad del agua.
- Zona 2: Para la corrección del periodo de pico es necesario obtener un factor de ampliación. Se ha recogido en un cuadro naranja los valores con los que se entra a la gráfica de la derecha y un cuadro verde en el que se deben de escribir los valores obtenidos de la gráfica.
- Zona 3: Gráfica para la corrección del periodo de pico.
- Zona 4: Cálculo de la longitud de onda a partir del periodo de pico. Se ha dejado expuesto por si se quiere realizar alguna modificación.

A.2. Introducción geometría jacket

Para poder calcular fuerzas sobre una estructura tiene que existir un procedimiento para introducir los datos. En este caso, se ha decidido crear una sencilla interfaz que permite hacer variaciones simples en la geometría, como puede ser cambiar el diámetro nominal de los elementos que lo forman, o incluir diversas secciones con varios elementos. Si se quisiese introducir una geometría más complicada sería necesario realizar un re-diseño de esta parte para poder utilizar la hoja de cálculo.

- Zona 1 (figura A.3): En esta primera zona es donde se realiza la asignación de cada tipo de sección a cada intervalo de altura 1 metro en que se ha dividido la columna de agua. Aquí se introducen todas las

Apéndice A

The image shows a detailed spreadsheet with multiple tables and sections. The tables include:

- Definición de Sección:** A table with columns for 'Sección', 'Material', 'Espesor', 'Momento de Inercia', 'Área', 'Centro de Gravedad', 'Radio de Giro', 'Momento de Inercia', 'Área', 'Centro de Gravedad', 'Radio de Giro'.
- Definición Elementos:** A table with columns for 'Elemento', 'Tipo', 'Material', 'Espesor', 'Momento de Inercia', 'Área', 'Centro de Gravedad', 'Radio de Giro'.
- Definición de Secciones:** A table with columns for 'Sección', 'Material', 'Espesor', 'Momento de Inercia', 'Área', 'Centro de Gravedad', 'Radio de Giro'.
- Definición de Secciones:** A table with columns for 'Sección', 'Material', 'Espesor', 'Momento de Inercia', 'Área', 'Centro de Gravedad', 'Radio de Giro'.
- Definición de Secciones:** A table with columns for 'Sección', 'Material', 'Espesor', 'Momento de Inercia', 'Área', 'Centro de Gravedad', 'Radio de Giro'.
- Definición de Secciones:** A table with columns for 'Sección', 'Material', 'Espesor', 'Momento de Inercia', 'Área', 'Centro de Gravedad', 'Radio de Giro'.

The spreadsheet is annotated with red boxes and numbers 1 through 5, highlighting specific areas of interest.

Figura A.2: Vista general de la introducción de geometría de la estructura jacket sobre la que se van a calcular los esfuerzos.

secciones que definen la geometría del jacket en el orden preciso, como puede ser «A-Torre» para la zona de la torre de la turbina, «C-4» para la zona en la que solamente existen 4 patas principales, o «F-Cajón» en la zona de las cimentaciones.

- Zona 2 (figura A.4): En esta zona se realiza la definición de los distintos elementos que van a conformar la geometría básica del jacket, además de definir su altura, la altura de las cimentaciones y la separación entre apoyos. En este caso tenemos unos «Elementos Verticales» que se corresponden con las patas principales, unos «Elementos Diagonales» y «Elementos Horizontales» que se corresponden con la celosía, etc. En caso de que hubiese otro tipo de elemento, como podría ser una zona con elementos tubulares de otra dimensión, se podría añadir una nueva entrada a esta lista y utilizarla en el resto de apartados. De cada elemento es necesario que se introduzca el diámetro nominal y la rugosidad superficial del mismo, y en caso de que el elemento no fuese de sección circular habría que hacer unos pequeños ajustes manuales.
- Zona 3 (figura A.5): Esta puede ser una de las zonas de mayor conflicto ya que su aplicación está bastante arraigada a la tipología del jacket que se ha utilizado. Cada una de las secciones que van a formar parte del jacket se definen aquí con un nombre que después se utilizará para ordenarlas. A cada sección le corresponden un número de elementos: en

Distribución de Secciones

Cota (m) Sin Cimentación	Sección
74,5	A - Torre
73,5	A - Torre
72,5	B - 4+8 (1)
71,5	C - 4
70,5	D - Horiz
70,5	E - 4+8 (2)
69,5	F - Cajón
69,5	G
69,5	H
68,5	A - Torre
67,5	A - Torre

Figura A.3: Distribución de secciones.

Definición Elementos	Variable	Valor	Comentarios
	Altura Cimentación (m)	6	Altura desde la base del cajón hasta la parte superior
	Altura Jacket (m)	46	Altura desde la unión con la cimentación hasta torre
	Anchura Base Jacket (m)	23	Anchura entre centro y centro de las cimentaciones
Elementos Verticales	Diámetro nominal (m)	1,1	Diámetro nominal del elemento
	Diámetro efectivo (m)	1,3	Diámetro efectivo, teniendo en cuenta crecimiento marino duro
	k (m)	0,05	Altura media de la rugosidad
	e	0,03846	Rugosidad relativa
	Cds	1,05	Coefficiente de arrastre estático
Elementos Diagonales	Diámetro nominal (m)	0,5	Diámetro nominal del elemento
	Diámetro efectivo (m)	0,7	Diámetro efectivo, teniendo en cuenta crecimiento marino duro
	k (m)	0,05	Altura media de la rugosidad
	e	0,07143	Rugosidad relativa
	Cds	1,05	Coefficiente de arrastre estático
Elementos Horizontales	Diámetro nominal (m)	0,5	Diámetro nominal del elemento
	Diámetro efectivo (m)	0,7	Diámetro efectivo, teniendo en cuenta crecimiento marino duro
	k (m)	0,05	Altura media de la rugosidad
	e	0,07143	Rugosidad relativa
	Cds	1,05	Coefficiente de arrastre estático
Cimentación	Diámetro nominal (m)	11,5	Diámetro nominal del elemento
	Diámetro efectivo (m)	11,7	Diámetro efectivo, teniendo en cuenta crecimiento marino duro
	k (m)	0,05	Altura media de la rugosidad
	e	0,03846	Rugosidad relativa

Figura A.4: Definición de componentes.

Apéndice A

Definición de secciones

Total (m)	Sección	# Verticales	# Horizontales	Horizontales (m)	# Diagonales	L/H Diagonales	# Torres	# Cajones	D-KC (m)	Cds
23	A - Torre	0	0	0	0	0	1	0	6	0,65
9	B - 4x8 (1)	4	0	0	8	1,9	0	0	1,3	1,05
5	C - 4	4	0	0	0	0	0	0	1,3	1,05
1	D - Horiz	4	4	15	0	0	0	0	0,7	1,05
31	E - 4x8 (2)	4	0	0	8	1,6	0	0	1,3	1,05
6	F - Cajón	0	0	0	0	0	0	4	11,7	0,976156829

Figura A.5: Definición de secciones.

un corte entre la cota 37 y 38 por ejemplo, podemos tener una sección «C» que cuenta con 4 patas (elementos principales), pero en el que no contamos con ningún elemento de celosía, por lo que el número de elementos horizontales y diagonales es de 0. En una sección «B» en la parte superior, tenemos 4 patas principales y una celosía que las une, por lo tanto habrá 4 elementos verticales y 8 elementos diagonales en la sección. Para tener en cuenta el incremento de longitud (los intervalos son de 1 metro de altura) debido a la inclinación de la celosía, se introduce un coeficiente «L/H» para aumentar la longitud efectiva de estos, de la misma manera que en los elementos horizontales se introduce el factor «L». El valor de «D-KC» que aparece en la tabla tiene por objeto representar el diámetro del elemento predominante en cada una de las secciones de cara al cálculo de la ampliación por estela, y el valor de «Cds» representa la rugosidad superficial predominante en esa sección. Como ya he dicho, este tipo de definición de secciones se corresponde con una geometría de jacket muy simple en la que, a la misma altura, no existen dos elementos que difieran significativamente (como podría ser un elemento de gran diámetro en convivencia con otros de menor, o distintas rugosidades superficiales). En tal caso, habría que realizar un estudio específico de cada elemento y después combinarlo, pero en este caso esta se ha considerado una aproximación suficientemente válida.

- Zona 4 (figura A.6): Este es un apartado que necesita de información auxiliar a la propia hoja de cálculo y cuya precisión depende de la forma de obtener dichos datos. Se trata del volumen que ocupa el jacket para el posterior cálculo del empuje, y el peso del mismo. En este caso se ha utilizado, como ya se comentó, un modelo de Midas para realizar este cálculo, pero cualquier otro modelo o dato proporcionado por el fabricante sería válido. Si se cuenta con una relación entre el volumen sumergido en función del nivel del agua en cada momento se podría realizar una mejor aproximación a las fuerzas totales pero las variaciones no van a ser excesivamente significativas.
- Zona 5 (figura A.7): Esta última parte recoge la información que se ha introducido en toda la zona superior y la condensa para su utilización

Modelos	
V Jacket (m3)	362,14
Modelo, Volumen sumergido (m3), macizo	362,14
Modelo, Volumen sumergido (m3), hueco	46,06
Peso sin pilotes (Tn)	552

Figura A.6: Valores procedentes de modelos.

Cota (m)	Sección	Factores Reductores		KC		Cds	ψ		Cd		Cm		Deq (m)	
		Kc	Fp	T1	T2		T1	T2	T1	T2	T1	T2	Arrastre	Inercia
74.5	A - Torre	0.99	0.95	15.02	19.17	0.65	1.24	1.20	0.81	0.78	1.60	1.60	6.00	36.00
73.5	A - Torre	0.99	0.95	15.02	19.17	0.65	1.24	1.20	0.81	0.78	1.60	1.60	6.00	36.00
72.5	A - Torre	0.99	0.95	15.02	19.17	0.65	1.24	1.20	0.81	0.78	1.60	1.60	6.00	36.00
71.5	A - Torre	0.99	0.95	15.02	19.17	0.65	1.24	1.20	0.81	0.78	1.60	1.60	6.00	36.00
70.5	A - Torre	0.99	0.95	15.02	19.17	0.65	1.24	1.20	0.81	0.78	1.60	1.60	6.00	36.00
69.5	A - Torre	0.99	0.95	15.02	19.17	0.65	1.24	1.20	0.81	0.78	1.60	1.60	6.00	36.00

Figura A.7: Variables derivadas de la geometría.

en los siguientes apartados. Se comienza con una distribución por cotas de las secciones del jacket que se han elegido anteriormente, que se colocan sobre un número de secciones de cimentación igual a la altura que se haya indicado. De cada sección de 1 metro de altura se definen los siguientes parámetros: cota, tipo de sección, factor cinemático del oleaje, factor de bloqueo de la corriente, KC (tanto para el límite inferior del periodo de pico como para el límite superior, y de la misma forma los demás valores dependientes del periodo), coeficiente de arrastre estacionario, factor de amplificación de estela, coeficientes de arrastre e inercia y diámetro equivalente. El diámetro equivalente es una forma de simplificar la aplicación de la ecuación de Morison a cada sección: aplicar Morison al diámetro equivalente es igual que aplicar Morison a cada uno de los elementos que conforman la sección y después sumarlos entre sí. Como el diámetro aparece elevado a dos potencias distintas en la ecuación de Morison, es necesario utilizar dos diámetros equivalentes distintos. De nuevo, esta forma de trabajar se ha encontrado adecuada para la geometría del jacket que se ha estudiado, pero puede no ser la más recomendable para otra geometría. En caso de querer utilizar la hoja de cálculo para otro jacket convendría establecer alguna forma de conseguir los mismos resultados que se están obteniendo pero con una disposición que se adapte a la geometría que corresponda.

Apéndice A

Figura A.8: Vista general de los resultados de velocidades y aceleraciones de las partículas.

A.3. Resultados perfiles de velocidades y aceleraciones

En esta hoja es donde se calculan los valores de la velocidad y de las aceleraciones del fluido. Existe una gran cantidad de datos en la hoja aunque puede resultar un poco caótico si no se entiende el orden. Podemos distinguir dos zonas a primera vista:

- Zona 1: Se trata de una serie de datos recuperados de otras partes de la hoja de cálculo que se han traído aquí por conveniencia.
- Zona 2: Aquí es donde sucede la magia de las hojas de cálculo. Cada fila corresponde con una sección de un metro, en la que se va a suponer que los valores obtenidos se mantienen constantes para después aplicárselos a las mismas secciones de un metro de la geometría de la estructura. Se pueden distinguir, en principio, tres grandes bloques, uno dedicado a velocidades de corriente, otro dedicado a velocidades debidas al oleaje y el último dedicado a las aceleraciones debidas al oleaje.

El primer bloque, dedicado a las velocidades de la corriente, se divide en dos, una primera zona dedicada al cálculo de « z' », que es la variable que se utiliza para tener en cuenta las variaciones en el perfil de la corriente dependiendo de la altura de agua en cada momento. En este caso, como se están estudiando todas las fases de 0 a π , cada $\frac{\pi}{8}$, se cuenta con 9 alturas de agua distintas y por lo tanto 9 distribuciones distintas de la variable « z' ». Para cada una de estas distribuciones, se

asocia una distribución de las velocidades de la corriente. Por lo tanto en esta primera zona se obtienen 9 perfiles de velocidad de corriente para los distintos niveles del agua estudiados.

En el segundo bloque se estudia la velocidad debida al oleaje. De la misma forma que antes, debido a que se está estudiando un rango de periodos, habrá unas distribuciones asociadas al periodo menor del intervalo y otras asociadas al mayor. También de la misma forma que con la velocidad de corriente, cada uno de los periodos cuenta con 9 distribuciones que corresponden con cada una de las fases de la ola, de forma que las velocidades mayores se alcanzan cuando la cresta de la ola está en su punto más alto.

El tercer bloque es exactamente igual que el anterior solo que en este caso el valor obtenido es el de la aceleración.

Con estos valores se pueden estudiar los perfiles de velocidades y aceleraciones como se hizo en las figuras 4.5 y 4.6.

A.4. Resultados fuerzas

En esta parte de la hoja de cálculo es donde se recogen los resultados de aplicar la fórmula de Morison a cada una de las secciones que se han diseñado. Se trata de 18 casos distintos de estudio, 9 para un periodo de pico pequeño y 9 para un periodo de pico alto, donde cada uno de esos casos cuenta con su perfil de velocidades y su perfil de aceleraciones. También se le aplican los coeficientes de geometría en función de la cota a la que se encuentre cada punto. Se pueden distinguir las siguientes zonas:

- Zona 1 (figura A.10): En esta primera zona se hace un resumen rápido de los resultados que se han obtenido, a la vez que se introducen algunos valores necesarios para el cálculo final de las fuerzas. Se deben de introducir en las casillas verdes los datos correspondientes a la turbina (fuerza horizontal, momento en la base, peso y fuerza vertical máxima) para la situación de viento de estudio. Empezando por la izquierda, la hoja de cálculo muestra la fuerza horizontal máxima y el momento en la base del jacket máximo de todos los casos estudiados en esta hoja, que dependiendo de la geometría y de las condiciones iniciales puede corresponder a un periodo y a un nivel de agua u otro. La hoja continúa con la obtención del momento debido al viento trasladando el momento de la base de la torre a la base del jacket, un cálculo rápido del peso y el empuje de la estructura que como se ha indicado antes viene directamente de los datos introducidos en la geometría, y por último una

Apéndice A

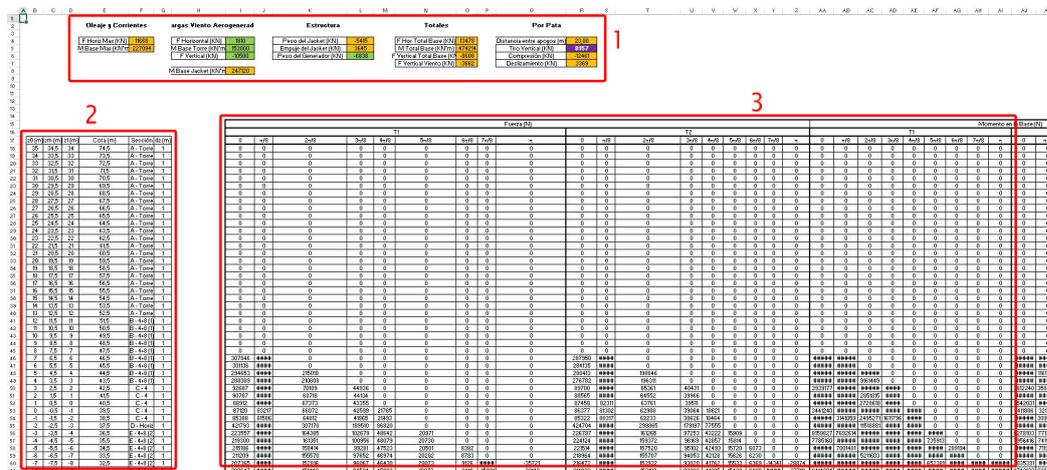


Figura A.9: Vista general de los resultados de fuerzas sobre la estructura.

Oleaje y Corrientes	Cargas Viento Aerogenerador	Estructura	Totales	Por Pata
F Horiz Max (KN) 11668	F Horizontal (KN) 1810	Peso del Jacket (KN) -5415	F Hor Total Base (KN) 13478	Distancia entre apoyos (m) 23,00
M Base Max (KN*m) 227094	M Base Torre (KN*m) 153000	Empuje del Jacket (KN) 3645	M Total Base (KN*m) 474214	Tiro Vertical (KN) 8157
	F Vertical (KN) -10500	Peso del Generador (KN) -6838	F Vertical Total Base (KN) -8608	Compresión (KN) -12461
	M Base Jacket (KN*m) 247120		F Vertical Viento (KN) -3662	Deslizamiento (KN) 3369

Figura A.10: Zona de resultados de fuerzas.

suma de fuerzas totales (son fuerzas actuantes, no de diseño) que corresponde a la suma de acciones que tendrá que soportar la cimentación de la estructura. Después, dependiendo de la cimentación existente se realizará el reparto de cargas pertinentes. En este caso, para poder obtener un número rápido de comparación se ha utilizado el denominado caso de carga «por pata» en el que se obtienen unos primeros valores que debería de resistir una cimentación. Este valor se utiliza durante los ajustes de la hoja de cálculo para comprobar que los resultados son coherentes.

- Zona 2 (figura A.11):** Se trata del sistema que permite utilizar distintas alturas de jacket y distintas profundidades sin que la hoja de cálculo deje de obtener resultados. Es cierto que es una solución bastante rudimentaria y con poca precisión (los intervalos son siempre de 1 metro de altura), pero funciona. La idea es que el fondo del lecho marino se sitúe siempre a la cota correspondiente a la profundidad: en este caso, por ejemplo, el último intervalo de estudio va desde la cota -39 hasta la cota -40, pero si reducimos la profundidad a 25,4 metros, el último intervalo iría desde -24,4 hasta -25,4. A partir de esa cota los intervalos son de 1 metro, ascendentes, hasta que se han recorrido un total de

z0 (m)	zm (m)	z1 (m)	Cota (m)	Sección	dz (m)
49,6	49,1	48,6	74,5	A - Torre	1
48,6	48,1	47,6	73,5	A - Torre	1
47,6	47,1	46,6	72,5	A - Torre	1
46,6	46,1	45,6	71,5	A - Torre	1
45,6	45,1	44,6	70,5	A - Torre	1
44,6	44,1	43,6	69,5	A - Torre	1
43,6	43,1	42,6	68,5	A - Torre	1
42,6	42,1	41,6	67,5	A - Torre	1
41,6	41,1	40,6	66,5	A - Torre	1

Figura A.11: Zona de conversión entre cotas de la geometría y profundidades.

75 metros (valor que se considera límite para la utilización de jackets). Los primeros intervalos se rellenan con secciones del tipo «Cimentación» indicado en los apartados anteriores, hasta completar la altura que se ha indicado como altura de la cimentación. A partir de ese punto, comienza lo que sería la «cota 0» del jacket, la base de las patas, y continúa hacia arriba, de manera que la zona superior de la tabla siempre tiene la sección «Torre» que sería la que se encuentra fuera del agua. Debido a que para una determinada profundidad, la altura de agua puede variar desde $-H/2$ hasta $+H/2$, la hoja de cálculo estudia la altura a la que se encuentra la sección, determina si hay agua o no hay agua en ese punto, y obtiene un valor, que es igual a 0 si no hay agua e igual a la característica correspondiente (fuerza o momento) si la hay.

- Zona 3: Esta es la zona de aplicación de la ecuación de Morison. Todos los valores necesarios para la determinación del valor de la fuerza sobre cada sección se encuentra en las hojas anteriores distribuido de manera similar a la que aparece aquí recogido. Dos valores principales, fuerzas y momentos, uno se obtiene directamente con la fórmula de Morison y el otro es igual a la multiplicación de la fuerza por la cota, 9 perfiles correspondientes a cada límite del periodo de pico. Gracias a estas distribuciones se pueden obtener los perfiles que se vieron en las figuras 4.9 o 4.10, y la suma total de fuerzas y de momentos quedan recogidos en la parte superior (Zona 1).

A.5. Cálculos analíticos geotécnicos

La última sección de la hoja de cálculo se corresponde con un análisis de la capacidad portante del suelo y de las geometrías de cimentación necesarias para sostener la estructura. Las cargas se obtienen directamente de

Apéndice A

Cajones				Pilotes			
Suelo				Suelo 1			
γ (kN/m ³)	15.5	H (m)	115	γ (kN/m ³)	17.5	H (m)	55
ϕ	35	D (m)	5.75	ϕ (kN/m ²)	35	D (m)	2.5
ρ (kN/m ³)	2482	ρ (kN/m ³)	2520	ρ (kN/m ³)	2520	ρ (kN/m ³)	2520
α (kN/m ³)	22.5822	α (kN/m ³)	2487	α (kN/m ³)	2487	α (kN/m ³)	2487
Cargas				Cargas			
Peso Est (kN)	14251	Peso Est (kN)	14251	Peso Est (kN)	14251	Peso Est (kN)	14251
Peso Ext (kN)	3545	Peso Ext (kN)	3545	Peso Ext (kN)	3545	Peso Ext (kN)	3545
V (kN/m)	2865	V (kN/m)	2865	V (kN/m)	2865	V (kN/m)	2865
H Ext (kN)	7490	H Ext (kN)	7490	H Ext (kN)	7490	H Ext (kN)	7490
V Lev (kN)	3070	V Lev (kN)	3070	V Lev (kN)	3070	V Lev (kN)	3070
H Lev (kN)	3070	H Lev (kN)	3070	H Lev (kN)	3070	H Lev (kN)	3070
Peso Cms (kN)	8190	Peso Cms (kN)	8190	Peso Cms (kN)	8190	Peso Cms (kN)	8190
Separación (m)	23.00	Separación (m)	23.00	Separación (m)	23.00	Separación (m)	23.00
Factores de Carga y Material				Factores de Carga y Material			
γ_m	1.5	γ_m	1.5	γ_m	1.5	γ_m	1.5
ϕ_m	0.9	ϕ_m	0.9	ϕ_m	0.9	ϕ_m	0.9
ρ_m	1.35	ρ_m	1.35	ρ_m	1.35	ρ_m	1.35
α_m	1.35	α_m	1.35	α_m	1.35	α_m	1.35

Figura A.12: Vista general del apartado dedicado al cálculo geotécnico.

las hojas anteriores, los únicos datos necesarios aquí son los referentes a las cimentaciones y al suelo. Se puede dividir esta última parte en dos zonas diferenciadas, una dedicada a cimentaciones superficiales y otra dedicada a cimentaciones profundas.

A.5.1. Cimentaciones superficiales

En el lado de las cimentaciones superficiales, también denominadas cajones, podemos distinguir varias zonas:

- Zona 1:** Dedicada a introducir los datos referentes al suelo, los factores de carga y de material que se están utilizando (recordar que estos cambian según el tipo de análisis), y un valor de carga que no se puede obtener anteriormente y para el que es necesario generar un modelo que pueda estimarlo: un momento local en la zona de la cimentación. Este momento le va a dar una cierta excentricidad a la carga en la cimentación, que debido a la naturaleza de los jackets y su trabajo casi axial va a ser muy pequeño, pero que ha de tenerse en cuenta a la hora de dimensionar la cimentación.
- Zona 2:** Dedicada a la definición de la cimentación y al estudio del vuelco. La cimentación será un cilindro de altura H y diámetro D con una densidad real ρ . Las celdas señaladas en naranja son una forma rápida de verificar si la condición se satisface o no, y las celdas señaladas en morado dan una idea mejor de lo ajustado que está el resultado. La explicación de los distintos modos de fallo ya se ha llevado a cabo en el apartado correspondiente, aquí simplemente se ofrece una visión de cual es la carga de fallo, cual es la carga de diseño y cual es el cociente entre ambas.
- Zona 3:** Esta corresponde al cálculo del modo de fallo de hundimiento, que conlleva un estudio de la capacidad portante del suelo. Aquí habría

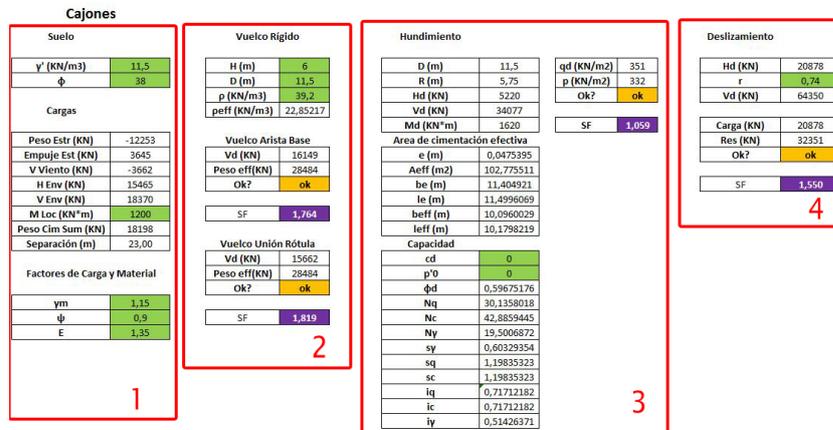


Figura A.13: Vista general del apartado dedicado al cálculo geotécnico centrado en las cimentaciones superficiales.

que aportar los valores de cohesión y sobre-presión del suelo pero en este caso ambos son iguales a cero.

- Zona 4: En esta última zona se estudia el fallo por deslizamiento. De la misma manera que antes, se introduce el valor correspondiente al parámetro del suelo que se utiliza en el análisis, que en este caso es la rugosidad del contacto con el suelo. Cuando se elija una combinación de geometría y densidad de la cimentación que muestre un coeficiente de seguridad por encima de 1 en todos los modos de fallo, se tratará de una solución aceptable. Cabe destacar aquí que cambiar el diámetro de la cimentación en esta hoja no cambia los datos introducidos en la hoja de «Geometría del jacket». Es por ello que una vez decidida la dimensión final se debe de volver atrás para que la hoja re-calcule los esfuerzos con la nueva geometría, aunque las variaciones suelen ser pequeñas.

A.5.2. Cimentaciones profundas

La zona dedicada a las cimentaciones profundas, o pilotes, trabaja exactamente igual que la de las cimentaciones superficiales. Tenemos las siguientes zonas en la hoja:

- Zona 1: Introducción de los datos referentes a la resistencia del suelo (como en este caso los datos que se utilizan para el cálculo de resistencia son distintos, los que se piden también son distintos), e introducción de los factores de material y de cargas.

Apéndice A

Pilotes		Resistencia por fuste		Resistencia por punta		Hundimiento		Arranque	
Suelo 1 γ (KN/m ³) 11,5 ϕ 38 Suelo 2 UCS (Mpa) 5 Suelo 3 UCS (Mpa) 10		H (m) 35 D (m) 2,5 Capa 1 Arena Longitud (m) 10 L efectiva (m) 6,25 A (m ²) 49,09 z media (m) 6,875 K 1 γ' 11,5 δ 0,22 pf (KN/m ²) 15,45 P1 (KN) 758,47 Capa 2 Arenisca 1 Longitud (m) 5 A (m ²) 39,27 pf (KN/m ²) 86,96 P2 (KN) 3414,77 Capa 2 Arenisca 2 Longitud (m) 20 A (m ²) 157,08 pf (KN/m ²) 86,96 P3 (KN) 13659,10 Total V (KN) 17832		qu (KN/m ²) 10 β 0,8 α 1 Pp (KN/m ²) 8,70 A (m ²) 4,91 Total V (KN) 42,68 Peso propio Espesor (m) 0,05 Vol (m ³) 7,78 ρ (KN/m ³) 76,930 Peso (KN) 598,16		Vd (KN) 16477,256 Qf+Qp (KN) 17875,03 Ok? ok SF 1,085		Vd (KN) 10086,22085 Qf (KN) 17832 Ok? ok SF 1,768	
Cargas Peso Estr (KN) -12253 Empuje Est (KN) 3645 V Env (KN) 18370 V Viento (KN) -3662 Separación (m) 23,00 actores de Carga y Material ym 1,15 ϕ 0,9 E 1,35									

Figura A.14: Vista general del apartado dedicado al cálculo geotécnico centrado en las cimentaciones profundas.

- Zona 2: En esta zona se realiza el cálculo de las resistencias por fuste y por punta del pilote, cuyas dimensiones se introducen al comienzo. De nuevo, el pilote se define como un prisma cilíndrico hueco, de diámetro D y longitud L, con un espesor y densidad determinados. Se debe de introducir también en las celdas destinadas a ello la longitud de cada capa, así como algún otro dato que se puede obtener en las tablas de este trabajo.
- Zonas 3 y 4: Cálculo de los modos de fallo correspondientes a las cimentaciones profundas, misma metodología que anteriormente. Comprobar que ambos factores de seguridad están por encima de uno.